



ウェブの厚いH形鋼の有効利用に関する研究

穀内, 淳一 ; 中谷, 純子 ; 内田, 直樹 ; 多賀, 謙蔵 ; 高田, 啓一 ; 金子, 悦三 ; 福田, 浩司 ; 北岡, 聡

(Citation)

神戸大学都市安全研究センター研究報告, 7:257-268

(Issue Date)

2003-03

(Resource Type)

departmental bulletin paper

(Version)

Version of Record

(JaLCD0I)

<https://doi.org/10.24546/00406489>

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/00406489>



ウェブの厚いH形鋼の有効利用に関する研究

Study for Application of H-shapes having Thick Web to Building Structure

穀内 淳一 ¹⁾	中谷 純子 ¹⁾
Junichi Kokunai	Junko Nakatani
内田 直樹 ²⁾	多賀 謙蔵 ³⁾
Naoki Uchida	Kenzo Taga
高田 啓一 ⁴⁾	金子 悦三 ⁴⁾
Keiichi Takada	Etsuzo Kaneko
福田 浩司 ⁴⁾	北岡 聡 ⁴⁾
Koji Fukuda	Satoshi Kitaoka

概要: 鋼構造骨組に地震動などの水平力が作用した場合、柱梁接合部パネルは柱および梁の曲げモーメントが急変するため大きなせん断力が生じる。H形断面柱を使用したラーメン構造では、パネルの耐力が不足する場合、ダブルプレートで補強するのが一般的である。今回、筆者等はパネル補強を必要としない合理的な柱材を指向して、ウェブ厚が従来の圧延H形鋼のものより厚い新しい圧延H形鋼(以降厚肉ウェブH形鋼と称する)を開発した。この厚肉ウェブH形鋼の性能、適用性を検討するため、試設計および柱梁接合部実大十字形実験を行った。本論文は現時点でのこれらの理論的・実験的研究に関する報告である。

キーワード: 厚肉ウェブH形鋼、柱梁接合部パネル、ダブルプレート、水平スチフナー、有効体積

1. 序論

鉄骨造建築の床を支持する梁材は、常時は鉛直荷重である自重と積載荷重を柱に伝え、地震時には柱と一体になって曲げモーメントに抵抗し剛接骨組を構成する。建築鉄骨の殆どの梁材に採用されているH形鋼は、曲げモーメントを受ける部材としては最も合理的な断面と言える。曲げモーメントに加えて軸力の作用する柱材にもH形鋼を用いてH形鋼の梁と組み合わせた剛接骨組は、鋼構造の最も標準的な架構形式のひとつである。剛接骨組のH形鋼の柱に梁が接合する柱梁接合部の柱と梁のフランジで囲まれた柱材のウェブからなる仕口パネルと呼ばれる部分は、地震時に水平力を受けると、柱と梁の曲げモーメントが急変するため大きなせん断力が作用し、既往のJISタイプのウェブの薄いH形鋼の柱のパネルは平行四辺形に変形する。従って、このパネル部分に所要の耐力と剛性を付与するために、ダブルプレートと呼ばれる鋼板を溶接して補強を行うことが必要である。筆者等は、パネル補強を要しない合理的な柱材を指向してウェブの厚い新しい圧延H形鋼をこの度開発した。このウェブの厚いH形鋼の機械的性質や靱性に問題がないことを確認し、事務所建築に適用した場合の試設計を行って鋼材料が増加しないことを確かめた。さらに、建築用鋼材としての有効利用を図るため、柱梁接合部の部分架構5体による基本的な実験を行った。本論文は、このうち最も基本的な3体の試験体の主として実験的研究に関する技術報告である。

2. 剛接骨組の柱梁接合部

(1) 水平荷重時の柱梁接合部パネル

ラーメン骨組は水平荷重時には図-1のような曲げモーメント分布を示す。柱と梁が交差する部分である接合部パネルには、図-2のように逆対称の曲げモーメントが作用し、これらの曲げモーメントによって接合部パネルは、大きなせん断力を受ける。そのせん断によって接合部パネルはせん断変形を生じ、平行四辺形になる。せん断力を受けるこのパネルの耐力は、それに接続する柱や梁の耐力と容易に比較できるように(1)式のように等価曲げ耐力(パネルモーメント)として表現される。

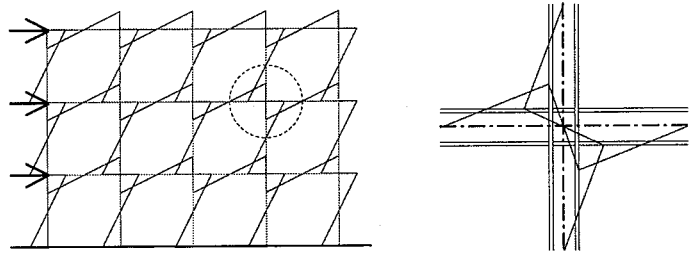


図-1 水平荷重時のモーメント分布

$${}_pM = {}_bM_R + {}_bM_L - ({}_cQ_U + {}_cQ_L) \frac{d_b}{2} \quad (1)$$

ここで、 ${}_bM_R$ 、 ${}_bM_L$ ：接合部パネルの右および左の梁端部に作用する曲げモーメント
 ${}_cQ_U$ 、 ${}_cQ_L$ ：接合部パネルの上および下の柱端部に作用するせん断力
 d_b ：梁フランジの板厚中心間距離

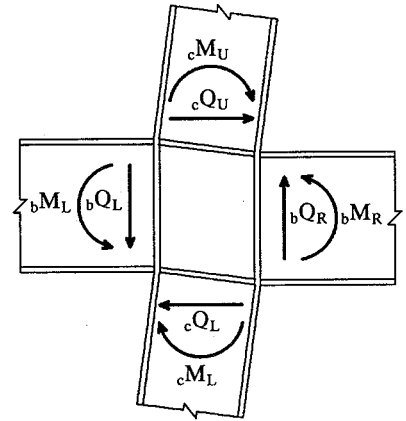


図-2 接合部の応力状態

(2) 柱梁接合部パネルの設計式

日本建築学会「鋼構造接合部設計指針」¹⁾によると接合部パネルの耐力式は以下のように示されている。

a) 降伏耐力

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、H形断面柱を用いた標準形式接合部パネルの降伏耐力 ${}_pM_y$ は、(2)式を用いて算出する。

$${}_pM_y = \frac{V_c}{\kappa} \sqrt{1-n^2} \frac{F_y}{\sqrt{3}} \quad (2)$$

ここで、 F_y ：接合部パネル材の降伏強さ

n ：接合部パネル軸力比(ただし、パネルに作用する軸力はパネル上下の柱に作用する軸力の平均)

V_c ：接合部パネルの有効体積 $= d_c \times d_b \times c_t w$ (H形断面柱)

κ ：せん断に関する形状係数 $= \frac{1}{\frac{2}{3} + \frac{4B_c \cdot c_t f}{d_c \cdot c_t w}} + \frac{1}{1 + \frac{d_c \cdot c_t w}{6B_c \cdot c_t f}}$ (H形断面柱)

d_c ：柱フランジの板厚中心間距離

$c_t w$ ：H形断面柱のウェブ板厚

B_c ：H形断面柱のフランジ幅

$c_t f$ ：H形断面柱のフランジ板厚

b) 全塑性耐力

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、H形断面柱を用いた標準形式接合部パネルの全塑性耐力 ${}_pM_p$ は、(3)、(4)式を用いて算出する。

$n \leq 1 - \frac{A_p}{A}$ のとき

$${}_pM_p = V_c \frac{F_y}{\sqrt{3}} \quad (3)$$

$$n > 1 - \frac{A_p}{A} \text{ のとき} \quad {}_pM_p = V_c \frac{F_y}{\sqrt{3}} \sqrt{1 - \left\{ (n-1) \frac{A}{A_p} + 1 \right\}^2} \quad (4)$$

ここで、 A : H形断面の断面積

A_p : H形断面のパネル断面積 $= d_c \cdot c \cdot t_w$

c) 弾性剛性

接合部パネルモーメント ${}_pM$ とせん断変形角 γ に関する弾性剛性 ${}_pK$ は、(5)式を用いて算出する。

$${}_pK = G \cdot {}_pV \quad (5)$$

ここで、 G : せん断弾性係数

${}_pV$: $d_c \cdot d_b \cdot c \cdot t_w$

3. 厚肉ウェブH形鋼の開発

(1) 材料試験

表-1に4章に示す試験体から採取した鋼材の材料試験により得られた鋼材の機械的性質を示す。また、表-2に各部の降伏歪を示す。ウェブとフランジの厚さが大きく異なるH形鋼をロール成型すると、部位により冷却速度が異なるため所要の強度と靱性をもたせることが困難であった。しかし、今回開発した厚肉ウェブH形鋼では、表-1に示すように、従来のJIS-Hと同等な強度と靱性をもたせることができる。また、図-3に示すウェブフィレット部とフランジ部のシャルピー衝撃試験の結果をみると、0℃でいずれも吸収エネルギーは200Jであり、遷移温度 $vTrs$ はフランジ部で-33℃、フィレット部で-14℃であった。吸収エネルギーの値はJISの規定値を大きく上回っており、厚肉ウェブH形鋼に十分な靱性をもたせることができた。

表-1 鋼材の機械的性質

	σ_y N/mm ²	σ_u N/mm ²	伸び率 %	備考
PL-13 (SN490B)	406	566	39	試験体No.2の柱ウェブ
PL-21 (SN490B)	348	543	50	試験体No.1,3の柱フランジ
	343	548	47	試験体No.2の柱フランジ
PL-30 (SN490B)	368	536	55	試験体No.1,3の柱ウェブ
PL-8.5 (SM490A)	367	539	39	試験体No.2のダブルプレート
PL-12 (SM490A)	404	547	38	試験体No.1,2,3の梁ウェブ
PL-19 (SM490A)	368	536	47	試験体No.1,2,3の梁フランジ
PL-22 (SM490A)	381	579	45	試験体No.1,2の水平スチフナー

表-2 各部の降伏歪

単位: 10^{-6}

	柱フランジ	柱ウェブ	梁フランジ	梁ウェブ	ダブルプレート
試験体No.1, No.3	1698	1795	1795	1970	-
試験体No.2	1673	1980	1795	1970	1790

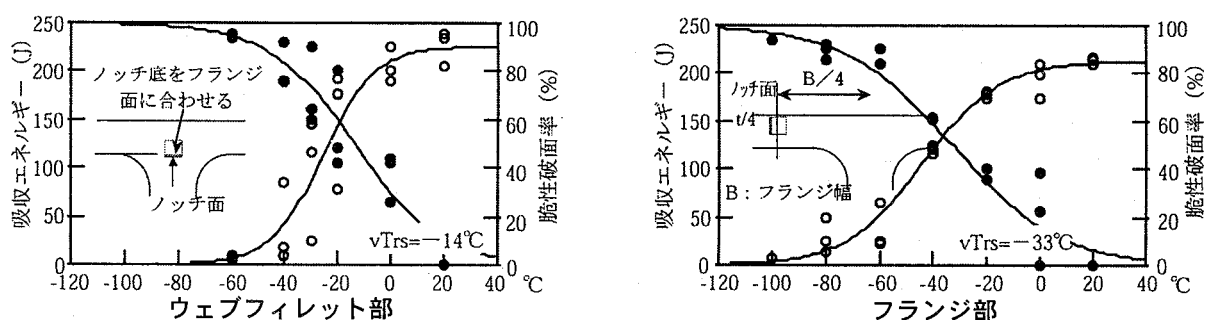


図-3 シャルピー衝撃試験

(2) 厚肉ウェブH形鋼を使用した建物試設計

JIS-H 断面柱をダブルプレート補強したものと、それと等価になるような厚肉ウェブH形鋼を使用した柱で設計した場合の重量比較を行った。ダブルプレートとは図-4に示すように接合部パネルを補強するために仕口部の柱ウェブの表裏に貼られた板のことをいう。今回の試設計では柱ウェブとダブルプレートの周囲を突合せ溶接により溶接している。試設計の対象骨組は8階建の鉄骨造ラーメンで、柱は400幅の広幅H形鋼とし、鋼種はSN490Bとした。図-5に建物の形状および柱位置を示す。試設計を行った結果、厚肉ウェブH形鋼を使用した場合の鋼材重量の増加分は建物全体の鋼材総重量の2.2%であった。よって厚肉ウェブH形鋼を使用した場合の鋼材重量の増加分は建物全体の鋼材総重量の2.2%であった。よって厚肉ウェブH形鋼を使用した場合の鋼材重量の増加分は建物全体の鋼材総重量の2.2%であった。

ブH形鋼を使用しても鋼材重量の差は殆どなく加工の手間を考慮すれば建築構造に十分適用できることが確認できた。

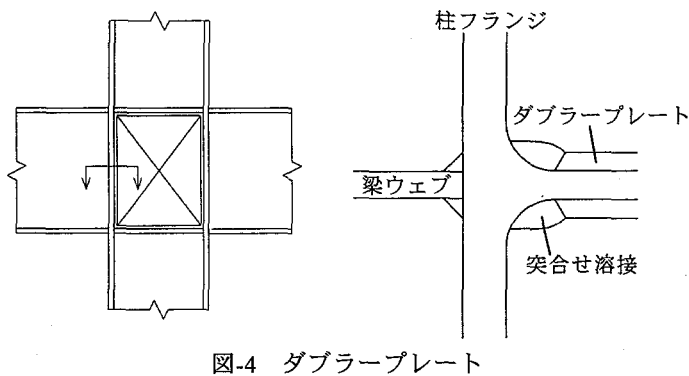


図-4 ダブラープレート

4. 柱梁接合部の実大実験

(1) 実験概要

a) 目的

接合部パネルは曲げモーメントの急変する位置にあるため、非常に大きなせん断力を受ける。H形断面柱を用いたラーメン骨組では、パネル耐力が不足する場合にダブラープレートで補強するのが一般的であるが、補強効率や溶接の品質確保がしばしば問題になる。そこで、ダブラープレートで補強する代わりに、柱のウェブ厚さが接合部パネルに必要な厚さと等しいH形鋼を使用する可能性を考えた。また、水平スチフナーを設けない接合部パネルには梁端モーメントが梁の上下フランジからの引張りおよび圧縮力となって伝達され、梁フランジの局部曲げ、柱ウェブの局部降伏、柱ウェブのクリッピング、柱ウェブの局部座屈などの局部挙動が生じる場合もあるため、従来の薄いH形鋼の場合は接合部の上下フランジレベルを水平スチフナーで補剛して用いるが、今回のように柱のウェブが十分厚い場合には水平スチフナーを設けないディテールの可能性が考えられる。そこで今回、新たに開発された厚肉ウェブH形鋼を柱に用いた試験体の挙動と、ダブラープレート補強した従来形式の骨組の挙動の比較、ウェブの厚いH形鋼を柱に用いた場合に水平スチフナーを設けないディテールの可能性を検討することを目的として実大柱梁接合部の十字形骨組の実験を行った。

b) 試験体

図-6 に試験体形状、図-7 に試験体の柱梁接合部を示す。試験体は3体あり、厚肉ウェブH形鋼を柱に用いた試験体No.1、接合部パネルをダブラープレートで補強した従来形式の試験体No.2、厚肉ウェブH形鋼を柱に用い水平スチフナーを設けない試験体No.3で、骨組の一部を抽出した部分架構である。柱材として試験体No.1、No.3にH-400×400×30×21、試験体No.2にH-400×400×13×21の圧延H形鋼を使用した。鋼種は柱がSN490B、梁およびダブラープレート、水平スチフナーがSM490Aである。梁端接合部はノンスラップ工法で接合している。試験体No.2のダブラープレートについては、パネル部の板厚を統一するため板厚8.5mmのものを2枚採用した。また、ダブラープレートは周囲に開先を設け、柱フランジ及び水平スチフナーと突合せ溶接により接合している。

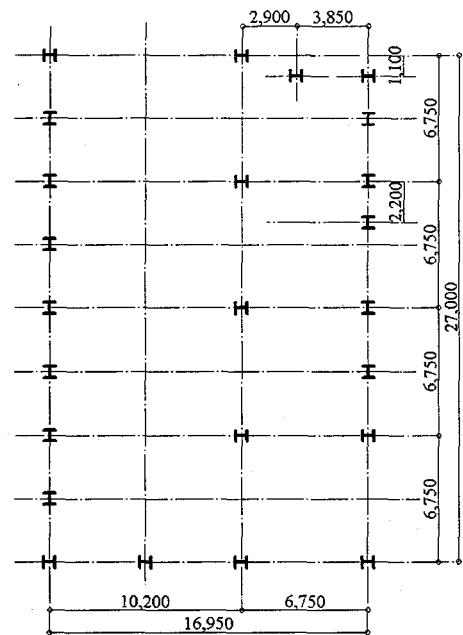
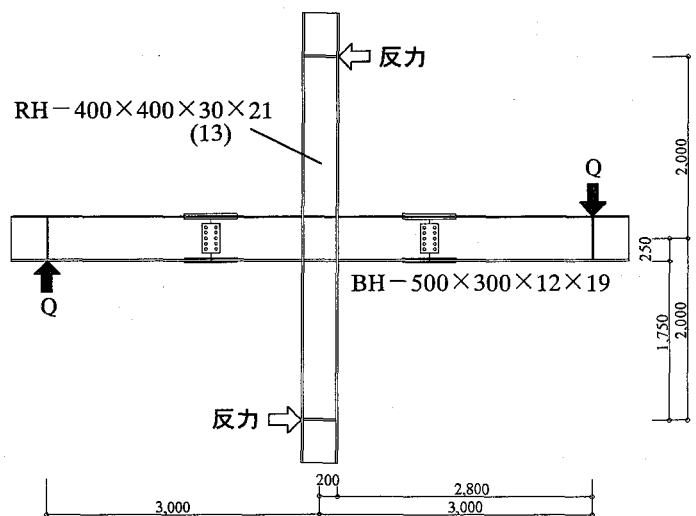


図-5 試設計建物伏図



()内の数字は試験体No.2 断面寸法

図-6 試験体No.1 形状

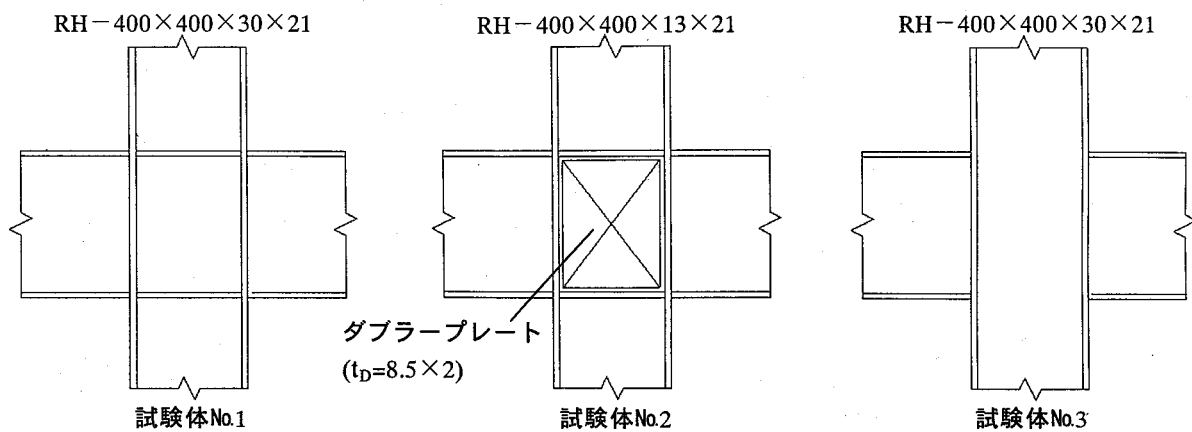


図-7 接合部

c) 載荷方法

載荷方法は図-6 に示すように梁は自由端として、梁端に逆対称の荷重を加える水平加力形式で、柱の両端はピン支持し単調載荷とした。

d) 実験計画

今回の実験はパネルの挙動を調べるため、試験体はパネル崩壊型骨組として設計している。そのため表-3 に示すようにパネルの降伏荷重、全塑性荷重を柱、梁のそれに比べて極端に低く設定している。なお、降伏荷重、全塑性荷重は梁せん断力に換算した値である。

表-3 各部の降伏荷重・全塑性荷重

試験体	降伏荷重			全塑性荷重		
	柱	梁	パネル	柱	梁	パネル
	cQ_y	bQ_y	pQ_y	cQ_p	bQ_p	pQ_p
No.1	476	399	218	557	453	238
No.2	427	399	228	480	453	248
No.3	476	399	218	557	453	238

単位：kN

(2) 荷重－変形関係

図-9 に試験体No.1～No.3 の骨組の荷重－変形関係、図-10 にパネルの荷重－変形関係のグラフを示す。図-9 の骨組の荷重－変形関係は梁端部の変位計の値から、図-10 のパネルの荷重－変形関係はパネル対角の変位計の値から、それぞれ算出した。ここで、せん断変形角は以下の計算式²⁾を用いて算出した。

$$\gamma = \alpha_1 + \alpha_2 = \frac{\sqrt{h_1^2 + h_2^2}}{h_1 \cdot h_2} \cdot (\delta_1 + \delta_2)$$

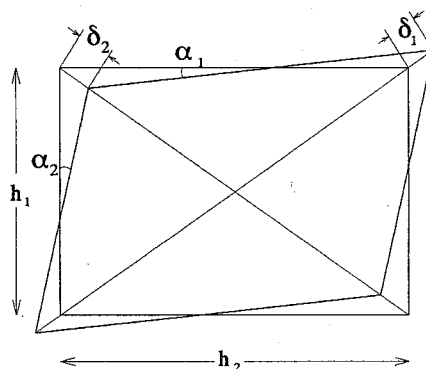


図-8 せん断変形角

図-9、図-10 中のパネル一部降伏は、接合部パネル内の9箇所¹⁾に貼付した3軸ゲージ測定値から算出した主歪のうち1箇所が表-2の降伏歪に達したときの荷重を示し、

パネル全面降伏は、9箇所全ての主歪が降伏歪に達したときの荷重を示す。また、図-9の梁ウェブ局部降伏、柱ウェブ局部降伏はそれぞれ、梁ウェブ、柱ウェブに貼付された3軸ゲージから求まる主歪が降伏歪に達した荷重を示し、 sQ_E 、 pQ_E は骨組の降伏荷重、パネル部分の降伏荷重を表す。これらの値は骨組の荷重－変形関係およびパネルの荷重－変形関係から得られた弾性剛性を表す直線と、第二剛性を表す直線の交点に相当する荷重とした。また、第二剛性は、降伏後の変形角が約1/50までの剛性をとった。

全ての試験体において、骨組がパネルの降伏耐力時に降伏しており、設定どおりパネル崩壊型となっている。試験体No.1とNo.2で降伏荷重実験値がNo.2のほうが大きな値となっているが、これは表-1に示すようにNo.1の柱ウェブとNo.2の柱ウェブ、ダブラープレートで鋼材の降伏点異なるためである。そこでそれぞれのパネル降伏荷重算定値で割ると、試験体No.1が $Q_{b/p}Q_y=0.99$ でNo.2が $Q_{b/p}Q_y=1.01$ となり同等な降伏強度を有していることがわかる。試験体No.3はパネルの降伏荷重算定値よりも局部降伏荷重算定値の方が小さな値となっているが、そこでは骨組は弾性の挙動を示し、パネルの降伏荷重算定値になってはじめて骨組が塑性の挙動を示しているため、厚肉ウェブH形鋼を柱に使用する場合には、水平スチフナーを設けないディテールの可能性が考えられる。

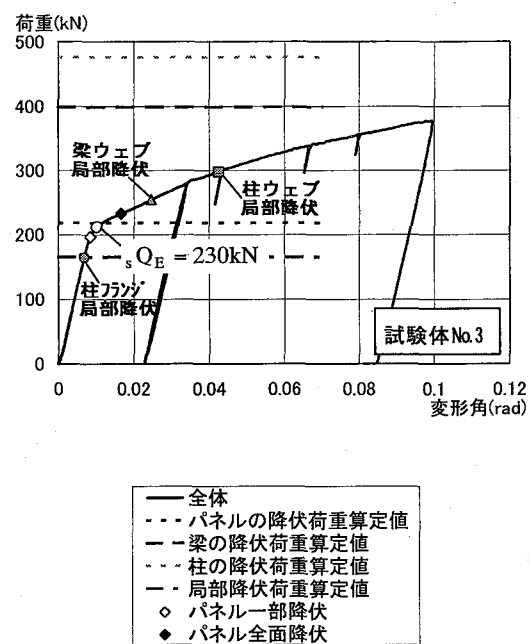
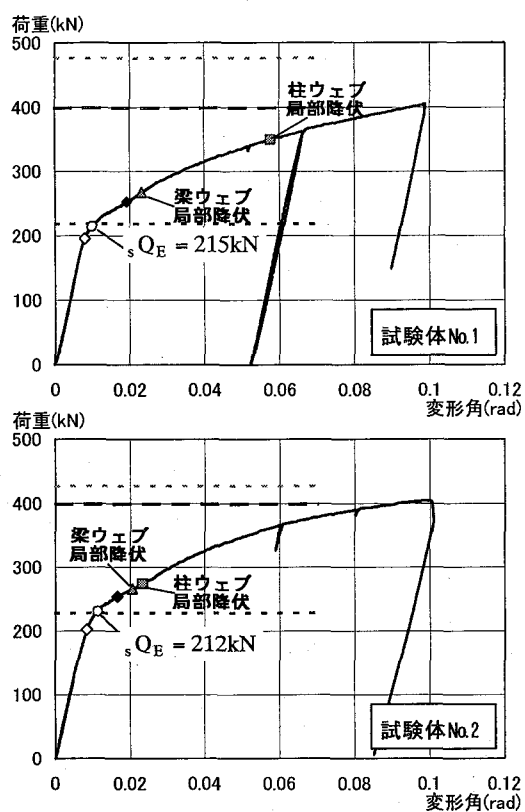


図-9 骨組の荷重-変形関係

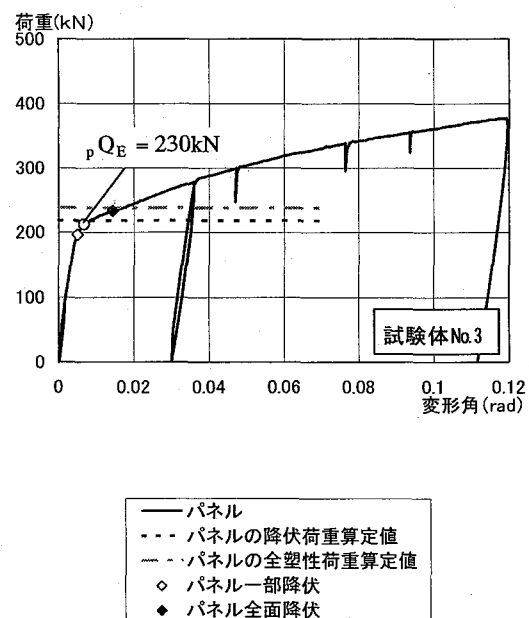
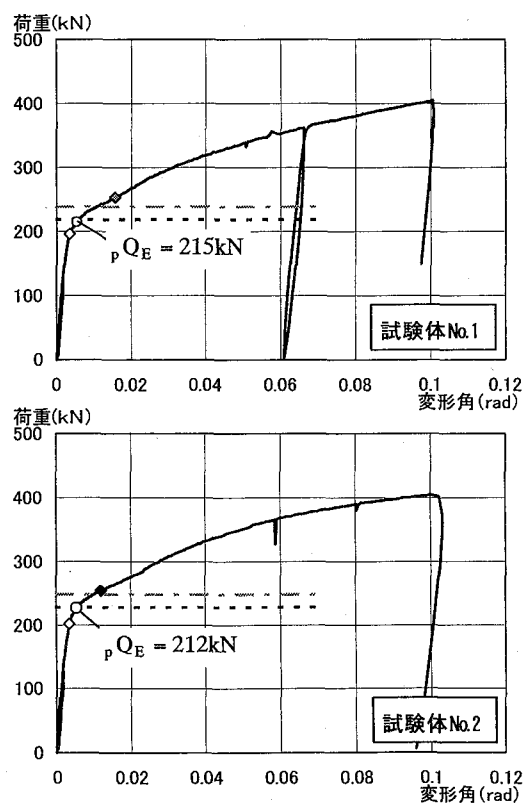


図-10 パネルの荷重-変形関係

表-4 に各試験体の弾性剛性および第二剛性を示す。試験体No.1 とNo.2 の剛性を比較すると、試験体No.1 のほうが弾性剛性は高いがその差は6%なのでほぼ同等であるといえる。試験体No.1 とNo.3 の剛性を比較すると、水平スチフナーを設けなくても降伏荷重は約 2%程度の低下しかみられなかったが、弾性剛性が骨組全体で 90%、パネルで 63%と水平スチフナーを設けなかったことによる影響が現れている。

表-4 各試験体の剛性 単位: 10^4 kN/rad

	弾性剛性		第二剛性	
	骨組	パネル	骨組	パネル
試験体No.1	2.72	6.53	0.35	0.12
試験体No.2	2.57	6.64	0.28	0.31
試験体No.3	2.45	4.13	0.21	0.26

(3) パネル近傍の柱、梁の歪分布

接合部パネル近傍の柱、梁の歪分布を図-11、図-12 に示す。図中の実験値はそれぞれ図中の位置の歪ゲージの値であり、理論値は同じ断面についてパネルを剛体としたときをもとに算出した値であり、これらの差は接合部パネルの影響によるものであると考えられる。図中に示す ${}_cQ_E$ 、 ${}_bQ_E$ は歪ゲージの値が降伏歪に達した荷重を示している。いずれの試験体もパネルの影響を無視して算出した降伏荷重の 1/2 程度の荷重でフランジが早期に降伏歪に達している。なかでも、試験体No.3 は降伏荷重の 1/3 程度の荷重で柱・梁フランジが降伏歪に達しており、これは水平スチフナーによって補剛されていないため、柱フランジの梁の取り付く位置における変形が大きく、それによって梁フランジの歪が大きくなっているためであると考えられる。ここで、降伏歪は表-2 に示す材料試験の結果から得られた値を用いている。

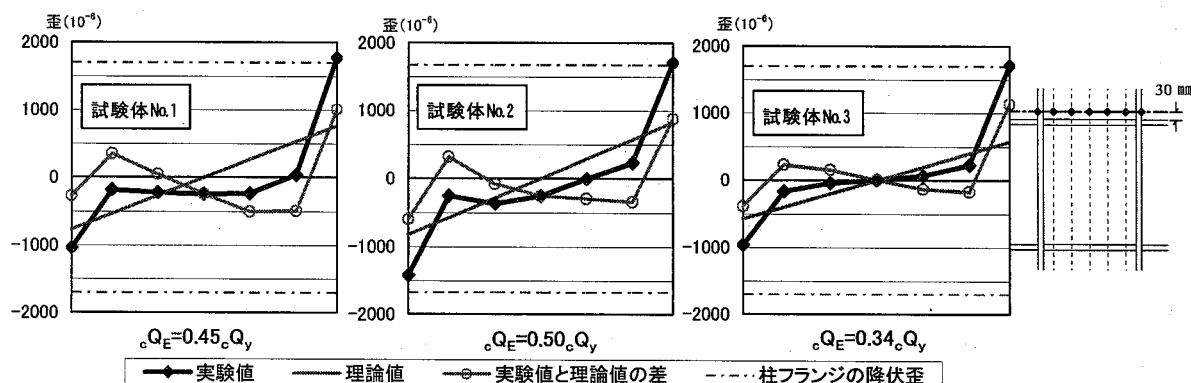


図-11 接合部パネルに近い柱の歪分布

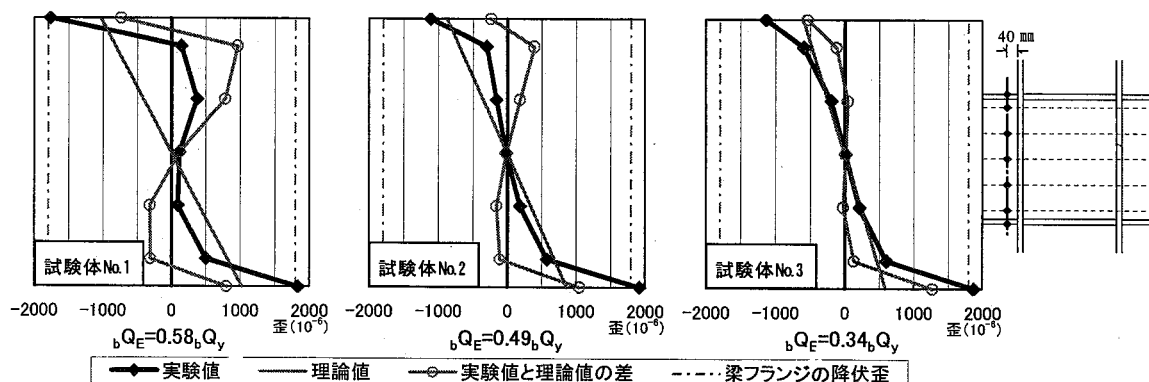
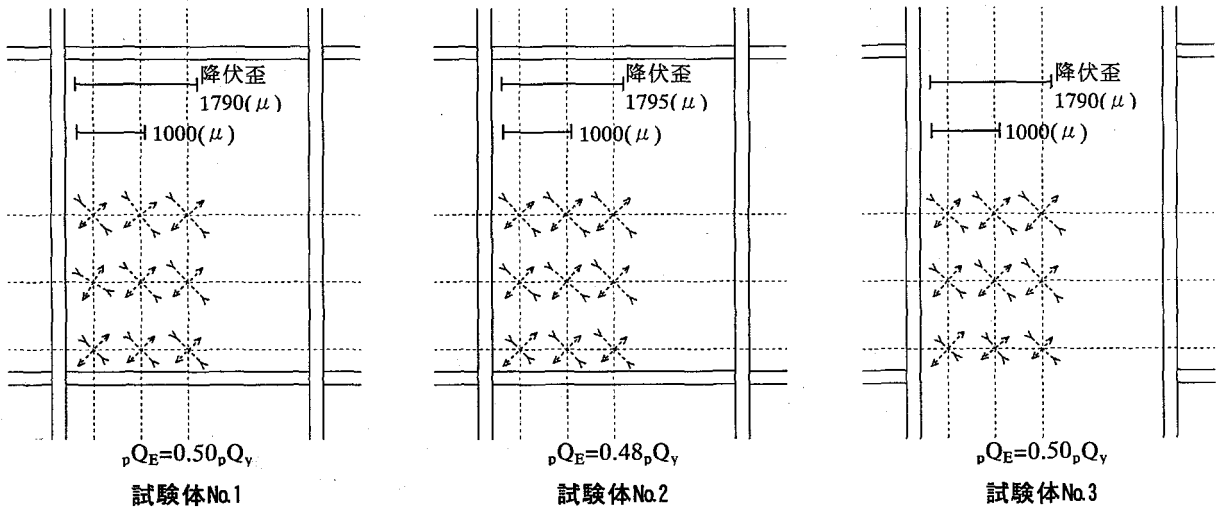


図-12 接合部パネルに近い梁の歪分布

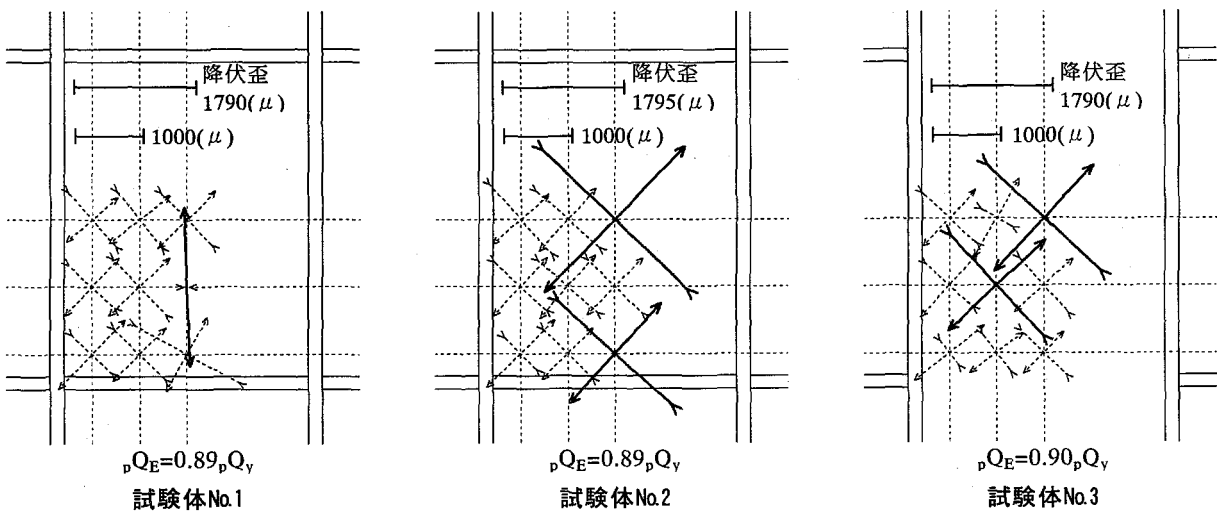
(4) パネル内の主歪

図-13.1 図-13.2 にパネル内の主歪を示す。主歪はパネル内に貼付した 3 軸ゲージから得られたデータをもとに算出した。3 軸ゲージの位置は図中の点線の交点 9 点である。また、図中の実線で表現された主歪はその測定点が降伏歪に達していることを示す。降伏歪は表-2 に示す材料試験の結果から得られた値を用いる。また、降伏歪を超えた時をその測定点が降伏耐力に達したとみなし、その耐力に相当する梁せん断力に換算した値をパネルの局所的な降伏荷重とする。図-10 にはそれぞれ、パネル降伏荷重計算値のおよそ 1/2 の時、パネル内の測定点の一部が降伏歪に達した時、さらにパネル内の測定点の全てが降伏歪に達した時の計 3 つの荷重レベルでの主歪の状態を示す。 pQ_y 、 pQ_p はそれぞれパネル降伏荷重算定値、パネル全塑性荷重算定値を示す。

図-13.1 図-13.2 より、全ての試験体において典型的なせん断変形の挙動を示していることが分かる。パネル内の一部の測定点が降伏歪に達するのは全ての試験体においてパネル降伏荷重算定値のおよそ 0.9 倍で、パネルの降伏荷重算定値より低い荷重で局所的な降伏がみられる。また、パネル内の全ての測定点が降伏歪に達するのは試験体 No.1、No.2 がそれぞれパネル全塑性荷重算定値の 1.06 倍、1.02 倍でパネル全塑性荷重算定値よりも高い荷重となり、試験体 No.3 はパネル全塑性荷重算定値の 0.98 倍でパネル全塑性荷重算定値よりも低い荷重となる。

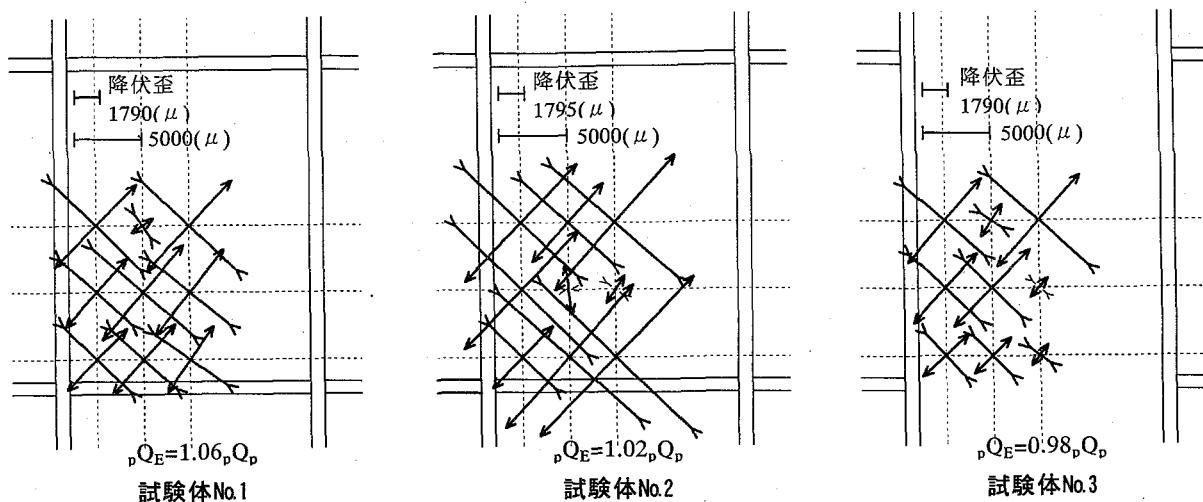


パネル降伏荷重計算値のおよそ 1/2 の時



パネル内の測定点の一部が降伏歪に達する時

図-13.1 パネル内の主歪



パネル内の測定点の全てが降伏歪に達する時

図-13.2 パネル内の主歪

(5) 水平スチフナーの無い柱梁接合部の局部挙動

水平スチフナーの無い柱梁接合部における局部挙動については、図-14 に示すように梁フランジの引張側では柱フランジの局部曲げ、柱ウェブの局部降伏、梁フランジが圧縮を受ける側には柱ウェブのクリッピング、柱ウェブの局部座屈が考えられる。¹⁾

これらの局部挙動に対する耐力の算定式は以下のとおりである。

a) 柱フランジの局部曲げ

$${}_jM_{fp1} = 6.25 {}_c t_f^2 \cdot {}_c F_{fy} \cdot d_b \quad (6)$$

ここで、 ${}_jM_{fp1}$: 柱フランジの局部曲げによる梁フランジ接合部分の全塑性耐力

${}_c t_f$: 柱フランジの厚さ

${}_c F_{fy}$: 柱フランジの降伏強さ

d_b : 上下の梁フランジ板厚中心間距離

b) 柱ウェブの局部降伏

$${}_jM_{fp2} = h_w \cdot {}_c t_w \cdot {}_c F_{wy} \cdot d_b \quad (7)$$

ここで、 ${}_jM_{fp2}$: 柱ウェブフィレット先端の局部降伏による梁フランジ接合部分の全塑性曲げ耐力

h_w : 柱ウェブの局部降伏領域の高さ = $5.0 {}_c h_f + {}_b t_f$

${}_c t_w$: H形断面のウェブ板厚

${}_c h_f$: 柱フランジ表面から柱ウェブフィレット先端までの距離

${}_b t_f$: 梁フランジの厚さ (集中力の幅)

${}_c F_{wy}$: 柱ウェブの降伏強さ

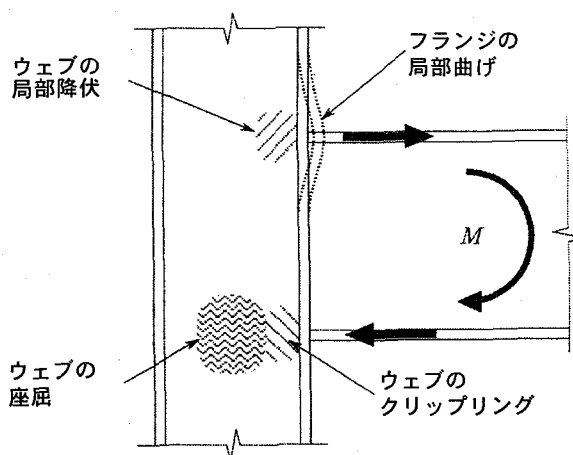


図-14 局部挙動

c) 柱ウェブのクリップリング

$${}_jM_{fp3} = 0.78 {}_c t_w^2 \left\{ 1 + 3 \frac{{}_b t_f}{h_c} \left(\frac{{}_c t_w}{{}_c t_f} \right)^{\frac{3}{2}} \right\} \left(\frac{E \cdot {}_c F_{wy} \cdot {}_c t_f}{{}_c t_w} \right)^{\frac{1}{2}} d_b \quad (8)$$

ここで、
 ${}_jM_{fp3}$: 柱ウェブのクリップリングによる梁フランジ接合部の全塑性曲げ耐力
 ${}_c t_w$: H形断面のウェブ板厚
 ${}_c F_{wy}$: 柱ウェブの降伏強さ
 E : ヤング係数

d) 柱ウェブの座屈

$${}_jM_{fp4} = \frac{23.7 {}_c t_w^3 \sqrt{E \cdot {}_c F_{wy}}}{{}_c d_f} d_b \quad (9)$$

ここで、
 ${}_jM_{fp4}$: 左右の梁フランジに集中圧縮力が作用する場合の無補剛ウェブの座屈による梁端接合部の曲げ耐力
 ${}_c d_f$: 柱部材のウェブフィレット間距離

試験体No3 の場合の局部耐力と、それぞれ梁せん断力に換算した値を表-5 に示す。今回の実験では水平荷重時を想定したため、柱ウェブの座屈については対象にしない。

表-5 試験体No3 の局部耐力算定値

	${}_jM_{fp}$ (kN・m)	${}_jQ_{fp}$ (kN)
柱フランジの局部曲げ	461	165
柱ウェブの局部降伏	3050	1090
柱ウェブのクリップリング	1240	444
柱ウェブの座屈	—	—

(6) 接合部パネルの有効体積

柱梁接合部パネルの降伏耐力および全塑性耐力の算定式は従来の JIS タイプの H 形鋼を柱に用いて水平スチフナーを設ける場合のみを対象としていて、水平スチフナーを設けない場合については提案されていない。そこで、試験体No1 および試験体No3 を比較し、これらの算定式に検討を加える。水平スチフナーを設けない場合にパネルの柱軸方向の範囲が変化し、算定式にある有効体積 V_e の項が変化すると考えて、各試験体の降伏荷重、剛性を比較し有効体積 V_e について考察する。

a) 降伏荷重

骨組の荷重－変形関係から得られた降伏荷重を比較すると試験体No3 はNo1 の 98%、パネルの荷重－変形関係から得られた降伏荷重を比較すると試験体No3 はNo1 の 98%であった。

b) 弾性剛性

試験体No1、No3 の弾性剛性を比較すると、試験体No3 はNo1 の 63%～80%であった。

以上のことにより、水平スチフナーを設けないと接合部パネルの有効体積が小さくなる事が分かる。

(8) クリップリング

水平スチフナーを設けない接合部に生じる局部挙動のひとつであるクリップリングに着目し、ティモシェンコの弾性解³⁾と試験体No3 の柱ウェブの歪分布を比較した。柱ウェブの水平方向歪分布の理論値を図-15 中に示す断面について次の二つの方法から算出した。理論値 1 は、梁端モーメントを梁フランジからの集中力に置換して算出し、理論値 2 は梁ウェブを 6 分割し、図-15 中に示すように 8 つの集中力に置換して柱ウェブに伝達される集中力を足し合わせた値である。図-15 に二つの方法から算出した理論値を示す。そしてそこに図-15 に示す断面における実験値を示す。これらの二つの理論値は簡便に計算するため必ずしも連続量とはなっていないので理論値よりも歪分布が下回っているが、歪の形状はよく対応している。また、理論値

を算出した断面と、歪ゲージを貼付した断面が一致していないが、図中に示すように、理論値を算出した断面の方が歪ゲージ貼付位置よりも梁フランジに近いので、同じ断面について算出すると、理論値は実験値とさらにより対応を示すと考えられる。

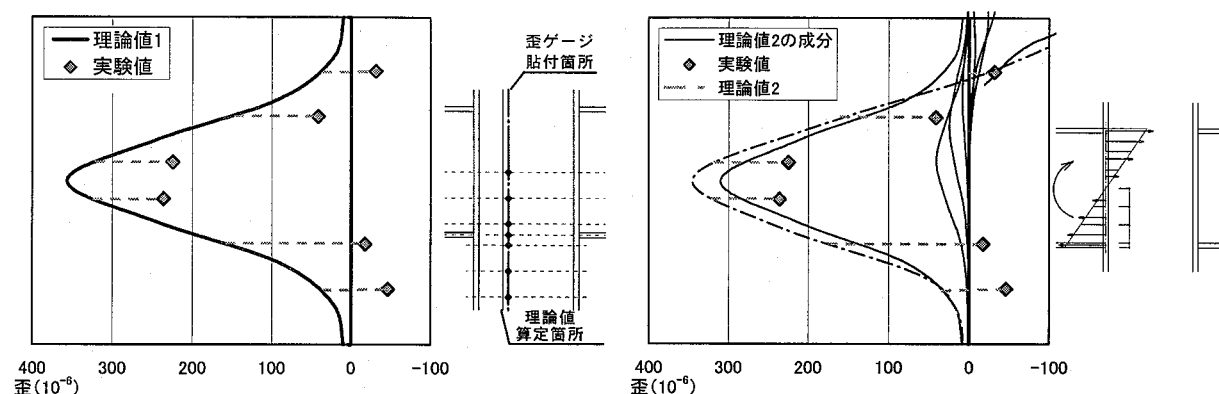


図-15 柱ウェブの歪分布と理論値

5. 結論

- 1) 厚肉ウェブ H 形鋼を柱に用いたラーメン構造の鉄骨骨組の試設計によれば、鉄骨の増加量は殆どなく、加工の手間を考慮すると、柱材として活用できる可能性が高い。
- 2) 厚肉ウェブ H 形鋼を使用した試験体とダブルプレート補強した試験体は、剛性・耐力ともほぼ同等な性能を有している。
- 3) 今回のようにダブルプレートを突合せ溶接で溶接した場合、パネルの全厚を有効として考えてよい。
- 4) 水平スチフナーを設けない接合部パネルでは、水平スチフナーを設ける柱梁接合部パネルと比較すると、パネルの領域が降伏荷重に着目すると 2%、弾性剛性に着目すると 20~37%程度柱軸方向に短くなるパネル体積に相当し、降伏耐力も下がる。
- 5) 従来のウェブの薄い H 形鋼を柱に用いた水平スチフナーを設けない柱梁接合部では、パネルの耐力が大きく減少するため、これまで水平スチフナーを設けないパネルの降伏耐力の算定式も示されていなかった。今回の実験結果より、ウェブが厚い H 形鋼を柱に用いる場合は水平スチフナーを設けなくても耐力の低下は小さく、柱フランジの局部曲げによって骨組が大きく影響を受けないことが分かり、ウェブの厚い H 形鋼を柱に用いる場合には、水平スチフナーを設けない柱梁接合部の可能性についてさらに検討の余地が考えられる。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，日本建築学会，pp.185-205，pp.142-147，2001
- 2) 中川中夫，斎藤辰彦：建築構造学大系 7 構造実験計画，彰国社，pp.177-178，1970
- 3) S.P.ティモシェンコ，J.N.グーディア：弾性論，コロナ社，pp.117-125，1973
- 4) 福田浩司，内田直樹，多賀謙蔵，高田啓一，金子悦三，北岡聡：厚肉ウェブ H 形鋼の利用技術開発 その 1. S 造建物の試設計と柱梁接合部の実大実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.733-734，2002

筆者：1)穀内 淳一、中谷 純子、自然科学研究科博士前期課程；2) 内田 直樹、工学部建設学科、教授；3) 多賀 謙蔵、(株)日建設計；4)高田 啓一、金子 悦三、福田 浩司、北岡 聡、(株)住友金属工業

Study for Application of H-Shapes having Thick Web to Building Structure

Junichi Kokunai	Junko Nakatani
Naoki Uchida	Kenzo Taga
Keiichi Takada	Etsuzo Kaneko
Koji Fukuda	Satoshi Kitaoka

Abstract

Joint panel zones enclosed by columns and beams in steel rigid frames are subject to large shearing force due to horizontal loads caused by earthquakes. It is general, therefore, that joint panels of beam-to-column connections are reinforced by doubler plates to give them appropriate strength and rigidity, when H-shapes are adopted for column section in through-column type. Authors developed H-shapes having thick web to intend designing joint panels without doubler plates. This paper presents the results of experiments on full scale beam-to-column subassemblages using H-shapes having thick web for column to investigate elastic plastic behaviors and possibility of application to building structure.