

極厚H形鋼を用いた柱・梁接合部の 弾塑性挙動に関する実験的研究

山本 昇、森田 耕次*

Experimental study on the elastic-plastic
behavior of connection between heavy H-shape
column and beams

Noboru YAMAMOTO and Koji MORITA

1. はじめに

近年、高層あるいは大スパン建築が多く建てられるにつれて、柱に極厚部材が多用されるようになってきた。特に極厚H形鋼は、高層建築用柱材の主流である溶接組立ボックス柱に比べると、安価で納期が短いなどの長所を有していることから、今後さらに多く用いられていくものと考えられる。しかしながら、極厚圧延H形鋼に対しては、従来より材料のおよび構造的な問題点が指摘されてきた。材料的には、厚肉材の圧延に伴う圧下率の低下による異方性や、組織の粗大化および板厚方向の機械的性質の劣化などが懸念されている。一方、構造的には、溶接接合された場合に接合部近傍は3次元的な多軸応力状態となるため、塑性変形に対する拘束が強くなって、脆性破壊が生じやすくなると言われている。加藤、森田はフランジ厚60mmのH形鋼を用いた柱・梁接合部の実大実験を行ない、常温において脆性破壊が発生したことを報告した^{1), 2)}。このような、極厚H形鋼柱・梁接合部に関する研究は、1975年頃から、ボックス柱が全盛となるにつれてほとんど行われなくなった。しかし、最近になって再び使われるようになり、しかも1994年1月の米国ノースリッジ地震において、柱・梁溶接接合部に生じたき裂が柱の脆性破壊に進展する現象が多発したことによりこの問題が注目されることとなった。このような背景から、極厚H形鋼の耐震安全性の問題を明確にしておく必要があるとの判断で、その材質に関する調査を行なうとともに、柱・梁接合部の実大部分架橋実験を実施することにより、延性き裂発生から脆性破壊に至るパネルゾーンの弾塑性変形挙動について考察した。

2. 材料試験

柱・梁接合部実験に先立ち、使用する極厚H形鋼に関する一連の性能試験を行った。すなわち、鋼材の化学成分の分析を行い、次いで各種機械的性質を調査した。

試験に供した極厚H形鋼は、H-612×500×50×80およびH-518×427×40×80の2種類で、以後それぞれH1およびH2と呼ぶ。なお、鋼種はSM520Bである。

2.1 試験方法

引張り試験は、フランジについては1/4Bの位置で板厚の1/2t、またウェブについては1/4Hで板厚の1/4tのそれぞれの位置でL方向に試験片を採取した。ただし、B：フランジ幅、H：H形鋼のせい、およびt：板厚である。また、試験片はJIS Z 2201 4号試験片とし、平行部の外径を6mmφとした。

次に、シャルピー衝撃試験は、JIS Z 2202 4号試験片で実施した。採取した位置および方向は引張り試験片と同じであり、試験温度は原則的に6温度とし、各温度3本の試験片を製作した。

2.2 試験結果

(1) 素材特性

化学成分分析結果を表1に示す。同表から、りん(P)と硫黄(S)が規格値に比較しても非常に低レベルにある。PとSの含有が少ないほど、鋼の塑性伸び性能とシャルピー衝撃値が向上することがわかって

表1 化学成分分析結果 (mass%)

鋼材	C	Si	Mn	P	S	Ceq
H 1	0.15	0.38	1.54	0.007	0.0034	0.42
H 2	0.14	0.38	1.55	0.007	0.0030	0.42
規格値	≤0.20	≤0.55	≤1.60	≤0.035	≤0.035	—

$$Ceq = C + Si/24 + Mn/6 + Ni/40 + Cr/5 + Mo/4 + V/14$$

*千葉大学工学部教授

表2 材料の機械的性質

鋼材	部位	降伏点 kgf/mm ²	引張強さ kgf/mm ²	降伏比 %	伸び %	vE ₀ * J	vT _{rs} * ℃
H 1	フランジ	36.3	57.7	63.0	35	178	3
	ウェブ	37.9	58.7	64.6	32	151	—
H 2	フランジ	37.6	57.7	65.0	35	186	-14
	ウェブ	41.1	59.3	69.3	34	194	--
規格値	フランジ	≥ 33.0	≥ 53.0	—	≥ 21	≥ 27	—

*注) vE₀: 0℃のシャルピー吸収エネルギー、vT_{rs}: 破面遷移温度

おり、材質的な改良がこの点にみられる。

(2) 機械的性質

表2にフランジ降伏応力、引張強さおよび伸び性能を比較して示す。降伏比70%以下と低く、伸びは28%と十分大きい。

同表に、0℃におけるシャルピー衝撃吸収エネルギー値を示したが、H1、H2材の吸収エネルギーは、SM520Bの規定下限値27Jを大きく上回り、C級鋼の47Jという基準値をも満足している。

3. 柱・梁接合部部分架構実験

3.1 試験体

試験体の形状・寸法を図1に、また、試験体ごとの構成部材サイズと鋼種の組み合わせを表3に示す。試験体は、極厚H形鋼の柱とH形鋼梁の接合部を含む十字形部分架構であり、梁スパン8000、階高6000mmとした骨組みの実大部分モデル2体である。柱に用いた極厚H形鋼は2章で材料試験および溶接性試験に供した材料であり、表3の組み合わせでは、H1はNO.1試験体に、H2はNO.2試験体に用いている。ただし、NO.2試験体では、H2材のフランジ幅を300mmに切断した。梁はSM490Aの鋼板から溶接組立したH形鋼である。なお、柱・梁接合部パネルのスタフナには梁フランジと同一の鋼板を用いた。

NO.1試験体は、実際の設計を想定して、梁が先行して降伏するように諸元を決定しており、梁と柱の降伏耐力比 Q_{by}/Q_{cy} は0.33に設定した。なお、 Q_{by} 、 Q_{cy} および Q_{py} はそれぞれ、梁、柱および接合部パネルの降伏耐力であるが、梁端のせん断荷重に換算した値である。一方、NO.2試験体は柱と梁の降伏がほぼ同時に起きるように Q_{by}/Q_{cy} を1.0にほぼ等しく設定しており、極厚H形鋼柱に厳しい応力条件を与えるように計画している。また、そのままの断面ではパネル降伏比すなわち Q_{py}/Q_{by} が低いため、

0.75となるように接合部パネル両面に12mm厚のダブルプレート(SM490)をすみ肉溶接して補強した。

表4に材料試験結果に基づいて計算した試験体の降伏順序および構成部材間の降伏耐力比を記した。ただし、柱と梁の計算値は全断面有効として求め、接合部パネルの降伏耐力は、柱フランジとスタフナの板厚の中心線に囲まれたパネル領域が一様にせん断降伏すると仮定して計算した。

3.2 試験体の製作

梁フランジの柱への溶接は裏当て金付きレ形開先による完全溶込み溶接であるが、すべてCO₂半自動溶接で行った。溶接施工条件は表5に示す通りである。また、この部分での早期破壊をさけるため、工場溶接タイプのノンスカラップ工法^{3,4)}を適用している。実際の溶接は、製作場内のピットに柱を立てた状態で行ったが、柱の上下を反転することにより、上下の梁フランジとも下向き溶接姿勢で施工した。なお、梁フランジ溶接線の両端には鋼製エンドタブを用い、溶接後エンドタブを除去し、グラインダーで滑らかに仕上げた。梁ウェブの柱フランジへの溶接はすみ肉溶接とし、パネル部スタフナの溶接はK開先による裏はつり完全溶込み溶接であるが、いずれの溶接も横向き姿勢で行った。

3.3 荷重および測定方法

荷重は図1に示す荷重条件下で行ったが、テストベッド上に水平に設置した試験体の柱両端をピンローラー装置によって支持し、梁両端に油圧ジャッキ(最大荷重250tf、ストローク200mm)により正負繰返し逆対称荷重を作用させた。ただし、柱軸力は導入していない。また、梁の横座屈を防止する目的で荷重点から1.2m離れた位置に横座屈止めをもうけた。

加力サイクルは、柱、梁および接合部パネルの降伏耐力計算値の中で最小値に対応する部分架構の全体弾性変形量計算値 δy を基準に、その1倍、2倍、3倍、5倍および6倍で1回づつ繰返した後、一方向に単調

載荷して破壊に至らしめるプログラムとした。

荷重は油圧ジャッキと梁端の荷点との間に保持したロードセルにより、また、各部のひずみは塑性域ひずみゲージにより測定した。変形は、骨組みの全体変

形、柱と梁の変形ならびに接合部パネルの変形をそれぞれに分離できるように変位計ピックアップを配置して測定した。

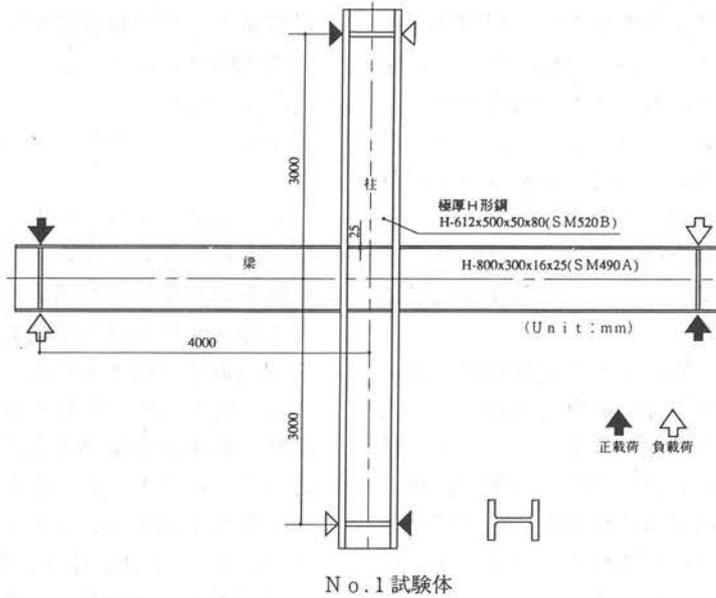


図1 試験体形状および荷重条件

表3 部材の断面構成と鋼種

試験体名	柱 (SM520B)	梁 (SM490A)
NO. 1	RH-612×500×50×80	BH-800×300×16×25
NO. 2	RH-518×300×40×80	BH-1000×250×19×40

注) NO. 2の柱はRH-518×427×40×80のフランジ幅を切断する。

表4 実験変数としての降伏順序

試験体	降伏順序	降伏耐力比 Q_{by}/Q_{cy}	全塑性耐力比 Q_{bp}/Q_{cp}	パネル降伏耐力比 Q_{py}/Q_{by}
NO. 1	$Q_{by} \leq Q_{py} < Q_{cy}$	0.33	0.31	1.11
NO. 2	$Q_{py} < Q_{by} = Q_{cy}$	0.99	0.94	0.77

注) Q_{cy} , Q_{by} , Q_{py} はそれぞれ柱、梁およびパネルの降伏耐力計算値
 Q_{cp} , Q_{bp} はそれぞれ柱、梁の全塑性耐力計算値

表5 継手溶接条件

電流	電圧	速度	入熱	予熱	バス間温度
A	V	cm/min	kJ/cm	℃	℃
330±20	34~38	30~60	10~27	75以上	250以下

3.4 実験結果

(1) 破壊状況

a. NO. 1 試験体： 第4サイクルの正載荷途中に、両側の梁の接合部に近い圧縮フランジに局部座屈の発生が観察された。さらに、第5サイクル負載荷時に圧縮側梁フランジ端部に面外変形を伴う局部座屈が大きく進展し、前回サイクルの最大荷重をわずかに超えた変形点から荷重が徐々に低下した。最終的には、梁ウェブの面外変形を連成したフランジの局部座屈により崩壊した。この梁フランジの局部座屈波は梁材軸方向に梁せいの約2倍の領域にわたって観察された。なお、最終破壊まで溶接部や接合部パネルは健全で、実験終了後の外観検査によってもき裂の発生などは認められなかった。

b. NO. 2 試験体： 第5サイクル負載荷において、梁柱溶接止端部に延性き裂が観察された。そして、最終の第6サイクルの負載荷途中において、この延性き裂部分から柱フランジに突然脆性的にき裂が伝播した。き裂は柱フランジ側の溶接止端部から接合部パネル内を貫通し、スチフナに沿って柱ウェブに伝わって、圧縮側フランジ内面で停止していた。

き裂の最終進展状況を図2に示したが、破面観察の結果、柱側溶接止端部中央で延性き裂が最も進展して深さ約5mmに達しており、このき裂の最も深い位置から脆性き裂が伝播している。この試験体の場合、接合部パネルの降伏比が小さいために、パネルのせん断変形が増大するにつれて、梁フランジ端溶接部の曲げ歪が増大し、これが溶接止端部に生じたき裂の開口を強制するように作用したと考えられる。すなわち、パネルの変形がき裂発生の原因になることに加えて、き裂を進展させる働きをするものと考えられる。

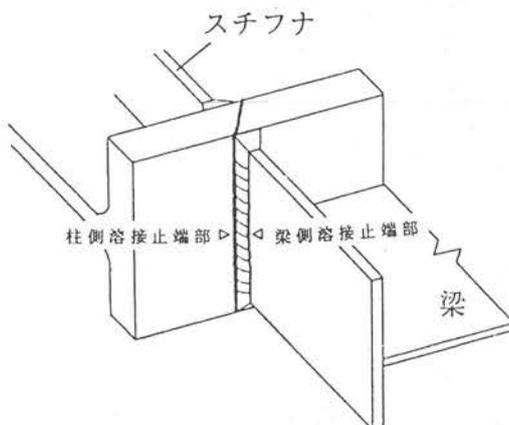


図2 き裂発生進展状況

(2) 荷重-変形関係

実験から得られた荷重と変形の関係全体構造と、柱、梁および接合部パネルの部材別にプロットしたものを試験体別に図3と図4に並べて示す。なお、それぞれの図中には柱と梁の降伏耐力および全塑性耐力の計算値ならびに接合部パネルの降伏耐力計算値、さらに弾性剛性計算値を示した。また、↓印は梁フランジ局部座屈発生点、▽印は梁端フランジ溶接止端部にき裂が発生した点および▼印は最大耐力を示した点を表す。

a. 荷重-全体変形関係： NO. 1、NO. 2 試験体とも最大耐力に至るまで荷重低下が無く、安定した紡錘形の履歴曲線を描いた。また、両試験体とも先行して降伏する部材の降伏耐力計算値に対応する荷重から初期剛性の低下が始まっている。

b. 構成部材の荷重-変形関係： 両試験体とも各部材の荷重変形関係は安定した履歴性状を示している。ここで、各サイクルの最大変形時において、部材ごとの変形が全体変形に占める割合を図5に示した。同図より、NO. 1 試験体は、梁が先行して降伏するため、梁の変形の全体変形に占める割合が各サイクルとも大きく、しかもサイクルが進むにつれて増大している。また、第2サイクルに入ると、接合部パネルが降伏を開始することから、一時的に梁の変形比率が減少するが、1~5サイクルまでの割合はおおよそ50%~70%を占めている。なお、柱の変形は7%~15%、接合部パネルの変形は23%~30%の割合となっている。

NO. 2 試験体は、図4にみられるように、接合部パネルが先行して降伏するため、パネル変形の全体変形に占める割合が、荷重サイクルの進行とともに大きくなってゆく。各サイクルごとに接合部パネルの塑性化が進行するため徐々に変形割合は増大し、第6サイクルでは60%に達する。なお、柱の変形は20%~35%、梁変形は25%~35%の範囲である。

(3) 歪分布

図6から図8に試験体各部で測定した歪分布をプロットした。ただし、歪値はそれぞれの荷重サイクルにおける最大変形時の値である。

a. 梁の歪分布： 図6に梁フランジ端部の、柱フランジ外面から50mm離れた断面における材軸方向歪の分布を示す。横軸にゲージ貼付位置をとり、梁フランジ板厚中心位置を0としている。同図より、梁フランジの軸方向歪は外縁でやや高く、中央部で低い凹状の分布となっている。しかし、NO. 1 試験体では、

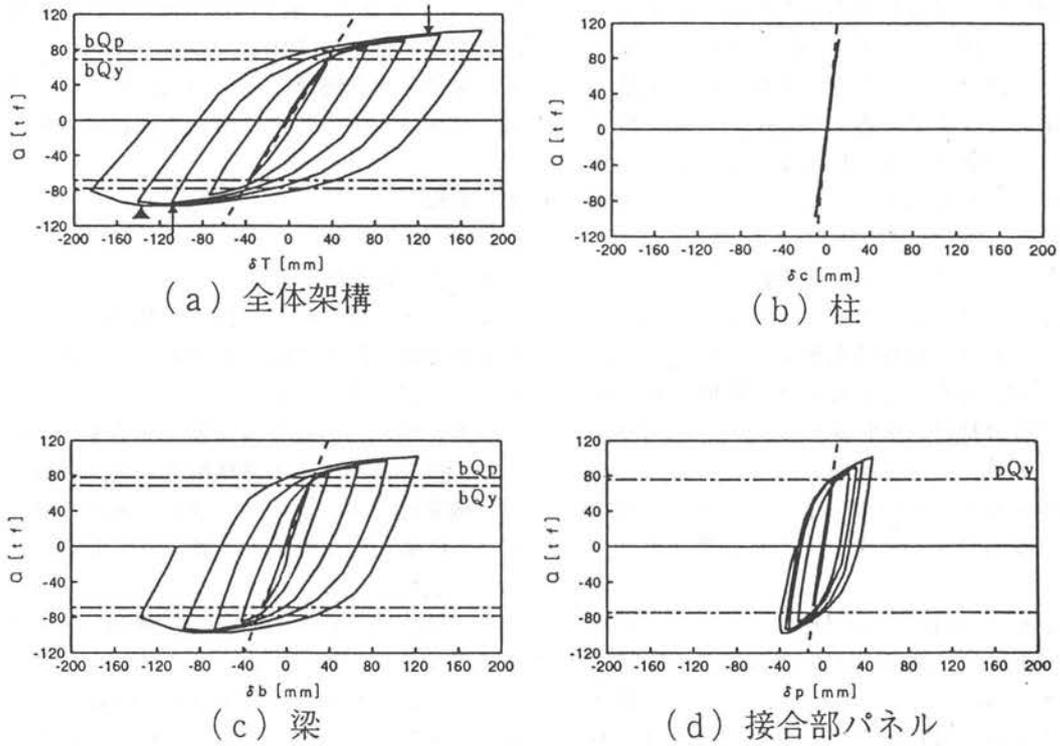


図3 荷重—変形関係 (NO. 1 試験体)

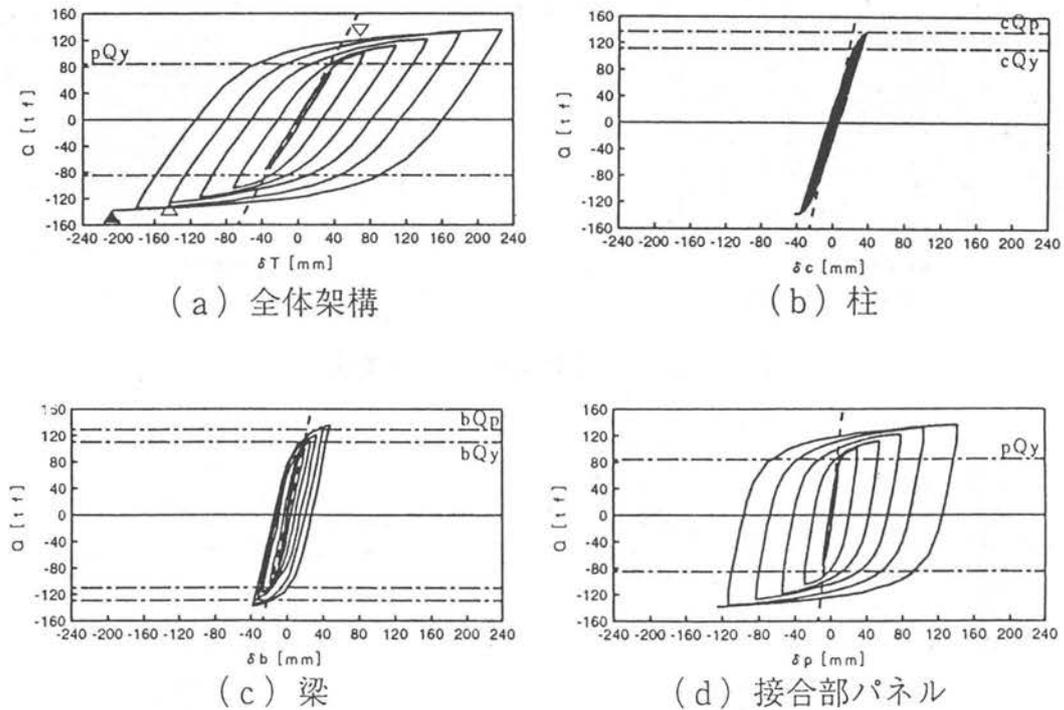


図4 荷重—変形関係 (NO. 2 試験体)

4 サイクル付近で生じた局部座屈の影響によって、それ以降は中央軸に対して非対称の分布形状を示す。

図7に柱フランジ面から50mm離れた断面の梁せい方向の材軸方向歪分布を示した。縦軸にゲージ貼付位置を示し、梁ウェブ中央位置を0としている。両試験体ともスカラップ接合にみられるような、フランジ内面に歪が集中する傾向はみられない。NO.1試験体ではウェブ中央に近い位置で比較的大きな歪が生じているのに対して、NO.2試験体の場合に、ウェブ中央付近の歪が0に等しい。通常、後者のような現象は、ボックス柱に接合されたH形鋼梁のウェブにみられ、梁ウェブの軸応力を支える補剛材が柱側に無い場合である。本実験の柱材はH形鋼であるから、柱のウェブが補剛材として働くはずである。したがって、この現象は接合部パネルの变形によって、柱フランジの梁ウェブ方向への面外変形が大きく生じた影響と考えられる。

b. 柱の歪分布：図8に両試験体の柱フランジ材軸方向の歪分布を示す。測定した位置はNO.1試験体では、柱ウェブ中心から140mm、NO.2試験体では105mmそれぞれ離れたフランジ材軸線上の内外表面である。図の縦軸はゲージ貼付位置を示し、梁フランジ中心位置を0としている。両試験体とも、柱フランジ外面は引張歪、内面は圧縮歪となっていて面外

曲げ変形を示している。横軸の歪値に注目すると、NO.1試験体は、梁フランジ取り合い位置付近の狭い範囲で面外曲げ降伏しており、一方、柱フランジの溶接接合部から破壊したNO.2試験体では同位置の広い範囲にわたって面外曲げ降伏状態にある。

4. 考察

4.1 最大耐力

各試験体の最大耐力を柱の全塑性耐力 Q_{cp} 、梁の全塑性耐力 Q_{bp} および接合部パネルの降伏耐力 Q_{py} のそれぞれの計算値と比較して以下に考察する。ただし、柱・梁に関する計算値は全断面を有効と仮定して求め、また、接合部パネルの降伏耐力計算値は接合部パネルの領域を柱フランジとスチフナの板厚の中心線内として、この領域の全断面が一様にせん断降伏応力度に達した場合について求めた⁵⁾。さらに、NO.2試験体の接合部パネルの有効厚さは、補強プレートの有効厚さ、すなわち、補強プレートの体積を柱フランジとスチフナで囲まれる接合部パネルの面積で除した値にすみ肉溶接による有効率0.8を乗じた値を柱ウェブ厚さに加えて求めた⁵⁾。以上の諸耐力を表7にまとめた。同表から、NO.1試験体の最大耐力 Q_m に対する各部材の耐力計算値の比は、正載荷側： $Q_m/Q_{cp} = 0.40$,

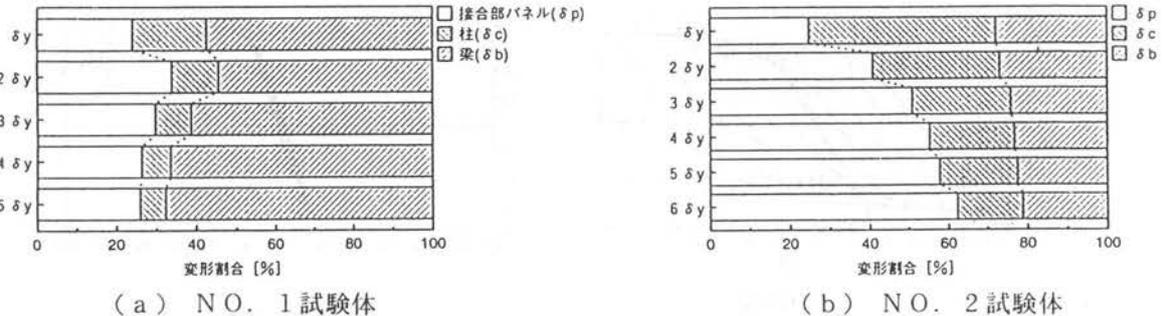


図5 各部材の全体変形に占める割合

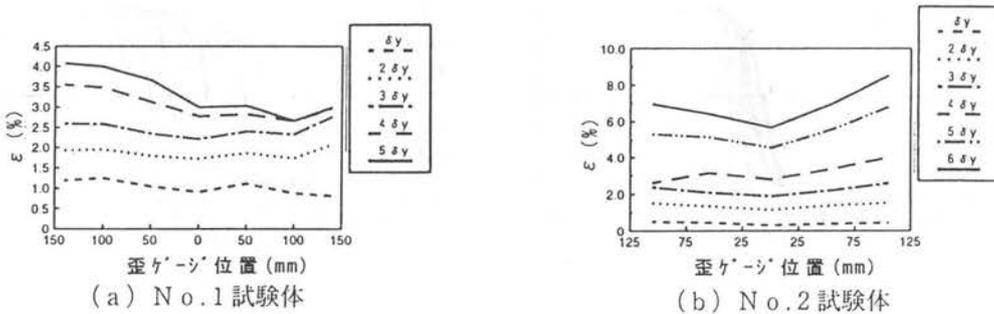


図6 梁フランジ端部材軸方向歪分布

$Q_m/Q_{bp} = 1.31$, $Q_m/Q_{py} = 1.34$ 、であり、負荷荷側：
 $Q_m/Q_{cp} = 0.39$, $Q_m/Q_{bp} = 1.25$, $Q_m/Q_{py} = 1.29$ となっ
 ている。また、NO.2 試験体の最大耐力 Q_m に対する各
 部材の耐力計算値の比は、正載荷側： $Q_m/Q_{cp} = 0.99$,
 $Q_m/Q_{bp} = 1.05$, $Q_m/Q_{py} = 1.61$ および、負荷荷側：
 $Q_m/Q_{cp} = 1.01$, $Q_m/Q_{bp} = 1.07$, $Q_m/Q_{py} = 1.64$ であ
 る。これらの数値について、NO.1 試験体は梁崩壊
 型であるが、 Q_m/Q_{bp} が1.0を越えた後の耐力上昇
 は、材料の歪硬化現象に基づくものであり、安全率と

しては十分高い数値である。一方、NO.2 試験体は
 柱と梁同時降伏であり、 Q_m/Q_{cp} , Q_m/Q_{bp} ともに
 1.0からの耐力上昇がない。これは接合部パネルの
 降伏が柱と梁に先行して生じているからである。い
 ずれにしても、両試験体とも崩壊した部材の全塑性耐力
 計算値まで強度を発揮した結果となっている。

しかしながら、3.4節(3)項で、柱・梁接合部
 周辺の歪分布を詳細に観察した結果では、NO.2の
 試験体のパネル降伏後の耐力上昇には、柱フランジの
 面外曲げ抵抗による増加分が含まれているものと考え
 られる。この接合部パネル4周の柱フランジを含む枠
 組みの補強効果について、最初に検討したのはFielding,
 D.Jらである⁷⁾。これは、図9に示すように、パ
 ネル降伏後の耐力上昇は、もっぱら柱フランジの弾性曲
 げ抵抗によるものとし、パネルとの連続条件を無視で
 きるものとする、耐力増分 Q_f とパネルのせん断変
 形との間に(1)式が成立する。

$$\Delta = \frac{Q_f l^3}{3E(2I_f)} = \gamma \cdot \frac{h_b}{2} \quad (1)$$

ただし、 I_f ：フランジの断面2次モーメント、 γ ：
 パネルのせん断変形角、 h_b ：梁フランジ中心間距離
 である。そこで、Fieldingの理論を拡張して次の仮定
 を導入する。

①柱フランジのパネル降伏後の面外曲げ挙動は、
 完全弾塑性型とする。したがって、図9(b)に示す、
 固定端が全塑性モーメント M_{fp} に達した後の耐力増分
 はなく、それまでは完全な弾性挙動をする。

②接合部パネルは、柱フランジとは独立して抵抗

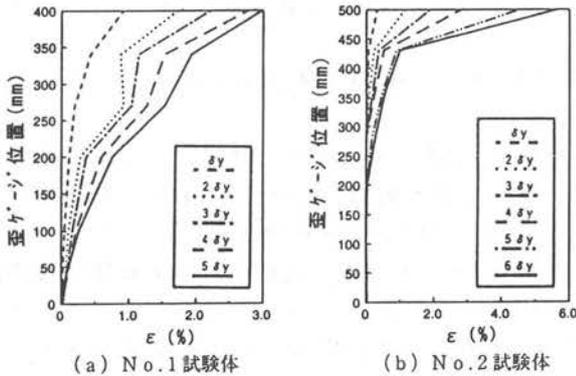


図7 梁端部断面軸方向歪分布

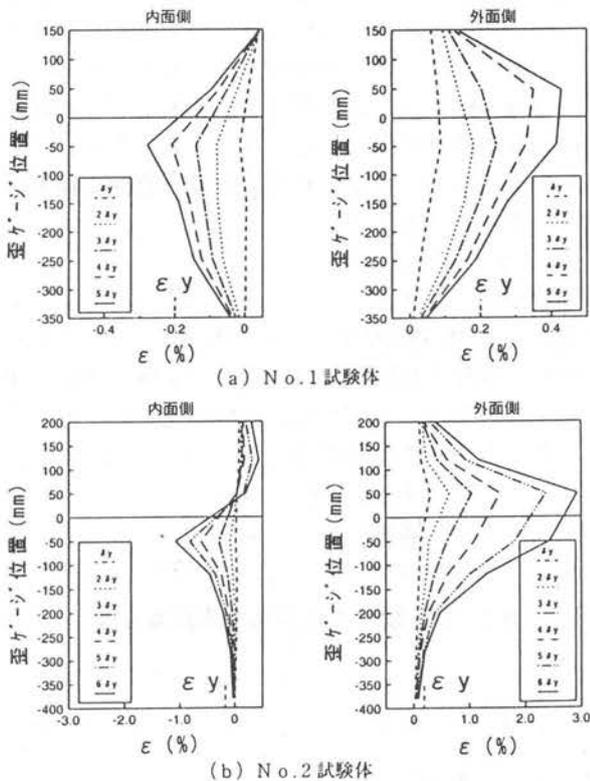


図8 柱フランジ軸方向歪分布

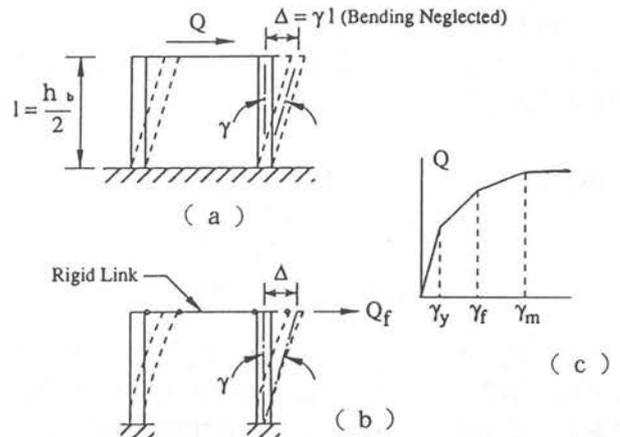


図9 接合部柱フランジ曲げ抵抗モデル

し、最大荷重時には、最大せん断応力度 τ_u に達するものとする。ここで、 γ_y : パネルせん断降伏時のせん断変形角、 γ_f : 柱フランジが固定端で全塑性モーメントに達したときの変形角、 γ_m : パネルゾーン最大耐力時の変形角とすると、パネル降伏から柱フランジ降伏までのせん断変形角の増分 $d\gamma$ は

$$d\gamma = \gamma_f - \gamma_y \quad (2)$$

γ_f に達したときの Δ を Δ_f とすると、

$$\gamma_f = \frac{\Delta_f}{h_b/2} \quad (3)$$

および、

$$\gamma_y = \frac{\tau_y}{G} \quad (4)$$

一方、上記仮定①より、

$$\Delta = \frac{M_{fp}}{3EI_f} (h_b/2)^2 \quad (5)$$

ただし、 τ_y : パネル素材のせん断降伏応力度 ($= \sigma_y / \sqrt{3}$)、 M_{fp} : 柱フランジの全塑性モーメントである。

したがって、(1) から (5) 式の関係から次式の関係が得られる。

$$Q_f = \frac{24EI_f}{h_b^2} \left[\frac{M_{fp}}{3EI} \cdot \frac{h_b}{2} - \frac{\tau_y}{G} \right] \quad (6)$$

NO. 2 試験体について、(6) 式を計算すると、 $Q_f = 56.3t$ となる。

したがって、パネルの歪硬化分との和を ΔQ として、荷重増加率は

$$\begin{aligned} \Delta Q / Q_{py} &= Q_f / Q_{py} + \tau_u V_p / \tau_y V_p - 1.0 \\ &= Q_f / Q_{py} + 1 / \alpha - 1.0 \\ &= 0.103 + 1.54 - 1.0 = 0.64 \end{aligned} \quad (7)$$

ただし、 V_p : 柱梁フランジの中心線で囲まれたパネルの有効体積、 α : パネル素材の降伏比 ($= \sigma_y / \sigma_u$) である。すなわち、柱フランジの面外曲げ抵抗による補強分はパネル降伏荷重の約 10% である。

一方、松尾ら⁸⁾は、柱・梁接合部の弾塑性解析を行い、柱フランジとパネルゾーンスチフナのモーメント和と梁フランジと柱フランジのモーメント和が等しいことからこの一方のモーメント和をパネル 4 隅についてたし合わせたモーメント和が枠組みによる補強効果を表すものとした。そして、柱梁フランジ交差部の最大耐力について極限解析を適用して耐力式を導き、多数の H 形鋼柱・梁接合部に適用した結果から以下のような最大耐力評価式を提案した⁹⁾。

$${}_pM_u = \tau_u V_p + {}_F M = {}_pM_v / \alpha + {}_F M \quad (8)$$

$${}_F M / {}_pM_y = 0.166 / R_{py} + 0.063 \quad (9)$$

ただし、 ${}_F M$: 周辺部材の補強による耐力増分、 ${}_pM_u$: パネル最大耐力、 ${}_pM_y$: パネルの降伏モーメント $= \tau_y V_p$ 、 R_{py} : パネル降伏比。

以上の (6) と (9) 式から、パネル降伏後の耐力増分 ΔQ とその中に占める柱フランジとスチフナーのパネル枠組みによる荷重増分 Q_f を求めて表 6 に実験結果と比較した。

表 6 の比較から、実験結果の耐力上昇率は Fielding の理論を修正したものによくあう。すなわち、上記理論における柱フランジの限定された長さには生じる塑性ヒンジの仮定によっても柱フランジの枠組み補強効果による耐力上昇は予測可能であることが分かった。このことは、柱フランジの面外曲げ抵抗による補強効果が弾性域の曲げ変形による上昇分であるため、パネルゾーン降伏後のごく限られた変形量の範囲で顕著に現れているためと考えられる。

4. 2 変形能力

耐震安全性を評価するための塑性変形能力を定義する指標¹⁰⁾を本実験結果について求めることにより、極厚 H 形鋼柱と H 形鋼梁接合部部分架構の実験結果について検討した。すなわち、実験で得られた両試験体の繰返し荷重-変形曲線から、累積塑性変形倍率 η_f および平均塑性率 μ_f を求め、表 7 に示した。これら指標に対して、構造ランクを条件としても、梁フランジ局部座屈崩壊に対しては $\eta_f \geq 6.0$ 、 $\mu_f \geq 1.2$ であれ

表 6 NO. 2 試験体の荷重増加率計算結果

	Fielding, et al. ⁷⁾	松尾 et al. ⁹⁾	実験結果
全増加率 = $\Delta Q / Q_{py}$	0.64	0.81	0.64
柱フランジ分担 = Q_f / Q_{py}	0.103	0.270	-

表7 実験結果とその評価

試験体		実験値				計算値							
		Q _m tf	η _f	μ _f	破壊形式	柱		梁		パネル	Q _m Q _{cp}	Q _m Q _{bp}	Q _m Q _{py}
						Q _{cy} tf	Q _{cp} tf	Q _{by} tf	Q _{bp} tf	Q _{py} tf			
NO.1	正	101.6	11.7	3.43	— a)	207.9	251.8	68.3	77.8	75.7	0.40	1.31	1.34
	負	97.3	14.7	3.98							0.39	1.25	1.29
NO.2	正	135.7	25.9	4.89	— b)	111.4	137.0	110.1	129.3	84.3	0.99	1.05	1.61
	負	138.0	31.1	4.95							1.01	1.07	1.64

注) 破壊形式 a): 梁フランジ局部座屈 b): 梁端溶接接合部引張破断

ばよく、また梁端接合部破断に対しては $\eta_f \geq 10.0$, $\mu_f \geq 2.0$ を満足すれば耐震上安全であることから、それぞれの試験体は十分な変形能力を発揮しているといえる。

5 結び

極厚H形鋼を柱材として用いた場合の、耐震安全性を調査するため、H形鋼の素材性能および柱・梁接合部の部分架構実験を実施した結果、以下のような結論が得られた。

- 1) 化学成分分析の結果、韌性に悪影響を与える硫黄(S)の含有レベルは0.0034%であり、非常に少ない。また、引張試験結果は、各試験部位および板厚位置で材料規格値を全て満足すると同時に、降伏比はウェブを除けば65%以下であり、塑性変形能力の高い材料であることを示唆している。加えて、シャルピー衝撃値は0℃で151~194JとC級鋼の規準値47J以上を十分満たしている。
- 2) 梁降伏が先行するように計画したNO.1試験体は、十分な耐力と塑性変形能力を示した後、梁フランジの局部座屈により崩壊した。しかも、極厚H形鋼柱および梁との接合部にき裂などの損傷は認められなかった。
- 3) 柱と梁が同時に降伏するように計画したNO.2試験体は、 $4\delta_y$ を越えた大変形域で梁端溶接接合部に生じた延性き裂が、柱フランジ板厚方向に脆性的に伝播することによって柱フランジが破断した。しかし、架構全体の耐力と塑性変形能力は十分大きかった。
- 4) NO.2試験体の破壊の引き金となった延性き裂

は、最終的には全ての梁端溶接部のしかも柱と梁両側の止端部に生じていた。この原因は、接合部パネルの過度のせん断変形によるものと思われる。すなわち、パネルの内側隅角部を鋭角に変形させるせん断変形は、逆に梁フランジと柱フランジの交差角を溶接部を中央にして外側に鈍角となる変形をもたらし、この変形によって生じる溶接部外表面の引張歪に、両フランジからの引張歪が重刺して、非常に大きな塑性歪が、溶接止端部に生じたものと考えられる。

- 5) 接合部パネル降伏後の柱フランジの面外曲げ抵抗による耐力上昇は、柱フランジの弾性曲げ変形のみを考慮したFieldingの理論を修正した式により予測できる。

【参考文献】

- 1) 加藤勉、森田耕次：極厚鋼部材の脆性破壊、日本建築学会論文報告集、NO.156、1969年2月、pp.1~10
- 2) 加藤勉、森田耕次、橋本健一：極厚鋼部材の脆性破壊(その2)、日本建築学会論文報告集、NO.176、1970年10月、pp.11~16
- 3) 真喜志卓、山本昇他：ノンスカラップ梁端溶接接合部の変形能力に関する実験、日本建築学会大会学術講演梗概集(その1、その2)、1993年9月、pp.1257~1260
- 4) 山本昇、真喜志卓他：実施工を考慮したノンスカラップ工法、鉄構技術、1994年6月、pp.35~40
- 5) 竹波正洪、斎藤辰彦、田中淳夫、榎本憲正：極厚H形鋼を用いた鋼構造柱はり接合部の力学的性状に関する実験的研究、日本建築学会論文報告集、NO.210、1973年8月、pp.23~32

- 6) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針、1975年11月、pp.145～158
- 7) Fielding, D.J, Huang, J.S:Shear in Steel Beam-to-Column Connections, Welding Research Supplement, July 1971, pp.313～325
- 8) 松尾彰、椋代仁朗、品部祐児、高松隆夫、ラフィーク、W. サリブ：弱パネルを有する柱・梁接合部の最大耐力 評価に関する一研究、その1 柱・梁フランジ交差部の局部曲げ耐力について、構造工学論文集、Vol.36B,1990年3月、pp.341～348
- 9) 松尾彰、中村雄治、ラフィーク、W. サリブ、椋代仁朗、高松隆夫：H形鋼柱・梁接合部の耐力と復元力特性評価に関する研究、構造工学論文集、Vol.39B1993年3月、pp.447～453
- 10) 日本建築学会：鋼構造接合部の力学的性状に関する研究の現状、1993年10月、pp.124～184
- 11) 石井匠、内田直樹、山本昇、森田耕次他：極厚H形鋼の構造性能に関する実験、(その1)、(その2) 日本建築学会大会学術講演梗概集、1995年8月(北海道)、pp.323～326
- 12) 山本昇：鉄骨梁端溶接接合部の破壊挙動に関する研究、千葉大学学位論文、1995年7月
(受理年月日 1996年9月30日)