ウェブクランプ柱梁接合形式における仕口部断面の応力分担に関する考察

ウェブクランプ形式柱梁接合部に関する研究 その1

AN ANALYTICAL STUDY ON THE FORCE DISTRIBUTION
BETWEEN THE SHEAR PLATE AND ATTACHMENTS
IN WEB-CLAMPED BEAM-TO-COLUMN CONNECTIONS

Study on web-clamped beam-to-column connection Part 1

荒木 景太*, 伊山 潤**, 朴 世 万***

Keita ARAKI, Jun IYAMA and Piao SHIWAN

A new type of beam-to-column connection, named the “web-clamped connection”, has been proposed by the authors as an alternative to conventional welded connections. This connection is designed to transfer all the stress from the beam to the column via the specially designed attachments and the shear plate. In this paper, the internal stress distribution in the attachments and the shear plate is numerically investigated to clarify the internal force transfer mechanism in this connection. A parametric study of the connection is carried out through finite element simulations with various strength ratio of the panel zone strength to the attachment strength. The results show that both bending moment and shear force are mainly transferred by the attachments whether the connection has the shear plate or not.

Keywords: beam-to-column connection, internal force transfer mechanism, shear plate, prefabricated attachments

柱梁接合部, 応力伝達, シアプレート, 接合金物

1. はじめに

我が国における建築鉄骨構造物の柱梁接合部は、溶接によるものが一般的である。高力ボルトによる柱梁接合部として、スプリットティ形式柱梁接合部などがあげられるが、溶接による接合と比較してディテールが複雑であることや、剛接合としにくいなどの問題点¹⁾から、現在ではあまり用いられていない状況にある。

しかしながら、適切な溶接を施すには一定の技術を有する溶接技術者による施工が必須であり、またその施工についても、入熱の管理、パス間温度の管理や探傷試験など、十分な管理²⁾³⁾を行う必要がある。現在我が国では、鉄骨柱梁接合部の製作を作業環境の良好な工場内で行い、高い品質の柱梁接合部を製作している⁴⁾。

海外を見渡してみると、我が国のように溶接技術が成熟している国は少なく、海外への技術移転は困難な状況である⁵⁾。また国内においても、熟練溶接工の高齢化による技能伝承が問題となっている⁶⁾⁷⁾。そのため、溶接技術に頼ったままでは製作にさらにコストがかかる可能性がある。

これに対して高力ボルト接合は施工に高度な技能を要さず、容易な方法としてナット回転法などの施工管理方法も確立している⁸⁾。したがって、高力ボルト接合により、溶接接合同程度の剛な柱梁接合部を構成することができれば、施工性と剛性を同時に確保できる汎用的な接合方法としての活用が期待される。

著者らは、溶接接合並みの剛性を有し、高力ボルトによる高施工性を有した柱梁接合部として、図1に示すウェブクランプ形式柱梁接合部を提案した。この接合部の特徴は、梁フランジと柱のウェブを、図2に示す特殊な接合金物により、柱フランジを貫通して、超高力ボルトで接合することにある。これにより、梁からの曲げモーメントを直接柱ウェブに伝達出来るため、スプリットティ形式のような板の面外曲げが生じず、剛性が確保されるよう配慮されている。梁ウェブの接合については、柱に工場溶接したシアプレートと梁

図1 接合部概要

* 東京大学大学院工学系研究科 修士(工学)

日本学術振興会 特別研究員 DC

** 東京大学大学院工学系研究科 准教授・博士(工学)

*** (株)アイ・テック建築事業部技術部 修士(工学)

Dept. of Architecture, Graduate School of Engineering, the University of Tokyo, M. Eng. Research Fellow, Japan Society for the Promotion of Science
Assoc. Prof., Dept. of Architecture, Graduate School of Engineering, the University of Tokyo, Dr. Eng.
ITEC Corporation, M. Eng.

ウェブとを高力ボルトで接合している。

本接合部は、従来溶接形式と同様に、梁降伏型骨組の設計に用いることを想定しており、以下の設計クライテリアの提案を目指している。まず、前提として、梁は図3にB-B'断面として示したボルト孔欠損部梁断面(以降、この断面を「梁端部断面」と称する)で最初に降伏するものとする。許容応力度設計においては、この梁端部断面を先行降伏させるため、(1)式を満たすよう設計する。

$${}_bM_y < \min\{{}_bM_{slip}, {}_jM_y, {}_pM_y\} \quad (1)$$

ここで、 ${}_bM_y$ は梁端部断面が降伏モーメントに達するときの、接合部最小断面(図3中のA-A'断面。以後、「仕口部断面」と称する)位置における曲げモーメント、 ${}_jM_y$ は仕口部断面の降伏曲げモーメント、 ${}_bM_{slip}$ は接合部摩擦面接触領域でのすべりが生じるときの仕口部断面における曲げモーメント、 ${}_pM_y$ は接合部パネルが降伏するときの仕口部断面における曲げモーメントである。一方、終局強度設計においては、梁端部断面が全塑性モーメントに達する時の仕口部断面の曲げモーメント ${}_bM_p$ よりも、仕口部断面の最大曲げモーメント ${}_jM_u$ および、接合部パネルが全塑性耐力に達する時の仕口部断面における曲げモーメント ${}_pM_p$ の両方が十分上回り、保有耐力接合を満たすよう、(2)式により設計するものとする。

$$\alpha \cdot {}_bM_p < \min\{{}_jM_u, {}_pM_p\} \quad (2)$$

ここで、 α は1以上の定数である。(1)式および(2)式により、梁端部断面位置に塑性ヒンジを発生させ、梁を地震入力エネルギーの吸収要素とすることで、従来溶接形式と同様の梁降伏型骨組の設計を目指す。

このようなクライテリアによる設計を可能とするためには、接合部各部の耐力を適切に評価する方法を確立する必要がある。既往研究を見ると、梁フランジの上下に接合金物が配置され、また梁ウェブにシアプレートが有しているという点で本接合部に類似している接合形式として、鉛直ハンチを有する柱梁接合部⁹⁾⁻¹¹⁾や、既存溶接形式柱梁接合部の三角形縦リブ補強¹²⁾⁻¹⁴⁾、Kaiser Bolted Bracket Connection^{11), 15), 16)}等があげられる。これらについては、それぞれの研究のなかで、接合部各部の応力の評価が行われている。

しかしながら、本接合法は2つの点において既往研究とは異なる。1つは、既存の接合法では梁フランジは柱フランジに接合されているが、本接合法では接合金物は柱フランジを貫通して柱ウェブに直接接合されているという点である。このため、本接合法は柱フランジの面外曲げの影響を受けにくく、ダイヤフラムやスチフナによる補強が不要となる。これにより、パネル範囲が不明確となり、接合部パネル有効体積をどのようにとるべきかを明確にしておく必要があるとともに、本接合法の性能は、接合部パネルの変形の影響が大きくなると推定され、これを考慮して耐力評価を行う必要がある。もう1つは、前述した既存の接合法は主として補強法として提案されたものであり、柱と梁が直接接合されていることを前提としているのに対し、本接合法では柱と梁は直接接合されておらず、柱-梁間のすべての応力は接合金物およびシアプレートにより伝達されるという点である。このため、接合金物とシアプレートに生じる応力分担は既存接合法とは異なるものと考えられ、これらの応力分担を考慮した新たな耐力評価法を確立する必要がある。

これらの課題に対応して著者らは、実大部材を用いた実験を行ってきた¹⁷⁾⁻²⁹⁾。まず、接合部パネルの耐力評価に関しては、十字形試

図3 仕口部断面および梁端部断面について

験体による繰り返し载荷試験¹⁸⁾⁻²²⁾を行った。その結果、通常の溶接接合部と同等の剛性を有し、図2のように、本接合金物が接合部パネル部を直接つかむ形式でも、接合部パネルの応力伝達には支障がないことを確認した。また、本接合部における接合部パネルの耐力は、接合部パネル有効体積 V_e を (3)式の様に設定することで、実験値と概ねよい評価を与えることがわかった²³⁾。

$$V_e = d_k \cdot d_c \cdot t_p \quad (3)$$

ここに、 d_k は図3に示した接合金物最小断面中心間距離、 d_c は柱フランジ板厚中心間距離、および t_p は接合部パネル板厚である。

一方、仕口部断面における応力分担に関しては、実大T字形試験体単調载荷実験を行った²⁴⁾⁻²⁶⁾。本実験は、接合金物単体の耐力を調査する為、シアプレートを設けず、柱、梁および接合部パネルは弾性にとどまる様に設計し実験を行った。本接合部においては、図2に示すように、最小断面図心位置と底板の軸心がずれており、最小断面の応力分布が不均一になる可能性があること、また羽根板と底板の取り付け部の形状不連続により応力集中が生じる可能性があることから、接合金物が早期に降伏あるいは破断することが想定された。しかしながら、実験の結果、応力集中部からき裂が発生し破断に至るものの、 ${}_jM_y$ および ${}_jM_u$ の推定には、前述の耐力低下要因の考慮は不要であり、仕口部断面における接合金物の軸力がなす偶

力による曲げモーメントを示した(4)式および(5)式の仕口部断面耐力式は、実験結果と概ね一致することを確認した^{24)・26)}。

$${}_jM_y = A_k \cdot {}_kF_y \cdot d_k \quad (4)$$

$${}_jM_u = A_k \cdot {}_kF_u \cdot d_k \quad (5)$$

ここに、 A_k は接合金物最小断面積、 ${}_kF_y$ および ${}_kF_u$ は接合金物の降伏強さおよび引張強さ、 d_k は接合金物最小断面中心間距離を示す。

これらの実験を通じ、接合部パネルの耐力評価と接合金物の耐力評価が概ね可能となった。ただし、後者の実験ではシアプレートを設置していなかったため、シアプレートが無くても応力伝達が問題なく可能であることを示せたものの、シアプレートが存在することによる接合部挙動への影響が不明点として残った。シアプレートは接合部パネルに直接接合されているため、その応力は特に接合部パネルの挙動に強く影響を受け、シアプレートと接合金物の応力分担が変化することが予想される。

そこで本論では、本接合部における応力伝達メカニズムの理解と、応力および耐力評価の合理性の向上を目指し、接合部パネルと仕口部断面の耐力比に着目して、仕口部断面における軸方向応力およびせん断応力の応力分担を有限要素解析により調査する。この調査を通じ、シアプレートの有無が応力分担に及ぼす影響を検討した。

2. 解析概要

2.1 解析モデル

本論で取り扱う解析モデル形状を図4に示す。解析モデル寸法は実大十字形接合部繰り返し载荷実験^{18)・20)}における試験体を基本とし、本接合法の適用が期待される中低層鉄骨造建物を想定して設定した。同図には、(4)式で計算される仕口部断面降伏耐力時の梁端荷重 ${}_jP_y$ 、(5)式で計算される仕口部断面最大耐力時の梁端荷重 ${}_jP_u$ 、およびシアプレートのみでせん断力を負担すると仮定して計算した仕口部断面のせん断降伏時の梁端荷重 ${}_jP_s$ を示した。また、梁に関しては梁端部断面降伏時の梁端荷重 ${}_bP_y$ および梁端部断面全塑性時の梁端荷重 ${}_bP_p$ をあわせて示す。本論では、接合部パネルが降伏して生じる面内せん断変形および面外せん断座屈変形が、仕口部断面の応力伝達に与える影響を考察するため、梁を弾性にとどめ、接合金物または接合部パネルが損傷するようにモデルを設定した。なお、同図にはあわせてボルト接合部分におけるすべり耐力時の梁端荷重である ${}_bP_{slip}$ を示したが、解析ではすべりを考慮していない。

図5に、接合部詳細を示す。柱フランジ貫通孔および接合金物と柱ウェブの接合部分は、それぞれ柱フランジ補強板および柱ウェブ補強板で補強を行う。図6に、接合金物形状詳細を示す。羽根板は異形隅肉溶接によって底板に溶接されている。製作の際は、羽根板と底板の取り付け部で廻し溶接を行い、溶接欠陥を極力抑えるディテールとしている²⁶⁾。なお、解析においては溶接金属の形状および材料特性はモデル化せず、羽根板と底板の接着部分を完全拘束した。

本論にて取り扱う解析モデルでは、図7のように柱ウェブの板厚のみを変えて仕口部断面と接合部パネルの耐力比を変更した。使用した解析ソフトはAbaqus ver-6.12である。柱材・梁材・接合金物は全て3次元シェル要素にてモデル化を行った。その際、図5にて示した柱ウェブ補強板および柱フランジ補強板は、図8(a)のように当該部分の柱ウェブ板厚を増厚することによりモデル化しており、補強板により板厚が変化しても板厚中心は変化しないものとして解析を

図4 解析対象

図5 接合部詳細

図6 接合金物形状詳細

行っている。

柱両端の支点部分はピン・ローラーとしてモデル化し、その位置において、面外変形を拘束するように設定した。梁両端では、面外変形を拘束した上で、面内上下方向に強制変位を加えた。

接合金物と柱ウェブの間、接合金物と梁フランジの間、およびシアプレートと梁ウェブの間に設けられる高力ボルト摩擦接合部分に関しては、図8(b)のように摩擦面接触領域の節点の相対変位・相対回転を完全拘束してモデル化した。従って、本解析モデルにおいては、摩擦面におけるすべりはモデル化していない。実際の本接合部の設計では、接合部降伏まではすべりが生じないように設計されるが、その後は摩擦面においてすべりが生じることになる。すべりが生じると、一時的に接合金物の応力が解放されるが、载荷を継続す

ると支圧状態となり、すべりが生じる前と同傾向の応力伝達挙動となる。したがって、すべりを考慮しなくても仕口部断面の応力伝達機構や終局状態の大勢には影響が少ないものと考え、本論では解析ですべりを考慮しないものとした。なお、すべりが本接合部の応力伝達挙動に与える影響については、別稿にて検討することとする。

2.2 解析パラメータ

本論では、以下に示すパネル金物耐力比 α_{pj} を定義し、 α_{pj} をパラメータとしてパラメトリックスタディを行った。

$$\alpha_{pj} = \frac{pM_y}{2jM_y} \quad (6)$$

ここに、 pM_y は接合部パネル有効体積を(3)式として計算した接合部パネルの降伏モーメント、 jM_y は(4)式により計算した仕口部断面の降伏モーメントである。本論では、柱の左右には同形状の接合金物および梁が取り付けられるのみを対象としているため、(6)式右辺の分子は jM_y の2倍とした。このように α_{pj} を定義した場合、 $\alpha_{pj} < 1$ の場合は接合部パネルが先行降伏し、 $\alpha_{pj} > 1$ の場合には接合金物(または仕口部断面)が先行降伏するものと考えられる。本論では、 $\alpha_{pj} < 1$ の場合を弱パネル形式、 $\alpha_{pj} > 1$ の場合を強パネル形式と称することとする。

図7 解析モデル概要

図8 結合方法および柱補強部分について

表1 解析パラメータ

モデル名称	シアプレート	パネル金物耐力比 α_{pj}	柱ウェブ厚(mm)
s06	有	0.6	13.0
s10		1.0	23.0
s15		1.5	36.0
n06	無	0.6	13.0
n10		1.0	23.0
n15		1.5	36.0

図9 解析時に入力した材料特性

表1に、本論にて掲載した解析モデル一覧を示す。まず、接合金物に加えてシアプレートを設けたsシリーズと、シアプレートを設けずに接合金物のみとしたnシリーズの解析モデルを用意した。sシリーズとnシリーズには、パネル金物耐力比 $\alpha_{pj}=0.6$ 、 $\alpha_{pj}=1.0$ 、 $\alpha_{pj}=1.5$ の3種類のモデルをそれぞれ設け、全6種類の解析モデルの検討を行った。

2.3 入力した材料特性

有限要素解析に使用した応力ひずみ曲線を図9に示す。既往実験^{18)~22)}にて行った材料試験結果を真応力-真ひずみ曲線に変換し、解析用の応力-ひずみ曲線として有限要素解析プログラムに入力した。なお、既往の実験ではシアプレートの材料試験は未実施であるため、ここではシアプレートの材料特性は梁ウェブと同一であるとした。

2.4 荷重 - 部材角関係

有限要素解析により得られた梁端荷重 P と部材角 θ の関係を図10に示す。部材角 θ とは、梁端載荷点の変位を梁スパン長の半分で除したものであり、柱、接合部パネル、接合部および梁の変形を含んだ回転角を示している。グラフにはあわせて、接合金物および接合部パネルが降伏開始した時点を4種のプロットで示すとともに、接合部パネル有効体積を(3)式で算出した接合部パネル降伏時の梁端荷重と、図4に示した仕口部断面降伏時の梁端荷重 jP_y をそれぞれ水平線で示す。各グラフにおいて、解析から観察された降伏耐力と略算値はおおむね一致しており、およそ想定した状況を再現できている。

図10のグラフから、パネル金物耐力比 α_{pj} による接合部の全体挙動の違いについて見る。まず、 $\alpha_{pj} \leq 1.0$ である図10(a)および図10(b)の全ての解析モデルでは、接合部パネル降伏前および降伏後を通じて、シアプレートの有無による違いがほとんど無い。一方、強パネル形式となる図10(c)の $\alpha_{pj}=1.5$ の解析モデルでは、降伏後はシアプレートの有る方がより耐力上昇が大きくなる。特に、シアプレートが無い場合には部材角 $\theta=0.03$ rad あたりで引張側接合金物最小断面部分でネッキングが生じ耐力劣化するのに対し、シアプレ

図10 荷重 - 部材角関係

トがある場合には $\theta=0.05 \text{ rad}$ までの範囲では耐力劣化は見られなかった。これらの観察結果により、接合金物が塑性化し仕口部断面最大耐力に至る場合、シアプレートが有効に働き、接合部の耐力および変形能力が向上することがわかる。

3. 仕口部断面と接合部パネルの変形に関する検討

解析により得られた接合部の変形形状を、仕口部断面および接合部パネルに注目して各モデルごとに示したものを図 11 に示す。同図 (a) に示すように、横軸は梁中心軸を原点とする梁直交方向断面位置を表し、縦軸は柱フランジ中心を原点とする梁材軸方向の位置を表す。グラフに示す各曲線はそれぞれ、変形後の接合部パネル（パネルと柱フランジの交線）、仕口部断面における接合金物最小断面、および仕口部断面位置における梁ウェブの梁材軸方向変位を表している。同図は、弱パネル形式(s06、n06)と、強パネル形式(s15、n15)の結果を代表として掲載し、異なる線の太さにより、図 10 中に示した部材角 $\theta=1/200 \text{ rad}$ 、 $1/100 \text{ rad}$ 、 $1/50 \text{ rad}$ 時点の変形を示した。およそ $1/200 \text{ rad}$ 時点が弾性限界に、 $1/100 \text{ rad}$ 時点が全塑性状態に、 $1/50 \text{ rad}$ 時点がひずみ硬化後の大変形状態に対応するものと想定している。

図 11(b) および (d) は、強パネル形式である s15、n15 の結果である。n15 の仕口部断面の変形は s15 と比較するとわずかに大きい、形状にはほとんど違いが無い。変形分布については、いずれのモデルにおいても、変形が小さい範囲では材軸方向変位分布はほぼ直線であり平面保持の仮定が成立するが、塑性変形が進行するにつれ、接合金物内側に変形が集中して、接合金物よりも梁ウェブの変位分布の傾きの方が大きくなる。これらをまとめて変形の概略を示したものが、図 12(a-1) および (a-2) である。弾性範囲では、図 12(a-1) のように、仕口部断面で平面保持が成立しており、シアプレートは曲げ変形すると考えられる。その後、接合金物が塑性化すると、図 12(a-2) のように、接合金物の軸方向変形が卓越し、それに伴いシアプレートの曲げ変形が増大する。

図 11(c) および (e) は、弱パネル形式である s06 および n06 の結果である。両者はほぼ同じ挙動を示しており、シアプレートの有無で変形形状に違いはない。接合部パネルのせん断変形は、図 11 および図 12 にて示した「接合金物間距離」の範囲でのみ生じている。図 5 に示したように、柱ウェブ補強板が柱ウェブを挟み込んで十分補強されているため、柱ウェブのパネルせん断変形はこの部分に限定されていることがわかる。一方、仕口部断面における梁ウェブおよび接合金物の変位分布を見ると、どの時点においてもほぼ直線分布であり、平面保持の仮定がおおよそ成立している。なお、接合部パネルの変位分布の傾きは、仕口部断面における梁ウェブの変位分布の傾きとおよそ同じであるが、塑性化が進行する $\theta=1/50 \text{ rad}$ の時点では、接合部パネルの傾きの方が若干大きくなる傾向が見られる。このときの変形の概略を示したものが、図 12(b-1) および図 12(b-2) である。図 12(b-1) に示すように、弱パネルの場合には弾性範囲でも接合部パネルが若干せん断変形しており、このためシアプレートの曲げ変形量は強パネル形式の場合である図 12(a-1) と比べて少ない。接合部パネルが塑性化すると、接合部パネルのせん断変形が卓越しシアプレートの曲げ変形量はさらに低下し、今回の解析では部材角と逆方向に曲げ変形する現象が観察された。

図 11 仕口部断面および接合部パネルの変形形状

図 12 仕口部断面および接合部パネルの変形形状概要

以上の観察より、パネル金物耐力比 α_{pj} の大小に関わらず、仕口部断面と接合部パネルの変形形状はシアプレートの有無にほとんど影響を受けないことがわかった。また、接合金物およびシアプレートの変形形状はパネル金物耐力比 α_{pj} に大きく影響を受けることも示された。このことは、仕口部断面の応力分布も α_{pj} に影響を受けること、また降伏耐力前後で接合金物とシアプレートの応力負担は大きく変化することを示唆している。そこで次章以降では、仕口部断面における接合金物とシアプレートの各断面が分担する曲げモーメントおよびせん断力を大変形領域にわたり定量的に調査するとともに、シアプレートを設けない場合の応力伝達もあわせて調査する。

4. 仕口部断面における曲げモーメントの伝達に関する検討

本章では、前章で検討した変形形状に関する知見とあわせて、接合部最小断面における接合金物およびシアプレートのそれぞれが伝達する曲げモーメントを調査し、本接合部のモーメント伝達機構に関する検討を行う。

図13に示すように、本接合部が伝達する曲げモーメントは、接合金物が伝達する曲げモーメントと、シアプレートが伝達する曲げモーメントとの2つに分解できる。ここで、「接合金物が伝達する曲げモーメント」とは、圧縮側金物および引張側金物の合力としての軸力がなす偶力による曲げモーメントのことを意味する。

シアプレートを有するsシリーズの解析モデルについて、この2つに分解された曲げモーメントの大きさを図14に示す。横軸に示したものが本接合部が伝達すべき梁端モーメント M_b であり、梁端荷重 P に梁長さ l_b (载荷点から仕口部断面までの長さ) を乗じたものである。縦軸には接合金物あるいはシアプレートが伝達する曲げモーメントを示している。

図13 仕口部断面の曲げモーメント分担について

図14 仕口部断面における曲げモーメントの分担

ントを示している。右列の図は特にシアプレートの曲げモーメントのみを拡大表示したものである。なおシアプレートの曲げモーメントに関して、仕口部断面で平面保持を仮定した場合の略算値を点線であわせて示してある。

図14の各図を概観すると、いずれのモデルにおいても梁端モーメント M_b の大部分は接合金物により伝達されており、シアプレートを設けた場合でも、本接合部は主として接合金物により曲げモーメントを伝達する接合部であることがわかる。

ただし詳細にみると、シアプレートの応力はパネル金物耐力比 α_{pj} により影響を受けていることがわかる。まず、図14(a-2)に示された強パネル形式の結果を見てみる。弾性範囲内においては、シアプレートが伝達する曲げモーメントはおよそ平面保持の仮定による略算値と合致しており、シアプレートがある程度の曲げモーメントを伝達している。図12(a-1)に示したように、この場合には接合部パネルの変形が小さいため、接合金物とシアプレートが協同して曲げに抵抗していると推察される。その後、接合金物が降伏すると、シアプレートが伝達する曲げモーメントはさらに上昇し、平面保持の仮定による値を上回る。これは図12(a-2)に示したように、金物の変形に伴いシアプレートの曲げ変形が増大することに対応する。

弱パネル形式の解析結果を図14(c-1)および(c-2)に示す。この場合、弾性範囲内においては、シアプレートが伝達する曲げモーメントはきわめて小さい。これは図12(b-1)に示したように接合部パネルがせん断変形しシアプレートにほとんど曲げ変形が生じないことに対応する。接合部パネルが降伏すると、図12(b-2)のようにさらに接合部パネルの変形が卓越するため、シアプレートは負の曲げモーメントを伝達し、その分接合金物が伝達する曲げモーメントは若干上昇している。

以上、接合金物およびシアプレートが負担する曲げモーメントの

図15 曲げモーメント伝達の概要

大小および向きを模式的にまとめたものが図 15 である。このようにパネル金物耐力比 α_{pj} は特にシアプレートの曲げモーメントの大きさと向きに影響を及ぼし、これに伴い接合金物の軸力も影響を受ける。

図 14(b-1)および(b-2)に、s10 モデル(パネル金物耐力比 $\alpha_{pj}=1.0$)の結果を示す。これは s06 と s15 の中間のモデルであり、接合金物の降伏と接合部パネルの降伏が順次生じる。先行して生じる接合金物の降伏により、シアプレートの曲げ変形が小さくなって曲げモーメントも低下する。つまり、接合金物とシアプレートの塑性化が連続して生じる場合でも、弱パネル形式と強パネル形式における挙動が連続して発生しているものと理解できる。

以上の観察より、まず、本接合部においてはシアプレートを設けた場合でも、接合部パネル剛性に関係なく接合金物で大部分の曲げモーメントを伝達していることがわかった。シアプレートが伝達する曲げモーメントは大きくは無いが、接合金物が先行降伏する強パネル形式の場合にのみ、平面保持の仮定を用いた略算値とおよそ一致する。弱パネル形式の場合には、シアプレートはほとんど曲げモーメントを伝達しないか、あるいは逆向きの曲げを伝達するため、むしろ接合金物の曲げモーメントが増大する場合がある。

5. 仕口部断面におけるせん断力の伝達に関する検討

本章では、図 12 にて検討した接合部の変形状および図 15 にて検討した接合部の曲げモーメント伝達を参考として、仕口部断面におけるせん断力の伝達について検討する。本接合部においては、図 16 に示すように、引張側金物断面、圧縮側金物断面、シアプレート断面がそれぞれ負担するせん断力の総和が梁端荷重 P となる。そこで、それぞれの解析モデルにおいて、仕口部断面のせん断応力分布を積分することによりシアプレートおよび接合金物が伝達するせん断力を算出し、そのせん断力の分担を比較することで、本接合部のせん断力伝達機構について検討を行った。梁端荷重 P に対して、圧縮側金物、引張側金物およびシアプレートが負担するせん断力量をそれぞれ示したものが図 17 である。シアプレートが伝達するせん断力を太線で、引張側金物および圧縮側金物が伝達するせん断力を細い実線および点線で示している。

まず、図 17 左列のシアプレートを設けられている s シリーズについて、弾性範囲における挙動を見てみる。弾性範囲ではいずれのモデルでも、圧縮側および引張側の接合金物のせん断力はシアプレートのそれを大きく上回っており、梁端荷重 P のほとんどは接合金物により伝達されている。むしろ、シアプレートは梁端荷重とは逆向きのせん断力をわずかに伝えている。また、接合金物とシアプレートが受けるせん断力の大きさはいずれのモデルでもほぼ同じであり、パネル金物耐力比 α_{pj} によらないことがわかる。

接合金物に生じるせん断力の伝達過程について詳細に検討するため、接合金物に生じる各応力と、その力の釣り合いについて見てみる。本接合金物においては、図 18(a)に示すように、接合金物の最小断面の図心位置と、底板底面位置がずれている。また、既往研究⁽²⁾によれば、接合金物軸力 F_k の中心はおよそ最小断面の図心位置と合致しており、最小断面位置での曲げモーメントは無視できる。一方、

図 16 仕口部断面のせん断力分担について

図 17 仕口部断面におけるせん断力の分担

梁フランジ軸力は底板底面から、底板のせん断力 Q_{bp} として伝達されるため、 F_k と Q_{bp} が偶力をなし、必然的に偶力モーメントが生じる。これに対して釣り合うように、接合金物にせん断力 Q_k が、また底板には軸力 F_{bp} およびモーメント M_{bp} が生じるが、このときのせん断力 Q_k は梁からのせん断力を伝達する方向に働く。例として図 14 および図 17 の解析結果から計算された、梁端荷重 $P=600\text{kN}$ 時点における s10 モデルの各応力値を図 18(b)に示す。 F_k による偶力モーメントは、腕の長さ 70.5mm を乗じた 90kNm であるのに対し、 Q_k がなす偶力モーメントは、腕の長さ 190mm を乗じた 65kNm である。このことから、 F_k による偶力モーメントの大半を Q_k による偶力モーメントで打ち消しており、この Q_k が梁からのせん断力を伝えている状況を読み取ることができる。

一方、接合金物または接合部パネル降伏後は、塑性化により剛性が大きく低下し、接合金物とシアプレートのせん断力の分担比率に

大きな変化が見られる。まず、図 17(a-1)の強パネル形式(s15)については、前出図 12(a-2)に示したように、接合金物の軸方向の塑性変形によりシアプレートの曲げ変形が増大するため、これに伴ってシアプレートが伝達するせん断力が上昇する。ただし、この場合においても、圧縮側・引張側接合金物とシアプレートのせん断力はおよそ同等程度であり、全体でみると梁端荷重 P のおよそ 2/3 は接合金物により伝達されている。これに対して、図 17(c-1)の弱パネル形式(s06)については、前出図 12(b-2)に示したように、接合部パネルの降伏によりせん断変形が卓越することによって、シアプレートに負の回転角が生じるため、シアプレートが伝達する逆せん断力はさらに増大することになる。

上記の知見から、接合金物およびシアプレートが負担するせん断力の大小および方向を模式的に示したのが図 19 である。今回の解析では、パネル金物耐力比に関わらず、接合金物は大きなせん断力を伝達しており、シアプレートはむしろ梁端荷重とは逆向きのせん断力を受ける。ただし、接合金物が降伏するとシアプレートもある程度せん断力を伝達するようになることがわかる。なお、前述したように、接合金物の各応力は接合金物内で釣り合うように作用するため、シアプレートが伝達するせん断力の向きや大きさは、接合金物形状や、接合部に入力される梁端モーメント M_b と梁端荷重 P のバランスによって変化するものと考えられる。

強パネル形式と弱パネル形式の中間の例として、パネル金物耐力比が $\alpha_{pj}=1.0$ (s10)のグラフを図 17(b-1)に示す。s10 では、接合金物先行降伏後にシアプレートが伝達するせん断力は増大し、その後接合部パネルが降伏した時点ピークに低下していく。これは、前述した強パネル形式および弱パネル形式の場合のせん断力の伝達挙動が連続して生じているというように理解できる。

図 17 右列にシアプレートが無いモデル(n シリーズ)のせん断力分担を示す。シアプレートが無い場合すべての梁端荷重は引張側および圧縮側金物のせん断力として伝達されており、弾性状態では圧縮側金物と引張側金物のせん断力はほぼ等しい。前出 s シリーズと同様、梁端荷重 $P=600\text{kN}$ における n10 モデルの釣り合い状態を図 18(c)に示す。概ね、前出 s10 モデルと同様の分担となっているが、n10 ではシアプレートが無い場合、金物のせん断力 Q_k は自然と梁端荷重の半分である 300kN となって、上下金物のみで梁端荷重を伝達している。しかし逆にこれ以上にもなれないため、 Q_k が打ち消すモーメントは s10 の場合よりも若干小さくなり、その分梁フランジからのモーメント M_{bp} が増加している。

金物が降伏すると、圧縮側金物のせん断力が増大し、引張側のせん断力は低下する傾向にあることがわかるが、図 10 に示したとおり荷重変形関係はシアプレートが無くても安定した形状を見せており、今回検討した範囲ではせん断力の応力伝達にも問題は見られない。ただし、この場合でも、シアプレートを設けた場合と同様に、接合金物形状や、接合部に入力される梁端モーメント M_b と梁端荷重 P のバランスによっては、接合金物に生じる各応力が変化し、応力伝達能力や変形能力が変わるものと考えられる。シアプレートを設けた場合を含め、本論で考察した応力伝達機構の成立範囲については、稿を改めて検討したい。

6. 結論

ウェブクランプ形式柱梁接合部は、新しい機械式の柱梁接合部として提案されたものである。この接合部の応力伝達能力については、実大実験^{24)~26)}による確認が行われており、そのなかで接合金物は曲げモーメントとせん断力の両方を伝達できる能力があること、このためシアプレートを省略できる可能性があること、またこの性質がパネル部の耐力に影響を受ける可能性があることが示された。そこで本論では、より詳細な応力伝達メカニズムの理解と、応力・耐力評価の合理性向上のため、接合金物と接合部パネルの耐力比(パネル

金物耐力比)とシアプレートの有無をパラメタとして有限要素解析を行い、接合部パネルと仕口部断面の変形形状、仕口部断面の曲げモーメント伝達およびせん断力伝達について検討を行った。

シアプレートを設けた場合の曲げモーメント分担については、パネル金物耐力比や部材降伏によって変形状態が変化するため、曲げモーメント分担にも若干の変動はあるが、およそすべての曲げモーメントを接合金物の軸力により伝達していることがわかった。またせん断力については、弾性状態ではほぼすべてを接合金物が伝達している。応力分担の分析の結果、接合金物の軸力の心がずれていることにより接合金物に偶力モーメントが生じ、それと釣り合う向きに生じるせん断力が、梁からのせん断力伝達に寄与していることがわかった。各部が塑性化してくると、接合金物が負担するせん断力も変化する。特に、接合金物が降伏すると、接合金物が負担するせん断力は低下し、その分シアプレートのせん断力が大きくなる傾向があるが、その場合を含めても大半のせん断力は接合金物が伝達することが示された。

シアプレートを設けない場合の応力伝達を調査した結果、上下の接合金物により曲げモーメントとせん断力を伝達することが可能であることを確認した。また、パネル金物耐力比が大きく、接合金物が先行して降伏する場合には、シアプレートを設けた方が耐力および変形能力を向上できるが、設けない場合でも十分な変形能力を有しており、接合部の変形状態もシアプレートを設けた場合と大きな違いが無いことを示した。

本論での検討は、接合金物を一種類に限定して行った検討ではあるが、柱梁断面形状と接合金物形状が比例的であり柱や梁の局部変形が生じない範囲においては、概ね一般性を有するものと考えている。しかし、柱梁せいや接合金物形状が大きく変化した場合には、接合金物の応力分布が変化し、挙動に影響を及ぼす可能性が想像される。また金物や梁の板厚によっては局部変形が生じやすくなり、応力伝達が困難となる可能性も想定される。このような場合の挙動あるいは本論文の結論の適用範囲については別途検討する必要がある。上記に加えて、解析上の制限から本解析モデルではボルト摩擦面接触領域のすべりを考慮していないため、実際の接合部においてすべりが接合部の変形にどのような影響を与えるかについても検討が必要である。これらについては今後の課題とし、次報以降にて報告する予定である。

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，2011.11
- 2) 日本建築学会：鉄骨工事技術指針・工事現場施工編，日本建築学会，2011.11
- 3) 日本建築学会：鉄骨工事技術指針・工場製作編：日本建築学会，2011.11
- 4) 谷口 英武：全体計画および品質確保の実務，特集 鉄骨構造の品質確保の基本と実際，建築技術，No.606，建築技術，pp.142-159，2000.8
- 5) 溶接技術編集部：(社)日本溶接協会の溶接資格の海外戦略，溶接技術，vol.58，pp.60-63，産報出版，2010.5
- 6) 溶接技術編集部：溶接技術を取り巻く環境とその教育訓練は今，溶接技術，vol.50，pp.60-62，産報出版，2002.4
- 7) 日向輝彦：溶接技術の普及：啓蒙策と将来人材の確保，溶接技術，vol.59，pp.44-52，産報出版，2011.4
- 8) 日本建築学会：高力ボルト接合設計施工指針，日本建築学会，1993.3

- 9) Lee, Cheol-Ho., et al: Cyclic seismic testing of steel moment connections reinforced with welded straight haunch, Engineering Structures, 25(14), pp.1743-1753, 2003.12
- 10) 向出 静司, 益尾 潔, 藤田 佳広: 鉄骨造ノンウェルド工法による十字形部分架構の構造性能 -ハンチ付き H 形鋼梁の適用, GBRC, Vol.28, No.4, pp.22-31, 2003.10
- 11) Gross, John L., et al: Steel Design Guide Series 12. Modification of Existing, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, 2003.
- 12) Lee, Cheol-Ho., et al: Seismic design of rib-reinforced steel moment connections based on equivalent strut model, Journal of Structural Engineering, 128(9), pp.1121-1129, 2002.9.
- 13) Lee, Cheol-Ho, et al: Experimental study of cyclic seismic behavior of steel moment connections reinforced with ribs, Journal of Structural Engineering, 131(1), pp.108-118, 2005.1.
- 14) 中島正愛：ノースリッジ地震に見る鉄骨接合部の被害，特集：最近の鉄骨接合，建築技術，No.533，pp.66-73，建築技術，1994.9
- 15) Kasai, Kazuhiko. Hodgson, Ian., Bleiman, David.: Rigid-bolted repair method for damaged moment connections. Engineering structures, 20(4), pp.521-532, 1998.
- 16) Adan, Scott M., Gibb, William.: Experimental Evaluation of Kaiser Bolted Bracket Steel Moment-Resisting Connections, Engineering journal, 46(3), pp.181-196, 2009.
- 17) Keita Araki, Jun Iyama, Piao Shiwan : Experimental Study on Performance of the Web-clamped Beam-to-column Connection, Joint Conference Proceedings of the 9th International Conference on Urban Earthquake Engineering and 4th Asia Conference on Earthquake Engineering, pp.1081-1085, 2012.3
- 18) 荒木景太，伊山潤，福島佳浩，朴世万：ウェブクランプ形式柱梁接合部に関する実験的研究 その1 十字形柱梁接合部の実大実験概要，関東支部発表会研究報告集，No.2011，2011.3
- 19) 福島佳浩，伊山潤，荒木景太，朴世万：ウェブクランプ形式柱梁接合部に関する実験的 その2 十字形柱梁接合部実大実験の報告と接合形式の違いによる挙動の比較，関東支部研究発表会研究報告集，No.2012，2011.3
- 20) 福島佳浩，伊山潤，荒木景太，朴世万：ウェブクランプ形式柱梁接合部に関する実験的研究 その3 接合部の応力伝達モデルの検討と有限要素法解析による考察，2010年度関東支部研究発表会研究報告集，No.2013，2011.3
- 21) 荒木景太，伊山潤，福島佳浩，朴世万：ウェブクランプ形式柱梁接合部接合金物の応力分布に関する考察，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.1057-1058，2011.9
- 22) Jun Iyama et al. : "Cyclic behavior of a new mechanical beam-to-column connection for steel structures," Proceedings of the 7th International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas, pp.179-185., 2012.1
- 23) 荒木景太，伊山潤，朴世万：ウェブクランプ形式接合金物のパネル有効体積に関する検討，関東支部研究発表会研究報告集，No.2077，2011.3
- 24) 荒木景太，伊山潤，朴世万：ウェブクランプ形式接合金物の最大耐力および変形能力に関する実大実験 その1 T字形試験体単調載荷実験の概要と結果，関東支部研究発表会研究報告集，No.2104，2012.3
- 25) 荒木景太，伊山潤，朴世万：ウェブクランプ形式接合金物の最大耐力および変形能力に関する実大実験 その2 有限要素法解析との比較とき裂発生位置の推定，関東支部研究発表会研究報告集，No.2105，2012.3
- 26) 荒木景太，伊山潤，朴世万：ウェブクランプ形式接合金物の最大耐力、き裂および変形能力に関する考察，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.1265-1266，2012.9
- 27) 福島佳浩，伊山潤：現場溶接を用いない新しい柱梁接合部に関する実験的研究：2009年度関東支部研究発表会研究報告集：No.2037：2010.3
- 28) 荒木景太，伊山潤，朴世万：ウェブクランプ形式柱梁接合部の接合金物とシアプレートの応力分担に関する検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.833-834，2013.9
- 29) 荒木景太，伊山潤，朴世万：ウェブクランプ形式柱梁接合部における接合金物およびシアプレートの応力分布に関する検討，鋼構造年次論文報告集，第21巻，83，2013.11

AN ANALYTICAL STUDY ON THE FORCE DISTRIBUTION BETWEEN THE SHEAR PLATE AND ATTACHMENTS IN WEB-CLAMPED BEAM-TO-COLUMN CONNECTIONS

Study on web-clamped beam-to-column connection Part 1

Keita ARAKI^{}, Jun IYAMA^{**} and Piao SHIWAN^{***}*

^{*} Dept. of Architecture, Graduate School of Engineering, the University of Tokyo, M. Eng.

Research Fellow, Japan Society for the Promotion of Science

^{**} Assoc. Prof., Dept. of Architecture, Graduate School of Engineering, the University of Tokyo, Dr. Eng.

^{***} ITEC Corporation, M. Eng.

A new type of beam-to-column connection, named the “web-clamped connection”, has been proposed by the authors as an alternative to conventional welded connections. This connection utilizes prefabricated attachments and a shear plate. The attachments connect the beam flange and column web through slits opened on the column flange. In this web-clamped type connection, it is supposed that the bending moments are transferred by the attachments and the shear force is transferred by the shear plate.

In the previous research, a pushover test of full scale T-joint specimen, designed so that the fracture of the attachment would occur first, was conducted. Although the shear plate is omitted in this test, the test result shows that the maximum strength of the connection, attained before the attachments fracture, can be conservatively estimated from a simple calculation and the enough deformation capacity is observed. This result means that the attachment could transfer the shear force as well as the bending moment. This test, however, is conducted in the situation that the stiffness of the panel zone is high enough to prevent excess panel shear deformation and the panel zone yielding. If the stiffness of the panel zone is weak and the panel zone yielding occur, the out-of-plane or in-plane deformation of the panel zone would affect the internal force transfer mechanism of this connection.

In this paper, the internal force transfer mechanism in the web-clamped type connection is analytically investigated. A parametric study of the connection is carried out through finite element simulations with various ratio of the panel zone strength to the attachment strength, with and without the shear plate. The results show that both the yield strength and the maximum strength of the models without shear plate exceed the simple calculation and that both the bending moment and that the shear force are mainly transferred by the attachments, regardless of the panel zone stiffness and the existence of the shear plate. The analysis on the deformation and stress distribution in the attachment implies that the moment due to the eccentricity of the axial force from the beam flange to the column web may contribute the shear force transfer ability of this connection. The analysis also implies that the shear force transfer ability of the attachments may be affected by the shape of the attachment, the beam and column sections, and the shear span.

(2014年4月10日原稿受理, 2014年9月16日採用決定)