Kobe University Repository : Kernel

PDF issue: 2025-12-04

ノンスチフナ形式H形断面柱梁接合部の弾塑性挙動

北岡，聡
田中，剛

(Citation)
神戸大学大学院工学研究科・システム情報学研究科紀要,8:11-18

(Issue Date)
2016

(Resource Type)
departmental bulletin paper

(Version)
Version of Record

(URL)
https://hdl.handle.net/20.500.14094/81009558

神戸大学大学院工学研究科・システム情報学研究科紀要　第８号　11～18 頁　2016 年
doi:10.5047/gseku.j.2016.001

【研究論文】

ノンスチフナ形式Ｈ形断面柱梁接合部の弾塑性挙動

北岡　聡[1*]・田中　剛[2]

[1]大学院工学研究科　建築学専攻

[2]大学院工学研究科　建築学専攻　教授

（受付:December 17, 2015　受理:May 19, 2016　公開:August 5, 2016）

キーワード：　圧延Ｈ形鋼、柱梁接合部、ノンスチフナ形式、接合部パネル、復元力特性

圧延によって大量に生産されるＨ形鋼を柱および梁に用いるＨ柱・Ｈ梁構造は、日本国内に限らず、欧州および米国の鉄骨造建築物のスタンダードである。また、近年成長の著しい東南アジア諸国においてもこの構造の建築物が建設され始めている。しかし、従来のＨ柱・Ｈ梁構造は、梁フランジ接合部を補強するための水平スチフナおよび接合部パネルを補強するためのダブラープレートが必要であり、柱梁接合部の鉄骨製作に多くの工数がかかっている。本研究は、これらの補強を省略したノンスチフナ形式Ｈ形断面柱梁接合部を実用化することを目的として計画されたものである。本論では、部分架構実験によってノンスチフナ形式の接合部パネルの弾塑性挙動を調べ、全塑性耐力および終局耐力の評価式を示し、復元力特性をモデル化する。

１．緒　　言

圧延によって大量に生産されるＨ形鋼を柱および梁に用いるＨ柱・Ｈ梁構造は，日本国内に限らず，欧州および米国の鉄骨造建築物のスタンダードである。また，近年成長の著しい東南アジア諸国においてもこの構造の建築物が建設され始めている。しかし，Ｈ柱・Ｈ梁構造は，1994年のノースリッジ地震において梁フランジ溶接部を起点としたＨ形鋼柱の脆性的な破断現象が多く観察されている[1)]。この問題は柱に用いられる極厚Ｈ形鋼の靭性不足に起因するものであるが，現行の米国耐震設計規準（ANSI 341-10）では，安全性を確保するための当面の措置として，梁フランジ接合部を完全溶込み溶接による水平スチフナで補剛することおよび接合部パネルをダブラープレートによって補強することが規定されている。柱梁接合部のこれらの補強は，鉄骨製作に多くの工数を要し，また，柱梁接合部の左右の梁に段違いを自由に設けられないなど，構造設計および建築計画の大きな制約となっている。本研究は，Ｈ柱・Ｈ梁構造の鉄骨製作を合理化し，また，設計自由度を向上させるために，水平スチフナおよびダブラープレートを省略したノンスチフナ形式の柱梁接合部を実用化することを目的としたものである。

地震時の接合部パネルの弾塑性挙動について，これまでに多くの研究がなされており[例えば, 2～7)]，設計の考え方と設計式が日本建築学会「鋼構造接合部設計指針」[8)]にまとめられている。接合部パネルは，一般に非常に大きな塑性変形能力を有していることが実験によって明らかにされており，Ｈ形断面，箱形断面および円形鋼管の接合部パネルについて，断面形状に依存しない合理的で簡便な復元力特性の評価方法が既に提案されている[2)]。また，接合部パネルの塑性化が骨組の崩壊型を支配するパネル崩壊型は，特定層への損傷の集中を緩和できることが解析的に明らかにされており[3～5)]，接合部パネルのエネルギー吸収能力を積極的に取り入れた耐震設計法が提案されている[6, 7)]。しかし，これらの研究は，接合部パネルが梁の上下フランジレベルで適切に補剛されている場合を対象としたものである。ノンスチフナ形式の柱梁接合部に関する研究は，筆者らによる極限解析に基づく梁フランジ接合部の局部耐力の評価式の提案[9)]などがあり，また，Dexter らの近年の研究によって，ノンスチフナ形式の接合部パネルは水平スチフナがある場合と同様に地震力を受ける場合にも安定した挙動を示すことが明かにされているが[10)]，パネル崩壊型の設計を行うための復元力特性の評価方法は未だ確立されていない。

ノンスチフナ形式の柱梁接合部は，水平スチフナがある場合とは接合部パネル周辺の応力状態が異なることが予測される。このため，この形式の柱梁接合部を実用化するには，接合部パネルの弾性剛性や降伏耐力および全塑性耐力の評価式を確立する必要がある。また，接合部パネルが全塑性耐力に達した後の挙動は，その周辺要素，すなわち，柱フランジ，梁フランジおよび水平スチフナによって構成されるパネル枠組の影響を強く受けることが知られている[2)]。すなわち，接合部パネルが全塑性耐力に達した後の耐力上昇率は，パネル枠組を構成する板要素の面外曲げ剛性に依存し，梁端部の局部座屈や接合部パネルのせん断座屈が支配的になる場合を除いて，その塑性変形能力はパネル枠組の局所的な板曲げ（kinking）が梁フランジ溶接部の破断を誘発することで決まることが知られている[1)]。ノンスチフナ形式は，パネル枠組が完全には構成されないことから，水平スチフナがある場合とは接合部パネルが全塑性耐力に達した後の挙動が異なることが予測される。このため，パネル崩壊

型の設計を行うためには，接合部パネルの全塑性耐力後の挙動を調べる必要がある。

次章では，部分架構実験によって接合部パネルの弾塑性挙動を調査している。本実験では，標準形式接合部パネルについて水平スチフナの有無が接合部パネルの弾塑性挙動におよぼす影響を比較し，また，ノンスチフナ形式の接合部パネルについて標準形式接合部パネルと梁段違い形式接合部パネルの弾塑性挙動を比較する。さらに，部分架構実験の結果を基に，ノンスチフナ形式の接合部パネルの全塑性耐力および終局耐力の評価式を示し，復元力特性をモデル化する。

２．部分架構実験

2．1 実験方法

2．1．1　試験体

表 1 に試験体一覧を示し，図 1 に各試験体の柱梁接合部の側面図および断面図を示す。試験体は，H形断面柱とH形断面梁からなる十字形部分架構であり，計 5 体について実験を行う。

NO.1～NO.3 は，柱に溶接組立てH形断面を用いた試験体である。各試験体は，柱および梁の断面寸法を同一とし，接合部形式（ノンスチフナ形式，水平スチフナ形式）および接合部パネルの形式（標準形式，梁段違い形式）を変化させている。この中， NO.1およびNO.2 は，標準形式接合部パネルについて接合部形式のみを変化させている。両者の比較によって，水平スチフナの有無が接合部パネルの弾塑性挙動におよぼす影響を明らかにする。また， NO.2およびNO.3 は，ノンスチフナ形式の接合部パネルについて接合部パネルの形式のみを変化させている。両者の比較によって，梁の段違いの有無が接合部パネルの弾塑性挙動におよぼす影響を明らかにする。これらの試験体は，接合部パネルの挙動を終局耐力まで確実に抽出することを意図して，接合部パネルと梁の全塑性耐力との比率が 0. 5 程度，接合部パネルと柱の全塑性耐力との比率が 0. 3 程度となるように設計されている。

NO.4およびNO.5 は，制御圧延によって製造された極厚H形鋼を柱に用いた実大試験体である。各試験体は，柱および梁の断面寸法を同一とし，標準形式接合部パネルについて接合部形式（ノンスチフナ形式，水平スチフナ形式）のみを変化させている。両者の比較によって，水平スチフナの有無が極厚H形鋼柱の接合部パネルの弾塑性挙動におよぼす影響を明らかにする。この 2 体の試験体は，高層建物の柱および梁の断面の組合せを想定したものであり，水平荷重に対して柱は弾性のまま，接合部パネルが全塑性耐力に達した後に梁も全塑性耐力に達するように設計されている。

2．1．2　素材の機械的性質

表 2 に使用鋼材の機械的性質を示す。試験体製作に用いた鋼板から JIS 5 号試験片を，また， NO.4およびNO.5 の柱に用いた極厚H形鋼のフランジおよびウェブから JIS 1A 号試験片を，それぞれ， 2 本ずつ採取して引張試験を行い，各試験結果の平均値を素材の機械的性質としている。

2．1．3　試験体製作

各試験体の梁端接合部は，工場溶接形式とし，ノンスカラップ工法[11]を採用している。図 2 に NO.1およびNO.4 の水平スチフナの溶接施工方法を示す。水平スチフナの板厚が比較

表 1　試験体一覧

試験体	柱※	梁	スチフナ	接合部
NO.1	BH-250×250×14×14	BH-350×125×6×14	あり	標　準
NO.2			なし	
NO.3				段違い
NO.4	H-458×447×60×50	BH-655×255×16×32	あり	標　準
NO.5			なし	

※溶接組立H形断面柱はウェブとフランジを完全溶込み溶接する。

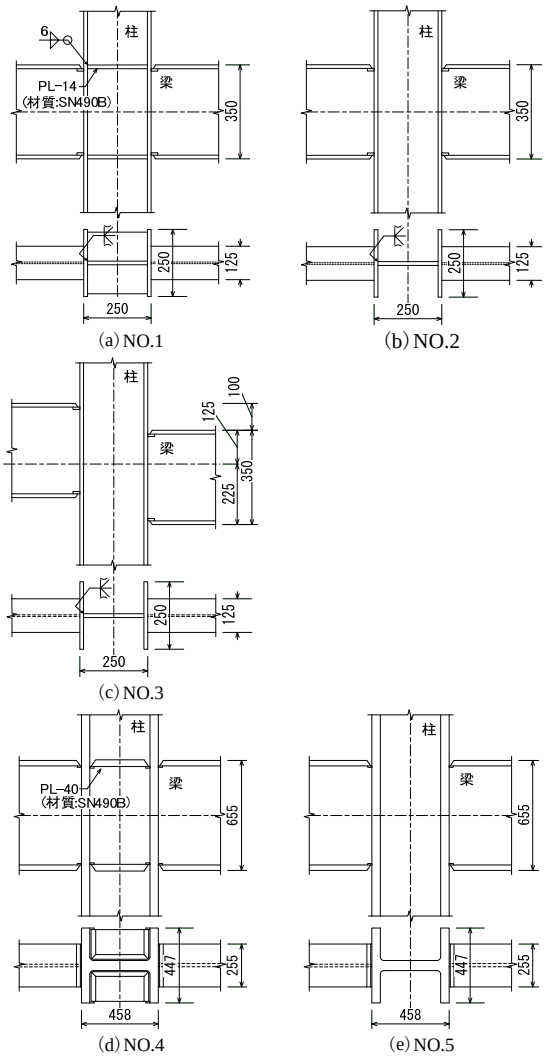


図 1　試験体の形状および寸法（単位：mm）

表 2　使用鋼材の機械的性質

種類，部位		規　格	板　厚 (mm)	降伏点 (MPa)	引張強さ (MPa)	降伏比 (%)	破断伸び (%)
鋼　板	PL-6	SN490B	6.15	399	568	70	34
	PL-14		14.2	352	528	67	43
鋼　板	PL-16		16.0	371	536	69	47
	PL-36		36.0	396	525	75	53
H形鋼	ウェブ	T-CRS325	59.4	357	510	70	34
	フランジ		50.6	385	503	77	37

1) 建築構造用490N/mm^{2}級極厚H形鋼　H-458×447×60×50

2) 下降伏点とする。

的薄い NO.1 は，水平スチフナと柱フランジおよび柱ウェブとの溶接を無開先の隅肉溶接としている。隅肉溶接のサイズは6mm（1パス）とし，溶接ワイヤには，フラックス入りワイヤ（YFW-C50DR）を用いている。溶接の端末処理は回し溶接とせず，水平スチフナの端面から約 5mm の位置を溶接始終端としている。柱フランジと柱ウェブとの交差部にはスニップカット工法[11]を採用している。 NO.4 は，柱に極厚H形鋼を用いた試験体であり，水平スチフナの溶接施工は，柱フランジの完全溶込み溶接を先行して行った後，柱ウェブ側の完全溶込み溶接を行っている。柱フランジと柱ウェブとの交差部にはスニップカット工法[11]を採用し，柱ウェブ側の溶接始点はフランジ側の溶接部の終点のクレーターを埋めるようにビードをラップさせている。溶接材料にはソリッドワイヤ（YGW18）を用いる。

2. 1. 4　載荷および計測

図 3 に載荷方法を，図 4 に計測方法をそれぞれ示す。実験は，図 3 に示すように，試験体の上下の柱端部をピン・ローラー支持し，梁端に緊結した油圧ジャッキによって逆対称荷重 P を与える形式で行い，試験体各部に生じる変位を図 4 中に示す変位計 d_1～d_{12} によって計測する。本研究では，試験体に作用する荷重の指標および試験体に生じる変形角の指標として，層モーメント M ，層間変形角 θ，接合部パネルせん断変形角 γ および γ によって生じる層間変形角 ${}_p\theta$ をそれぞれ次式で定義する。

$$M = Pl\ ,\quad \theta = \frac{d_1+d_2}{l} - \frac{d_3-d_4}{h} \qquad (1),(2)$$

$$\gamma = \frac{d_5-d_6+d_7-d_8}{2(d_b-e)} + \frac{d_9-d_{10}+d_{11}-d_{12}}{2d_c} \qquad (3)$$

$${}_p\theta = \gamma(1-d_b/h-e/h-d_c/l) \qquad (4)$$

ここに，d_b ：梁フランジの板厚中心間距離，d_c ：柱フランジの板厚中心間距離，h：階高（柱の支点間距離），l：スパン（梁の載荷点間距離），　e：梁段差である。

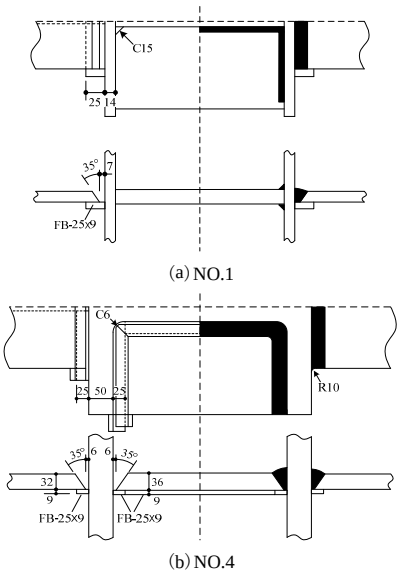
載荷は，θ を制御変形角として，漸増交番繰返し載荷を行う。 NO.1～NO.3 は，2/100rad，4/100radおよび6/100rad の片振幅でそれぞれ 2 回ずつの正負交番載荷を行なった後，載荷装置の変形限界まで単調載荷を行なうことを原則とした。また， NO.4およびNO.5 は，2/100rad，4/100rad，6/100radおよび8/100rad の振幅でそれぞれ 2 回ずつの正負交番載荷を行なった後，載荷装置の変形限界まで単調載荷を行なうことを原則とした。

2. 2 実験結果

2. 2. 1　実験結果一覧

表 3 に実験結果一覧を示し，図 5 および図 6 に各試験体の層モーメントー層間変形角関係（$M-\theta$ 関係）および層モーメントーパネル層間変形角関係（$M-{}_p\theta$ 関係）をそれぞれ示し，各試験体の最終破壊状況を写真 1 に示す。

表中の ${}_eK_f$ および ${}_eK_p$ は $M-\theta$ 関係および $M-{}_p\theta$ 関係の実験弾性剛性（定義は表 3 の脚注に記す）をそれぞれ表す。また，${}_eM_{1/3}$ は $M-{}_p\theta$ 関係の接線剛性が実験弾性剛性の 1/3 になる時の荷重を，${}_eM_{0.35}$ は接合部パネルの 0.35%オフセット耐力を，${}_eM_u$ はパネルモーメントーパネルせん断変形角関係の骨格曲線が γ=3%に達する時の荷重をそれぞれ表す。ここ



(a) NO.1

(b) NO.4

図 2　比較用試験体の水平スチフナの溶接

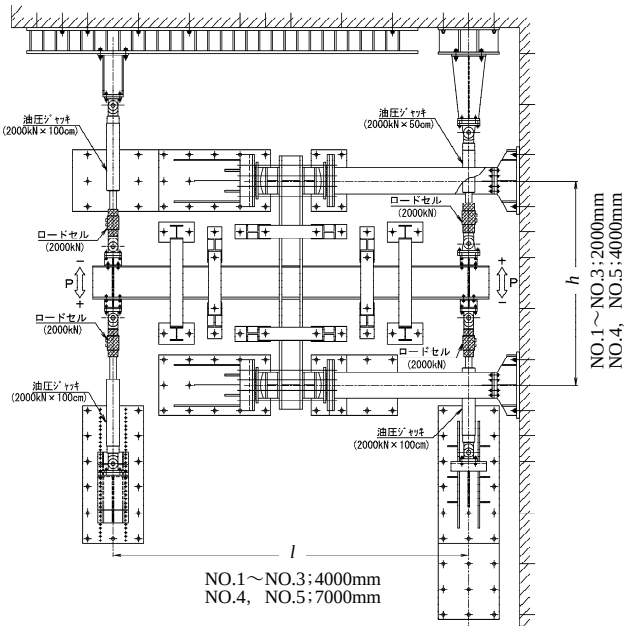
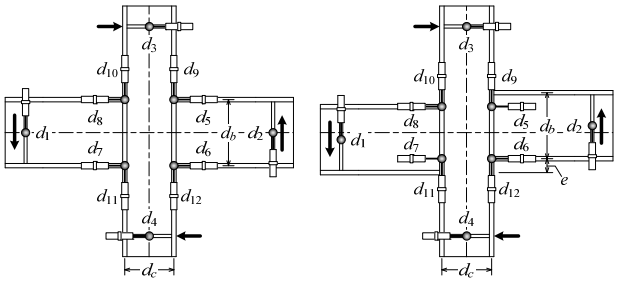


図 3　載荷方法



(a) 標準形式接合部パネル　　(b) 梁段違い形式接合部パネル

図 4　計測方法

に，${}_eM_{1/3}$，${}_eM_{0.35}$および${}_eM_u$は，それぞれ，接合部パネルの降伏せん断耐力，全塑性せん断耐力および終局せん断耐力に相当する荷重指標を定義したものである。図 5 および図 6 には，実験降伏耐力${}_eM_{1/3}$を○印で示す。また，接合部パネルの全塑性せん断耐力M_{pp}および梁の全塑性曲げ耐力M_{bp}を実線および破線で示し，図 5 には，骨組の弾性剛性計算値${}_cK_f$を，図 6 には，接合部パネルの弾性剛性計算値${}_cK_p$を，それぞれ，点線で示している。いずれの試験体も，大変形に至るまで安定した荷重－変形関係曲線が得られている。各試験体は，接合部パネルが全塑性耐力に達するとともに荷重－変形関係の剛性が急変している。 NO.4およびNO.5 は図 5 に示すように接合部パネルの全塑性耐力に達した後に梁の全塑性耐力を超えて耐力が上昇している。

2. 2. 2　破壊状況

以下に，各試験体の荷重－変形関係および最終破壊状況について記す。

1) 水平スチフナの影響

NO.1およびNO.2 の荷重－変形関係を比較する。図 5（b）に 2 つの試験体の $M-\theta$ 関係を重ねて示している。これらの試験体は，柱および梁の断面寸法を等しくし，水平スチフナの有無のみを実験変数としたものである。ノンスチフナ形式の NO.2 は，梁フランジ接合部の局部降伏耐力が梁フランジの全断面降伏耐力と同程度になるように設計されている。いずれの試験体も安定した荷重変形関係曲線が得られており，載荷装置の変形限界に達して実験を終了している。 2 つの試験体の $M-\theta$ 関係の弾性剛性はほぼ一致している。接合部パネルが全塑性耐力に達した後の荷重－変形関係は，水平スチフナの有無によって若干の差が生じ，ノンスチフナ形式の NO.2 は，水平スチフナ形式の NO.1 に比べて接合部パネルが全塑性耐力に達した後の耐力上昇が幾分小さい。最終破壊状況は，水平スチフナ形式の NO.1 は溶接部に生じた亀裂の進展が認められなかったのに対し，ノンスチフナ形式の NO.2 は梁フランジ溶接部の柱フランジと溶接金属との界面に生じた亀裂が熱影響部に沿って柱フランジ側に進展している。

NO.4およびNO.5 の荷重－変形関係を比較する。図 5（e）に 2 つの試験体の $M-\theta$ 関係を重ねて示している。これらの試験体は，柱および梁の断面寸法が等しく水平スチフナの有無を実験変数としたものである。柱に実大の極厚H形鋼を用いたものであり，ノンスチフナ形式の NO.5 は，梁フランジ接合部の局部降伏耐力が梁フランジの全断面降伏耐力を上回るように計画されている。いずれの試験体も，安定した荷重－変形関係曲線が得られており，最終的に， NO.4 は層間変形角 ± 1/10rad の振幅での繰返し載荷の 2 周目， NO.5 はその後の単調載荷の途中で，それぞれ，梁フランジ溶接部の延性的な破断によって実験最大耐力が決定している。 2 つの試験体の $M-\theta$ 関係の弾性剛性はほぼ一致しており，接合部パネルが全塑性耐力に達するまでの荷重－変形関係に大きな差は見られない。また，接合部パネルが全塑性耐力に達した後の挙動にも大きな差は見られず， 2 つの試験体の $M-\theta$ 関係の二次勾配はほぼ一致している。柱フランジの板厚が十分に厚い場合には，水平スチフナの有無が接合部パネルの挙動におよぼす影響は限定的なものとなっている。最終破壊状況にも大きな差は見られず，いずれの試験体も，柱フランジと梁フランジとの溶接部の梁フランジ側の母材熱影響部に生じた延性亀裂が繰り返し載荷とともに進展し，最終的に梁フランジ母材が延性的に破断している。

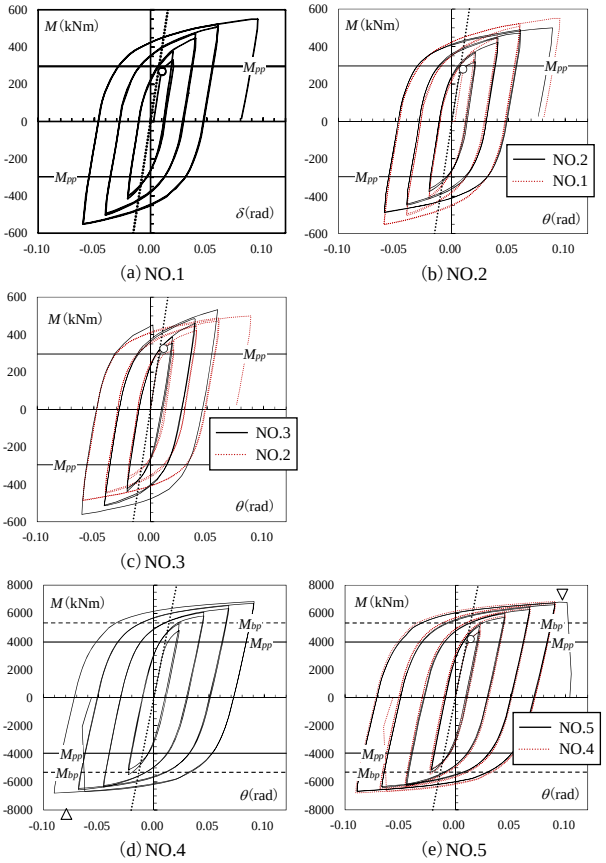
2) 梁段違いの影響

NO.2およびNO.3 の荷重－変形関係を比較する。図 5（c）に 2 つの試験体の $M-\theta$ 関係を重ねて示している。これらの試験体は，柱および梁の断面寸法が等しく，ノンスチフナ形式に

表 3　実験結果一覧（層モーメント表示）

	剛性（kNm/rad）		荷重（kNm）			変形（rad）		
	${}_eK_f$ 1)	${}_eK_p$ 2)	${}_eM_{1/3}$ 3)	${}_eM_{0.35}$ 4)	${}_eM_u$ 5)	$\Sigma\theta$ 6)	θ_s 7)	$\Sigma\gamma$ 8)
NO.1	39000	126000	259	269	403	0.77	0.11	0.74
NO.2	39000	99000	240	279	368	0.79	0.11	0.81
NO.3	39000	128000	273	326	423	0.49	0.07	0.42
NO.4	397000	1614000	3170	4080	5620	1.21	0.16	0.64
NO.5	396000	1277000	3790	4170	5480	1.36	0.18	0.84

1) 層モーメント－層間変形角関係の実験弾性剛性，実験最大耐力の1/3荷重時の割線剛性とし，NO.1は 1 サイクル目の除荷勾配※とする。
2) 層モーメント－パネル層間変形角関係の実験弾性剛性，実験最大耐力の1/3荷重時の割線剛性とする。NO.1は 1 サイクル目の除荷勾配※。
3) 実験降伏耐力，$M-_p\theta$関係の接線剛性が弾性剛性の1/3になる時の荷重とする。4) 接合部パネルの0. 35%オフセット耐力，5) 実験最大耐力（層モーメント表示），6) 骨組の累積塑性層間変形角，7) $M-\theta$関係の骨格曲線の最大変形角，8) 接合部パネルの累積塑性せん断変形角
※計測装置トラブルで載荷初期の変位が計測されていない。



(a) NO.1　(b) NO.2　(c) NO.3　(d) NO.4　(e) NO.5

図 5　層モーメント－層間変形角関係

ついて，梁段違いの有無を実験変数としたものである。いずれの試験体も，梁フランジ接合部の局部降伏耐力が梁フランジの全断面降伏耐力と同程度になるように計画されており，接合部パネルの全塑性せん断耐力は梁の全塑性曲げ耐力の 1/2 程度となるように設計されている。すなわち，梁フランジ接合部の局部降伏耐力に余力のある設計がなされている。

いずれの試験体も，安定した荷重－変形関係曲線が得られている。２つの試験体の $M-\theta$ 関係の弾性剛性は，ほぼ一致している。パネル降伏後の荷重－変形関係には，梁段差の有無によって若干の差が生じており，標準形式接合部パネルの NO.2 に比べて，梁段違い形式接合部パネルの NO.3 は全塑性耐力が 1.2 倍程度に上昇している。また，接合部パネルが降伏した後の耐力上昇率も大きくなっている。最終破壊状況は，標準形式接合部パネルの試験体である NO.2 が載荷装置の変形限界に達することで実験を終了しているのに対して，梁段違い形式接合部パネルの NO.3 は大変形域で梁フランジ側溶接部の近傍で柱フランジの中央部に亀裂が生じて荷重が低下している。

2. 3 考察

ノンスチフナ形式の接合部パネルの全塑性せん断耐力について検討を行う。また，文献2)のヒンジモデルをベースに，標準形式接合部パネルを対象として，ノンスチフナ形式の接合部パネルの終局耐力および復元力特性の評価方法を検討する。表 4 に各試験体の接合部パネルの全塑性せん断耐力および終局耐力の実験値と計算値との比較を示す。

2. 3. 1　接合部パネルの全塑性耐力

図 7 に水平スチフナの有無のみを変化させた試験体のパネルモーメントーせん断変形角関係（$_pM-\gamma$ 関係）の骨格曲線を比較して示し，図 8 に梁の段違いの有無を変化させた試験体の $_pM-\gamma$ 関係の骨格曲線を比較して示す。接合部パネルが全塑性耐力に達するまでの柱梁接合部の挙動に水平スチフナの有無がおよぼす影響は小さく，両者の荷重変形関係はほぼ一致している。また，表 3 に示したように，接合部パネルの実験降伏耐力および0.35%オフセット耐力は水平スチフナの有無によらず略一致する。このため，ノンスチフナ形式の接合部パネルの全塑性耐力 M_{pp} は，水平スチフナ形式と同じ(5)式および(6)式によって評価する[8]。なお，(6)式は日本建築学会「鋼構造接合部設計指針」[8]の片側段違い形式接合部パネルの考え方に従って両側段違い形式接合部パネルの全塑性耐力を定式化したものであり，上界定理によって(7)式で得られる接合部パネルの崩壊荷重M_{up}を安全側に簡略化したものである。

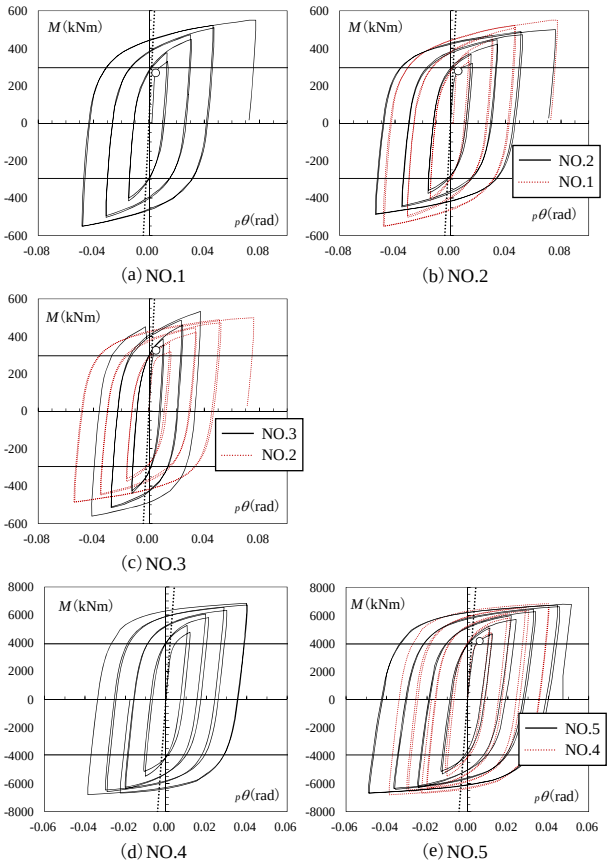
標準形式　：$M_{pp} = d_c \cdot d_b \cdot t_p \tau_y$　(5)

梁段違い形式：$M_{pp} = d_c \cdot (d_b - e) \cdot t_p \tau_y + 2e \cdot {}_{bf}N_y$　(6)

$$M_{up} = \left(d_c \cdot {}_c t_w \cdot \tau_y \frac{d_b - e}{d_b} + 2{}_{bf}N_y \frac{e}{d_b} \right) \frac{1 - d_c/l - d_b/h}{1 - d_c/l - (d_b - e)/h} d_b \quad (7)$$

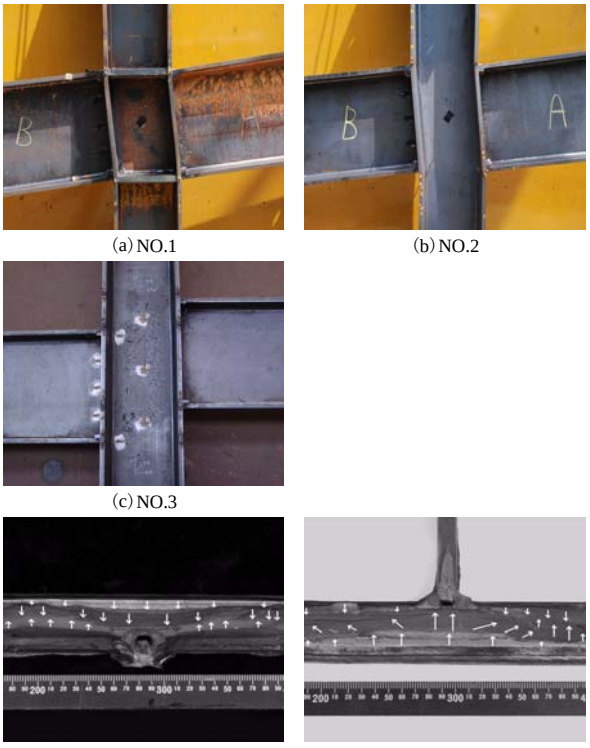
ここに，$_{bf}N_y$：梁フランジの全断面降伏耐力，t_p：接合部パネルの板厚，τ_y：ウェブのせん断降伏強さである。

なお，(7) 式は $e = 0$ とした場合には標準形式接合部パネルの全塑性せん断耐力となる。２つの試験体の無次元化された $_pM-\gamma$ 関係は全塑性耐力以降でほぼ一致している。すなわ



(a) NO.1　(b) NO.2　(c) NO.3　(d) NO.4　(e) NO.5

図 6　層モーメントーパネル層間変形角関係



(a) NO.1　(b) NO.2　(c) NO.3　(d) NO.4　(e) NO.5

写真 1　最終破壊状況

ち M_{pp} は，梁段差の有無によらず全塑性耐力のよい指標となっている。なお，日本建築学会「鋼構造接合部設計指針」[8] では標本数51体の水平スチフナ形式の実験結果について0.35％オフセット耐力と計算耐力の比が0. 84～1. 22の範囲にあることが示されており，本実験の各試験体の0.35％オフセット耐力と計算耐力の比はこの範囲に収まっている。付表に日本建築学会「鋼構造接合部設計指針」の実験範囲と本実験の試験体の実験範囲を比較して示す。なお，H形断面柱の接合部パネルは，作用軸力が接合部フランジの降伏軸力以下であれば，接合部フランジが全軸力を負担する。通常想定される作用軸力はこれより小さいことから，本実験では軸力の影響は考慮していない。また，直交梁ウェブの面外力によるせん断力負担の影響は小さいことが実験で確認されており[12]，本実験では直交梁の影響は考慮していない。

2. 3. 2　接合部パネルの終局耐力

文献1) では，標準形式接合部パネルについて，パネル枠組のせん断抵抗機構を上界的にモデル化し，パネルせん断変形角が 0. 03rad に達する時の耐力をパネルの終局耐力 Q_u として，これを (8) 式で評価する復元力特性の評価方法が提案されている。

$$\frac{Q_u}{Q_p}=1+3.6_F m_p \tag{8}$$

$$_F m_p=\frac{\Sigma(_F M_{bp}+_F M_{cp})}{M_{pp}} \tag{9}$$

$$_F M_{bp}=\frac{_b B_f \cdot _b t_f^2 \cdot _b \sigma_y}{4},\quad _F M_{cp}=\frac{_c B_f \cdot _c t_f^2 \cdot _c \sigma_y}{4} \tag{10}$$

ここに，Q_p および Q_u は接合部パネルの全塑性せん断耐力および終局せん断耐力を表し，$_bB_f$，$_bt_f$ および $_b\sigma_{fy}$ は，それぞれ，梁フランジの幅，板厚および降伏点を表す。また，$_cB_f$，$_ct_f$，および $_c\sigma_{fy}$ は，それぞれ，柱フランジの幅，板厚および降伏点応力を表す。また，$_FM_{bp}$ および $_FM_{cp}$ は，それぞれ，梁フランジおよび柱フランジの全塑性モーメントを表す。Σ は全フランジの総和をとることを意味している。

上記に対してノンスチフナ形式は，図 9 中に●印で示すように，接合部パネルの上下で柱フランジに局所的な板曲げが生じることでパネル周辺は接合部パネルの変形に追随することができる。このことから，ノンスチフナ形式の接合部パネルの終局せん断耐力を (10) 式によって評価する。

$$\frac{Q_u}{Q_p}=1+3.6_F m'_p \tag{11}$$

$$_F m'_p=\frac{\Sigma_F M_{cp}}{M_{pp}} \tag{12}$$

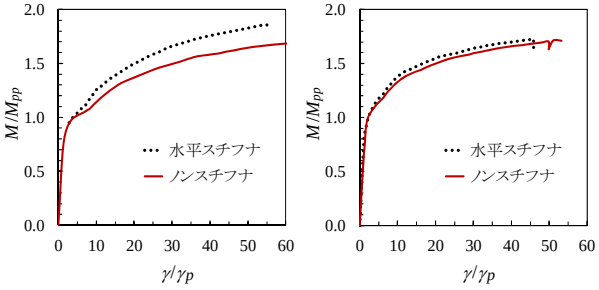
(11) 式から，ノンスチフナ形式の接合部パネルの終局耐力 M_{pu} は (13) 式で表すことができる。

$$M_{pu}=Q_u d_b=Q_p d_b(1+3.6_F m'_p)=M_{pp}(1+3.6_F m'_p) \tag{13}$$

表 4 に示すように，接合部パネルの終局耐力の実験値と計算値との比 $_eM_u/M_{pu}$ は，水平スチフナ形式のNO.1が0.80，ノンスチフナ形式のNO.2が0.79，また，水平スチフナ形式のNO.4が0.90，ノンスチフナ形式のNO.5が0.86であり，M_{pu} は水平スチフナの有無を実験変数とした各試験体の実験終局耐力に同様の評価を与えている。

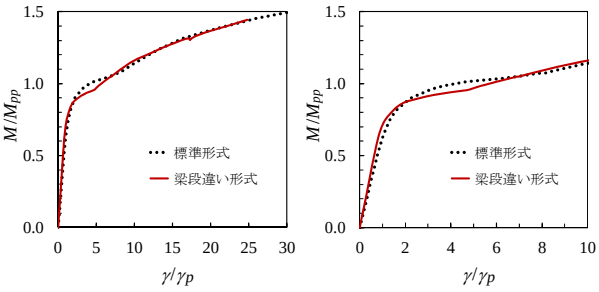
2. 3. 3　接合部パネルの復元力特性

図10に (8) 式による水平スチフナ形式の接合部パネルの復



(a) NO.1およびNO.2　　(b) NO.4およびNO.5

図 7　M/M_{pp}–γ/γ_p関係

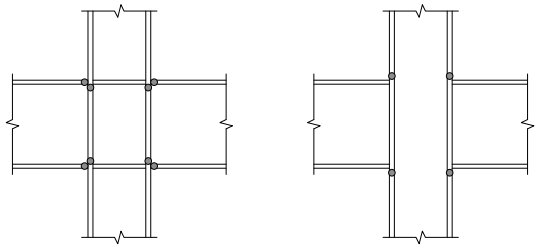


(a) γ/γ_p≦30　　(b) γ/γ_p≦10

図 8　M/M_{pp}–γ/γ_p関係（NO.2およびNO.3）

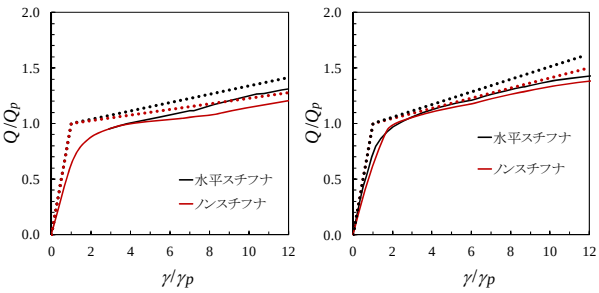
表 4　実験値と計算値の比較（層モーメント表示）

	全塑性耐力			終局耐力		
	$_eM_{0.35}$	M_{pp}	$_eM_{0.35}/M_{pp}$	$_eM_u$	M_{pu}	$_eM_u/M_{pu}$
NO.1	269	296	0.91	403	324	0.80
NO.2	279	296	0.94	368	292	0.79
NO.3	326	369	0.88	423	－	－
NO.4	4080	3957	1.03	5620	5066	0.90
NO.5	4170	3957	1.05	5480	4694	0.86



(a) 水平スチフナ形式　　(b) ノンスチフナ形式

図 9　パネル枠組のヒンジモデル



(a) NO.1およびNO.2　　(b) NO.4およびNO.5

図10　Q/Q_p–γ/γ_p関係

元力特性と(11)式によるノンスチフナ形式の接合部パネルの復元力特性を比較して示す。図10中には実験結果をあわせて示している。実験結果は水平スチフナがないことによって接合部パネルの二次勾配が低下しているが，(8)式および(11)式の相対関係はこれをよく表している。

付表　「鋼構造接合部設計指針」との実験範囲の比較

	鋼構造接合部設計指針	本実験
D_c/t_p	$11 \leqq D_c/t_p \leqq 50$	17.9, 9.2
t_p/t_f	$0.6 \leqq t_p/t_f \leqq 1.8$	1.0, 1.2
d_b/D_c	$0.7 \leqq d_b/D_c \leqq 1.7$	1.40, 1.43
n	$0 \leqq n \leqq 0.7$	0

D_c/t_p:柱せいと接合部パネル（ウェブ）の板厚との比，t_p/t_f:接合部パネル（ウェブ）の板厚と柱フランジの板厚との比，d_b/D_c:パネルアスペクト比，n:柱軸力比

３．まとめ

部分架構実験によってノンスチフナ形式の接合部パネルの弾塑性挙動を調べ，全塑性耐力および終局耐力の評価式を示し，復元力特性をモデル化した。結果を以下にまとめる。

・ノンスチフナ形式の接合部パネルは，従来の水平スチフナ形式と同様に安定した荷重－変形関係を示し，0.4 rad を超える累積塑性回転角が得られた。
・水平スチフナの有無を実験変数とした試験体の弾性剛性，降伏耐力および全塑性耐力に有意な差は見られなかった。
・ノンスチフナ形式の接合部パネルは，パネル枠組の一部を構成する水平スチフナがないため，水平スチフナがある場合に比べて接合部パネルが全塑性耐力に達した後の耐力上昇が小さくなる。
・ノンスチフナ形式の接合部パネルの全塑性耐力は，水平スチフナがある場合と同様に，(5)式および(6)式によって推定できる。
・ノンスチフナ形式の接合部パネルの終局耐力は，(13)式によって推定できる。
・水平スチフナ形式に対する既往の研究を参考としてノンスチフナ形式の接合部パネルの周辺枠組のせん断抵抗機構を考え，復元力特性復元力特性を(11)式でモデル化した。このモデルは，水平スチフナがないことによるパネル二次勾配の低下を再現することができる。

References

1) 中島正愛：兵庫県南部地震と米国ノースリッジ地震における鉄骨造建物柱はり接合部破断現象とその比較，京都大学防災研究所年報，第39号　B−1，pp. 11−22，1996年 4月
2) 難波　尚，田渕基嗣，田中　剛：各種断面を有する柱梁接合部パネルの復元力特性の評価，鋼構造論文集　第11巻第42号，pp. 1−14，2004年6月
3) 河野昭雄，牧野　稔：中低層鋼骨組の耐震性に与える柱はり接合部のせん断補強の効果について：その 1 崩壊荷重係数と等価吸収エネルギー，日本建築学会論文報告集，第319号，pp. 11−22，1982年9月
4) 河野昭雄，牧野　稔：中低層鋼骨組の耐震性に与える柱−はり接合部のせん断補強の効果について：その 2 パネルゾーンせん断強度が異なる骨組の動的弾塑性応答性状，日本建築学会論文報告集，第334号，pp. 18−28，1983年12月
5) 長谷川隆，山内泰之：強震時における中低層鋼構造骨組の損傷分布に基づく部材の必要塑性変形能力，日本建築学会構造系論文集，第460号，pp. 169−177，1994年6月
6) 秋山　将光，松尾　彰，椋代 仁朗，中村　雄治，高松　隆夫：鋼構造弱パネル型中低層骨組の弾塑性挙動について，日本建築学会大会学術講演梗概集 C，構造II 1994，pp. 1323−1324，1994年7月
7) 桑原　進，井上　一朗：接合部パネルを考慮した長方形ラーメンの保有水平耐力略算法，構造工学論文集　42B，pp. 441−449，1996年3月
8) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，第 2 版，pp. 206−232，2006年3月
9) 北岡　聡，田中　剛：ノンスチフナ形式H形断面柱梁接合部の局部耐力，日本建築学会構造系論文集第79巻，第697号，pp. 419−426，2014年3月
10) Lee, D., Cotton, S.C., Hajjar, J.F., and Dexter, R.J. : “Cyclic Behavior of Steel Moment Resisting Connections Reinforced by Alternative Column Stiffener Details I. Connection Performance and Continuity Plate Detailing”, Engineering Journal, Fourth Quarter, AISC, 2005, pp.189-214.
11) 日本建築学会：鉄骨工事技術指針・工場製作編，第 5 版，2007年2月
12) 難波 尚，田渕基嗣，田中 剛，北岡 聡：H形柱・梁接合部パネルに関する研究，平成10年度日本建築学会近畿支部研究報告集. 構造系第38巻，pp.329−332，1998年5月

[Research Paper]

Behavior of Joint Panels in H Shaped Column to Beam Connection without Continuity Plates

Satoshi Kitaoka[1], Tsuyoshi Tanaka[2]

[1]*Nippon Steel & Sumitomo Metal Corporation, M. Eng.*

[2] *Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Eng., Kobe Univ., Dr. Eng.*

Key words: Rolled H-shape steel, Column to Beam Connection, Non-stiffener, Joint Panel, Restoring Force Characteristics

The 1994 Northridge earthquake in the US caused brittle fractures of full penetration groove welds at beam-to-column connections in steel moment-resisting frames. This was due primarily to stress concentration at the welds. To avoid the occurrence of such fractures, steel moment-resisting connections have tended to be designed more rigidly by adding sufficiently thick continuity plates in recent years. However, Lee et al. (2005) clarified by full-scale beam-to-column connection tests that where column flanges are sufficiently thick and panel zone yielding occurs prior to beam yielding, connections without continuity plates show superior deformation capability. This research findings suggest the possibility of applying steel moment-resisting connections without continuity plates when certain conditions are met. This paper proposes a method for evaluating full plastic strengths and restoring force characteristics of joint panels without continuity plates. A series of experiments were conducted to verify the proposed metods for beam-column joint panels under extreme seismic conditions.