接合部詳細の違いに着目した引張ブレース付き柱梁部分架構の実験

EFFECTS OF DIFFERENCES IN CONNECTION DETAILS ON STRUCTURAL BEHAVIOR OF BEAM-COLUMN SUBASSEMBLY WITH BRACE

吉 敷 祥 一*, 近 藤 直 弥**, 山 田 哲***, 長 谷 川 隆****

*Shoichi KISHIKI, Naoya KONDO, Satoshi YAMADA
and Takashi HASEGAWA*

The majority of the previous studies on braced-frame structures have tested isolated braces or simple subassemblages which neglect the influence of the framing components and the gusset-plate connection on the system performance. In this paper, cyclic loading tests of 9 beam-column subassemblages with an angle brace to investigate effects of the differences in connection details on structural behavior of the braced-frame system.

From the experiments, a decrease in the initial stiffness of the whole frame and the insufficient strength caused by the unexpected failure modes of the connection are obtained. Based on the comparison with the test results, the simplified evaluation models considering effects of the local deformation and plasticity due to the eccentric brace connections are proposed.

Keywords : brace, gusset plate, connection, beam column subassemblage, cyclic loading

ブレース, ガセットプレート, 接合部, 柱梁部分架構, 繰り返し載荷

1. はじめに

工場や屋内運動場といった大空間を構成する低層の鋼構造建築物では, 柱にH形断面を用い, 柱強軸方向には梁を剛接合した純ラーメン構造を, 柱弱軸方向には梁をピン接合した上で圧縮抵抗を期待しない引張ブレースを配した純ブレース構造を採用することが多い。ブレース全般に関しては1970, 80年代頃に活発な研究^{1)~8)}などが行われ, 復元力特性モデルの構築^{1)~3)}などや接合部の性能把握^{4)~6)}などが精力的に取り組まれた。特にブレース端接合部の設計については, 山形鋼などの無効突出脚やガセットプレートの有効断面を考慮した保有耐力接合としての設計が新耐震設計法の施行とともに実施されるようになり, その効果は近年の地震被害調査において実証されつつある⁹⁾など。

一方, 架構全体で周辺部材を含めたブレース端部に着目すると, この部位には柱, 梁, ブレースの3部材が集結し, 柱梁接合部, ブレース端接合部, および補剛スチフナが複雑に配置されることが分かる。また, H形断面柱の弱軸方向では, 梁端のピン接合部をウェブのみを現場で高力ボルト摩擦接合して実現することが多く, 現場での施工性を優先にしたディテールを採用する傾向にある。実際の

図1 引張ブレース構造の接合ディテール

接合ディテールを図1に例示する。図1(a)ではブレース端接合部を柱から張り出して片持ち梁状に取り付けており, 図1(b)ではブレース

* 東京工業大学 建築物理研究センター
准教授・博士(工学)

** 元東京工業大学大学院 修士(工学)

*** 東京工業大学 建築物理研究センター
教授・博士(工学)

**** 建築研究所 構造研究グループ 主任研究員・博士(工学)

Associate Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

Former Grad. Stud., Tokyo Institute of Technology, M.Eng.

Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

Senior Researcher, Structural Engineering Dept. Building Research Institute, Dr.Eng.

スを柱の鉛直方向に偏心させて取り付けている。また、図1(c)はブレース端と梁端の接合部を兼ねたものである。このように、実際には多様な接合ディテールが存在している。一方、近年の被害調査では、ブレース端の高力ボルト接合部における破断は回避されたが、柱の局所的な降伏を伴うガセットプレート端溶接部の破断(図1(a*))が観察されている。このような種々のディテールが保有する性能の検証が必要であるが、我が国では柱梁を含めたブレース端接合部を忠実に再現した実験^{7),8)}などが少なく、接合ディテールの違いが架構全体の力学挙動に及ぼす影響の把握も必要である。

本論文では、柱梁を含むブレース端の接合ディテールをパラメータとした引張ブレース付き柱梁部分架構(以後、部分架構)の荷重実験を行い、接合ディテールの違いが部分架構の力学挙動に与える影響を把握する。また、接合部を破壊させる試験体を含めた実験結果から、接合部の最大耐力や破壊状況を把握し、接合部設計の発展に資する基礎データを得る。

2. 実験計画

2.1 実験対象とする架構の概要

試験体の対象部位と部材リストを図2に示す。実験ではスパン、階高ともに4.2mの柱梁に、X形にブレースを配した構面を対象とする。試験体は、柱、梁、ブレースをそれぞれの材中央で切り出したL字形部分架構とし、切り出し位置を柱梁は反曲点としてピン支持し、ブレースはガセットプレートを介して荷重治具に接続する。なお、対象構面の直交方向から接続する梁を想定した場合、柱のスチフナ補強が接合部に含まれる図2の右上側の接合部を本実験では対象とし、対象部分を180度回転して荷重を行う。

試験体の柱と梁には、H400x200x8x13の弱軸使い、H300x150の強軸使いをそれぞれ用いる。梁端をピン接合とする場合には、高力ボルト3-M20(F10T)をピッチ60mmで用い、柱等に溶接されたガセットプレートに梁ウェブのみを摩擦接合する。

ブレースには、材長が約2.2mの等辺山形鋼L90x90x7を背合わせの2丁使いで用いる。ブレース端部は高力ボルト5-M16(F10T)をピッチ60mmでガセットプレートに接合し、さらに両材端接合部のボルト間距離を3等分する2点に綴りボルト(M16(F10T))を設けている。なお、ブレースは、試験体の破壊状況を確認するため、一部の試験体で軸部降伏耐力が接合部耐力を上回る断面を選定している。また、本実験で想定したX形ブレースでは、ブレースの一方が座屈する際には他方に引張力が働いているため、交叉部では面外への移動が拘束され、ブレースの座屈長さは全長の半分程度になると考えられる。本実験装置では常に交叉部の面外変位が拘束される境界条件にあるため、2丁使いの山形鋼の細長比は、接合部を含む山形鋼材端部を両端ピン支持とした場合に $\lambda = 79.7$ となる。この細長比は、一般的な引張ブレースが属するFBランクの範囲(>129 , ただし $F = 235 \text{ N/mm}^2$)¹⁰⁾に対して、小さい設定となっている。

2.2 荷重装置

実験のセットアップを図3に、荷重システムの概要を図4に示す。試験体は、柱下端と梁自由端を水平移動が自由なピン・ローラー治具により支持するとともに、梁自由端では水平反力治具に接続して反力フレームに固定する。荷重は、1000kN油圧ジャッキを柱脚ピンの独立柱、水平加力治具を介して試験体に接続し、柱頭部に強制

変形を与えることで行う。独立柱は試験体の梁を跨ぐように2本設置した部材を連結して構成し、柱脚ピンから加力高さまでの回転半径を試験体の高さとして一致させている。したがって、ブレースの一端を柱梁交叉部に接合し、他端を独立柱に接続することで、ブレースには柱梁架構の層間変形とほぼ同程度の水平変位を生じさせることができる。なお、独立柱側のガセットプレート(付図1)は、構面外

図2 試験体の対象部位と部材リスト

図3 セットアップ

図4 荷重システムの概要

表1 試験体一覧

試験体	梁断面	梁端接合部	ブレース端*セット	その他
a	圧延	ピン	柱のみに溶接	
b-1	圧延	ピン	柱のみに溶接	偏心あり
b-2	圧延	剛	柱のみに溶接	偏心あり
c-1	圧延	ピン	梁端*セットと一体	
c-1R	圧延	ピン	梁端*セットと一体	c-1の梁端*セットを面外補強
c-2	圧延	ピン	梁端*セットと一体	c-1のブレース端*セット有効断面を縮小
d-1	溶接組立	剛+ピン継手	柱梁に溶接	ブレース端*セットはc-1と同一形状
d-1C	溶接組立	剛+ピン継手	柱梁に溶接	d-1のブレース端*セットを最小化
d-2	溶接組立	剛+ピン継手	柱梁に溶接	ブレース端*セットはc-2と同一形状

への回転を拘束せず、かつ接合部が破壊しないよう設計している。
 本載荷方法では、柱下端をピン・ローラー支持とすることで、部分架構のせん断力をすべて梁に伝達させている。これは、試験体の対象部位の上部に同様のブレース構面がある連層配置を想定し、ブレース軸力の反力として梁が圧縮軸力を負担することを極力再現するためである。ただし、実際には、実験対象のブレースが座屈している際にも、対となるブレースの引張抵抗によって梁には圧縮軸力が作用するが、この軸力の作用については再現できていない。

実験中は油圧ジャッキと水平加力治具のピン部分に組み込んだ

ロードセルにより部分架構全体の層せん断力 ($Q_B + Q_F$)、柱梁架構の負担水平力 Q_F を計測し、両者の差分からブレースの負担水平力 Q_B を得る。併せてピン・ローラー支承部における鉛直変位による回転成分を除去した部分架構の層間変形角 R 、および各部材断面のひずみ度を計測した。なお、独立柱、水平加力治具、水平反力治具は紙面直交方向に2つの部材を併設しており、柱下端と梁自由端の板曲げを利用したピン治具を含め、これらの位置において試験体の面外変位を拘束している。

図5 試験体（接合ディテール）一覧

2.3 試験体

実験パラメータは、柱、梁、ブレースが集結する接合部のディテールである。試験体一覧を表1に、接合部詳細を図5に示す。本実験で対象とする構造形式では、以下の条件を満たすように接合部のディテールを決定するのが一般的である。

- ①. ブレースの基線を柱と梁の部材心交点と一致させる
(ここでブレース基線とは、山形断面の図心ではなく、ブレース端接合部の高力ボルト取り付け位置を表す)
- ②. H形断面柱の応力軽減と施工の容易さから梁端のウェブのみを高力ボルト摩擦接合したピン接合とする

2.3.1 接合ディテール

【試験体 a】

これらの条件を満たし、ブレース端と梁端の接合部(以後、それぞれをブレース端ガセット、梁端ガセット)を分離したディテールが試験体a(図5(1))である。両者の接合部を分離してブレースの基線と柱梁の部材心を一致させようとする、ブレース端ガセットは柱から片持ち梁のごとく張り出すことになる(以後、片持ちガセット)。なお、全試験体に共通して、直交方向に柱と同断面の梁を想定し、柱梁接合部に補強スチフナ(PL-12)を設置する。また、ガセットプレートの取り付けは、ブレース端と梁端ともに脚長6mmの隅肉溶接を基本とする。

【試験体群 b】

この試験体 a に対して、ブレースの基線を偏心させ、ブレース端ガセットの有効断面と溶接部の有効長を確保したディテールが試験体群 b (図5(2), (3))である。梁端の接合条件の違いは、ブレース軸力と梁軸力によって生じる偏心曲げモーメントに対して、梁端をピン接合とした試験体 b-1 では柱により、梁端を剛接合とした試験体 b-2 では柱と梁により抵抗させることを意図したものである。

【試験体群 c】

一方、①、②の条件を満たすため、1枚のガセットプレートによってブレース端と梁端の接合部を兼ね、応力伝達を円滑にさせることを意図したディテールが試験体群 c (図5(4)～(6))である。なお、ガセットプレートとの接触を避けるため、梁は材端部で片側フランジを切り欠いている。この試験体群ではガセットプレートの形状を変化させた試験体 c-1 と c-2 に加え、面外剛性を確保するための補剛板を設置した試験体 c-1R を用意した。

【試験体群 d】

さらに、梁端の接合位置をスパン中央方向にずらし、剛接合した柱と梁にブレース端ガセットを溶接にて取り付けたディテールが試験体群 d (図5(7)～(9))である。この試験体群では、基本的に試験体群 c と対応するようにガセットプレートの形状を変化させた。

2.3.2 試験体(接合ディテール)の位置づけ

以上、全9種類の引張ブレース付き柱梁部分架構を用意し、接合ディテールの違いが部分架構の力学挙動に及ぼす影響を考察する。試験体群a～cは図1に示したように実際に用いられる接合ディテールを模した試験体である。これに対して、試験体群dは条件①、②を満たすよう溶接箇所を増やして丁寧に接合部を製作しており、実際にはあまり見られないディテールである。試験体群dを採用した理由は、試験体d-1において接合部耐力を十分に確保し、これを本実験での基準試験体と位置づけるためである。一方、その他の試

表2 使用鋼材の材料試験結果

鋼種・板厚[mm]		降伏点 [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]	降伏比 [%]	破断伸び [%]	使用部位
SS400	7	318	442	72	29	ブレースL90x90x7
SS400	9	263	410	64	34	RH300x150梁フランジ
SS400	6.5	332	435	76	26	RH300x150梁ウェブ
SM490A	13	345	526	66	26	RH400x200柱フランジ
SM490A	8	379	526	72	25	RH400x200柱ウェブ
SS400	9	266	440	60	32	ガセットプレート 水平スチフナ バックスチフナ BH300x150梁ウェブ
SS400	12	264	411	64	31	補強スチフナ BH300x150梁フランジ

表3 ブレース耐力と接合部耐力の計算値(ブレース軸方向成分)

試験体	ブレースの軸部 降伏耐力 [kN]	接合部の破断耐力 [kN]		
		梁端高力ボルト※	ガセット有効断面	ガセット隅肉溶接部
a	777	889	675	673
b-1	777	832	787	1092
b-2	777	—	787	1092
c-1	777	889	1025	—
c-1R	777	889	1025	—
c-2	777	889	655	—
d-1	777	1791	1025	1410
d-1C	777	1791	1025	1410
d-2	777	1791	655	958

【その他の接合部破断耐力】

ブレース有効断面：830kN
ブレース高力ボルト：1334kN
ブレースはしあき：1238kN

※ブレース材軸方向の換算値
($\times 1 / \cos \theta$)
ミルシート記載値を使用

ガセット有効断面¹¹⁾

溶接有効領域¹¹⁾

表4 実験結果のまとめ

試験体		最終破壊状況 (破断箇所・起点)	架構全体 ($Q_B + Q_F$)		ブレース負担 (Q_B)	
			弾性剛性 [kN/rad.]	最大耐力 [kN]	弾性剛性 [kN/rad.]	最大耐力 [kN]
a	a	下部溶接先端部	99,200	200	98,000	200
b	b-1	下部溶接先端部	75,400	380	82,300	440
	b-2	ガセット有効断面	99,400	530	101,800	530
c	c-1	—	148,300	—	146,800	—
	c-1R	ブレース材中央	156,200	550	154,100	540
	c-2	—	161,800	—	159,100	—
d	d-1	ブレース材中央	157,900	560	156,500	540
	d-1C	ブレース材中央	141,000	560	137,200	550
	d-2	下部溶接先端部	141,600	360	139,200	360

験体では意図的にブレースの軸部降伏耐力を接合部の破断耐力に近づけ、一部の試験体では接合部の破断が先行するようにブレース断面を選定した。これらの結果から、接合部の最大耐力や破壊状況を把握し、接合部設計の発展に資する基礎データを得る。

試験体に使用した鋼材のJIS-1A号試験片による材料試験結果を表2に示し、材料試験結果に基づいて計算した接合部耐力¹¹⁾を表3にまとめる。なお、表中ではブレースの軸部降伏耐力と接合部の破断耐力を比較し、小さい方、すなわち試験体の耐力を決定付ける箇所を網掛けしている。このうち、隅肉溶接の破断耐力については、最外縁のボルトから片側30°の応力伝達を仮定して有効領域(溶接始終端を含む)を定め、斜方隅肉溶接により耐力を算定している。

図6 ブレース付き部分架構の履歴挙動(縦軸: ブレースの負担水平力, 柱梁架構の負担水平力)

2.4 荷重計画

荷重プログラムには, 層間変形角 $\pm 1/400$ (2), $\pm 1/200$ (2), $\pm 1/100$ (3), $\pm 1/50$ (3), $\pm 1/33$ rad. (2) を各振幅で複数回繰り返す漸増変位振幅荷重を採用し, 最終的には $+1/25$ rad. まで変形させた. 文中の振幅に添えた括弧内の数字が, 各振幅の繰り返し回数である. 荷重はブレースが引張抵抗する側から開始し, その変形を与える荷重を正方向と定義する. なお, 荷重中に大きな亀裂や破断が生じた試験体では, 十分な耐力低下が確認できた時点で荷重を終了した.

3. 実験結果と考察

3.1 部分架構の履歴挙動と破壊状況

3.1.1 実験経過と破壊の種類

実験より得られた部分架構の履歴挙動として, ブレースの負担水平力 Q_B , 柱梁架構の負担水平力 Q_F を, 層間変形角 R との関係として図6にそれぞれ示し, 実験結果を表4にまとめる. また, 荷重中や荷重終了後に観察されたブレースと接合部の破壊状況を図7～図9に示す. 履歴挙動には正負それぞれの破壊要因を記し, 表3の耐力を水平成分に置換して破線にて示している.

いずれの試験体も負荷時にブレースが座屈し, スリップ挙動を

示している. ブレース端ガセットを柱梁に溶接した基準試験体d-1, および試験体d-1C, ガセットプレートに面外補剛を施した兼用接合部の試験体c-1Rでは, ブレースの全体座屈が生じ, 最終的にはブレース材中央部に破断が生じることで耐力を喪失した(図7). 基準試験体を含むこれらの試験体では, 軸部降伏が確認されている.

これに対して, その他の試験体では, 図8に示すようにブレース母材である山形鋼がほぼ原形を留めたままガセットプレートのみが大きく面外に曲がる座屈(以後, 接合部座屈)が生じた. さらに, 柱側のみにガセットプレートを溶接した試験体a, b-1, b-2, およびガセットプレートの梁側を極端に小さくして柱梁に溶接した試験体d-2では, 最終的には接合部で亀裂が大きく進展し, 急激に耐力を喪失した(図9). 以降, 本研究では急激な耐力の喪失に至った亀裂の進展を破断と呼ぶ. 一方, ブレース端と梁端の兼用接合部を有し, 面外補剛のない試験体c-1, c-2では, ガセットプレートが梁を引き連れながら構面外に大きく変形したため, 荷重装置を保護するために途中で荷重を中止した. 以下, それぞれの破壊状況を詳述する.

3.1.2 ブレースの全体座屈と破断(図7)

本実験で用いた背合わせの2丁使いの山形鋼では, ブレース端の高力ボルト接合部の構面内への回転剛性が高いため, ガセットプ

図7 ブレースの全体座屈と繰り返し変形に伴う亀裂の進展(試験体d-1C(試験体d-1, 試験体c-1Rも同様))

ブレース全体の変形状況(試験体c-1)

接合部の状況(試験体a)

接合部の状況(試験体c-1)

図8 接合部座屈(ブレースは原形を留めたまま、接合部を起点として生じた座屈)

(1) 試験体a

(2) 試験体b-1

(3) 試験体d-2

(4) 試験体b-2

図9 ブレース端ガセットの下端溶接先端部あるいは有効断面において観察された破断形式

レートの回転剛性が低い構面外への座屈が生じる。また、この場合、全体座屈によって材中央部に局部座屈が生じ、その部位に現れた亀裂が繰り返し変形に伴って進展して破断に至るため、単一山形鋼に比べて塑性変形性能が低下する¹²⁾。さらに文献12)、13)の実験を総合すると、背合わせの2丁使いの山形鋼では、保有耐力接合されていても、繰り返し変形に伴う局部座屈の影響によって必ずしも軸部降伏耐力を発揮できていないことが分かる。

本実験においても、全体座屈したブレースは繰り返し変形に伴って亀裂が進展して破断に至っており、いずれも+1/25rad. 載荷時に耐力を喪失している。さらに、引張側の最大耐力は、軸部降伏耐力の98~100%であり、計算値に僅かに達していない試験体もある。この原因には材中央部の局部座屈¹²⁾、つづり部での孔欠損の影響が考えられる。しかし、本実験では設計時に想定するブレース材中央

部が屈曲する全体座屈が生じていること、繰り返し変形時にも軸部降伏耐力の98%以上の耐力を発揮していることから、基準試験体d-1およびd-1C、c-1Rは、ブレースの性能を発揮できたと判断する。

3.1.3 接合部座屈(図8)

接合部座屈については、兼用接合部を含めてガセットプレートが柱側のみに溶接された試験体、あるいは梁側への溶接長が極端に小さな試験体で発生した。ブレースの全体座屈に比べると座屈耐力は低い傾向にあるが、兼用接合部の試験体c-1、c-2では、座屈後の安定耐力は全体座屈に比べて高いことが分かる。また、載荷を進めた試験体c-1では軸部降伏耐力の計算値を超えた付近で耐力が頭打ちとなる明確な軸部降伏が確認できる。これは接合部を起点とした座屈ではブレースが原形を保ったままであり、3.1.2で述べたような材中央部での局部座屈や亀裂が発生しなかったためである。しかし、

図10 柱梁架構の履歴挙動(偏心ありの試験体、図6の縦軸を拡大)

これらの結果は、梁自由端位置において構面外変位と回転が水平反力治具により拘束されている条件で得られたものである。兼用接合部ではガセットプレートの面外変形が梁を引き連れて生じており、梁の材中央が小梁などによって面外変位を拘束されていない場合には、梁の面外座屈が引き起こされ、梁が十分に軸力を伝達できない可能性がある。

一方、本実験では、梁の材端部で切り欠いたフランジ幅程度の補剛板(ただし柱断面内では幅を広げて全周を隅肉溶接)をガセットプレートに取り付けた試験体c-1Rにおいて、接合部座屈を回避し、ブレースの全体座屈に至らしめることに成功している。このことから、ガセットプレートに適切な面外補剛を施せば、兼用接合部においてもブレースの性能を十分発揮できると言える。

3.1.4 接合部破断(図9)

接合部座屈が発生した試験体のうち、幾つかの試験体では、最終的に接合部破断に至っている。また、これらの試験体ではブレース端ガセットの下端溶接先端部に $+1/100 \sim +1/50$ rad.時に亀裂が確認されている。この溶接部は、試験体a, b-1, b-2では補強スチフナとの接合部分、試験体d-2では梁フランジとの接合部分である。

試験体a, b-1, d-2ではこの下端溶接先端部の亀裂が繰り返し変形に伴ってガセットプレートへと進展し、破断に至った(図9(1)～(3))。スリップ挙動を呈する正載荷時の引張軸力はさほど大きくないにもかかわらず、同一変位振幅の繰り返し変形においても亀裂が進展しており、破断にはガセットプレートの面外曲げ変形に伴う負荷も影響していると考えられる。

これに対して、試験体b-2は、ブレース端ガセットの有効断面破断によって急激に耐力を喪失し、載荷後には山形鋼の有効断面にも亀裂が確認された(図9(4))。試験体b-2のブレース端ガセットの下端溶接部は、試験体b-1と同様に補強スチフナに接続するが、そのさらに下部に梁端ガセットが接続していない点のみが異なる。このことから、溶接先端部における応力集中が補強スチフナの面外変形によって緩和されたなど、接合部ディテールのわずかな違いが接合部の最大耐力や破壊状況に影響したものと推察される。

3.1.5 接合部破断に至った試験体の最大耐力と設計時の計算

試験体a, d-2は、接合部の破断耐力がブレースの軸部降伏耐力より下回る試験体であるが、実験では計算値より低い荷重(42%, 78%)でブレース端ガセットの下端溶接先端部の亀裂を起点とする破断に至った。この結果は、仮にブレース断面を小さくして設計時の計算(表3)にて軸部降伏が接合部破断に先行するよう設計しても、接合部の破断が先行する可能性があることを表す。また、ブレース

の軸部降伏耐力と接合部の破断耐力がほぼ等しい試験体b-1, b-2についても、ブレースの軸部降伏には至らずに接合部が破断し、最大耐力は計算値より低い荷重(75%, 90%)であった。この結果には設計時の計算(表3)が不十分であること、接合部係数に相当する安全率が確保されていたかということが関係する。破断耐力の計算については、試験体b-2ではブレース端ガセットの有効断面がブレース基線に対して非対称であったこと、他の試験体ではブレース端ガセットに対して柱側にバックスチフナを取り付けていないことが、それぞれの耐力低下に影響を及ぼしたと考えられる。

3.2 部分架構の弾性剛性

3.2.1 実験結果の概要

本節では、実験より得られた部分架構の弾性剛性について考察する。表4中の弾性剛性をみると、偏心を有する試験体b-1を除き、架構全体とブレース負担のみの弾性剛性はほぼ等しく、柱梁架構の負担は僅かである。一方、偏心を有する試験体b-1, b-2では、載荷初期には柱梁架構の履歴が第4象限に現れる逆せん断状態となっており、架構全体としてみた方が弾性剛性が低い。柱梁架構の履歴挙動(図6)を、縦軸を拡大して図10に示す。試験体b-2はラーメンとしての抵抗を有するが、その影響を除去した右端の図からブレースが弾性の範囲では逆せん断の影響が強いことが分かる。

ここでブレースである山形鋼の材長(節点間)と断面積により決まる軸剛性に基づいて水平剛性を計算すると、部分架構の水平剛性は239,000(169,000)kN/rad.となる。実験より得られた試験体群c, dの弾性剛性は、材長を節点間距離とした計算値より5～20%程度低い結果となっている。一方、片持ちガセットの試験体a, 偏心を有する試験体群bでは、計算値の40～52%程度の剛性しか発揮できていない。これにはブレースを偏心させたことによる幾何学的な条件の変化に加え、柱の曲げ変形に伴うブレース取り付け位置での水平変位が影響していると考えられる。

3.2.2 ブレースの偏心による影響の評価

ここでは、偏心を有するブレース付き部分架構の剛性評価モデルを図11のように考え、評価を行う。偏心がない部分架構において節点間を材長としたブレースの軸剛性 k_b [kN/mm]に対して、偏心に伴う幾何学的な条件の変化により、部分架構の水平剛性 K_b [kN/rad.]は変化する。すなわち、ブレース材長、取り付け角度、およびブレース水平変位のそれぞれが減少し、これら幾何学的な条件の変化を考慮したブレース付き部分架構の水平剛性 K_b は次式で表せる。ここで偏心距離 e は、柱梁の部材心交点から、ブレースの基線と柱部材心の交点までの距離(= 300 mm)とする。

$$K_B = k_B \cdot H \cdot \sqrt{\frac{L^2 + H^2}{L^2 + (H-e)^2}} \cdot \frac{L^2}{L^2 + (H-e)^2} \cdot \frac{H-e}{H} \quad \dots (1)$$

これに加え、ブレースの負担水平力は、取り付け位置から柱の曲げ変形を介して柱梁架構に伝達するため、ブレース取り付け位置に水平変位 Δ_c が生じる。この水平変位は、ブレースの負担水平力 Q_B に依存する。

$$Q_B = K_c \cdot \Delta_c \quad \dots (2)$$

以上より、偏心を有するブレース付き部分架構の水平剛性 K_B^* は、(1)式と(2)式を直列結合した次式によって表せる。

$$K_B^* = \left(\frac{1}{K_B} + \frac{1}{K_c} \right)^{-1} \quad \dots (3)$$

柱梁を線材にモデル化した数値解析より水平剛性 K_c を算出し、幾何学的な条件の変化を含めて算出した剛性 K_B^* を表5に示す。なお、梁端を剛接合とした場合、柱のたわみによって Δ_g は図11(a)より小さくなるが、ここではその影響は考慮していない。計算値は、両試験体の実験値(表4)とはば一致しており、剛性低下の影響を十分に評価できている。したがって、偏心を有するブレース付き部分架構の水平剛性は、柱の曲げ変形に伴うブレース取り付け位置での水平変位を考慮することが重要であると言える。

3.3 部分架構の最大耐力

3.3.1 片持ちガセットの耐力評価

ここでは引き続き、接合部破断によってブレースの性能を発揮できなかった試験体に対して、最大耐力の低下要因を検討する。まず、片持ちガセットを有する試験体aを対象とする。片持ちガセットはブレース軸力を柱に伝達する役割を担うが、実験では載荷方向によらず面外変形が生じ、ブレースの引張時抵抗が損なわれた。

片持ちガセットの応力評価モデルを図12(a)に示す。片持ちガセットの断面には、ブレース軸力の鉛直成分 $Q_B \tan \theta$ がせん断力として曲げモーメント M_g を生じさせるとともに、負担水平力 Q_B が軸方向力として作用する(θ は取付角度)。いま、片持ちガセットの部材心とブレースの基線が交差する点を片持ち梁の自由端とすれば、自由端から l_g 離れた位置の N - M 関係を容易に得ることができる。このモデルの妥当性を検証するため、実験において $l_g = 304\text{mm}$ の断面に 50mm ピッチで表裏に計12枚貼付したひずみゲージより得た N - M 関係を、応力評価モデルによる計算値、片持ちガセット断面の曲げ耐力相関曲線と併せて図12(b)に示す。実験結果と計算値は極めてよく対応しており、ここで示した片持ちガセットの応力評価モデルは妥当であると言える。

以上の検証を踏まえ、応力評価モデルに基づいた片持ちガセットの耐力を考える。片持ちガセットは矩形断面(せい $d_g \times$ 幅 t_g)であるため、使用鋼材の降伏応力度を σ_y とおけば、危険断面位置が軸力を考慮した降伏モーメント M_{yc} と全塑性モーメント M_{pc} のそれぞれに到達する際のブレースの負担水平力 Q_B は、次式で表せる。

$$Q_{B(M=M_{yc})} = \frac{t_g d_g^2 \sigma_y}{(6l_g + d_g) \tan \theta} \quad \dots (4)$$

$$Q_{B(M=M_{pc})} = -2t_g l_g \sigma_y \tan \theta + t_g \sigma_y \sqrt{(2l_g \tan \theta)^2 + d_g^2} \quad \dots (5)$$

図11 偏心を有する部分架構における剛性評価モデル

表5 柱の変形を考慮した剛性評価の結果

	幾何学的な影響を考慮した水平剛性 K_B [kN/rad.]	柱の曲げ変形による水平剛性 K_c [kN/rad.]	柱の曲げ変形を考慮した水平剛性 K_B^* [kN/rad.]
b-1	179,420	135,500	77,200
b-2	179,420	299,000	112,000

※ブレースの材長は、偏心がない場合に節点間距離(=3100 mm)としている

図12 片持ちガセットの応力評価モデルと検証

図13 試験体aの包絡曲線と耐力評価モデルによる計算値

ここで、危険断面位置を柱フェイス位置(図12中の $l_g = 329\text{mm}$)として評価した耐力を、履歴曲線より得た包絡曲線と併せて図13に示す。実験の履歴曲線では、危険断面が降伏モーメント M_{yc} に到達する時の水平力から非線形化が現れ始めており、片持ちガセットを有する部分架構の非線形化の要因をよく説明できている。一方、実験における最大耐力は、危険断面が全塑性モーメント M_{pc} に到達する時の水平力に対しておよそ90%程度であった。これはブレース

図14 柱側にバックスチフナがない接合部における溶接部有効領域の仮定

図15 部分架構の包絡曲線と溶接部の有効領域を再検討した耐力評価結果

の圧縮時には片持ちガセットの危険断面位置が面外に大きく曲げらること、引張時においても片持ちガセットの曲げ圧縮側では面外変形が元に戻りにくいことが原因であると考えられる。ガセットプレートは、圧縮時にはプレースの座屈に伴う構面外への回転変形が要求される部位である。したがって、この部位に付加的な曲げモーメントを含んだプレース軸力の伝達を期待するのは過酷であり、繰り返し変形に伴う耐力低下を引き起こす要因になると言える。

3.3.2 下端溶接先端部を起点とする破断に対する評価法の検討

最後に、プレース端ガセットの下端溶接先端部を起点とする接合部破断に至り、プレースの性能を発揮できなかった試験体b-1、d-2に対して、最大耐力の低下要因とその評価法を検討する。3.1.5で述べたように、本実験ではプレース端ガセットに対して柱側にバックスチフナを配していないため、柱ウェブの面外変形が柱側溶接部の応力伝達能力を低下させ、下端溶接先端部の亀裂発生とその進展による接合部破断を招いたものと推察される。

ここでは、柱側溶接部の応力伝達の低減を図14のように考えて検討する。まず、極端な方法として、柱側溶接部の応力伝達を完全に無視し、下端溶接部のみを有効とする評価方法が考えられる(図14(1)、(3))。これを有効領域Ⅰとする。一方、試験体b-1のようにプレースの基線が柱側溶接部と交差する場合には、柱側溶接部の寄与も考慮することが適切であると考えられる。ここでは仮にプレースに用いた山形鋼の断面幅までを柱側溶接部の有効領域とし、これを下端溶接部に加えたものを有効領域Ⅱとする(図14(1))。以上の仮定に基づいた溶接部の有効領域を用いた計算結果を表6に示す。また、プレース端ガセットの有効断面破断に至った試験体b-2を含め、試験体b-1、d-2の履歴曲線より得た包絡曲線と計算結果を併せて図15に示す。

プレース端ガセットを柱梁に溶接した試験体d-2については、計

表6 プレース端ガセットの溶接部の有効領域と耐力評価結果

	溶接部の有効領域	有効溶接長 [mm]		斜方隅肉耐力 [kN]		水平耐力 [kN]
		柱側	下端部 (梁側)	柱側	下端部 (梁側)	
b-1	I : 下端部のみ	0	96	0	259	195
	II : 柱側一部を考慮	113	96	313	259	431
d-2	I : 下端部のみ	0	186	0	509	384

算値と実験値はよく対応している。したがって、柱側にバックスチフナがなく、プレースの基線が下端溶接部と交差している場合には、下端溶接部のみを有効領域とした耐力評価によって、実験における接合部破断を十分に説明できると言える。

これに対して、偏心を有する試験体b-1では、下端溶接部のみを考慮した有効領域Ⅰにより評価した耐力は、実験より得られた最大耐力の半分程度以下となっている。しかし、柱側溶接部の一部を考慮した有効領域Ⅱによる耐力評価では、やや恣意的な設定ではあるものの、計算値と実験値はよく対応している。この検討結果は、プレースの基線が柱側溶接部と交差するような場合には、バックスチフナがなくとも、柱側溶接部の一部を加えて接合部の最大耐力を評価できる可能性を示している。

ただし、上記の検討結果は、わずか2体の実験結果に対するものであり、種々の条件を反映できる耐力評価法を構築できた訳ではない。本実験の範囲においても、試験体b-1とほぼ等しいディテールを有する試験体b-2では、試験体b-1より20%ほど高い耐力を発揮し、プレース端ガセットの有効断面破断に至っている。これは、下端溶接部の下方に梁端ガセットが接続されておらず、柱側と下端の溶接部では共に板の面外変形を介した応力伝達となり、結果として溶接部の有効領域を広く確保できたためであると考えられる(図14(2))。このように僅かなディテールの違いが接合部の最大耐力に影響

響を及ぼすため、追加実験の実施や数値解析による検討をはじめ、種々のディテールの違いを反映できるブレース端接合部の耐力評価法の構築が今後の検討課題である。

4. まとめ

本研究では、接合ディテールの違いが部分架構の力学挙動に与える影響を把握するため、柱梁を含むブレース端の接合ディテールをパラメータとした引張ブレース付き柱梁部分架構の載荷実験を行った。以下に得られた結果をまとめる。

- [1] ガセットプレートを片持ち梁状に柱に取り付ける場合には、ブレースの基線と柱梁部材心を一致させても、ガセットプレートに付加的な応力が作用し、部分架構の耐力が片持ちガセットの曲げ耐力によって決定付けられることがある。また、片持ちガセットは、ブレースの圧縮時に面外に曲げられ、引張時にも曲げ圧縮を受けるために面外変形が戻り難いため、繰返し変形下では全塑性曲げ耐力を発揮しにくいことが分かった。
- [2] ブレース端と梁端の接合部を兼用したガセットプレートでは、接合部を起点とする座屈に至り、接合部における面外変形は梁を引き連れながら発生した。これは、本実験の境界条件と異なり、梁の材中央において小梁などを取り付けずに構面外変位を拘束していない場合には、梁が十分に軸力を伝達できない可能性があることを示している。ただし、本実験ではガセットプレートに面外補剛を施すことでブレースを全体座屈に至らしめ、ブレースの性能を発揮させられる結果も得られた。
- [3] ブレースの基線を柱梁部材心から柱側に偏心させた場合、柱に付加曲げが作用し、弾性剛性が低下する。このときの弾性剛性は、幾何学的な条件の変化、柱の曲げ変形に伴うブレース取り付け位置での水平変位を考慮することで評価できる。
- [4] 本実験では、ブレース端ガセットに対して柱側にバックスチフナを配していないため、柱側溶接部の応力伝達能力が低下し、一部の試験体では下端溶接先端部の亀裂を起点とする接合部破断に至った。この結果に対して、ブレースの基線が下端溶接部と交差している場合には下端溶接部のみを有効とし、またブレースの基線が柱側溶接部と交差している場合には柱側溶接部の一部を有効領域に加えることで、最大耐力を評価できる可能性を示した。ただし、これらはわずか2体の実験結果に対する検討であるため、追加検証が必要である。

この他、偏心を有する試験体b-1、b-2では、他の試験体に比べて履歴曲線の軟化が早期に生じており、試験体b-1では柱の塑性化が確認されている。これらには偏心による付加曲げに加え、ブレース端ガセットの有効断面における降伏耐力が著しく低かったことが影響していると考えられる。一方、偏心によって生じる付加曲げについては、本実験の試験体は1/4構面を切り出した部分架構であり、柱の反曲点位置が固定されているため、ブレースの偏心に伴う付加曲げの分布は必ずしも現実的なものとなっていない。より現実的な境界条件における引張ブレース付き架構の挙動、偏心の影響については検討中であり¹⁴⁾、稿を改めて報告したい。

謝辞

本研究は平成23年度 国土交通省 建築基準整備促進事業「鉄骨造建築物の基準の整備に資する検討」において行われたものです。また、同事業にて設置された接合部ディテール調査委員会の皆様には実験計画に対して貴重なご意見をいただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 五十嵐定義, 井上一朗, 木林長仁, 浅野美次: 筋違付架構の復元力特性, その1 交番繰返し軸力を受ける筋違材の挙動, 日本建築学会論文報告集, 第196号, pp.47-54, 1972.6
- 2) 加藤 勉, 秋山 宏: 鋼構造筋違付骨組の復元力特性, 日本建築学会論文報告集, 第260号, pp.99-107, 1977.10
- 3) 柴田道生, 中村 武, 若林 實: 鉄骨筋違の履歴特性の定式化—その1 定式化関数の誘導—, 日本建築学会論文報告集, 第316号, pp.18-24, 1982.6
- 4) 羽倉弘人, 平野道勝, 佐藤 誠, 難波恒夫: ターンバックル付筋違に関する研究 その1~4, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.485-492, 1971.11
- 5) 田沼吉伸, 加藤 勉, 森田耕次: 山形鋼筋違接合部の耐力に関する研究, 日本建築学会論文報告集, 第325号, pp.32-39, 1983.3
- 6) 加藤 勉, 田中淳夫, 榎本憲正: H形鋼軸組筋かい材端接合部に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.1317-1318, 1983.9/同 その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.1555-1556, 1984.10/同 その3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.947-948, 1985.10
- 7) 難波恒夫, 高橋雅充: ターンバックル付きブレースを有する鉄骨フレーム実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.1417-1418, 1978.9
- 8) 加藤 勉, 森田耕次, 田沼吉伸, 高橋良明: 筋違付骨組の挙動に与える筋違接合部の影響に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.1293-1294, 1980.9
- 9) 伊山 潤, 山田 哲, 松本由香, 吉敷祥一, 小山 毅, 島田侑子: 東北地方太平洋沖地震等による鉄骨造文教施設鉛直ブレースの震動被害, 日本建築学会技術報告集, 第19巻, 第41号, pp.147-152, 2013.2
- 10) 国土交通省住宅局建築指導課: 2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書, pp.329-334, 2007.8
- 11) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, pp.263-267, 2012.3
- 12) 尾澤 聡, 小澤亮公, 山下哲郎: 山形鋼を用いたX型ブレースの耐震性能に関する実験的研究 その1, 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, pp.801-804, 2009.8
- 13) 増田真也, 山下哲郎: 両端ガセットプレート接合された山形鋼ブレースの座屈耐力に関する実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, pp.979-980, 2010.9
- 14) 吉敷祥一, 深谷佳恵, 巽 信彦, 山田 哲, 長谷川隆, 佐藤亮太, 河野由佳: 引張ブレース構造に関する研究 その1~4, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1分冊, pp.1175-1182, 2014.9

付図1 独立柱側のガセットプレート詳細(試験体群 d 用)

EFFECTS OF DIFFERENCES IN CONNECTION DETAILS ON STRUCTURAL BEHAVIOR OF BEAM-COLUMN SUBASSEMBLY WITH BRACE

*Shoichi KISHIKI**, *Naoya KONDO***, *Satoshi YAMADA****
*and Takashi HASEGAWA*****

*Associate Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

**Former Grad. Stud., Tokyo Institute of Technology, M.Eng.

***Prof., Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.

****Senior Researcher, Structural Engineering Dept. Building Research Institute, Dr.Eng.

The previous researches in the 1970-80s on braced-frame structures have tested isolated braces or simple subassemblages. A modern seismic design procedure of the connections which connect a brace to a gusset-plate had been established from these test results. And then, the sufficient effects of the design procedure have been proven by the damage reconnaissance of a recent earthquake. However, the majority of the previous studies has neglected the influence of the framing components and the gusset-plate connection on the system performance. In other words, effects of the differences in the connection details including the framing components are not clear. Therefore, it tends to bring many kinds of connection details to construction site in order to advance the workability improvement.

In this paper, cyclic loading tests were conducted to investigate effects of the differences in the connection details on structural behavior of beam-column subassembly with a brace. Test specimen is a beam-column subassembly which is one-fourth of a single braced-frame. A main test parameter is connection details of a brace to a gusset-plate. Practical rules of the connection design are summarized as follows: (1) a brace, a beam, and a column are connected without the eccentricity ; (2) pin-joint detail is used for the beam-end connections to reduce a bending moment in the weak axis of the H-shaped column. A cantilever gusset-plate, which is named specimen (a), is a simple method to satisfy the two rules. On the other hand, specimen (b), which uses a brace with the eccentricity, breaks the rule (1) in order to ensure the efficient cross section of the gusset-plate. In addition, in specimen (c), a single gusset-plate is used to combine a brace-to-column connection with a beam-to-column connection. And in specimen (d), the gusset-plate is welded to a beam and a column.

From the experiments, a decrease in the initial stiffness of the whole frame and the insufficient strength caused by the unexpected failure modes of the connection are obtained. A roughly 45-56% decrease in the initial stiffness is observed in specimen (a) and specimen (b), because of the local deformation due to the bending moment caused by the eccentric connection. Based on the test results, the simplified evaluation model considering the local deformation as a serially-concatenated spring is proposed.

On the other hand, the unsufficient strength and the unexpected failure modes are also observed in the above specimens. In specimen (a), the lateral strength of the whole system is limited by the flexural strength of the cantilever gusset-plate. And a crack, which occurred at the beam-side toe of the gusset-plate, was growing due to the cyclic loadings and caused strength degradation of the whole system. Therefore, it indicated that the sufficient strength of the whole system was not able to expect from the cantilever gusset-plate.

(2014年6月9日原稿受理, 2015年1月26日採用決定)