

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

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

Part 1 Static tests of beam-to-column connections with weak-web-split-tee

吉 敷 祥 一^{*1}, 山 田 哲^{*2}, 竹 内 徹^{*3}

鈴 木 一 弁^{*4}, 岡 田 健^{*1}, 和 田 章^{*5}

Shoichi KISHIKI, Satoshi YAMADA, Toru TAKEUCHI,

Kazuaki SUZUKI, Ken OKADA and Akira WADA

Many steel structures suffered damage at beam-to-column connections under the Northridge and Hyogo-ken Nanbu Earthquakes more than 8 years ago. After these earthquakes, a remarkable number of studies have been made on beam-to-column connections in U.S. and Japan. Nevertheless, in those studies, little attention has been paid to the point of repairing. The purpose of this study is to propose new ductile steel structure frame system, which realizes not only structural performances but also easy repairing after heavy earthquake. This system is based on bolted connections with split-tee. Main feature of this system is to limit plastic deformation to the split-tee at bottom flange. To the contrary, the split-tee at top flange can be kept in elastic, because the center of rotation stays at the top flange of beam end. Consequently, when the structure using this system suffers compulsory deformation under the earthquake, the deformation concentrates on the split-tee at bottom flange. Finally, two series of static tests were conducted. First series are axial loading tests of the weak-web-split-tee elements, and second series are bending tests of beam-to-column connections having weak-web-split-tee. From the result of these tests, we verified that this system had efficient deformation capacity. In addition, the damaged part of this system would be easy to repair or change to new one.

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

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

1995年の兵庫県南部地震では人命保護はなされたものの、その機能を保持できなくなった建物が少なくない。都市を大地震が襲った際には、このような建物の機能停止に伴う経済的損失は甚大であり、地震後の補修性を考慮した耐震設計が必要である。損傷制御設計¹⁾は、鉛直荷重を支持する主架構と地震時のエネルギー吸収を期待する制振部材とから建物を構成することで、補修性を考慮した耐震設計を可能とする。近年、このような新しい設計思想と活発な制振部材の研究・開発により、優れた制振部材を組み込んだ建物が数多く建設されるようになった。

制振部材を組み込まない建物においては地震時のエネルギーを吸収できるだけの塑性変形能力が必要であるが、損傷制御構造においても主架構には制振部材がその性能を十分に発揮できるだけの変形追従能力が必要である。特に中低層建物においては極めて稀に遭遇する地震入力に対する最大層間変形角が超高層建物に比して過大になり易く、たとえ制振部材を組み込んだとしても梁端部に高い塑性変形能力が要求される場合が多い。先の大地震では骨組の変形能力を確保する上で重要な部位の一つである柱梁接合部において、梁端下フランジ溶接部が破断する被害が多数生じた。この被害を契機に、優れた変形能力を確保する、信頼性の高い接

合部が数多く提案されてきている^{2)~10)}など。梁端にハンチを設ける方法^{2),3)}などや、接合部から離れた位置に切り欠きを設けるRBS工法⁴⁾などは梁端溶接部での塑性変形を回避する方法であり、部材として優れた変形能力を確保できるという結果を得ている。また、溶接入熱やパス間温度を管理することで溶接金属の力学的特性を保証したり⁵⁾など、改良スカラップ工法⁶⁾などやノンスカラップ工法^{7),8)}などにより溶接部近傍での応力集中を回避することで、同様に梁端部で優れた変形能力を確保できるという結果を得ている。しかしながら、変形能力を確保する上で部材の塑性変形能力に立脚した設計を行えば、それは骨組自体の損傷を許容することを意味する。すなわち、これらの研究の主な着眼点は変形能力であり、損傷後の補修性については言及していない。変形能力やエネルギー吸収能力だけでなく、補修性にも着目した研究が井上⁹⁾や岩田¹⁰⁾などにより行われ始めてはいるものの、これからの研究課題であり、主架構においても変形能力のみならず、高い補修性を確保することは、地震後の継続使用を前提とした、より高い水準での耐震設計を可能とする。

本研究では、柱梁接合部において高い補修性と優れた変形能力を確保することができる、新しい柱梁接合部システムを提案し、その力学的挙動を把握する。

^{*1} 東京工業大学大学院 博士後期課程・修士(工学)

^{*2} 東京工業大学建築物理研究センター 助教授・博士(工学)

^{*3} 東京工業大学建築学専攻 助教授・博士(工学)

^{*4} 新日本製鐵建築事業部 修士(工学)

^{*5} 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.

Prof., S.E.R.C., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

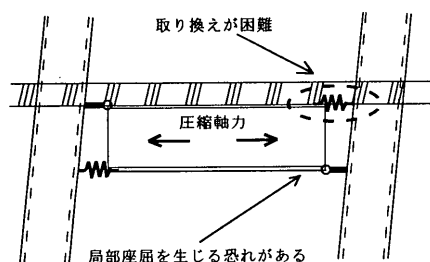


図1. 従来型のスプリットティを用いたときの変形状態

2. 新しい柱梁接合部システムと接合要素

2.1. 柱梁接合部システム

骨組に高い補修性を確保するためには、着脱の容易な部材から骨組を構成し、地震時に受ける損傷を容易に交換できる特定の部位に限定することが望ましい。損傷制御構造の建物においても制振部材の接合部には着脱の容易な高力ボルトを用いている。主架構の柱と梁の接合においても高力ボルトを用いれば、従来の溶接接合に比べて部材同士の着脱を容易に行うことができるはずである。柱梁接合部に高力ボルトを用いる一般的な方法としては柱・梁を接合要素を介して取り付けする方法があるが、この方法において接合部耐力を主要構造部材に対して意図的に低く設計することで、地震時の損傷を接合要素に限定することができるという報告がある¹¹⁾など。しかしながら、一般的な接合要素の一つである従来型のスプリットティは、引張力を受ける際にはティフランジの面外変形により優れた変形能力を示すが、圧縮力を受ける際には柱フランジの支圧抵抗によりほとんど変形が生じない。したがって、図1.に示すような1スパンラーメンにおける変形状態を考えると、左右の回転中心が異なるために梁部材には圧縮軸力が生じ、接合部の回転剛性や耐力が上昇し¹²⁾、梁フランジの局部座屈が発生しやすくなるなど、損傷部位の限定という点では望ましい変形状態であるとは言いがたい。損傷部位を着脱の容易な接合要素に限定するためには、コンクリートスラブの存在や補修性の点からも図2.に示すような変形状態が望ましい。この変形状態では梁上フランジの接合要素が常に回転中心となり、梁下フランジの接合要素が左右均等に変形することで、骨組に生じる変形を梁下フランジの接合要素に集約することができる。すなわち、地震時には柱・梁といった主要構造部材には損傷を及ぼさず、主架構における損傷部位を梁下フランジの接合要素に限定することができる。したがって、地震後はこの梁下フランジの接合要素のみを取り換えるだけで建物を継続的に使用することが可能となり、制振部材が設置できない建物や制振部材だけでは梁端部を弾性範囲に留めることが難しい建物においても、主架構を無損傷に留める損傷制御構造と同様に高い補修性を確保することができる。

この柱梁接合部システムは接合部に高力ボルトを用いることで品質管理が確実に行えるため、従来の溶接接合と比べて変形能力を確保する上で優れているだけでなく、梁ウェブと柱を接合せず、接合部の回転中心をあらかじめ梁上フランジとすることにより柱梁接合部における変形性能を梁下フランジの接合要素によって決定することができる。すなわち、梁ウェブの負担曲げモーメントやコンクリートスラブとの合成効果による中立軸位置の上昇に影響を受けず、柱梁接合部の変形能力を確保する設計が可能となる。

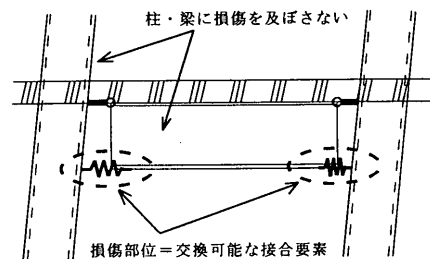


図2. 塑性化スプリットティを用いたときの変形状態

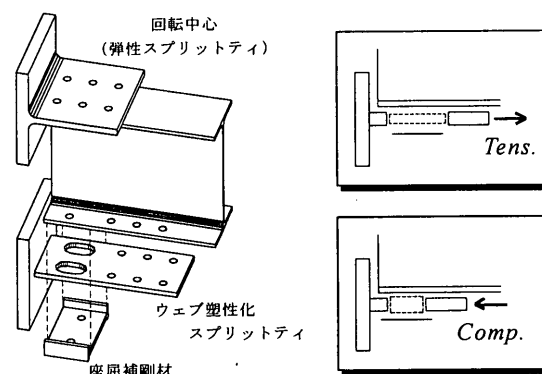


図3. ウェブ塑性化スプリットティ

2.2. ウェブ塑性化スプリットティ

提案する柱梁接合部システムの変形状態を形成するためには、引張、圧縮力下で均等に変形できる梁下フランジの接合要素が必要である。また、主要構造部材に損傷を及ぼさず、主架構の損傷をこの接合要素に限定するためには、主要構造部材に先行して降伏し、骨組に生じうる変形を十分に吸収できるだけの優れた変形能力を有している必要がある。このような梁下フランジの接合要素への要求性能を、T形断面の接合要素であるスプリットティを用いて満たそうとすると、このスプリットティを塑性化スプリットティと称する。

本論文では図3.に示すようにスプリットティのウェブに断面欠損部を意図的に設け、その部位を主要構造部材に先行して積極的に軸降伏させる塑性化スプリットティを提案する。この意図的に設けた断面欠損部は、圧縮力下において容易に座屈するため、座屈拘束ブレースの考え¹³⁾を援用し、梁フランジと座屈補剛材とで挟み込むことにより座屈拘束を施す。このように座屈拘束を施すことで、引張、圧縮力下で安定した塑性変形を期待できる塑性化スプリットティを、以後、ウェブ塑性化スプリットティと称する。このウェブ塑性化スプリットティの変形は、従来型のスプリットティにおけるティフランジの面外変形とは異なり、接合部と離れた部位に塑性変形を集約できるため、取り換え時の弊害となる高力ボルトへの損傷を制御することも可能となる。なお、ティウェブの断面欠損部を図3.に示すように二つの長穴によって設けた理由は、座屈補剛材を梁フランジに高力ボルトで取り付けるためである。また、圧縮変形に伴う断面積の増加に対しては、座屈拘束ブレースと同様に座屈補剛材と断面欠損部の間にアンボンド材を介在させることで対処する。

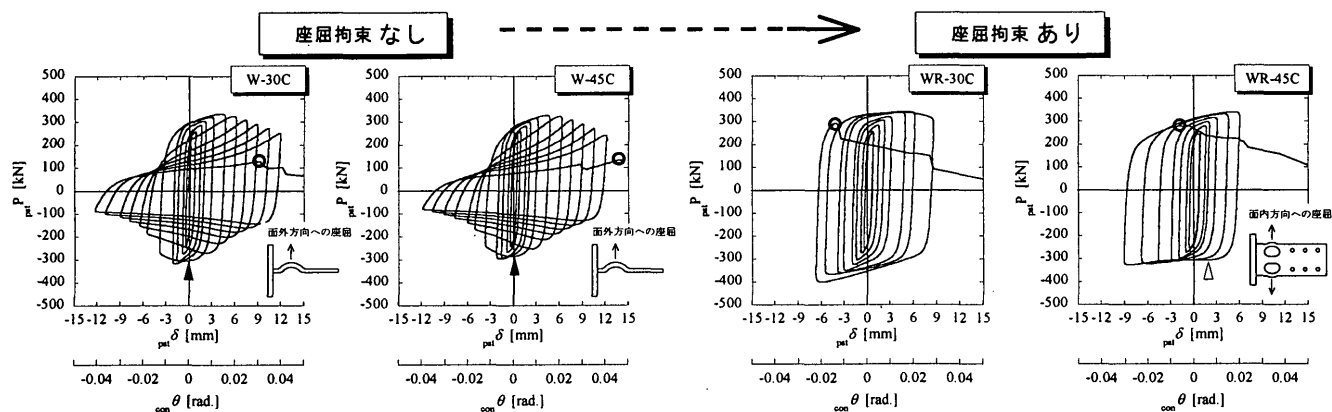


図 8. 軸力-軸変形関係 (漸増変位振幅)

最終的には、-12[mm] (-1/25[rad.] 相当) の変形を経験した後の引張側載荷時にティウェブ塑性化領域の破断に至った。

座屈拘束を施した WR-30C、WR-45C 試験体は、-6[mm] (-1/50[rad.] 相当) の変形を経験した後の引張側載荷時にティウェブ塑性化領域の破断に至った。WR-45C 試験体は破断直前の圧縮側載荷時に若干の軸力低下 (図中△) が生じたが、これは実験後の WR-45C 試験体に座屈拘束の施されていないティウェブ塑性化領域の面内方向への残留変形が見られたことから、面内方向への座屈が原因であると考えられる。座屈拘束を施した試験体は、座屈拘束を施さなかった試験体に比べて最大変形量は小さいが、破断に至るまで安定した履歴挙動を示した。図 10. に累積変形と履歴吸収エネルギーの関係を示す。ここで、累積変形とは終局時 (図 8、図 9. 中の○) までの軸変形の累積値であり、履歴吸収エネルギーはそれまでの履歴面積の累積値である。また、文献 16) の変形能力評価方法を参考に試験体の耐力が最大耐力の 90[%] 以下に低下するまでを実線で、それ以後を破線として示した。破断に至るまでの累積変形、履歴吸収エネルギーは座屈拘束を施さなかった試験体の方が大きい、最大耐力達成後に最大耐力の 90[%] 以上の耐力を保持している範囲では座屈拘束を施した試験体の履歴吸収エネルギーの方が上回っており、座屈拘束を施すことによりウェブ塑性化スプリットティの復元力特性は改善され、安定したエネルギー吸収を確保できたことが分かる。

一定変位振幅載荷を行った WR-30F 試験体は 12 サイクル目にティウェブ塑性化領域が破断するまで安定した履歴挙動を示したが、WR-45F 試験体は 8 サイクル目に軸力低下を生じ、最終的には降伏耐力の 1/2 程度まで低下した。この軸力低下は、漸増変位振幅載荷を行った WR-45C 試験体でも見られたようにティウェブ塑性化領域の面内方向への座屈によるものであると考えられる。図 10. (b) に示す累積変形と履歴吸収エネルギーの関係においてもこの軸力低下により若干のエネルギー吸収効率の低下が見られることから、ティウェブ塑性化領域を長く設計する際には面内方向の座屈拘束についても検討が必要であると言える。

3.2.2. 弾性剛性と耐力の評価

【弾性剛性と耐力の評価方法】

ウェブ塑性化スプリットティの接合要素としての弾性剛性、降伏耐力、最大耐力の計算値と実験値との比較を行う。

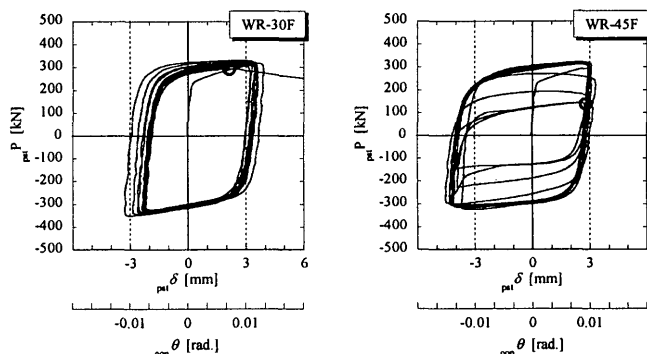
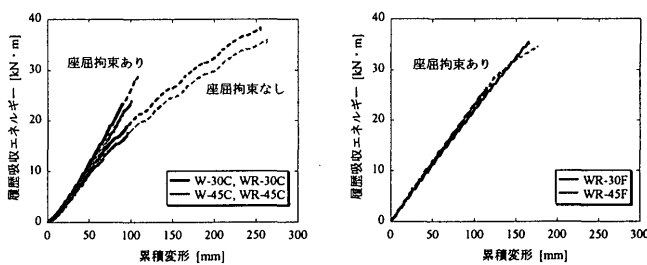


図 9. 軸力-軸変形関係 (一定変位振幅)



(a) 漸増変位振幅載荷

(b) 一定変位振幅載荷

図 10. 累積変形と履歴吸収エネルギー (漸増変位振幅)

ウェブ塑性化スプリットティの弾性剛性は、図 11. に示すようにティフランジの面外曲げ剛性とティウェブの軸剛性との直列パネとして評価する。ティフランジの面外曲げ剛性は、引張ボルト間を両端固定梁と仮定し、スパン中央に集中荷重を作用させた単純なモデルにて求めた¹⁷⁾。ティウェブの軸剛性は、変位計測区間におけるボルト穴欠損を無視し、変断面部分で分割した軸剛性を有する各要素の合成パネとして求めた。表 3. にティフランジとティウェブのそれぞれの弾性剛性の計算値を示す。降伏耐力、最大耐力は設計時と同様にティウェブ塑性化領域の断面積 (A_{ps}) に、使用鋼材の素材試験結果から得られた降伏点、引張強さの公称応力度を乗じて求めた。

【実験値の定義】

弾性剛性の実験値は、軸変形で $\delta_{ps} = \pm 3$ [mm] までの履歴曲線における除荷剛性の平均値とした。降伏耐力の実験値は、正負の骨

格曲線を図12.に示すようにバイリニア型にモデル化すること
で求めた。最大耐力の実験値は、ロードセルの計測値の正負それ
ぞれの最大値とした。

【計算値と実験値の比較】

計算値と実験値との比較を表4.に示す。弾性剛性の計算値と実
験値は正負とともに良い対応を示した。ティフランジが圧縮力
(負側载荷)を受ける際には、柱フランジの支圧抵抗が生じるため
にほとんど変形が生じないが(この実験では反力治具の支圧抵抗)、
負側载荷からの除荷剛性と正側载荷からの除荷剛性にはほと
んど差が見られなかった。これは、試験体であるウェブ塑性化ス
プリットティの面外曲げ剛性が大きいため、引張時と圧縮時の剛
性に差が生じなかったことが原因であると考えられる。

降伏耐力はすべての試験体で正負ともに計算値と実験値が良い
対応を示し、座屈拘束を施さなかった試験体の最大耐力について
も計算値と実験値が概ね良い対応を示した。座屈拘束を施した
WR-30C試験体の最大耐力は正側では計算値と実験値が良い対応
を示したが、圧縮载荷となる負側の最大耐力は実験値が計算値を
2割程度上回った。これは、最大耐力に達した際のWR-30C試験
体の軸変形が歪度に換算するとおおよそ14[%]程度であることか
ら、断面積の増大に伴う耐力上昇が原因であると考えられる。な
お、体積一定を仮定した際、この軸歪から推定される断面積の増
大はアンボンド材のクリアランス内で吸収しうる量である。一方、
同様に座屈拘束を施したWR-45C試験体の最大耐力は正負ともに
計算値と実験値が良い対応を示した。負側の最大耐力が上昇しな
かった原因であるが、これは3.2.1.で述べたようにティウェブ塑
性化領域がWR-30C試験体より細長い形状であったために生じた
面内方向への座屈によるものであると考えられる。

4. ウェブ塑性化スプリットティを用いた梁部材の実験

4.1. 実験概要

4.1.1. 载荷装置

梁部材としての力学的挙動を把握するため、ウェブ塑性化ス
プリットティを用いた梁部材の正負交番繰り返し曲げ実験を行った。
载荷装置は図13.に示すように水平材を柱、鉛直材を梁としたト
字形試験体の柱両端をピン支持し、H形鋼梁自由端に面外変形を
抑制する治具を介して500kNオイルジャッキを接続した。载荷時
には、さらに図中の破線位置にてH形鋼梁の両脇をテフロンシ
ートを介して溝形鋼で挟み込むことで面外変形を抑制した。

4.1.2. 試験体

試験体はH形鋼梁、接合部、柱から構成されるト字形試験体で
ある。試験体のH形鋼梁、接合部は全試験体共通とし、柱形式を
実験パラメータとした表5.に示す計3体を用意した。試験体の詳
細図を図14.に示す。試験体のH形鋼梁は、3章にてウェブ塑性化
スプリットティを設計する際に仮定した、RH-300x150x6.5x9
(SS400)を用いた。接合部はウェブ塑性化スプリットティと、圧
延H形鋼(RH-900x300x16x28 (SM490))より切り出した従来型
のスプリットティから構成した。本実験における目標変形性能は
梁部材の部材角で1/50[rad.]とし、この目標変形性能を満たすた
めに3章のWR-30試験体とほぼ同様の形状を有するウェブ塑性化

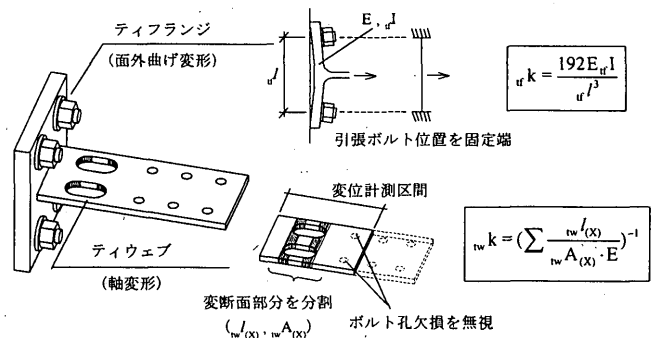


図11. ウェブ塑性化スプリットティの弾性剛性評価モデル

表3. ティフランジとティウェブの弾性剛性計算値

	ティフランジ [kN/mm]	ティウェブ [kN/mm]	全体剛性 [kN/mm]
W-30	3500	1500	1050
W-45	3500	1350	970

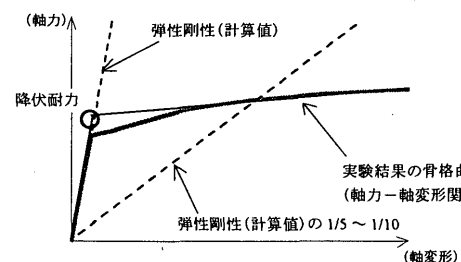


図12. 降伏耐力の定義

表4. 計算値と実験値

	弾性剛性 [kN/mm]			降伏耐力 [kN]			最大耐力 [kN]		
	計算値	正側 実験値	負側 実験値	計算値	正側 実験値	負側 実験値	計算値	正側 実験値	負側 実験値
W-30C	1050	1100	1300	233	243	-249	332	334	-318
W-45C	970	1100	1100	233	250	-243	332	328	-296
WR-30C	1050	1100	1200	233	244	-238	332	343	-400
WR-45C	970	1100	1100	233	243	-235	332	339	-327
WR-30F	1050	1000	1100	233	239	-245	332	331	-352
WR-45F	970	900	1100	233	246	-240	332	322	-325

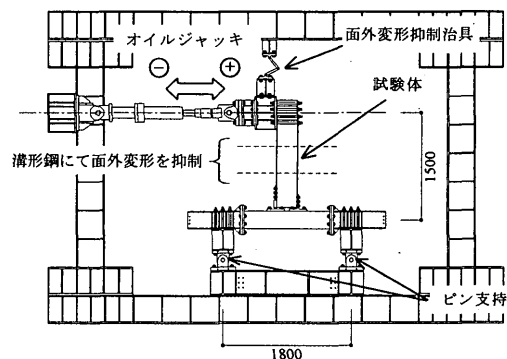


図13. 载荷装置

スプリットティを用意した。なお、ティウェブには低降伏点鋼
(LYP225)を用いた。従来型のスプリットティは、ウェブ塑性化
スプリットティが最大耐力を発揮した状態においても弾性範囲に
留まり、H形鋼梁からのせん断力を柱に伝達できるように設計し
た。以後、このスプリットティを弾性スプリットティと称す。各
スプリットティに使用した高力ボルト、トルク管理は3章の試験
体と同様である。座屈補剛材については3章の実験結果を踏まえ、

ティウェブ塑性化領域の面内方向への座屈を抑制するためにH形断面へと改良した(図15.)。試験体の実験パラメータである柱形式は、角形鋼管柱、H形鋼柱強軸・弱軸の3種類である。H形鋼柱強軸は、スプリットティの軸力作用線上に水平スチフナを設けない無補強柱とし、H形鋼柱弱軸を用いる際には図16.に示すように接合アングルを介して柱にスプリットティを取り付けた。柱フランジは既往の研究¹⁸⁾などを参考に降伏線を仮定することで面外曲げ耐力を求め、ウェブ塑性化スプリットティが最大耐力を発揮した状態においても面外曲げ降伏が生じないように設計した。使用鋼材のJIS-1A号引張試験片による素材試験結果を表6、図17.にそれぞれ示す。

4.1.3. 載荷方法

載荷は、柱フランジの局部変形を含んだ梁部材の変形を用いた変位制御にて行った。図18.に目標載荷履歴を示す。載荷履歴の目標変形は、梁部材の部材角で1/200、1/100、1/50、1/33[rad.]に相当する。なお、梁部材に作用するせん断力と梁部材の変形の符号は、ウェブ塑性化スプリットティが引張を受けるときをそれぞれ正とした。

4.2. 実験結果と考察

4.2.1. せん断力-部材角関係

図19.に全試験体のせん断力-部材角関係を示す。試験体設計時に目標とした部材角1/50[rad.]までを実線、それ以後の終局挙動を破線にて示す。いずれの試験体も+1/33[rad.]で正側最大耐力(図中▼)に達し、-1/33[rad.]の変形を経験した後の正側載荷時にウェブ塑性化スプリットティのティウェブ塑性化領域が破断に至った。角形鋼管柱を用いたWR-30_BOX試験体の弾性剛性が他の試験体に比べて若干低いが、柱形式による全体挙動への影響はほとんど見られなかったと言える。なお、WR-30_BOX試験体は

表5. 試験体一覧

	試験体名	柱形式	形状	鋼材種
1	WR-30_BOX	角形鋼管柱	RBOX-250x250x12	STKR490
2	WR-30_HX	H形鋼 強軸	RH-250x250x9x14	SM490A
3	WR-30_HY	H形鋼 弱軸	RH-250x250x9x14	SM490A

表6. 使用鋼材の素材試験結果

		鋼材種	降伏点 [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]	降伏比 [%]	破断伸び [%]
塑性化 スプリットティ	Web (t=12)	LYP225	237	300	79	37
	Flange (t=28)	SS400	253	412	61	36
弾性 スプリットティ	Web (t=16)	SM490A	428	544	79	26
	Flange (t=28)	SM490A	329	504	65	32
H形鋼梁	Web (t=6.5)	SS400	375	494	76	26
	Flange (t=9)	SS400	334	475	70	31
角形鋼管柱 (t=12)		STKR490	480	533	90	21
H形鋼柱	Web (t=9)	SM490A	367	539	68	20
	Flange (t=14)	SM490A	345	552	63	23

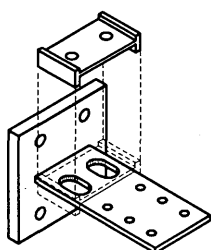


図15. 座屈拘束

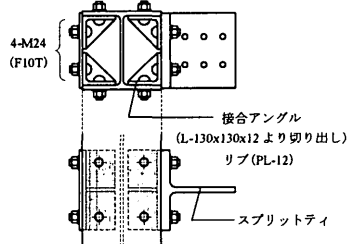


図16. H形鋼柱弱軸詳細図

載荷装置の不具合により-1/200[rad.]載荷時に-1/100[rad.]まで変形が進み、他の試験体とはウェブ塑性化スプリットティの軸歪において8[%]程度の差が生じたが、実験結果に与える影響は小さいと判断した。H形鋼柱強軸を用いたWR-30_HX試験体では負側載荷時に若干の耐力低下を示したが、これは実験後の座屈補剛材に局部変形が見られたことから、座屈補剛材を取り付ける高力ボルトを緩く締め付けたためにクリアランスが過大になり、ティウェブ塑性化領域の座屈変形が進行したことが原因であると考えられる。いずれの試験体も目標変形性能である部材角1/50[rad.]まではほぼ安定した履歴挙動を示した。なお、目標変形性能とした部材角1/50[rad.]は一般的な梁部材と比較してやや低めの値ではあるが、これは本実験と同様に梁端回転角1/100[rad.]に相当する軸変形に対して10[%]の軸歪が生じるように設計した3章のウェブ塑性化スプリットティの変形能力を十分に発揮したときの部材角に相当する。したがって、梁部材の接合部にウェブ塑性化スプリットティを適用した際にも、ウェブ塑性化スプリットティの変形能力を十分に発揮することができたと言える。さらに高い変形能力を確保するためには、今後、ティウェブ塑性化領域の長さをどの程度に設定するかを検討を行う必要がある。

4.2.2. 弾性剛性と耐力の評価

【弾性剛性と耐力の評価方法】

3章と同様にウェブ塑性化スプリットティを用いた梁部材の弾性剛性、降伏耐力、最大耐力の計算値と実験値の比較を行う。なお、実験値は3章と同様の定義にて算出した。

ウェブ塑性化スプリットティを用いた梁部材の弾性剛性、耐力の計算値は、図20.に示すようにH形鋼梁と接合部から構成されるモデルにて評価した。H形鋼梁は載荷点から上下スプリットティのウェブ第1ボルト中間位置までを有効長さ(l_b)とした曲げ

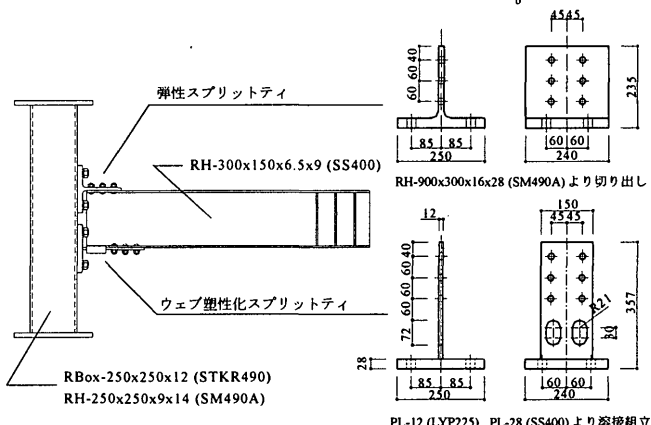


図14. 試験体詳細図

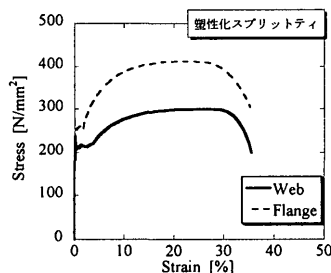


図17. 応力度-ひずみ度関係

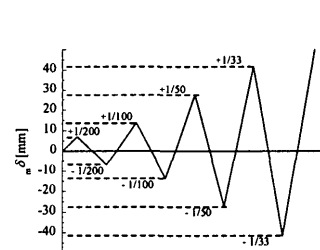


図18. 載荷履歴

弾性スプリットティ

柱フランジ + ティフランジ + ティウェブ

弾性スプリットティの構成要素と接合部を示す図。柱フランジとティフランジは、それぞれ $P/2$ の圧力を受ける。ティフランジとティウェブは、それぞれ P の圧力を受ける。接合部は、ウェブの弾性変形によるスプリットティによるものである。

ウェブ弾性化スプリットティ

Diagram illustrating the deformation range of a rectangular frame under horizontal loads. The frame has width W and height H . Horizontal loads of magnitude $P/2$ are applied at the mid-height of both vertical columns. The diagram shows the undeformed frame and the deformed shape with a shaded "變形範圍" (deformation range) of height $H + 2Y$. Labels include X , W , X for horizontal dimensions and Y , H , Y for vertical dimensions. A note indicates "剛域" (rigid zone) at the corners. Below the frame, a beam diagram shows the equivalent horizontal load $P/2$ at the column base. At the bottom, a formula for Y is given:

$$Y = \sqrt{\frac{(2X + W) \cdot X}{2}}$$

	柱フランジ [kN/mm]	ティフランジ [kN/mm]	ティウェブ [kN/mm]	接合部* [kN/mm]	H形鋼梁 [kN/mm]	全体剛性 [kN/mm]
BOX	900	3500	1550	19	19	10
HX, HY	—	3500	1550	53	19	14

	弹性刚度 [kN/mm]				降伏耐力 [kN]				最大耐力 [kN]			
	計算値		実験値		計算値		実験値		計算値		実験値	
			正面	負側			正面	負側			正面	負側
WR-30_BOX	10	10	10	48	54	-54	60	71	-103			
WR-30_HX	14	12	13	48	51	-46	60	76	-104			
WR-30_HY	14	13	13	48	52	-44	60	74	-98			

NII-Electronic Library Service

H形鋼梁、弾性スプリットティはともにウェブ塑性化スプリットティが破断に至るまでほぼ弾性範囲であり、ウェブ塑性化スプリットティが3章の実験結果とほぼ同様の履歴挙動を示したことから、梁部材における損傷をウェブ塑性化スプリットティに限定できたことが分かる。また、実験後の高力ボルトには損傷が見られず、損傷部位であるウェブ塑性化スプリットティを容易に取り外すことができた。他の試験体についても同様に損傷部位をウェブ塑性化スプリットティに限定でき、実験後は容易に取り外すことができた。

4.2.4. 溶接接合との比較

図24.(a)に示す接合部詳細を有する溶接試験体の一方荷重実験の結果¹⁹⁾と、H形鋼柱強軸を用いたWR-30_HX試験体の正側骨格曲線との比較を図24.(b)に示す。両試験体に使用したH形鋼梁・H形鋼柱はそれぞれ同一ロッドから切り出した鋼材であり、荷重装置・条件もほぼ同様である。損傷部位を限定するために接合部耐力を低く設計したため、降伏耐力は溶接試験体の4割程度となったが、弾性剛性については溶接試験体と同等の剛性を確保できたことが分かる。したがって、本実験においては接合部にウェブ塑性化スプリットティを用いても、溶接接合を用いた場合と同様に接合部を剛接合と見なすことができると言える。なお、他の試験体についてもほぼ同等の弾性剛性を確保できたため、接合部を剛接合と見なすことができると言える。

5. 結

本研究では変形能力のみならず、高い補修性をも確保することができる、新しい柱梁接合部システムを提案した。また、このシステムを実現させるために必要な梁下フランジの接合要素としてウェブ塑性化スプリットティを提案し、接合要素レベル、梁部材レベルの実験を行い、以下の結果を得た。

- i) ウェブ塑性化スプリットティは座屈拘束を施すことにより圧縮力下での履歴挙動が改善され、安定したエネルギー吸収能力を確保することができた。
- ii) 梁部材の損傷をウェブ塑性化スプリットティに限定し、弾性スプリットティ、H形鋼梁をほぼ弾性範囲に留めた状態においても、ウェブ塑性化スプリットティの変形性能を十分に発揮することができた。
- iii) 梁部材においてウェブ塑性化スプリットティが破断に至っても、接合部の高力ボルトには損傷が見られず、実験後はウェブ塑性化スプリットティを容易に取り外すことができた。
- iv) ウェブ塑性化スプリットティを用いた梁部材は、同一荷重条件下の溶接試験体と同等の弾性剛性を有しており、本実験においては接合部を剛接合と見なすことができた。

【追記】

4章の梁部材実験では実験後の高力ボルトに損傷が見られず、ウェブ塑性化スプリットティの取り外しを容易に行うことができたが、実際の建物では残留応力や残留変形に配慮し、ウェブ塑性化スプリットティを取り換える手順に注意する必要がある。

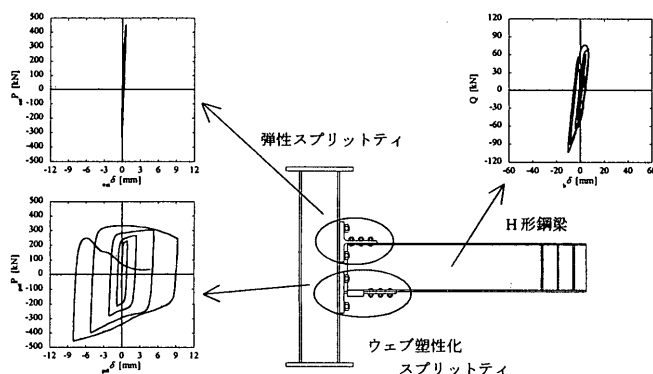


図23. 各構成部材の挙動(WR-30_HX)

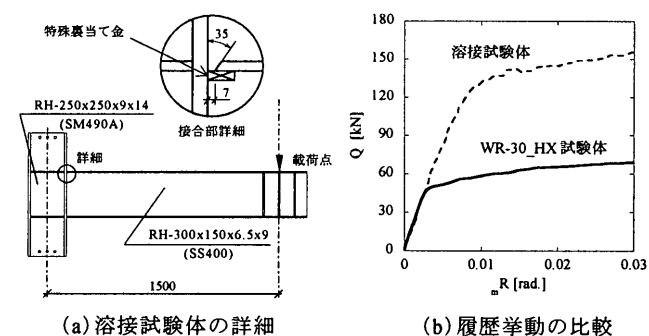


図24. 溶接接合との比較(WR-30_HX)

【参考文献】

- 1) 和田章, 岩田衛, 清水敬三, 安部重孝, 川合廣樹: 建築物の損傷制御設計, 丸善, 1998.
- 2) 加藤勉: 柱・梁接合部の耐力, 変形能力の改善, 鋼構造論文集, 第5巻, 第17号, pp.141-147, 1998.3.
- 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: ノンスラップ工法とRBS工法による柱梁接合部の塑性変形能力 - 改良型溶接柱梁接合部の実大実験 - その1 -, 日本建築学会構造系論文集, 第526号, pp.177-184, 1999.12.
- 5) 日本建築学会 材料施工委員会: パス間温度・入熱量が溶接部の力学的性能に与える影響, 2002年度日本建築学会大会(北陸) 材料施工部門 パネルディスカッション資料, 2002.8.
- 6) 田淵基嗣, 金谷弘, 田中丈之, 園田隆一: 角形鋼管柱・梁仕口溶接部における改良型スラップの提案, 鋼構造年次論文報告集, 第1巻, pp.65-72, 1993.7.
- 7) 田中淳夫, 榎本憲正, 泉満: ス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.
- 8) 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, 第498号, pp.145-151, 1997.8.
- 9) 井上一朗, 竹内一郎, 吹田啓一郎, 森田周平, 宇野暢芳, 岡田忠義: エネルギー吸収機能を有する接合要素を用いたH形鋼柱梁構造システムの力学挙動(その1 構造システムの概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), pp.671-672, 2000.9.
- 10) 會澤貞浩, 黒川礼子, 山田哲, 岩田衛: サステナブル中層ビル構造システムの提案と検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸) 構造III C-1, pp.943-944, 2002.8.
- 11) 上平貞昭, 高梨晃一, 大井謙一, 林暁光, 嶋脇興助: 半剛接合部を有する鉄骨骨組の地震応答実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp.493-494, 1995.8.
- 12) 田沼吉伸, 吉田智典: 半剛接合に与える柱の拘束効果について, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), pp.677-678, 200.9.
- 13) 藤本盛久, 和田章, 佐伯英一郎, 渡辺厚, 仁美泰義: 鋼管コンクリートにより座屈を拘束したアンボンドプレースに関する研究, 鋼構造論文集 Vol.34B, pp.249-257, 1988.3.
- 14) 加藤勉: 高力ボルト引張接合部の設計式, JSSC Vol.5 No.46, pp.73-80, 1969.
- 15) 田中尚, 田中淳夫: 高力ボルト引張接合部の設計式について, JSSC Vol.11 No.120, pp.5-10, 1975.12.
- 16) 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 委員会報告書, 2002.4.
- 17) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 2002.4.
- 18) 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 - その3 柱の面外曲げ挙動に関する検討 単純引張試験 -, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.829-830, 2001.9.
- 19) 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.

(2003年5月9日原稿受理, 2003年10月15日採用決定)