

# 損傷を梁端下フランジの接合要素に限定する新しい鋼構造骨組

## その2 床スラブ付き架構の実験

### NEW DUCTILE STEEL FRAMES LIMITING DAMAGE TO CONNECTION ELEMENTS AT BOTTOM FLANGE OF BEAM-ENDS

#### Part 2 Cyclic loading tests of frames with a concrete slab

吉敷 祥一\*<sup>1</sup>, 山田 哲\*<sup>2</sup>, 竹内 徹\*<sup>3</sup>

鈴木 一弁\*<sup>4</sup>, 佐伯 英一郎\*<sup>5</sup>, 和田 章\*<sup>6</sup>

Shoichi KISHIKI, Satoshi YAMADA, Toru TAKEUCHI,

Kazuaki SUZUKI, Eiichiro SAEKI and Akira WADA

It is very important for structural engineers to consider restoring buildings soon after an earthquake. In the previous paper<sup>1)</sup>, the authors proposed new ductile steel frames, which realized not only structural performance but also easy repair after an earthquake. In this paper, two tests were conducted to apply the new system to buildings more effectively. Firstly, a cyclic loading test of a frame with the weak-web-split-tee<sup>2)</sup> was carried out. The beam of the frame had two disadvantageous conditions to a plastic rotation capacity. They are a very thin web-plate of the beam, and a concrete slab on the beam. As the result of the first test, the frame showed a sufficient rotation capacity by limiting plastic rotation to the weak-web-split-tees at the bottom flange of beam-ends. Secondly, a cyclic loading test of a frame, which had the buckling-restrained braces with bolted connections, were carried out. At the bolted connections, the concrete slab with reinforcement bars was used to transfer a lateral force of the dampers. As the result of the second test, the concrete slab showed the sufficient capacity to work dampers. From the results of the two tests, it showed that the new system could be applied to buildings more effectively.

**Keywords:** concrete slab, beam-to-column connection, bolted connection, split tee, hysteretic damper, damage-controlled-structure

床スラブ、柱梁接合部、ボルト接合、スプリットティ、履歴型ダンパー、損傷制御構造

#### 1. 序

都市を構成する個々の建物には、優れた耐震性能とともに地震後に都市機能を早期復旧するための高い補修性を有していることが望ましい。近年、地震時のエネルギー吸収をダンパーに期待し、柱・梁から構成される主架構を弾性範囲に留め、地震後もダンパーの補修・交換のみで建物の継続使用を可能とする損傷制御構造<sup>2)</sup>が高層建物を中心に建設されている。しかしながら、中低層建物には、ダンパーを設置しても大地震時の応答が過大となり、主架構の変形追従を確保するために梁端部での塑性変形能力を必要とする建物や、建築計画上の理由でダンパーが設置できない建物など、梁端部における損傷を回避し難い建物が数多く存在する。梁端接合部については塑性変形能力を確保する上で信頼性の高いディテールが提案されてはいるものの<sup>3)~7)</sup>など、損傷部位の補修にまで言及している研究は少ない。このような背景を受け、著者らは損傷を交換可能な梁端下フランジの接合要素に限定する、補修性の高い梁端接合部を提案し、梁端下フランジのウェブ塑性化スプリットティの接合要素ならびに梁部材の実験を行い、その力学的挙動を明らかにした<sup>8)</sup>。この補修性の高い梁端接合部を図1.に示すように従来のブレース型ダンパーと併用したり、梁端ダンパーとして用いることで、梁端部での損傷を回避し難い中低層建物においても地震後の継続使用を前提としたより高度な構造シス

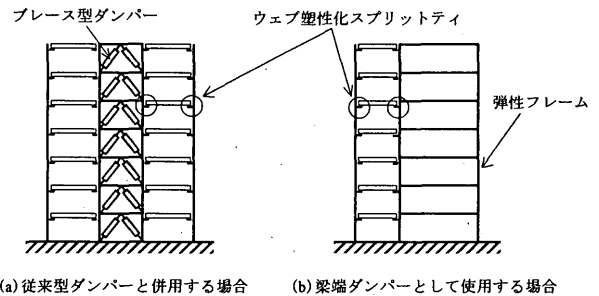


図1. ウェブ塑性化スプリットティを用いた損傷制御構造

テムが実現可能となる。しかしながら、前報<sup>8)</sup>の実験は純鉄骨梁の片持梁形式で行ったため、架構としての挙動や梁上の床スラブの影響は確認できておらず、また、ブレース型ダンパーを設置する架構へのダイアフラムを省略した高力ボルト接合部における水平力の伝達、接合部の変形追従能力などに課題を残している。

本研究では、ウェブ塑性化スプリットティを有する1スパン床スラブ付きラーメン部分架構、および1スパン床スラブ付きブレース部分架構の準静的繰返し載荷実験を行い、より現実的な条件下における架構の挙動を把握し、この2種類の架構を組み合わせることで実現可能な、主架構においても高い補修性を有する損傷制御構造(図1.)の基礎データを蓄積する。

\*<sup>1</sup> 東京工業大学大学院 博士後期課程・修士(工学)  
\*<sup>2</sup> 東京工業大学建築物理研究センター 助教授・博士(工学)  
\*<sup>3</sup> 東京工業大学建築学専攻 助教授・博士(工学)

\*<sup>4</sup> 新日本製鐵建築事業部 修士(工学)  
\*<sup>5</sup> 新日本製鐵建築事業部 博士(工学)  
\*<sup>6</sup> 東京工業大学建築物理研究センター 教授・工博

Graduate Student, Tokyo Institute of Technology, M. Eng.  
Assoc. Prof., S.E.R.C., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.  
Assoc. Prof., Dept. of Architecture and Building Engineering, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.  
Building Construction Division, Nippon Steel Corporation, M. Eng.  
Building Construction Division, Nippon Steel Corporation, Dr. Eng.  
Prof., S.E.R.C., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

## 2. ウェブ塑性化スプリットティを用いたラーメン部分架構の実験

### 2.1. 実験目的

梁端接合部にウェブ塑性化スプリットティを用いて主架構の補修性を高めようとする場合、ウェブ塑性化スプリットティを付設する架構の梁せいを無損傷に留めたい架構の梁せいより大きくし、地震時の損傷をウェブ塑性化スプリットティに集中させることが効果的である<sup>8)</sup>。ここでは、梁せいを大きくすることによる鋼材重量の増加を抑えるため、弾性範囲に設計可能な梁のウェブプレートはできるだけ薄くし、その梁上に床スラブを設けたラーメン架構の載荷実験を行うことで、より現実的な条件下での架構・接合部の挙動を把握する。

### 2.2. 実験計画

#### 2.2.1. 試験体

試験体は図2に示す柱、梁、接合部、床スラブから構成される1スパンの部分架構であり、両側柱の反曲点位置を材長中央と仮定してピン支持したH形の形状である。試験体の縮尺は実大建物の1/2スケールを想定し、スパンを3000[mm]、階高を2000[mm]とした。以下に試験体の各構成部位について示す。

#### 【梁端接合部】

梁端接合部では、図3に示すように上フランジの弾性スプリットティを回転中心とし、主架構の変形を下フランジの交換可能なウェブ塑性化スプリットティに集約する。ウェブ塑性化スプリットティには、使用鋼材の引張強さを乗じて求めた軸力(以後、設計軸力)が梁フランジの降伏軸力以下となる断面積を有し、梁端回転

角1/100[rad.]に相当する軸変形によって5.0[%]程度のひずみが生じる塑性化部を設けた。座屈補剛材は塑性化部の面内方向への座屈も拘束できるように溶接組立のH形断面とし、面内方向のクリアランスが両側面でそれぞれ3.5[mm]となるように製作した。また、座屈補剛材とティウェブとの間には2.0[mm]厚のアンボンド材を介在させ、アンボンド材がつぶれない程度に高力ボルト(4-M16(F10T))を手締めにて取り付けした。弾性スプリットティは、設計軸力に対して弾性範囲に留まり、補剛リブとティウェブによって梁からのせん断力を伝達できるように設計した。上下スプリットティの引張接合部(4-M20、弾性スプリットティはせん断を伝達するために6-M20)、摩擦接合部(10-M16)は設計軸力に対して離間やすべりが生じないように設計した<sup>9)</sup>など。また、柱はダイアフラムなどを設けない無補強柱としたが、柱スキンプレートは設計軸力に対して面外曲げ降伏が生じないように設計した<sup>10)</sup>など。図3の接合部詳細に、各構成要素の降伏耐力を併せて示す。なお、接合部の高力ボルトにはトルシア形高力ボルト(S10T)を用い、ピンテールの破断によりトルク管理を行った。

#### 【柱・梁】

試験体の柱は冷間成形角形鋼管(RBOX-250x250x12(BCR295))、梁は溶接組立H形鋼(BH-440x140x6x9(SS400))とし、スパン直交方向とスパン方向の柱背面側には床スラブを支持するために圧延H形鋼(RH-194x150x6x9(SS400))を取り付けた。梁は前報<sup>7)</sup>で用いた部材からせいを1.5倍と大きくするとともに、鋼材重量をできるだけ抑えるためにウェブプレートを薄くした。

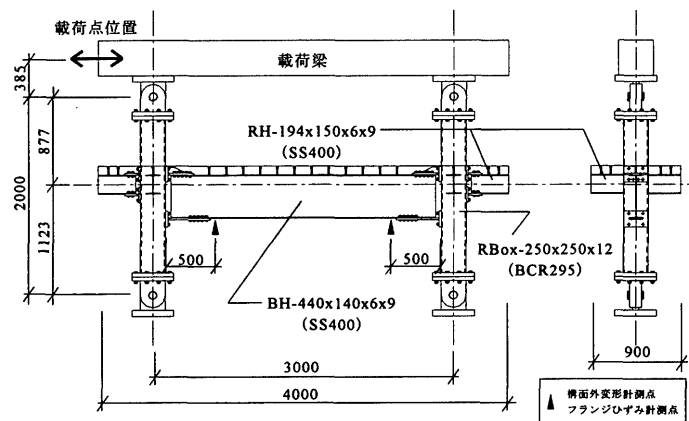


図2. ラーメン部分架構試験体

表1. 使用鋼材の素材試験結果

鋼材種	降伏点 [N/mm <sup>2</sup> ]	引張強さ [N/mm <sup>2</sup> ]	降伏比	一様伸び [%]	
ウェブ塑性化スプリットティ					
座屈拘束ブレース	t=16 LYP225	219	293	75	24
冷間成形角形鋼管 (Rbox-250x250x12)	t=12 BCR295	388*	464	83	13
溶接組立H形鋼 (BH-440x140x6x9)	Web(t=6) SS400	354	475	75	18
	Flange(t=9) SS400	311	452	69	18
圧延H形鋼 (RH-194x150x6x9)	Web(t=6) SS400	382	484	79	16
	Flange(t=9) SS400	316	456	69	20

\*0.2%オフセット耐力

表2. コンクリートの調合と圧縮試験結果

水セメント比 [%]	細骨材率 [%]	単位重量 [kg/m <sup>3</sup> ]				材合 [日]	ヤング係数 [×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> ]	圧縮強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	
		水	セメント	細骨材	粗骨材				
53.3	45.5	155	290	837	1015	0.73	25	2.82	19.69

設計基準強度: Fc=21 [N/mm<sup>2</sup>] 粗骨材寸法: 10 [mm] スラブ厚: 15.5 [mm] 空気量: 5.2 [%]

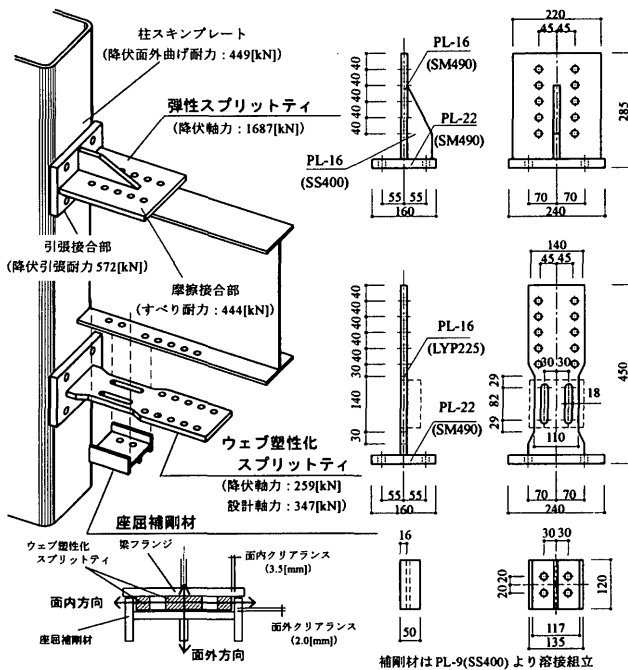


図3. ウェブ塑性化スプリットティを用いた梁端接合部

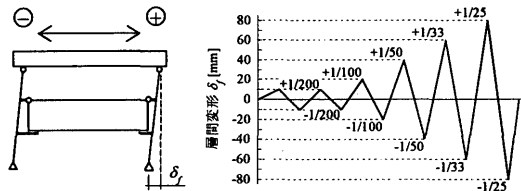
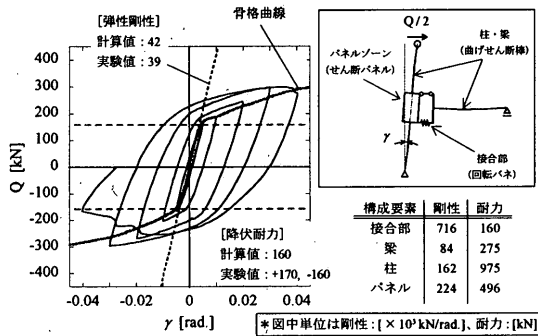


図4. ラーメン部分架構試験体の載荷履歴



(a)層せん断力-層間変形角関係 (b)評価モデル

図5. ラーメン部分架構の履歴挙動

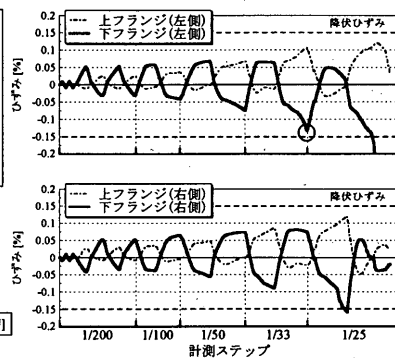


図7. 梁端フランジのひずみ変動

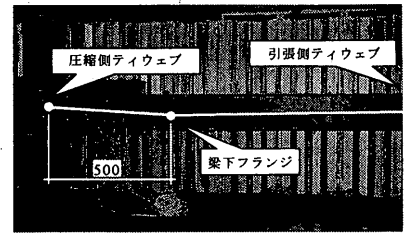


写真1. 構面外変形

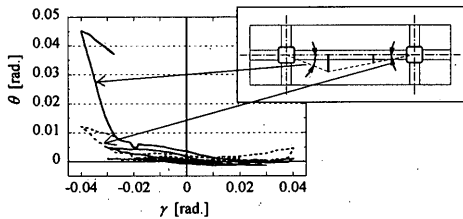


図6. 構面外変形

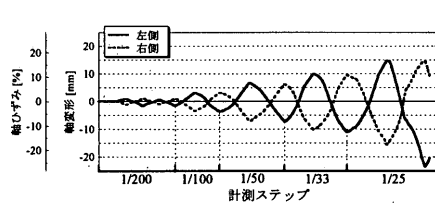


図8. ウェブ塑性化スプリットティの軸変形

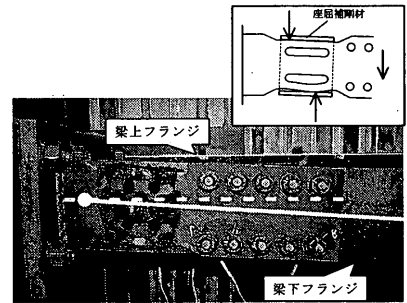


写真2. ウェブ塑性化スプリットティ

したがって、ウェブプレートの幅厚比は $d/t_w=70$ と大きく、塑性変形能力を期待することができないFCランクの梁に属する<sup>11)</sup>。表1. に試験体に使用した鋼材の素材試験結果を示す。

【床スラブ】

床スラブは幅900[mm]、厚さ100[mm]とし、デッキプレート、コンクリート、金網鉄筋から構成する。床スラブの幅は有効幅<sup>10)</sup>(750[mm])を満足し、厚さは合成スラブ用デッキプレート：D-50x300x125x175x1.2を用いることで有効厚さが50[mm]となるように決定した。デッキプレートはみぞ方向と梁のスパン方向とを直交させて梁上で連続させずに敷き詰め、そのデッキプレート上には金網鉄筋： $\phi 3.2$ (SR235)@75x75をかぶり厚さ20[mm]で配筋した。床スラブとH形鋼梁とを緊結するスタッドコネクタは完全合成梁の条件<sup>12)</sup>を満たす本数以上の頭付きスタッド( $\phi 13 \times 80$ )をほぼ均等に配置した。床スラブに用いたコンクリートの調合と圧縮試験結果を表2. に示す。

2.2.2. 荷重方法

試験体の柱端部に取り付けたピン治具の一端を反力架台に固定し、他方に荷重梁を介して接続したアクチュエーターにより準静的荷重を行った。アクチュエーターの制御は柱上下ピン位置における絶対変位の差である、層間変形による変位制御とした。荷重は弾性範囲で正負2回の予備荷重を行った後、層間変形をピン間距離(階高)で除した層間変形角において1/200で正負2回、1/100、1/50、1/33、1/25[rad.]で正負1回ずつの漸増変位振幅荷重とした。図4. に荷重履歴を示す。なお、アクチュエーターの荷重および層間変形の符号は、図2. 中の右方向をそれぞれ正方向とした。

2.3. 実験結果と考察

2.3.1. 架構としての挙動

ラーメン部分架構試験体の層せん断力-層間変形角関係を、弾性剛性と降伏耐力の計算値と併せて図5.(a)に示す。層せん断力はロードセルによる計測値であり、弾性剛性と降伏耐力の計算値は床スラブを無視して前報<sup>1)</sup>の評価モデルにより求めた。ただし、接

合部ではウェブ塑性化スプリットティの塑性化部の軸剛性のみを考慮し、柱および梁は曲げせん断棒、パネルは上下ティウウェブと柱フランジとで囲まれる部分をせん断パネルとして弾性剛性を求めた。図5.(b)に評価モデルと各構成要素の剛性・耐力を示す。弾性剛性を初期荷重時の勾配、降伏耐力を履歴曲線より抽出した骨格曲線での弾性剛性と二次剛性の交点におけるせん断力と定義すると、実験値と計算値は概ね一致する。試験体は層間変形角+1/300[rad.]近くで降伏し、梁に塑性変形能力が期待できない幅厚比の大きなウェブプレートを有する部材を用いたにも関わらず、層間変形角1/33[rad.]まで安定した履歴挙動を示した。最終的には層間変形角-1/25[rad.]荷重時に圧縮側ウェブ塑性化スプリットティ近傍の梁下フランジが目視で確認できるほどラーメン架構の構面外にはらみ出し、層せん断力が著しく低下したため、実験を終了した。実験後の架構面外への変形と圧縮側ウェブ塑性化スプリットティの様子をそれぞれ写真1.、写真2. に示す。

終局状態を決定付けた架構面外への変形は、図2. 中▼で示す位置で計測した架構面外への変形をそれぞれの計測点から梁端部までの距離で除した回転角で評価し、層間変形角との関係として図6. に示す。なお、回転角は図6. 中の右上に示す変形状態を正とする。ウェブ塑性化スプリットティの塑性化部では架構面外への回転およびせん断ずれの拘束をほとんど期待できないが、層間変形角+1/33[rad.]荷重時まで顕著な架構面外への変形は見られない。これは、架構面外への変形が圧縮側ウェブ塑性化スプリットティの塑性化部ではなく、ティフランジ側端部テーパ位置付近(写真2. 中●)を基点に生じていたことから、H形断面の産屈補剛材をティウェブの弾性に留まる部位を含めて取り付けため、産屈補剛材がティウェブの弾性部分と接触して支圧抵抗を生じ(写真2. 中の右上図)、塑性化部における架構面外への回転およびせん断ずれをある程度拘束したからであると考えられる。

2.3.2. 接合部挙動

図2. 中▼で示す位置で計測した梁フランジのひずみと、ウェブ

塑性化スリットティの軸変形を、計測ステップ毎の変動として図7、図8に示す。架構面外への変形が現れ始めた層間変形角 $-1/33[\text{rad}]$  載荷時には、圧縮となる左側のウェブ塑性化スリットティはおおよそ10[%]の最大ひずみと100[%]の累積ひずみを経験していることから終局状態に近かったことが推測でき、同様に左側梁下フランジがほぼ降伏ひずみに達している(図7.中○)ことから、これらが連成して架構面外への変形を増大させる原因となったと考えられる。一方、架構面外への変形が顕著となる層間変形角 $-1/33[\text{rad}]$ 以前の梁端部の挙動に着目すると、床スラブが圧縮力を負担する正曲げ時には下フランジに上フランジの2倍近くのひずみが生じているものの、スパン両端の下フランジのひずみ(図7.中の実線)は、床スラブの抵抗に関わらず対称に生じていることが分かる。ウェブ塑性化スリットティについても前報りで想定したようにスパン両端で引張・圧縮変形が均等に生じている。したがって、従来の梁端接合部の正曲げ時には負曲げ時より下フランジのひずみが増大するため、下フランジの引張ひずみが累積し、塑性変形能力を確保する上で床スラブが悪影響を及ぼすという実験結果がある<sup>13)</sup>などが、梁端下フランジのウェブ塑性化スリットティにはスパン両端で均等に引張・圧縮変形が生じるため、合成梁とした場合でもウェブ塑性化スリットティの変形性能に基づいて骨組の塑性変形能力を確保することが可能である。

なお、本実験では最終破壊状態を確認するために大変形領域まで載荷を行ったが、実設計で目標クライテリアとされることが多い層間変形角 $1/100[\text{rad}]$ においては梁の構面外変形やウェブ塑性化スリットティの不具合は見られず、床スラブに生じたひび割れのほとんどは荷重を除荷した際に閉じる軽微なものであったことから、損傷をウェブ塑性化スリットティの他には床スラブの軽微なひび割れに限定でき、高い補修性を確保することができたと言える。

### 3. プレース型ダンパーを組み込んだ部分架構の実験

#### 3.1. 実験目的

ウェブ塑性化スリットティを用いたラーメン架構とブレース型ダンパーを併用する際には、接合部の品質管理・施工性の観点からダンパーを設置する構面においても高力ボルト接合部を採用することが望ましい。しかしながら、ダイアフラムを省略した高力ボルト接合部では、柱スキンプレートや接合要素の局所変形によりダンパーの水平力を十分に伝達できない場合が考えられる。ここでは、この高力ボルト接合部における水平力伝達に対して補強鉄筋を配筋した床スラブを利用し、さらに梁端接合部における変形追従を確保するために上フランジの接合要素を回転中心としたピン接合部を採用した架構の載荷実験を行うことで、架構・接合部の挙動を把握するとともに、ブレース型ダンパーを組み込んだ架構においても高い補修性を確保できることを確認する。

#### 3.2. 実験計画

##### 3.2.1. 試験体

試験体は図9に示すブレース型ダンパー、柱、梁、接合部、床スラブから構成される1スパンの部分架構であり、ブレース型ダンパーを設置する主架構の両側柱に、載荷梁と反力治具を取り付

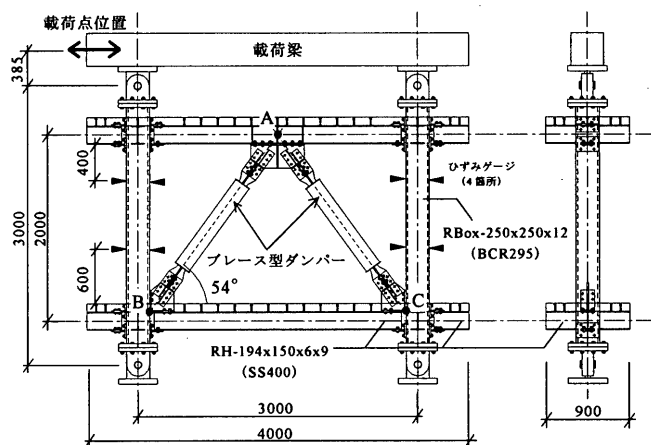


図9. プレース部分架構試験

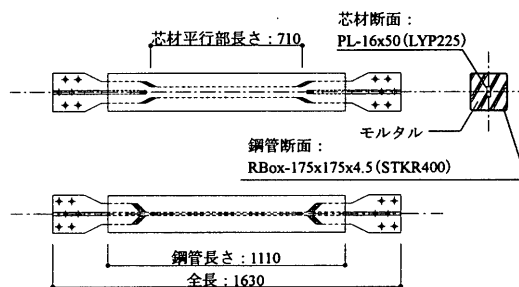


図10. プレース型ダンパー(座屈拘束ブレース)

けるための突出部を加えた形状である。試験体の縮尺、スパン、階高は2章の試験体と同様とした。以下に試験体の各構成部位について示す。

#### 【座屈拘束ブレース】

ブレース型ダンパーには図10.に示す芯材を鋼管とモルタルで拘束する座屈拘束ブレース<sup>14)</sup>を採用し、主架構にK型配置した。芯材断面はPL-16x50(LYP225)であり、2章のウェブ塑性化スリットティに用いた鋼材と同一ロットとした。芯材の平行部は層間変形角 $1/100[\text{rad}]$ に対しておおよそ1.5[%]の軸ひずみが生じる710[mm]であり、試験体の縮尺に対して接合部を小さくできなかったため、一般の履歴型ダンパー<sup>15)</sup>に比べて短い。

#### 【梁端接合部】

梁端接合部では損傷を受けずに変形追従能力を確保することを目的とし、上フランジを回転中心としたピン接合ディテールを採用する。上層梁端接合部は図11.に示すように上フランジに従来型スリットティを、下フランジに長穴をウェブに設けたスリットティ(以後、L.H.スリットティ)をそれぞれ用いる。L.H.スリットティのウェブと下フランジは長穴を介して高力ボルトを手締めで取り付けるだけであるため、下フランジ位置での材軸方向の動きは自由となり、梁端接合部はピン接合としての挙動が期待できる。また、梁の架構面外への変形に対しては、長穴に通した高力ボルトと長穴側面とが支圧抵抗を生じることで拘束効果が期待できる。なお、下層梁端接合部においても下フランジの接合要素をL.H.スリットティとすることで、上層梁端接合部と同様の挙動を期待した。

#### 【柱・梁】

試験体の柱は2章と同一断面の冷間成形角形鋼管とし、梁はピ

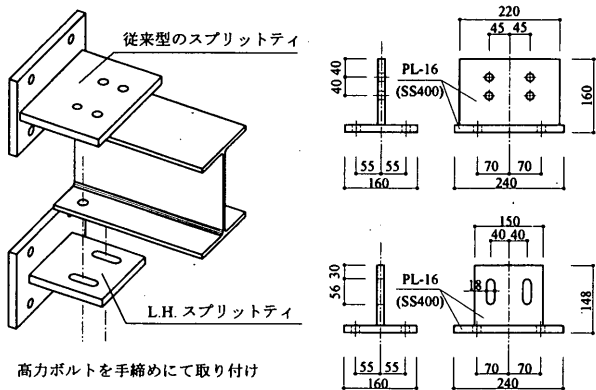


図 11. 梁端接合部(上層)

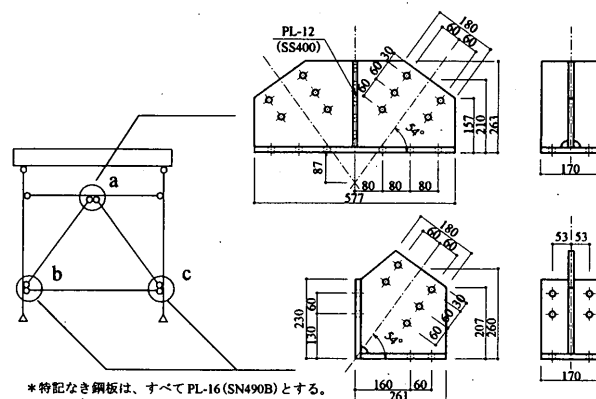


図 12. ガセットプレート

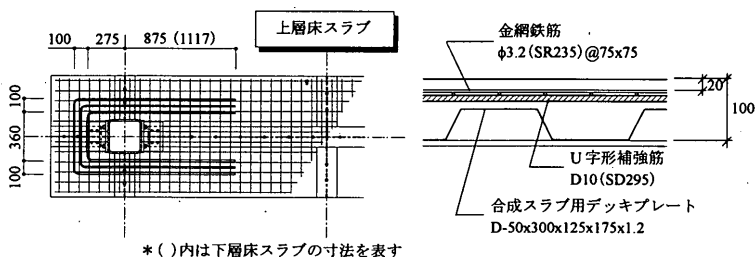


図 13. 床スラブの配筋図と鉄筋のおさまり

表 3. コンクリートの調合と圧縮試験結果

水セメント比 [%]	細骨材率 [%]	単位重量 [kg/m <sup>3</sup> ]					砂合 [B]	ヤング係数 [×10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> ]	圧縮強度 [N/mm <sup>2</sup> ]
		水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤			
53.5	45.5	155	290	837	1015	0.73	22	2.9	21.5

設計基準強度: Fc=21 [N/mm<sup>2</sup>] 粗骨材寸法: 10 [mm] スラブ厚: 20.0 [mm] 空気量: 5.5 [%]

表 4. U 字形補強筋の素材試験結果

規格	降伏点 [N/mm <sup>2</sup> ]	引張強さ [N/mm <sup>2</sup> ]	降伏比	一様伸び [%]
U字形補強筋 D10 (SD295)	378	498	76	29

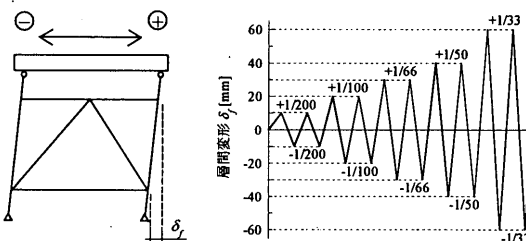


図 14. ブレース部分架構試験体の载荷履歴

ン接合を期待した梁端部の回転性能が明かでなかったため、下フランジ位置での材軸方向への動きができるだけ小さくなるように 2 章で用いた若干梁せいの小さな圧延 H 形鋼を用いた。また、床スラブの支持を目的とした梁も同様の圧延 H 形鋼とした。なお、角形鋼管と圧延 H 形鋼は 2 章と同一ロットの鋼材である。

【ガセットプレート】

ガセットプレートは、図 12. に示すようにガセットプレート端部に溶接した鋼板を介して柱、梁に高力ボルト接合する。このガセットプレートは高力ボルトの締め付け時の取り合いから補剛リブを省略する必要があり、面外剛性を確保するために座屈拘束ブレースとガセットプレートはアングルを介して接合する<sup>16)</sup>。ガセットプレートは、座屈拘束ブレースの芯材断面積に使用鋼材の引張強さを乗じて求めた軸力(以後、設計軸力)に対して設計した。上層梁のガセットプレート(図中の a)は設計軸力の鉛直、水平成分に対して高力ボルト(12-M16)にすべりが生じないように設計し、下層梁のガセットプレート(図中の b、c)は設計軸力の鉛直、水平成分が柱と梁の高力ボルトにせん断力として作用すると仮定し、高力ボルト(柱側、梁側それぞれ 4-M16)にすべりが生じないように設計した。なお、高力ボルトのトルク管理は、2 章と同様にトルシア形高力ボルト(S10T)のピンテール破断により行った。

【床スラブと U 字形補強筋】

床スラブには、2 章と同様の構成要素に加え、梁端接合部における座屈拘束ブレースの水平力伝達を目的として図 13. に示す U 字形の補強鉄筋(以後、U 字形補強筋)を配筋する。U 字形補強筋は床スラブの有効幅内に収めることで均等に水平力を負担できる

と仮定し、設計軸力の水平成分を弾性範囲で伝達できるだけの本数を配筋した。また、上層梁では柱の部材芯から、下層梁ではガセットプレートのスパン寄り摩擦接合ボルトからスパン中央に向かう 45° 方向をそれぞれ危険断面と仮定して、U 字形補強筋の定着長さ<sup>17)</sup>を確保した。床スラブに用いたコンクリートの調合と圧縮試験結果、U 字形補強筋に用いた異形鉄筋 D10 (SD295) の素材試験結果をそれぞれ表 3.、表 4. に示す。

3. 2. 2. 载荷方法

試験体の柱突出部に取り付けたピン治具の一端を反力架台に固定し、他方に载荷梁を介して接続したアクチュエーターにより準静的载荷を行った。アクチュエーターの制御は第 1 層と第 2 層の絶対変位の差である、層間変形による変位制御とした。载荷は弾性範囲で正負 2 回ずつの予備载荷を行った後、層間変形を階高で除した層間変形角において 1/200、1/100、1/66、1/50、1/33 [rad.] で正負 2 回ずつの漸増変位振幅载荷とした。図 14. に载荷履歴を示す。アクチュエーターの荷重および層間変形の符号は、図 9. 中の右方向をそれぞれ正方向とした。なお、アクチュエーターの制御に用いた層間変形は後述するようにみかけの層間変形である。

3. 3. 実験結果と考察

3. 3. 1. 試験体部分の評価、架構全体の挙動

本実験における架構の応力状態は図 15. のようになり、柱には地震時に想定される向きとは逆向きのせん断力が作用する。したがって、梁端接合部や座屈拘束ブレースの挙動などを評価するため、柱に作用する逆向きのせん断力の影響を除去した。すなわち、試験体に作用する層せん断力(Q)はアクチュエーターのロードセ

ルによる計測値である載荷荷重( $Q_0$ )に柱のせん断力( $cQ_L, cQ_R$ )を加えた荷重とし、層間変形角( $\gamma$ )は上層、下層の相対変形から求まるみかけの層間変形角( $\gamma_0$ )に柱の変形を加えた値とした。なお、柱のせん断力は図9.中▼で示す柱の材軸方向2断面に貼付したひずみゲージの計測値から算出し、柱の変形は階高を材長とした両端固定梁の曲げ剛性に作用せん断力を乗じて算出した。

柱に作用する逆向きのせん断力の影響を除去して評価した層せん断力-層間変形角関係を図16.に示す。試験体は安定した履歴挙動を示し、最終的には層間変形角-1/30[rad.]の2サイクル目に右側の座屈拘束ブレースの芯材平行部のほぼ中央位置で破断が生じ、急激に耐力を喪失したため、実験を終了した。座屈拘束ブレースが破断するまでガセットプレートを含めた高力ボルト接合部にすべりは生じず、また、上下層ともに梁の架構面外への変形は見られなかった。

### 3.3.2. 座屈拘束ブレースの挙動

座屈拘束ブレースの挙動は、図15.に示す応力状態から求まる左右の座屈拘束ブレースの負担せん断力と、材中央側の摩擦接合ボルト間で計測した軸変形を用いて評価する。左右の座屈拘束ブレースのせん断力の和は層せん断力( $Q$ )となり、左右の座屈拘束ブレースが負担する層せん断力の比率( $\alpha_L, \alpha_R$ )は図15.における力の釣り合いから、

$$\alpha_L = \frac{(cN_L + cN_R) + Q \cdot \tan \theta_{(R)}}{Q \cdot (\tan \theta_{(L)} + \tan \theta_{(R)})} \quad \dots (1)$$

$$\alpha_R = 1.0 - \alpha_L \quad \dots (2)$$

と表すことができる。図17.に左右の座屈拘束ブレースの負担せん断力-軸変形関係を示す。負担せん断力を求める際の取り付け角度( $\theta_{(L)}, \theta_{(R)}$ )は図9.中のA、B、C点における絶対変位から算出し、柱の軸力( $cN_L, cN_R$ )はひずみゲージの計測値より算出した。また、図17.中の軸変形は引張側を正とし、横軸には軸変形を芯材の平行部長さで除したひずみを併せて示した。座屈拘束ブレースは破断まで概ね安定した履歴挙動を示したが、芯材の断面積変化や鋼管内部で生じた芯材の高次モードの座屈により拘束材が軸力を負担するなどの理由から、層間変形角1/50[rad.]載荷(軸ひずみで2[%]相当)以降、圧縮側座屈拘束ブレースの耐力が引張側に比べて大きくなっている。同層間変形角以降、左右の座屈拘束ブレースの耐力差が顕著になると、梁端部をピン接合とした上層梁の曲げ剛性が小さいため、上層梁は突き上げられて引張側座屈拘束ブレースの軸変形を増大させている。従来の鉄骨K型ブレース架構では座屈による圧縮側ブレースの耐力劣化に伴って上層梁が下側に引っ張られるが<sup>19)</sup>など、すでに文献19)で指摘されているように、座屈拘束ブレースを用いた場合には鉄骨鉄筋コンクリート造のK型ブレース架構<sup>20)</sup>などと同様に上層梁は突き上げられる傾向にある。したがって、梁端部をピン接合とすることは架構の変形追従能力を確保する上で有効であるが、上述した理由などで圧縮側座屈拘束ブレースの耐力が引張側と比べて大きくなると、単純梁となる上層梁は容易に突き上げられ、引張側ダンパーの軸変形を増大させて破断を早める危険性がある。

### 3.3.3. 接合部の回転性能

ピン接合としての挙動を期待した梁端接合部は、図18.に示す変位計から算出できる梁端回転角と回転中心で評価した。梁端接合部の計測ステップ毎の梁端回転角を梁下フランジ側が広がる時を正と定義し、変形のピーク時における回転中心と併せて上下各層についてそれぞれ図19.、図20.に示す。左右の梁端回転角の平均値は上下層ともに層間変形角とほぼ対応しており、梁端接合部はピン接合として十分に機能している。層間変形角1/50[rad.]以降、上層梁端接合部では左右の梁端回転角が徐々に正側にシフトしているが、これは実験終了時まで接合部の回転中心がほぼ安定していること、下層梁端接合部では非対称性が現れていないことから、L.H. スプリットティの不具合によるものではないと言える。図18.の変位計から求まる上フランジ側スプリットティの軸変形がティフランジの弾性限界変形以上であったことも一要因として考えられるが、梁端回転角が正側にシフトし始めた層間変形角1/50[rad.]は左右の座屈拘束ブレースに耐力差が生じ始めた時点でもあり、左右の座屈拘束ブレースに生じた耐力差により上層梁が突き上げられたため、上層梁の撓み分だけ梁端回転角が正側にシフトしたと考えられる。

### 3.3.4. 床スラブの水平力伝達

図21.、図22.に、(a)設計時に想定した水平力の伝達経路、(b)層間変形角1/50[rad.]時の床スラブのひび割れ図、(c)U字形補強筋のひずみと層間変形角との関係(層間変形角1/50[rad.]時までを実線)を上下各層についてそれぞれ示す。なお、ひび割れはスパン両端でほぼ対称に発生したため、U字形補強筋にひずみゲージを貼付した左側のひび割れ状況のみを示した。上層床スラブ左側では、負側載荷時に上フランジのスプリットティによる水平力の伝達に加え、U字形補強筋により図21.(a)に示すような水平力の伝達を期待した。同図(b)のひび割れ状況を見ると、想定した負側載荷時にのみひび割れの発生が確認でき、U字形補強筋に沿うようにスパン中央付近にまでひび割れが分散していることが分かる。また、同図(c)のU字形補強筋のひずみ履歴においても負側の変形に伴いひずみが増大している。下層床スラブ左側では、正側載荷時にガセットプレートによる水平力の伝達に加え、U字形補強筋により図22.(a)に示す水平力の伝達を期待した。下層床スラブでは同図(b)に示すように正負載荷時ともにひび割れの発生が確認されたが、同図(c)に示すU字形補強筋のひずみ履歴では想定した正側の変形に伴いひずみが増大しており、上下層ともにU字形補強筋が想定した変形時に機能したと言える。

床スラブの負担している水平力については、層間変形角1/50[rad.]時の左側座屈拘束ブレースの負担せん断力がU字形補強筋の設計水平力(127[kN])程度である(図16.)のに対して、設計水平力に対して弾性限となるように設計したU字形補強筋のひずみが降伏ひずみにほぼ達していることから、U字形補強筋で十分に水平力を伝達できていることが分かる。同様に層間変形角1/50[rad.]以前の変形ピーク時についても左側座屈拘束ブレースの負担せん断力とU字形補強筋のひずみから求まる水平力とを比較すると、左側座屈拘束ブレースの水平力のおおよそ80~90[%]をU字形補強筋が負担していた。

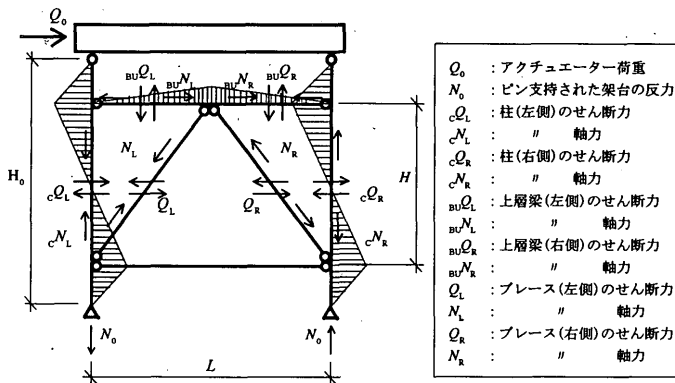


図15. ブレース部分架構試験体の応力状態

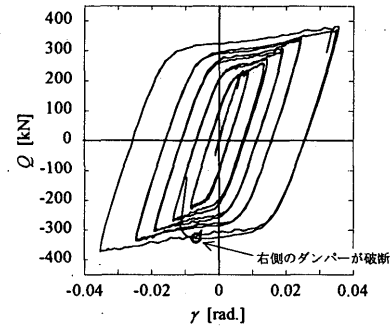


図16. 層せん断力-層間変形角

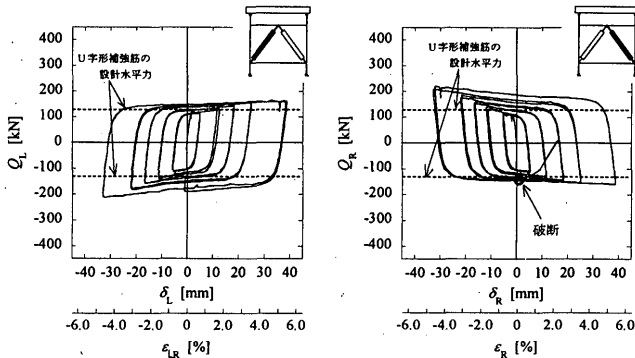
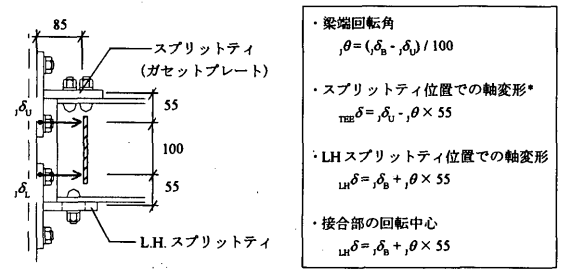
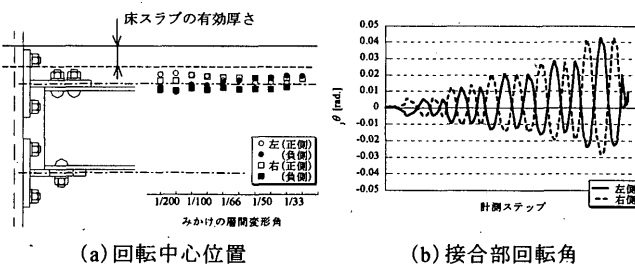


図17. 屈座拘束ブレースの負担せん断力-軸変形(概算ひずみ)



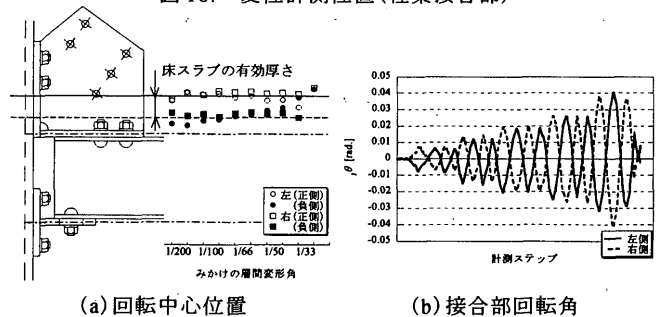
\* 下層柱梁接合部ではガセットプレートの下部プレート位置での軸変形となる。

図18. 変位計測位置(柱梁接合部)



(a) 回転中心位置 (b) 接合部回転角

図19. 上層柱梁接合部の回転性能



(a) 回転中心位置 (b) 接合部回転角

図20. 下層柱梁接合部の回転性能

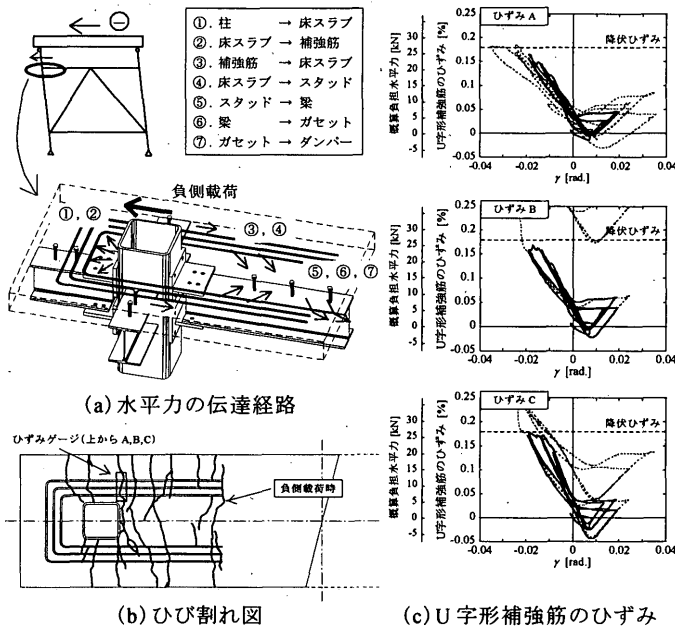


図21. 上層床スラブにおける水平力伝達

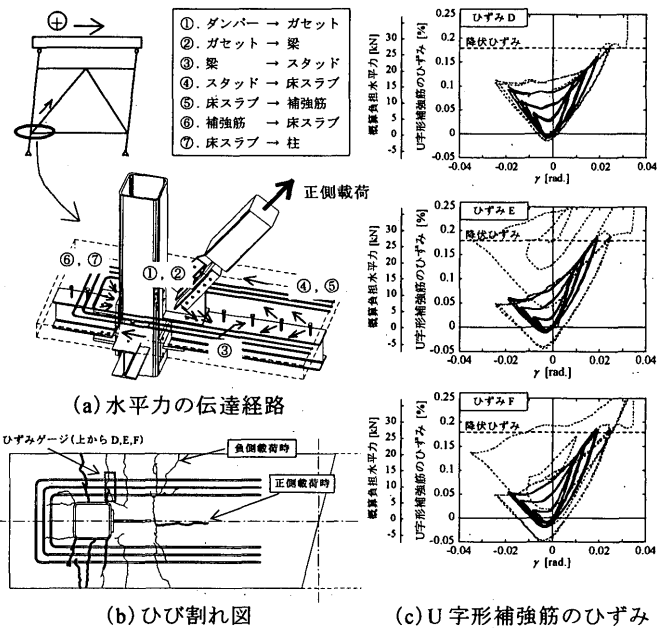


図22. 下層床スラブにおける水平力伝達

なお、本実験では2章と同様に最終破壊状態を確認するために大変形領域まで荷重を行ったが、終局時まで座屈拘束ブレースと床スラブのひび割れ以外に損傷は見られなかった。床スラブに生じたひび割れについてはU字形補強筋により分散されたため、2章のラーメン架構と比べて荷重を除荷した際に閉じる軽微なひび割れの割合が多く、ブレース型ダンパーを組み込んだ架構においても損傷を交換可能なダンパーと床スラブの軽微なひび割れに限定でき、高い補修性を確保することができたと言える。

#### 4. 結

ウェブ塑性化スプリットティを用いたラーメン架構と、従来のブレース型ダンパーを設置した架構を組み合わせることで、梁端部での損傷を回避し難い建物においても地震後の継続使用を前提としたより高度な構造システムを構築することが可能となる。本報ではこの構造システムを構築するための基礎データを得るため、2種類の架構を対象とした実験を行った。まず、より現実的な条件下における架構・接合部の挙動を把握するために行った、ウェブ塑性化スプリットティを有するラーメン架構の荷重実験より以下の結果を得た。

- 1) 塑性変形能力を期待できないような幅厚比の大きなウェブレートを有する梁を用いても、ウェブ塑性化スプリットティに塑性変形を集約させることで架構として十分な塑性変形能力を確保できた。
- 2) ウェブ塑性化スプリットティの塑性化部には架構面外への回転およびせん断ずれの拘束をほとんど期待できないが、H形断面の座屈補剛材をウェブの弾性部分を含めて取り付けることである程度の拘束効果を得ることができた。
- 3) 梁下フランジのウェブ塑性化スプリットティに塑性変形を集約することで、床スラブの抵抗に関係なく、ウェブ塑性化スプリットティの変形性能に基づいて塑性変形能力を確保できることを示した。

梁端部で損傷を受けずに架構の変形追従能力を確保することを期待した梁端ピン接合部と、ダイアフラムを省略した高力ボルト接合部における水平力伝達の補助を期待した補強鉄筋を有する床スラブの挙動を把握するために行った、ブレース型ダンパーを組み込んだ架構の荷重実験より以下の結果を得た。

- 1) 梁上フランジの接合要素を回転中心としたピン接合は十分に機能し、ブレース型ダンパーが破断に至るまで架構の変形追従能力を確保することができた。
- 2) しかしながら、K型配置した左右のブレース型ダンパーに圧縮力としての耐力差が生じると、単純梁となる上層梁は容易に突き上げられるため、引張側ダンパーの軸変形を増大させる危険性がある。したがって、K型に座屈拘束ブレースを配置する場合にも、引張・圧縮の繰り返し塑性変形を左右の座屈拘束ブレースに均等に生じさせるためには、上層梁には接合部を含めてある程度以上の剛性と強度を確保する必要があると言える。
- 3) U字形補強筋を有する床スラブにより、ダイアフラムを省略

した高力ボルト接合部においてもブレース型ダンパーに水平力を伝達できる可能性を示した。

なお、両架構ともに実設計で目標クライテリアとなることが多い層間変形角 $1/100[\text{rad}]$ までは、損傷を交換可能なウェブ塑性化スプリットティとブレース型ダンパーに限定でき、床スラブに生じたひび割れについてもほとんどが荷重を除荷した際に閉じる軽微なものであったことから、高い補修性を確保できたと言える。

【謝辞】 本研究の実験は、計画当初から新日本製鐵鋼構造研究開発センターの菅野良一博士、竹内一郎氏、清水信孝氏に貴重なご助言・ご協力をいただきました。実験の遂行に当たっては、元 東京工業大学大学院生 岡田健博士(現 日本学術振興会特別研究員)、北川まどか氏(現 構造計画研究所)、山田努氏(現 鉄道総合技術研究所)にお手伝いいただきました。本実験で使用した計測機器の一部は、横浜国立大学 田才晃助教からお借りしました。ここに記して感謝の意を表します。

#### 【参考文献】

- 1) 吉数祥一, 山田哲, 竹内徹, 鈴木一弁, 岡田健, 和田章: 損傷を梁端下フランジの接合要素に限定する新しい鋼構造骨組 その1. ウェブ塑性化スプリットティを用いた柱梁接合部の実験, 日本建築学会構造系論文集, 第575号, pp.113-120, 2004.1.
- 2) 和田章, 岩田衛, 清水敏三, 安部重孝, 川合廣樹: 建築物の損傷制御設計, 丸善, 1998.
- 3) 田中直樹, 澤本佳和, 佐伯俊夫, 深田良雄: 水平ハンチ付はり角形鋼管柱接合部の弾塑性挙動, 鋼構造論文集, 第5巻, 第20号, pp.101-111, 1998.12.
- 4) 吹田啓一郎, 田村匠, 森田周平, 中島正愛, マイケル・D・エンゲルハート: ノンスカラップ工法とRBS工法による柱梁接合部の塑性変形能力 一改良型溶接柱梁接合部の実大実験一その1-, 日本建築学会構造系論文集, 第526号, pp.177-184, 1999.12.
- 5) 田淵基嗣, 金谷弘, 田中文之, 園田隆一: 角形鋼管柱・梁仕口溶接部における改良型スカラップの提案, 鋼構造年次論文報告集, 第1巻, c
- 6) 田中淳夫, 榎本憲正, 泉満: スカラップを必要としない特殊裏当て金を用いたはり端溶接接合部の耐力に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.1779-1780, 1988.10.
- 7) 吹田啓一郎, 井上一朗, 竹内一郎, 宇野暢芳: 座屈拘束された方杖ダンパーによる柱梁高力ボルト接合部の力学挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第575号, pp.53-160, 2003.9.
- 8) 竹内徹, 山田哲, 和田章, 鈴木一弁, 市川康, 葛生貴博: 梁端塑性化ジョイントによる損傷制御フレームの実用化, 鉄構技術, pp.21-30, 2004.3.
- 9) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 2002.4.
- 10) 福智康之, 増田浩志, 斎藤善宏: スプリットティを用いた半剛接合部に関する実験的研究一その3 柱の面外曲げ挙動に関する検討 単純引張試験一, 日本建築学会学術講演梗概集(関東), pp.829-830, 2001.9.
- 11) 日本建築センター: 構造計算指針・同解説, 1986.
- 12) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, 1999.
- 13) 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.
- 14) 藤本盛久, 和田章, 佐伯英一郎, 渡辺厚, 人見泰義: 鋼管コンクリートにより座屈を拘束したアンボンドブレースに関する研究, 構造工学論文集, Vol.34B, pp.249-257, 1988.3.
- 15) 前田泰史, 中田安洋, 岩田衛, 和田章: 軸降伏型ダンパーの疲労特性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第503号, pp.109-115, 1998.1.
- 16) 竹内徹, 山田哲, 北川まどか, 鈴木一弁, 和田章: 構面外剛性の低い接合部により接合された座屈拘束ブレースの座屈安定性, 日本建築学会構造系論文集, 第575号, pp.121-128, 2004.1.
- 17) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2000.
- 18) 若林寛, 柴田道生, 今村哲雄, 西野孝仁: K型筋違付架構の弾塑性挙動に関する実験的研究, 日本建築学会学術講演梗概集(関東), pp.1009-1010, 1979.9.
- 19) SEAOC / AISC: Recommended Buckling-Restrained Braced Frame Provisions, 2001.11.
- 20) 五十嵐定義, 脇山広三, 井上一朗: K型筋違を有する鉄骨鉄筋コンクリート造骨組の弾塑性履歴性状に関する実験的研究, 日本建築学会学術講演梗概集(中国), pp.1455-1456, 1977.10.

(2004年3月10日原稿受理, 2004年8月4日採用決定)