鋼構造柱梁接合部の脆性的破壊に関する研究

— 接合ディテール及び材料特性の影響 —

EXPERIMENTAL STUDY ON BRITTLE FRACTURE
IN BEAM-TO-COLUMN CONNECTIONS

— Influence of connection detail and material properties —

原田 幸博*, 森田 耕次**, 山口 大助***, 石井 匠****
Yukihiko HARADA, Koji MORITA, Daisuke YAMAGUCHI
and Takumi ISHII

Brittle fractures in beam-to-column connections of steel buildings were widely observed under Northridge earthquake and Hyogoken-Nanbu earthquake. Many studies after these earthquakes have revealed that the brittle fracture is complexly affected by various factors. The purpose of the present study is to investigate influence of connection detail and material properties upon the brittle fracture. In order to estimate maximum strength and plastic deformation capacity of the connection, loading tests using subassembly specimens and numerical analysis are performed. In this study, performance of the connection is discussed mainly in the following subjects: influence of connection detail and yield ratio upon strain distribution, and correlation between fracture toughness and initial fracture.

Keywords: beam-to-column connection, brittle fracture, connection detail, material property

柱梁接合部, 脆性破壊, 接合ディテール, 材料特性

1 はじめに

1994 年のノースリッジ地震においては極厚 H 形鋼柱-H 形鋼梁を用いた現場溶接形式の柱梁接合部に、1995 年の兵庫県南部地震においては角形鋼管柱-H 形鋼梁を用いた通しダイアフラム形式の柱梁接合部に脆性的な破断が多く観察された。このような脆性破壊現象を支配する主要な因子としては、接合ディテール、鋼材及び溶接部の材料特性(特に靱性値)、載荷速度などが考えられる。これらの諸因子と柱梁接合部の脆性破断との因果関係を解明するために、既に多くの実験的研究がなされている。しかし、鋼材や溶接部の材質に着目した研究は少ない^{1,2,3)}。また、鋼材の材質と接合ディテールの二つを実験パラメータとして、それらの相関性を論じた研究は皆無である。

本研究の目的は、接合ディテールと鋼材及び溶接部の材料特性に着目して柱梁接合部の破壊現象を把握することである。本研究では、靱性の異なる二種類の鋼材を使用し、鋼材や溶接部の破壊靱性が梁端接合部の破壊に及ぼす影響を実験的に検証した。さらに、数値解析の結果を援用して、梁端接合部の耐力と変形能力及び梁端近傍のひずみ分布と発生ひずみの大きさを評価している。最終的には、各試験体の破壊形態及び梁端破壊発生までの変形能力と柱梁接合部各

部の破壊靱性や発生ひずみの大きさとの関連性について論じている。

2. 柱梁接合部載荷実験

2.1 試験体

2.1.1 試験体の諸元

試験体は十字形部分骨組架構である。柱に相当する部材には角形鋼管または溶接組立 H 形断面材を、梁に相当する部材には圧延 H 形鋼を使用している(図 1)。試験体の総数は 8 体である。試験体の諸元を表 1 に示す。なお、柱部分の断面は、載荷時に弾性範囲内に収まるように決定した。

表 1 試験体の構成

試験体名	梁材	柱材	接合形式
LBS	低靱性圧延 H 形鋼 H-500×200×13×24	角形鋼管柱(BCP325) □-450×450×25	工場溶接
LBF		□-450×450×25	現場溶接
LHS		H 形断面柱(低靱性) H-450×450×25(40)*×25	工場溶接
LHF		H-450×450×25(40)*×25	現場溶接
HBS	高靱性圧延 H 形鋼 H-500×200×13×24	角形鋼管柱(BCP325) □-450×450×25	工場溶接
HBH		□-450×450×25	現場溶接
HHS		H 形断面柱(高靱性) H-450×450×25(40)*×25	工場溶接
HHF		H-450×450×25(40)*×25	現場溶接

* ()内はパネル部

* 千葉大学工学部デザイン工学科建築系 助手・博士(工学)
** 千葉大学工学部デザイン工学科建築系 教授・工博
*** 千葉大学大学院自然科学研究科 博士前期課程
**** 川崎製鉄鋼構造研究所 工修

Research Assoc, Dept of Architecture, Faculty of Eng, Chiba Univ, Dr Eng
Prof, Dept of Architecture, Faculty of Eng, Chiba Univ, Dr Eng
Graduate Student, Graduate School of Science and Technology, Chiba Univ
Structure Research Laboratories, Kawasaki Steel Corporation, M Eng

本実験における実験変数は、梁の材質、柱の断面形状、柱と梁の接合形式の三つである。

梁に用いる圧延 H 形鋼は、靱性の低い鋼材(以下、L 材と呼ぶ)または靱性の高い鋼材(以下、H 材と呼ぶ)から作成したものの二種類とした。これらの L, H 材は建設省総合技術開発プロジェクト/次世代鋼材による構造物安全性向上技術の開発「接合部・施工と破断」で行われた実験⁴⁾のために特別に圧延された 490N/mm² 級鋼である。

柱に用いる部材は、角形鋼管または溶接組立 H 形断面材の二種類とした。それぞれについて、柱梁接合部におけるダイヤフラムは通しダイヤフラム形式及び内ダイヤフラム形式とした。なお、角形鋼管には冷間成形角形鋼管 BCP325、通しダイヤフラムには SN490B 28mm 厚鋼板、溶接組立 H 形断面材のフランジとウェブには 490N/mm² 級 25mm 厚鋼板、溶接組立 H 形断面材を柱とする試験体の柱梁接合部パネル部には 490N/mm² 級 40mm 厚鋼板を使用している。

柱と梁の接合形式は、工場接合形式と現場接合形式の二種類とした。各試験体の柱梁接合部の接合ディテールを図 2 に示す。工場接合形式でのスカラップは R35/R10 の複合円とし、現場接合形式でのスカラップは R25 の半円とする。現場接合形式における梁ウェブとガセットプレートの接合は、1 面摩擦形式による高力ボルト接合である。梁端フランジの溶接は CO₂ アーク半自動溶接で、溶接条件は最大入熱で 25~30 kJ/cm である。溶接ワイヤは、L 材梁に対しては YGW11(1.4φ)、H 材梁に対しては 540N/mm² 級 CO₂ ソリッドワイヤ YGW18(1.4φ)である。L 材梁と H 材梁とで溶接ワイヤを変えたのは、溶接金属や熱影響部の靱性値を母材の靱性値と同レベルに合わせることを意図したからである。エンドタブは、L 材梁に対しては L 形フラックスタブ、H 材梁に対しては YL 形フラックスタブである。

2.1.2 載荷方法

試験体への載荷は、柱端をピン及びローラー支持として、梁先端に取り付けたアクチュエータにより逆対称荷重となるように正負交

表 2 鋼材の機械的性質

	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比 (%)	伸び (%)
梁フランジ(L 材)	363	564	64.3	26.6
梁ウェブ(L 材)	431	600	71.7	23.9
梁フランジ(H 材)	396	543	73.0	26.1
梁ウェブ(H 材)	563	643	87.5	15.3
角形鋼管柱	325	513	63.3	30.1
H 形柱用 PL25 (L 材)	344	562	61.3	24.0
H 形柱用 PL25 (H 材)	322	505	63.8	31.7
H 形柱用 PL40 (L 材)	330	555	59.4	25.0
H 形柱用 PL40 (H 材)	334	519	64.4	20.5
ダイヤフラム	364	519	70.1	30.1
ガセットプレート	349	520	67.2	30.4
溶接金属(L 材用)	397	525	75.7	34.4
溶接金属(H 材用)	574	638	90.0	28.0

図 1 試験体形状

図 3 載荷装置

図 4 載荷プログラム

図 2 接合部詳細

番繰り返して載荷を施した(図 3)。以下、水平に置かれた柱部材に対して上側、下側にある梁部材をそれぞれ左梁、右梁と呼ぶ。図 1 において白矢印で示した方向に載荷する場合を正載荷、黒矢印で示した方向に載荷する場合を負載荷とする。ただし、試験体 LHS, LHF についてのみ、黒矢印の方向を正載荷、白矢印の方向を負載荷とした。

載荷プログラムは、梁の全塑性モーメント M_p に対応する弾性梁端回転角 θ_p (L 材梁: 0.0064rad, H 材梁: 0.0072rad)を基準として、図 4 のように定めた。変位測定は、パネルを囲む 4 点を基準とし、梁変位、柱変位及びパネル対角線方向の変位を測定している。なお、載荷は荷重制御で行ったため、左右の梁の同一荷重での変形量は同じになるとは限らない。

なお、試験体接合部に冷却ボックスを取り付け液体窒素を送り込むことにより、柱梁接合部付近の温度を 0℃前後に保ちながら載荷を行った。

2.2 鋼材の性質

柱梁接合部に使用した鋼材について、引張試験と V ノッチシャル

ビー衝撃試験によってその性質を調べた。継手の溶接部近傍については、試験体の柱梁接合部のフランジ継手部を模した試験体を作成し、その試験体から必要な試験片を採取した。シャルピー衝撃試験片の採取位置を図5に示す。

2.2.1 引張試験結果

試験体各部の鋼材についての引張試験の結果を表2に示す。L材とH材とで降伏比を比較すると、H材の方が明らかに大きいことがわかる。なお、引張試験片の形状は、継手相当部試験体の溶接金属についてはJIS Z 3111-A2号、それ以外の箇所についてはJIS Z 2201-1A号試験片とした。

2.2.2 シャルピー衝撃試験結果

フランジ継手部模擬試験体各部の鋼材についてのVノッチシャルピー衝撃試験の結果を図6に示す。L材とH材の素材の0℃でのシャルピー吸収エネルギー E_0 は、梁フランジ $t/4$ 位置で

図5 シャルピー試験片採取位置

図6 シャルピー衝撃試験結果

▲ 破断点, △ 最大耐力点, 実線 各部降伏時梁端モーメント計算値
 $\delta M-R$ 関係 $\delta M-\theta$ 関係 $\delta M-p, \gamma$ 関係

図7 荷重-変形関係（L材）

▲ 破断点, △ 最大耐力点, 実線 各部降伏時梁端モーメント計算値
 $\delta M-R$ 関係 $\delta M-\theta$ 関係 $\delta M-p, \gamma$ 関係

図8 荷重-変形関係（H材）

表3 梁端接合部の変形性能

試験体名	破断時 変形角*	変形性能					
		η^+	η^-	η	η_s^+	η_s^-	η_s
LBS	右 +4 θ_p (2)	9.8	8.4	18.2	3.9	6.8	10.7
	左 —	13.7	9.8	23.5	6.9	6.9	13.8
LBF	右 -6 θ_p (1)	23.0	27.4	50.4	6.2	7.2	13.4
	左 —	25.0	27.2	52.2	8.6	6.0	14.6
LHS	右 —	10.9	6.6	17.5	7.0	4.8	11.8
	左 +4 θ_p (2)	9.7	8.2	17.9	4.6	7.2	11.8
LHF	右 +4 θ_p (1)	2.6	0.7	3.3	1.9	0.4	2.3
	左 +4 θ_p (1)	2.6	0.8	3.4	1.9	0.5	2.4
HBS	右 -4 θ_p (1)	3.1	6.1	9.1	2.2	4.8	7.0
	左 +4 θ_p (2)	12.8	6.5	19.2	7.1	4.0	11.1
HBF	右 +6 θ_p (1)	21.0	17.9	38.9	4.6	5.1	9.7
	左 —	21.4	16.1	37.5	5.9	3.6	9.5
HHS	右 —	2.7	2.5	5.2	1.6	0.6	2.2
	左 -4 θ_p (1)	4.2	3.0	7.2	3.3	0.6	3.9
HHF	右 —	1.8	3.1	4.9	1.4	1.7	3.0
	左 -4 θ_p (1)	2.3	3.6	5.9	1.7	1.7	3.4

* ()内は同一変形角での繰り返し数

の値がそれぞれ約 50J, 100J、梁フィレット中央部での値がそれぞれ約 20J, 150J であり⁴⁾、両者には明瞭な違いがある。また、L材の柱フランジ素材 Z 方向の吸収エネルギーが非常に小さいことがわかる。

2.3 実験結果

2.3.1 荷重-変形関係履歴

各試験体の梁端モーメント M —層間変形角 R 関係、梁端モーメント M —梁変形角 θ 関係、及び梁端モーメント M —接合部パネルせん断変形角 γ 関係を図 7, 8 に示す。同図中には、▼で破断点、▽で最大耐力点を併せて示している。また M — θ 関係図では梁端接合部の全塑性耐力の計算値を、 M — γ 関係図では接合部パネルの降伏耐力を、同図中に実線で示している。ただし M — θ 関係図については破断した側の梁の結果を中心に示す。これらの図より、各部位の降伏する順序は、角形鋼管を柱とする試験体では梁、接合部パネルの順で、H 形鋼を柱とする試験体では接合部パネル、梁の順であったことがわかる。なお、ここに示す梁端モーメントとは全試験体とも柱フェース面での値を示している。

表 3 に、各試験体の破断発生時の繰り返しサイクル、梁端の累積塑性回転角に基づく累積塑性変形率 η 、その正側、負側の値 η^+ , η^- 、骨格曲線の吸収エネルギー量に基づく累積塑性変形率 η_s 、その正側、負側の値 η_s^+ , η_s^- を示す。

表 3 より、梁の素材が異なる同じ接合形式の試験体どうし (例えば、試験体 LBS と HBS) で梁端接合部の累積塑性変形率 η_s を比較すると、試験体 LHF と HHF を除けば、L 材梁の試験体の方が H 材梁の試験体よりも大きな値を示している。破壊靱性の高い鋼材を用いた試験体の方が変形能力が小さいというこの結果は、一見理解し難い。しかし、L 材と H 材とでは降伏比が異なり、その違いが梁端での発生ひずみの大きさに影響するため、梁材の破壊靱性の大小が破壊発生までの梁の変形能力の大小に単純に対応するわけではない。梁材の降伏比と梁端での発生ひずみの関係については、後述する。

なお、試験体の載荷終了時点は原則として左右のどちらかの梁の片側のフランジが破断した時点までとした。ただし、載荷終了時点がこの原則に従わない試験体がある。試験体 LHF では、左右両方の梁端で同時に破壊が発生した。試験体 HBS では、先に右梁に破壊が発生したがフランジ全断面の破壊が確認できず、さらに逆方向に載荷したところ左梁が破断した。

2.3.2 破壊形態

表 4 に、各試験体の破壊起点及び破壊経路を示す。試験体の終局状態を決定した破壊形態は、以下の四種類に分類できる (図 9)。

- スカラップ底を破壊起点とする梁フランジ母材の脆性破断
 - 梁フランジ中央部の溶接止端熱影響部を破壊起点とする梁フランジ母材の脆性破断
 - 梁フランジ溶接のルート部を破壊起点とする柱フランジの剥離破壊
 - 溶接始終端の溶接割れまたは融合不良を破壊起点とするダイアフラム母材の脆性破断
- B タイプの破壊起点は、柱が H 形断面の場合フランジ外面、角形鋼管の場合フランジ内面となる (図 9 B (イ), (ロ))。C タイプの破壊

表4 各試験体の破壊形態

試験体名	種別	溶接欠陥 (大きさ*)	延性亀裂の大きさ*
LBS	左 A	スカラップ底研削傷 (深さ 0.1mm)	6mm×1mm
LBF	左 A	無	40mm×2.25mm
LHS	右 B イ	無	70mm×2.6mm
LHF	右 C	無	15×(0.05~0.1)mm
	左 C	溶接始終端融合不良 (6mm×4mm)	無
	左 C	無	5mm×0.5mm
HBS	右 D	溶接始終端低温割れ (10mm×2mm)	無
	左 D	溶接始終端水素割れ (8mm×2mm)	無
HBF	右 B ロ	無	43mm×(1~3)mm
HHS	左 B イ	無	50mm×(0.5~1.5)mm
HHF	左 C	無	6mm×0.4mm
		溶接始終端融合不良 (4mm×2mm)+ブローホール 溶接始終端融合不良 (6mm×1.6mm)	2mm×0.6mm 10mm×2mm

*: 特記しない限り、幅×深さとする

図9 破壊形態一覧

の起点は、柱フランジと裏当金との間にたれ込んだ溶接金属と柱フランジまたは裏当金との間か、または溶接部端部における溶接欠陥箇所であった。D タイプの破壊は、試験体 HBS のみに見られた。

以下に、溶接欠陥などが観察された試験体について、その状況を記す。試験体 LBS では、スカラップ底部に複数の研削傷があり、そのうちの 하나가破壊起点となっていた。試験体 LHF では、複数ある破壊起点のうちの 하나가溶接始末端部の融合不良箇所であった。試験体 HHF では、柱フランジと裏当金との間にたれ込んだ溶接金属と柱フランジまたは裏当金との間に三ヶ所の破壊起点があったが、そのうちの二ヶ所に融合不良とブローホールが見つかった。試験体 HBS では、二ヶ所の破壊起点のそれぞれに低温割れ及び水素割れが見つかった。

なお、表 4 において、一つの梁に複数の破壊起点が観察された場合については、主要な破壊をもたらした起点と判断されたものを最上に記した。

2.3.3 ひずみ分布要綱

図 10 に各試験体の梁端でのひずみ分布を示す。これらの図に示したひずみの値は、梁変形角が正載荷側の $1/3\theta_p$, θ_p , $2\theta_p$ の時及び破断直前での値である。

図 10 の結果は、柱の断面形状別に次のようにまとめることができる。柱が角形鋼管の場合、梁の材質によらず梁フランジ内面中央部にひずみが集中する傾向が見られる。破断直前のひずみの値は、H 材梁の試験体の方が L 材梁の試験体よりも明らかに大きい。柱が H 形断面の場合、梁の材質によらず梁フランジ内面に比べて外面にひ

図 10. 梁端ひずみ分布

ずみが集中する傾向が見られる。

図 11 に、柱梁接合部近傍の柱フランジでのひずみ履歴を示す。この図によると、H 形断面柱の試験体では角形鋼管柱の試験体に比べて、パネルゾーン内の柱フランジのひずみが荷重履歴を受けるにつれて極端に大きくなっていくことがわかる。このことは、荷重履歴を受けた際にパネルゾーンが塑性化して大きくせん断変形し、それに伴い柱フランジに局所的な曲げ変形が発生したことが原因である。

3 試験体の挙動に関する数値解析

3.1 梁端接合部の耐力評価

参考文献⁶⁾に示される方法にしたがって、各試験体の梁端接合部の耐力評価を行った。各試験体について、実験により得られた耐力と耐力評価の結果を表 5 に示す。ここで、 eM_p , eM_u , jM_p , jM_u はそれぞれ梁端接合部の全塑性曲げ耐力の実験値、最大曲げ耐力の実験値、全塑性曲げ耐力の計算値、最大曲げ耐力の計算値である。現場接合形式の試験体の jM_p , jM_u を計算する際、柱フランジとガセットプレート

の接合部においては降伏線理論による有効幅を考慮したガセットプレートの全塑性曲げ耐力を梁ウェブ部分の負担耐力とした⁷⁾。全塑性曲げ耐力の実験値 eM_p は、実験で得られた荷重-変形関係曲線から作成した骨格曲線より General yield point 法を用いて求めた。最大曲げ耐力の実験値 eM_u は、破断した載荷側の値とした。なお参考として、負載荷側の全塑性曲げ耐力の実験値、未破断側の梁端の最大曲げ耐力の実験値も表 5 中に併記した。

表 5 より、接合部耐力の実験値と計算値との対応は、全塑性曲げ耐力、最大曲げ耐力のいずれについても概ね良好であることがわかる。ただし、試験体 LBS, LHF, HHS の最大曲げ耐力については、実験値は計算値までの耐力上昇を起こしていない。このことは、これらの試験体では十分な耐力を発揮する前に早期に梁端接合部での破壊が発生したことを意味する。

3.2 CDC 法による梁の変形性能の評価

本節では、梁の変形性能を評価することを目的として、

図 11. 柱フランジひずみ履歴

表 5 各試験体の耐力

試験体名	eM_p (kN·m)*	eM_u (kN·m)**	jM_p (kN·m)	jM_u (kN·m)	eM_p/jM_p^*	eM_u/jM_u^{**}
LBS 右	981(1010)	1403[1457]	1018	1487	0.96(0.99)	0.94[0.98]
LBS 左	981(926)	1402[1457]			0.96(0.91)	0.94[0.98]
LBF 右	1010(959)	1492[1516]	992	1461	1.02(0.97)	1.02[1.04]
LBF 左	1010(932)	1492[1514]			1.02(0.94)	1.02[1.04]
LHS 右	1167(1059)	1541[1514]	1032	1491	1.13(1.03)	1.03[1.02]
LHS 左	1138(1138)	1541[1514]			1.10(1.10)	1.03[1.02]
LHF 右	1138	1288	995	1454	1.14	0.89
LHF 左	1059	1288			1.06	0.89
HBS 右	1181(1165)	1525[1448]	1160	1509	1.02(1.00)	1.01[0.96]
HBS 左	1205(1149)	1589[1544]			1.04(0.99)	1.05[1.02]
HBf 右	1144(1121)	1532[1497]	1089	1438	1.05(1.03)	1.07[1.04]
HBf 左	1190(1112)	1528[1504]			1.09(1.02)	1.06[1.05]
HHS 右	1292	1353[1495]	1202	1545	1.07	0.88[0.97]
HHS 左	1292	1354[1523]			1.07	0.88[0.99]
HHF 右	1229(1157)	1413[1440]	1090	1432	1.13(1.06)	0.99[1.01]
HHF 左	1232(1185)	1438[1436]			1.13(1.09)	1.00[1.00]

*: ()内は負載荷側の実験値

** : []内は未破断側の実験値

図 12. CDC 解析モデル

図 13 梁端モーメントー梁変形角関係

図 14. FEM 解析モデル

図 15. 解析モデル詳細

CDC 法で求めた梁端モーメントー梁変形角関係と実験結果より得られた荷重ー変形履歴の骨格曲線とを比較して論ずる。

CDC 法とは、平面保持を仮定した断面のモーメントー曲率関係から部材端の曲げモーメントー回転

角関係を数値計算により求める方法である。解析モデルには、スカラップによる断面欠損及び角形鋼管に取り付く H 形断面梁ウェブ中央付近の曲げ抵抗が無効になる部分を考慮するための直角二等辺三角形の断面欠損^{5,8)}を設けた(図 12)。ただし、梁材長は柱フランジまでとし、ダイアフラムは考慮していない。材料特性は、梁の素材の応力ーひずみ曲線を多直線近似して数値計算に用いた。

図 13 に、梁端モーメントー梁端変形角関係の解析結果と実験結果を示す。実験結果及び解析結果のプロットの最終点は、それぞれ実験による最大荷重点及び解析中に梁フランジ全断面が引張強度に達した点を表す。CDC 法による解析結果のプロットの最終点で示される変形能力を同じ接合形式の試験体どうしで比較すると、L 材梁の試験体の方が H 材梁の試験体よりも大きいことがわかる。このことは、H 材の方が L 材よりも降伏比が大きいため、H 材を用いた試験体では降伏後の耐力上昇の程度が小さいことによるものと考えられる。なお、この解析結果の傾向は、2.3.1 節に述べた累積塑性変形倍率の実験結果を裏付けるものである。

また、図 13 中の実験結果と解析結果とを、最大耐力と変形能力について比較してみる。最大耐力については、どの試験体でも実験結果と解析結果とはよい対応を示していることがわかる。変形能力については、L 材梁の試験体では解析値が実験値を上回り、H 材梁の試験体では試験体 HHS を除いて解析値が実験値を下回る結果となっている。

3.3 梁端におけるひずみの評価

図 16. ひずみ集中点での梁変形角ーひずみ関係

本節では、工場接合形式の試験体および H 形断面柱ー現場接合形式の試験体について有限要素解析によって梁端でのひずみを評価した結果について述べる。

解析モデルは、試験体及び載荷形式の対称性を考慮して 1/2 のモデルとした(図 14)。接合部付近の要素分割の状況を図 15 に示す。現場接合形式の試験体ではガセットプレートを無視し、梁ウェブを直接柱フランジに接合した。鋼材の構成則は Von-Mises の降伏条件及び等方硬化則とし、応力とひずみ増分は Prandtl-Reuss の方程式に従うものとし、鋼材及び溶接金属の応力ーひずみ関係は素材試験結果を多直線近似したものを真応力ー真ひずみに変換して使用した。解析には 3 次元弾塑性有限要素解析プログラム Ansys 5.5.2 を使用した。

3.3.1 梁端フランジの幅方向のひずみ分布

有限要素解析によって得られた梁端フランジ内面及び外面でのひずみ分布を、実験値と共に図 10 に示す。なお解析値は、実験値と同じ梁変形角の状態におけるゲージ貼付位置での値である。ひずみ分布の傾向は、実験値と解析値とで概ね一致しており、実験での破壊形式を裏付けている。

3.3.2 ひずみ集中点での梁変形角ーひずみ関係

図 16 に、ひずみ集中点での梁変形角ーひずみ関係を示す。LBS、HBS についてはスカラップ底(図 15 中(A)の位置)とダイアフラム側溶接始端部(同(D))での、LHS、HHS についてはスカラップ底と溶接止端部中央(同(B))での、LHF、HHF についてはスカラップ底と溶接ルート部(同(C))でのひずみの値を示している。ここでスカラップ底、溶接止端部中央と溶接ルート部のひずみはウェブ芯直下の

図 17. ひずみ集中に与える鋼材及び溶接金属の影響

要素の値、ダイアフラム側溶接始末端部のひずみの値は梁フランジ幅方向端部の要素の値としている。この結果から、LBS、HBS の場合にはスカラップ底部が、LHS、HSH の場合には溶接止端中央部が、LHF、HHF の場合には溶接ルート部が最もひずみが大きくなることが確認でき、実験結果と同様の傾向を示していることがわかる。

図 16 より、梁端が十分に塑性化している状態で L 材梁の試験体と H 材梁の試験体でのひずみの値を比較すると、試験体 LBS、HBS および試験体 LHS、HHS においては H 材梁の試験体が L 材梁の試験体よりも明らかに大きい値を示す。しかし、試験体 LHF、HHF に関してはほぼ同程度の値であった。このことも、2.3.1 節に述べた累積塑性変形倍率の実験結果の傾向の一因であろう。

3.3.3 ひずみ集中に与える鋼材及び溶接金属の影響

前節までは本研究中の実験結果について解析を行った。しかし本実験では 2 種類の鋼材、溶接金属を使用しているためにひずみ集中に影響を与える支配的な要因を確定できていない。そこで本節では試験体とは異なる鋼材・溶接金属の組み合わせで解析を行い、ひずみ集中に与える鋼材および溶接金属の影響を評価する。

図 17 に各試験体のひずみ集中点での発生ひずみを示す。図 17(a), (b), (d) より、試験体 LBS、HBS のスカラップ底とダイアフラム側溶接始末端部及び試験体 LHS、HHS の溶接止端中央部での発生ひずみについては、母材の影響が支配的で溶接金属の影響はほとんど見られないことがわかる。このことは、梁が十分に塑性化した状態での各部の発生ひずみが、H 材の解析モデルでは L 材の解析モデルでの値の約 1.5~2 倍となることからわかる。図 17(c) より、試験体 LHF、HHF の溶接ルート部でのひずみを、H 材の解析モデルと L 材の解析モデルとで比較すると、前者のモデルでは後者の約 2 倍となることがわかる。また、溶接ワイヤに YGW11 を用いた解析モデルと YGW18 を用いた解析モデルとで比較しても、前者のモデルでは後者の約 2 倍となっている。このことは、試験体 LHF、HHF では母材と溶接金属はどちらも同程度に発生ひずみに影響を与えていることを表している。

4 柱梁接合部の破壊形式と変形能力についての考察

4.1 柱が角形鋼管の場合

(1) 各部の破壊靱性と破壊形式との関係

各試験体の破壊形態は、2.3.2 節の分類によると、試験体 LBS、LBF は A、試験体 HBF は B(ロ)、試験体 HBS は D のタイプである。この結果は、次のように説明できる。柱が角形鋼管の場合には梁端フランジの内面と外面では内面の方が発生するひずみが大きく、フランジ内面中央部にひずみ集中が起こる。よって、破壊の起点となる可能性がある箇所は、工場接合形式ではスカラップ底が溶接始末端部、現場接合形式ではスカラップ底、溶接止端部または溶接始末端部である。

破壊の起点は、形状的な影響が小さければ、各部の破壊靱性によって決まると考えられる。以下、このことを各試験体の破壊形態から検証してみる。L 材梁の試験体では、0℃でのシャルピー吸収エネルギー E_0 は梁フランジの溶接熱影響部は約 110J と梁フィレット中央部の約 20J を上回っており(図 5)、スカラップ底が破壊起点となる可能性が高い。このことは試験体 LBS、LBF の破壊形態が A タイプであることと符合する。H 材梁の試験体では、0℃でのシャルピー吸収エネルギー E_0 は梁フランジの溶接熱影響部は約 110J と梁フィレット中央部の約 170J を下回っており(図 5)、溶接熱影響部が破壊起点となる可能性が高い。このことは、試験体 HBF の破壊形態が B(ロ)のタイプであることと符合するが、試験体 HBS にはあてはまらない。

(2) 梁端破壊発生までの変形能力

ここでは、例外的な破壊形態を示した試験体 HBS と十分な耐力を発揮できなかった試験体 LBS について、その変形能力の低さについて考察する。

試験体 HBS では溶接始末端部に板厚方向に長い溶接欠陥が見られ、その箇所が破壊の起点となった(2.3.2 節)。このことは、溶接始末端部における板厚方向の欠陥が梁端接合部の破壊に大きな影響を及ぼすという研究結果⁹⁾と符合するが、溶接始末端部に溶接欠陥の見られない場合にもダイアフラム破壊が発生する実験結果も報告されている⁴⁾。よって、試験体 HBS のダイアフラム破壊は溶接欠陥が主要因とは言えない。溶接始末端部へのひずみ集中もダイアフラム破壊を支配する要因の一つと考えられるが、本研究の範囲内では原因を特定することはできない。今後さらなる研究が必要である。

試験体 LBS では最大耐力の実験値が評価式の値を下回り(3.1 節)、十分な変形能力が発揮できなかった可能性がある。これは、スカラップ底の研削傷が早期の破壊を招いたことが一因と思われる。

4.2 柱が H 形断面の場合

(1) 各部の破壊靱性と破壊形式との関係

各試験体の破壊形態は、2.3.2 節の分類で、試験体 LHS、HHS は B(イ)、試験体 LHF、HHF は C のタイプである。つまり、破壊起点や破壊形態は梁の材質によらない結果となった。よって、形状的な要因が初期破壊の発生を支配したと考えられる。

初期破壊の発生点については次のように推測できる。柱が H 形断面の場合、梁端フランジの内面と外面とでは外面の方が発生する歪が大きくなる(2.3.3 節、3.3 節)。そして、梁端フランジ外面側では、工場溶接形式では溶接ビード止端部、現場溶接形式では溶接ルート部の裏当金付近が切り欠き効果を生む形状となっており、これらの箇所が破壊起点となる可能性が高いと考えられる。このことは

各試験体の破壊起点と符合している。

破壊起点からの破壊の伝播経路は、各部の鋼材の靱性から次のように説明できる。破壊形態は、工場接合形式では梁フランジ母材破断、現場接合形式では柱フランジ母材の剥離破壊であった。前者については、梁フランジ母材、梁フランジ熱影響部、溶接金属の μE_0 はそれぞれ L 材で約 50, 110, 100J、H 材で約 120, 110, 160J と梁フランジ母材の靱性が周囲の靱性よりも低いか同程度であることから説明できる。後者については、柱フランジ熱影響部、柱フランジ Z 方向、溶接金属の μE_0 はそれぞれ L 材で約 30, 10, 100J、H 材で約 160, 40, 160J であり、柱フランジ Z 方向の靱性が周囲の靱性よりも明らかに低いことから説明できる。

(2) 梁端破壊発生までの変形能力

H 形断面柱の試験体は角形鋼管柱の試験体よりも変形能力が小さい(表 3)が、これは柱フランジの局所的な変形が梁端のひずみを増大させ梁端での早期破壊を招いたためと考えられる。

試験体 HHS は H 材を用いた試験体の中で唯一、十分に最大耐力を発揮できなかった(3.1 節)。このことは上述の柱フランジの局所的な変形による梁端ひずみの増大に加え、梁フランジ溶接熱影響部の 0℃でのシャルピー吸収エネルギー μE_0 が H 材で約 110J と、L 材の梁フランジ溶接熱影響部と同程度まで靱性値が低下していることから説明できる。

試験体 LHF, HHF は同じ破壊形態だが、他の試験体と違い L 材を用いた試験体 LHF の方が極端に低い変形能力を示した(2.3.1 節)。これらの試験体では、柱フランジ Z 方向の 0℃でのシャルピー吸収エネルギー μE_0 が L 材では約 10J、H 材では約 40J で、試験体 LHF の方が大幅に柱フランジの破壊靱性が低いことから説明できる。

5. まとめ

本研究では、鋼構造建築物の柱梁接合部における脆性破壊現象を各部の破壊靱性と接合ディテールとに着目して考察することを目的として、鋼構造部分骨組の載荷実験を行った。

本研究の載荷実験により、ノースリッジ地震及び兵庫県南部地震で見られた破壊形式を再現することができた。それらの破壊形態は四種類に分類できることがわかった(2.3.2 節, 図 9)。各試験体における破壊形態の傾向は、次のようにまとめることができる。

・角形鋼管柱の試験体

梁に H 材を用いた工場接合形式の試験体 HBS では、溶接始終端部が起点となるダイアフラム破壊(D)が発生した。それ以外の試験体では、スカラップ底近傍が破壊起点となる破壊形態(A, B (ロ))を示した。

・H 形断面柱の試験体

工場接合形式の試験体では、溶接止端中央部が破壊起点となった(B (イ))。現場接合形式の試験体では、裏当金と柱フランジのたれこみ部が破壊起点となった(C)。

また、数値解析により試験体の挙動を評価し、実験結果と比較した。その結果は次のようにまとめることができる。

・既往の耐力評価式

梁端接合部の全塑性曲げ耐力については、全ての試験体で実験値と既往の評価式による値とはよい対応を示した。最大曲げ耐力については早期に脆性破壊した試験体を除いて、実験値と既往の

評価式による値はよい対応を示した。

・CDC 解析

梁フランジ全断面が引張強度に達する時点での梁の変形能力を CDC 解析により求めると、L 材を用いた試験体の方が H 材を用いた試験体よりも大きい結果となった。このことは、H 材の方が L 材よりも降伏比が大きいため、H 材では降伏以後の耐力上昇の程度が小さいことによるものである。この解析結果は、実験結果と同様の傾向である。

・有限要素解析

接合ディテールによって梁端フランジ内面及び外面でのひずみ分布が大きく異なるという実験結果が有限要素解析の結果からも確認できた。また、梁材の降伏比が大きいくほどひずみ集中点での発生ひずみが大い、骨格曲線上の破断時における破壊位置での発生ひずみは H 材を用いた試験体の方が L 材を用いた試験体よりも大きくなる、という二点が確認できた。これら二点は接合ディテールによらない。

最後に、本研究の実験結果と数値解析結果を総合して、本実験で採用した接合ディテールと鋼材に限定して破壊形態と変形能力についての詳細な考察を行った。その結果、柱梁接合部各部におけるひずみ集中現象及びひずみ集中点での破壊靱性の大小と柱梁接合部の変形能力の大小との間に相関関係があることが明らかになった。

本研究の範囲内では、接合ディテールと各部の破壊靱性から柱梁接合部の変形性能を予測する手法を提示するには至っていない。柱梁接合部の性能をより定量的に把握するためには、今後さらなる実験結果の蓄積が必要である。

謝辞

本研究は文部省科学研究費補助金基盤研究(B)(2)(課題番号・10450199, 研究代表者 森田耕次)によった。また、低靱性鋼は建設省建築研究所(社)鋼材倶楽部共同研究より、角形鋼管は(社)鋼材倶楽部から提供を受けた。なお実験の実施に際しては、千葉大学工学部技官 江波戸和正氏、大学院生 鮮衛氏、卒論生 河原貴志氏の協力を得た。これら関係各位に深甚の謝意を表します。

参考文献

- 1) 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, 日本建築学会構造工学論文集, vol. 39B, 493-508, 1993. 3
- 2) 田中文之, 金谷弘, 田淵基嗣, 園田隆一 通しダイアフラム補剛による角形鋼管柱・梁接合部の弾塑性性状(その 6), 日本建築学会近畿支部研究報告集, 209-212, 1993. 6
- 3) 藤本盛久, 青木博文, 中込忠男, 西澤淳. 電炉広幅平鋼及び電炉厚鋼板(SM490A)を用いた柱・梁接合部の実験, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, Vol. 1, No. 4, 127-142, 1994. 12
- 4) 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, Vol. 6, No. 24, 87-102, 1999. 12
- 5) 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, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, Vol. 6, No. 23, 149-164, 1999. 9
- 6) 森田耕次, 江波戸和正, 船橋明之, 小南忠義, 里見孝之 箱形断面柱のかど溶接を部分溶込み溶接とした柱梁接合部の力学的挙動に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 397, 48-59, 1989. 3
- 7) 日本建築学会 鋼構造限界状態設計指針・同解説, 1998. 9
- 8) 関根誠司, 杉本浩一, 高橋泰彦 改良型ダイアフラム工法を用いた角形鋼管-H 形梁接合部の動的載荷実験, 日本鋼構造協会鋼構造年次論文報告集, Vol. 5, 47-54, 1997. 11

(1999年10月8日原稿受理, 2000年4月17日採用決定)