混合構造接合部の強度と剛性に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON THE STRENGTH AND THE STIFFNESS OF JOINTS IN MIXED STRUCTURES

飯塚 信一*, 笠松 照親**, 野口 博***

Shin-ichi IIZUKA, Teruchika KASAMATSU and Hiroshi NOGUCHI

In order to simplify a joint for concrete casting and constructions for mixed structure, the details of the joint with a reinforced concrete column and steel beams of a mixed structure were developed. The objects of this study were to evaluate the ultimate shear strength and to investigate the shear resisting mechanisms and the shear stiffness of the joint. The developed joint details showed desirable seismic behavior for the ultimate strength and the ductility in the test. The steel end plates of lateral beams contributed to the shear resisting mechanisms of the joint. The shear strength formula of the joint was discussed, and the confined effect of concrete and the effective sectional area of the joint were evaluated. Based on the experimental results, the shear stiffness of the joint was discussed, and the shear force - deformation characteristics of the joint was proposed.

Keywords : *mixed structure, beam-column joint, maximum shear strength, stiffness*

混合構造、柱梁接合部、最大せん断耐力、剛性

1. はじめに

近年、施工の合理化、省力化を目的とした構法が盛んに研究されている。その中でも、柱を鉄筋コンクリート(RC)造、梁を鉄骨(S)造とした混合構造の研究が種々の機関で研究開発されている。柱をコンクリート系、梁を鉄骨系とする混合構造では、鉛直方向の軸力をコンクリート系柱で受け持ち、鉄骨梁による長スパンの空間を形成するという構造的利点がある。さらには、施工方法を検討することで、一般の鉄筋コンクリート造に比べ工期短縮を図ることも可能である。

柱RC造、梁S造で構成された混合構造では、異種部材の交錯する接合部の抵抗機構を検討することが重要な問題となる。そして、このような混合構造を設計するにあたっては、接合部の強度と剛性を適切に評価することが必要である。

接合部の形状は、一般に梁貫通型と柱貫通型に大別できる。梁貫通型はSRC造を基本に考えられたものであ

り、柱貫通型はRC造の接合部を基本に考えられている。

梁貫通型は、鉄骨梁が接合部を貫通したものであり、接合部内の応力の伝達を接合部内梁フランジの支圧力、梁ウェブのせん断力と接合部コンクリート圧縮ストラットにより負担する機構である。

西村、南¹⁾は、単純な梁貫通型試験体を用いて、この機構に基づく接合部の応力伝達機構を検討し、梁フランジに接するコンクリートの支圧強度を考慮した接合部耐力式を提案している。

坂口²⁾は、梁貫通型試験体の接合部廻りを鋼板でふさぐことにより、接合部の強度と剛性を高める工夫をしている。そして、接合部の応力伝達機構を検討し、接合部せん断強度を接合部コンクリート、鉄骨ウェブ、外周鋼板の各部材負担強度の累加として提案している。

一方、柱貫通型は、鉄骨梁を柱面位置で寸断し、接合部廻りに応力伝達部材を配置しているもので、その部材と内部のRC接合部とで応力を負担する機構である。

本論文の一部は、文献5) に発表したものである。

* 千葉大学 大学院生(西松建設技術研究所)

** 西松建設技術研究所

*** 千葉大学工学部建築学科 教授・工博

Graduate Student Chiba Univ. (Technical Research and Development Institute, Nishimatsu Construction)

Technical Research and Development Institute, Nishimatsu Construction

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Chiba Univ., Dr. Eng.

佐藤等³⁾は、鑄鉄製のダイヤフラムと鋼管とを組み合わせた柱貫通型の接合部仕口により、接合部を鋼管コンクリート構造として評価している。

筆者等は、コンクリート充填の為の施工性と鉛直スチフナで拘束されたRC接合部のせん断抵抗機構を考慮した柱貫通型の新しい柱RC造、梁S造の混合構造接合部の仕口を開発した^{4) 5)}。接合部ディテールの特徴は、接合部内は、梁フランジを鉛直スチフナ（中板ウェブ）に置き換え、接合部内における接合部中央の中板ウェブを取り除いたRC系接合部であり、耐震性能に優れた仕口形状であることを確認した。

本研究では、接合部仕口を構成する要素部材をパラメータとした実験を行い、接合部のせん断抵抗機構を検討し、接合部せん断強度と変形の定量化を行い、接合部の剛性を検討することにより混合構造接合部の復元力特性を提案することを目的とするものである。

2. 実験概要

2. 1 試験体

本研究では、接合部形状のみをパラメータとして実験を行った。接合部仕口は、図1に示すように、柱面位置のエンドプレート、梁フランジ位置でエンドプレートをつなぐ上下の中板、斜めスチフナで構成されており、接合部内中央部分に中板は無い形状が基本である。

試験体形状を図2(a)に、試験体諸元を表1に示す。試験体は、全部で16体であり、柱断面は、300×300mmで全試験体共通であり、梁は、梁成の異なるI1（250mm）以外、全試験体共通（H-200×100×12×16）である。

試験体は、接合部を構成する各部材の応力伝達機構を検討することを目的とするために、梁降伏後の接合部破壊型を目標とした柱、梁部材断面とし、接合部部材は、表2に示すように構成されている。

A1、A2は、同一形状であり、接合部中央のウェブ部分を取り除き、梁フランジと同じ大きさの上下の中板と斜めスチフナがエンドプレートに取り付いた試験体で、本研究の基本的形状である。

B1は、Aタイプに比べ中板の厚さを1.2倍、斜めスチフナの厚さを0.75倍し、中板の応力負担分を検討する。

C1は、Aタイプに比べエンドプレートの厚さを1.4倍し、エンドプレートの応力負担分を検討する。

D1は、エンドプレートの長さを梁上下方向に長くしたもの、E1は、中板とエンドプレートとの接合部分に三角形リブを取り付けたもので、コンクリートの圧縮ストラットの効果を検討する。

F1は、Aタイプの斜めスチフナの無い試験体、G1は、Aタイプのエンドプレート中央部分が無い試験体、H1は、Aタイプの直交方向中板の無い試験体であり、

各部材の負担力を検討する。

I1は、梁成を250mmと大きくし梁成の影響を検討する。

J1、J2は、同一形状であり、接合部中央に中板ウェブが有る試験体で、中板ウェブの効果を検討する。

K1、L1は、本研究の試験体と比較するための試験体で、K1は、エンドプレートをPC鋼棒で締め付けた試験体であり、L1は、鉄骨梁が貫通した試験体である。

T1、T2は、ト型試験体であり、接合部内形状は、Aタイプと同一である。T1は、普通強度コンクリート、T2は、高強度コンクリート（ $F_c=800\text{kgf/cm}^2$ ）とした試験体である。

2. 2 使用材料および実験方法

実験に用いたコンクリート、鉄筋、鉄骨の材料特性を表3に示す。

コンクリートは、設計基準強度 $F_c=240\text{kgf/cm}^2$ のレディミクストコンクリートである。K1では、PC鋼棒締め付けのために $F_c=300\text{kgf/cm}^2$ を、T2では、高強度コンクリートとして $F_c=800\text{kgf/cm}^2$ を目標とした。

実験時のコンクリート強度は、 $F_c=240\text{kgf/cm}^2$ のもので約 280kgf/cm^2 、K1が 350kgf/cm^2 、T2が 880kgf/cm^2 程

図1 接合部仕口形状

図2(b) 柱断面

図2(a) 試験体形状

表1 試験体諸元

柱	断面	$b \times D = 300 \times 300 (\text{mm})$
	主筋	12-D19 ($p_t=1.28\%$)
	帯筋	4-D10@50 ($p_w=1.9\%$)
	軸力	$0.2bD\sigma_B$ (A2, J2= $0.1bD\sigma_B$, T1, T2=無し)
梁	断面	H-200×100×12×16 (mm) H-250×100×12×16 (I1)
	接合部帯筋	4-D6@50 ($p_w=0.85\%$)

表2 接合部諸元

A1,A2,B1,C1,D1,E1,I1,T1,T2								F1 (斜めスチフナ無し)	
	h	be	ts	ts	ts	ts	ts		h
	h	be	ts	ts	ts	ts	ts		h
	h	be	ts	ts	ts	ts	ts		h
	h	be	ts	ts	ts	ts	ts		h
仕口構成部材寸法									
	h	be	ts	ts	ts	ts	ts		
A 1	300	100	100	100	16	16	16	基本形状	
A 2	300	100	100	100	19	13	16	中板厚大	
B 1	300	100	100	100	16	16	22	エンドプレート厚大	
C 1	350	100	100	100	16	16	16	エンドプレート長大	
E 1	300	100	100	100	16	16	16	三角リブ付き	
F 1	300	100	-	100	16	-	16	斜めスチフナ無し	
G 1	300	100	100	100	16	16	16	エンドプレート無し	
H 1	300	100	100	100	16	16	16	直交方向中板無し	
I 1	350	100	100	100	16	16	16	梁成大	
J 1	300	100	100	300	16	16	16	中板ウェブ有り	
J 2	300	100	100	300	16	16	16	中板ウェブ有り	
T 1	300	100	100	100	16	16	16	ト型試験体	
T 2	300	100	100	100	16	16	16	ト型試験体	
	h	be	-	-	-	-	te		
K 1	400	250	-	-	-	-	25	PC鋼棒締め	
	h	be	ts	ts	ts	ts	ts		
L 1	200	100	100	100	12	16	16	梁貫通型	

度であった。

鉄筋および鉄骨は、全試験体、共通の材料を使用している。柱主筋には、12-D19(SD345, $p_c=1.28\%$)、柱帯筋には、4-D10(SD345, $p_w=1.9\%$)、接合部内せん断補強筋には、4-D6(SD295, $p_w=0.85\%$)、梁鉄骨および接合部仕口部材には、SS400を使用した。

加力装置を図3に示す。加力は、500tf定軸力装置により柱頂部に一定軸力(A2, J2は、 $0.1c\sigma_{Bb}D$ 、他は、 $0.2c\sigma_{Bb}D$)を载荷後、100tfアクチュエータを用いて両側の梁に逆対称正負繰返し加力を行った。なお、ト型試験体T1, T2については、軸力無しとした。

载荷履歴は、層間部材角 $R=1/200rad.$ で1回、 $R=1/100$ 、 $1/50$ 、 $1/33rad.$ で各2回の繰返し後、最後に正側のみ $R=1/25rad.$ の加力を行った。A2試験体は、加力装置の故障により $R=1/33rad.$ で実験を終了した。

各部材の変形および層間変形は、図4に示すような接合部内の柱軸線上に取り付けた十字型測定フレームを用

表3 材料特性

コンクリート		圧縮強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (×10 ⁵ kgf/cm ²)
A 1		265	24.9	2.47
A 2		277	26.3	2.55
B 1		274	20.4	2.39
C 1		286	25.6	2.53
D 1		286	28.1	2.38
E 1		288	27.2	2.41
F 1		277	25.9	2.44
G 1		298	25.7	2.46
H 1		285	25.6	2.44
I 1		279	27.1	2.34
J 1		288	24.4	2.37
J 2		296	26.1	2.54
K 1		350	30.0	2.63
L 1		298	25.8	2.50
T 1		291	22.1	2.33
T 2		883	43.3	4.15
鋼 材		降伏強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (×10 ⁶ kgf/cm ²)
BAR	D 6	3175	4820	1.89
	D 10	3863	4924	1.82
	D 19	4142	6118	2.03
PLATE	12mm	2700	4360	2.18
	16mm	2717	4516	2.24
	19mm	2700	4270	2.19
	22mm	2720	4400	2.20

図3 加力装置

パネルゾーンのせん断変形角 (γ)

$$\gamma = \frac{(\textcircled{1} + \textcircled{2})}{a}$$

柱の変形

$$\delta_c = \{ \textcircled{3} + \textcircled{4} - \gamma(H - vH) \}$$

梁の変形

$$\delta_b = \{ \textcircled{3} + \textcircled{4} + \gamma \cdot uL \} \cdot H / L$$

パネルゾーンの変形

$$\delta_p = \gamma(H - vH - uL \cdot H / L)$$

層間変形

$$\delta = \delta_c + \delta_b + \delta_p$$

H: 柱高さ (支点間)
vH: 梁フランジ芯間距離
uL: 柱の応力中心間距離
L: 梁長さ (支点間)
H: 柱高さ (支点間)

図4 変形測定方法

いて柱、梁変形 (③～⑥) を計測し、接合部せん断変形角は、十字型測定フレームと梁軸線上に取り付けた一字型測定フレームとの相対変位 (①、②) から求めた。層間変形は、柱、梁、接合部変形の和として評価した。

3. 実験結果

3.1 破壊経過

図5に基本試験体A1とト型試験体T1の最終ひび割れ状況の展開図を示す。ひび割れの発生順は、A～JおよびL試験体では、ほぼ共通で、最初に柱の曲げひび割れが発生し、次いで直交方向エンドプレート端部からの斜めのひび割れが発生し、鉄骨梁フランジの降伏が、層間部材角 $R=1/100\text{rad.}$ から $R=1/50\text{rad.}$ へ向かうサイクルの途中で生じた後、接合部領域の柱隅筋に沿ってひび割れが発生した。 $R=1/33\text{rad.}$ 頃からエンドプレートの周辺にエンドプレートの抜け出し、めり込みによるコンクリートの圧壊がみられた。

PC鋼棒で締め付けたK試験体およびト型のT試験体では、柱の曲げひび割れ後、接合部にも水平のひび割れが発生したが、鉄骨梁フランジが降伏した後は、梁のみが変形する性状を示した。

3.2 層せん断力-層間変位関係

層せん断力-層間変位関係を図6に示す。

層せん断力-層間変位曲線は、A、B、C、E、F、H、I、J試験体は、荷重低下のない、靱性に富んだ履歴性状であった。ループ形状は、変形の増加に伴い、徐々にスリップ型の形状になる傾向を示している。

エンドプレートを長くしたD1試験体では、その傾向

A1 (基本形)

T1 (ト型)

図5 ひび割れ状況 (最終)

A1 (基本形)

D1 (エンドプレート長大)

G1 (エンドプレート無し)

L1 (梁貫通型)

図6 層せん断力-層間変位関係

は見られず、紡錘型のループ形状を示した。

接合部中央位置にエンドプレートが無いG1試験体では、層間部材角 $R=1/33\text{rad.}$ から荷重が低下した。

鉄骨梁が貫通したL1試験体では、除荷時に大きなスリップを起こす逆S字型のループ形状を示した。

K、T試験体では、鉄骨梁部材の変形を顕著に表すような、バイリニア型のループ形状であった。

ト型試験体T1、T2では、コンクリート強度の違いによる影響を比較しようとしたものであるが、梁降伏型の破壊のため、層せん断力の違いは、あまり無かった。

接合部仕口の特徴の異なるK、L試験体を除くと、新しい接合部仕口を有する試験体は、接合部中央部分にエンドプレートが無いG1以外は、最終部材角においても、荷重低下がほとんどみられなかった。

本実験は、同一変形で2回の繰返しを行っている。繰返しによる影響は、強度低下とループ形状に現れている。ループ形状は、変形の増大により違いが顕著にな

ってくる。特に、耐力低下が生じている試験体では、繰返しによりループ面積が小さくなり、梁貫通のL1では、その影響が顕著である。

試験体のひび割れ状況や層せん断力-層間変位曲線、柱主筋のひずみ状況からみて、A～JおよびL試験体では、梁降伏後の接合部破壊型と考えられ、残りのK、T試験体は、梁降伏型と想定される。

3. 3 接合部中板・斜めスチフナのひずみ

正加力時梁フランジ引張側の梁フランジ線上の、柱面から40mm入った位置に水平に貼ったひずみゲージから求めた接合部内中板ウェブと斜めスチフナのひずみ分布を図7に示す。

鉄骨梁フランジの降伏は、各試験体共、 $R=1/100\text{rad.}$ ～ $R=1/50\text{rad.}$ に変形が進む途中で起こっている。

基本形状のA1では、先に中板が $R=1/50\text{rad.}$ で降伏し、斜めスチフナは、 $R=1/33\text{rad.}$ で降伏した。

中板を厚くしたB1は、斜めスチフナが $R=1/50\text{rad.}$ で降伏し、中板は、 $R=1/33\text{rad.}$ で降伏した。

接合部中央位置にエンドプレートが無いG1は、斜めスチフナは、 $R=1/25\text{rad.}$ でようやく降伏したが、中板は降伏しなかった。これは、上下に分割された接合部仕口が接合部内で剛体変形していたものと考えられる。

接合部中央位置に中板の有るJ1は、降伏時期はA1より遅いが、A1と同様なひずみ分布形状を示し、接合部中央位置の中板の有無によるひずみ分布の違いは、見られなかった。

斜めスチフナの無いF1は、エンドプレートからの引張力を全て中板で受ける試験体であるが、中板の降伏は、 $R=1/50\text{rad.}$ であった。

中板と斜めスチフナの板厚を変えることにより、降伏時期を制御できることがわかった。しかし、実験では、中板と斜めスチフナの引張降伏が、接合部強度や層間変位に与える影響は、少なかった。

3. 4 コンクリート圧縮ストラットひずみ

接合部のコンクリート圧縮ストラット位置に埋め込んだモールドゲージ(検長60mm)により測定したコンクリートのひずみと層せん断力の関係を図8に示す。

モールドゲージの計測位置は、図9に示すように、接合部中央に中板の無い形状のA1、H1試験体は、接合部内を圧縮ストラットが対角線を形成しているとした時の接合部中央位置に、また接合部中央位置に直交方向中板ウェブが有るJ1、L1試験体では、2つの圧縮ストラットが形成されているとした時のストラット方向の接合部中央位置とした。

コンクリート圧縮ストラットのひずみ値は、一軸圧縮強度時のひずみが 1800μ 程度であるのに対して、接合部変形の増加に伴い、 6000μ 以上の大きな値を示しているにも関わらず、接合部全体の耐力低下は生じていない。

図7 接合部仕口のひずみ分布

図8 接合部せん断力-コンクリート圧縮ストラットひずみ関係

図9 圧縮ストラット概念図

図10 直交方向エンドプレート降伏時における接合部せん断力

このことから、接合部仕口形状は、接合部コンクリートの拘束効果に有効であったことがわかる。

図8に現れている引張ひずみは、モールドゲージとコンクリートの付着により計測されたものであり、コンクリート自体の引張ひずみとひび割れ幅を含んでいる。

J試験体では、直交方向中板が接合部を2分割しており、直交方向中板を介して2つの圧縮ストラットが形成されていると考えられ、その時の圧縮ストラットひずみ値は接合部中央に中板の無い試験体と異なり、最大部材角時においても2000 μ 程度であった。接合部中央を中板で分割している形状の試験体では、接合部仕口の拘束効果によるコンクリートの強度上昇は少ないと考えられる。

しかし、同様に直交梁により接合部を2分割しているL1試験体では、圧縮ストラットのひずみ値は、変形の増加に伴い大きな値を示している。

3. 5 直交方向エンドプレート

直交方向エンドプレート降伏時の接合部せん断力を検討するために、直交方向エンドプレート中央水平位置の3カ所に貼った3方向ゲージから求めた直交方向エンドプレートのせん断降伏耐力と、降伏時の接合部せん断力を図10に示す。ここで、直交方向エンドプレート降伏時せん断力は、直交方向エンドプレートが全断面せん断降伏した時の断面積とせん断降伏強度との積による計算値である。K1、T2は、最終部材角においても、直交方向エンドプレートは、せん断降伏しておらず、G1、L1は、計測していない。

試験体は、梁降伏型を除けば、J試験体以外は、層間部材角 $R=1/100\sim 1/50\text{rad.}$ の間に直交方向エンドプレートは、せん断降伏している。接合部中央に中板ウェブの有るJ試験体は、 $R=1/33\sim 25\text{rad.}$ の間にせん断降伏した。

J試験体では、直交方向エンドプレート中央部分の裏側に直交中板が付いており、これがエンドプレートの変形を拘束したため、降伏時期が遅れたものと考えられる。

J1 (中板ウェブ有り) L1 (梁貫通型)

図11 中板のせん断応力度分布

接合部中央部分に中板が無く、直交方向エンドプレートのある試験体では、多少のばらつきはあるが、接合部せん断力が100~110tf程度で直交方向エンドプレートは、せん断降伏している。接合部せん断力は、これ以後も1割程度の強度上昇がある。

実験結果から、試験体は、直交方向エンドプレートが降伏した後に、コンクリート負担分が最大強度に達したことがわかる。

直交方向エンドプレート降伏時の接合部せん断力におけるコンクリートの負担分は、50~60tf程度であり、実験における接合部最大せん断力時のコンクリートの負担分は、70~80tf程度であった。

実験での接合部のコンクリート負担分は、RC造の接合部コンクリート強度を $0.3\sigma_{c0} \cdot b_j \cdot D_j^{0.6}$ とした時の値(約50tf)よりも大きくなっている。これは、接合部仕口の拘束効果の影響と考えられる。

3. 6 中板ウェブのせん断応力度分布

接合部中央に中板ウェブのあるJ1試験体と梁貫通型のL1試験体について、中板ウェブの接合部中央位置に水平方向に貼った3方向ゲージから求めたせん断応力度分布を図11に示す。

両試験体共、部材角 $R=1/50\text{rad.}$ で、ウェブの中央位置は、ほぼ全領域がせん断降伏している。

変形の小さい時点のせん断応力度分布は、中央位置の直交方向中板ウェブの影響はあるが、J1では、ほぼ一様なせん断応力度分布となっており、L1は、山形の分布形状となっていた。

4. 接合部せん断耐力

4. 1 接合部せん断力-せん断変形関係

接合部せん断力-せん断変形関係を図12に示す。

せん断変形は、梁降伏した試験体とJ試験体を除くと、部材角 $R=1/50\text{rad.}$ から増加し始める。中板ウェブのあるJ試験体では、部材角 $R=1/33\text{rad.}$ から変形が増大した。

本実験では、せん断変形角が $\gamma=6\sim 10 \times 10^{-3}\text{rad.}$ でほぼ最大せん断力に達している。

図12 接合部せん断力-せん断変形関係

4. 2 接合部最大せん断力の比較

実験結果の接合部最大せん断力と既往の強度式による計算値の一覧を表4に示す。接合部に作用するせん断力 $P_c Q$ は、次式を用いて算定した。

$$P_c Q = (M_{BL} + M_{BR}) / v_h - Q_c \quad (1)$$

ここで、 $P_c Q$ は接合部に作用する柱側せん断力、 M_{BL} 、 M_{BR} は左右の梁モーメント、 v_h は梁のフランジ芯間距離、 Q_c は柱せん断力である。

また、試験体中K1およびT1、2は、梁降伏型試験体であるので、検討の対象からは除外し、F1は、接合部せん断変形の計測値が乱れているために、最大せん断耐力のみの評価とした。

JCI 接合部せん断強度提案式⁷⁾

$$Q_p = k_{SRC} \cdot 0.3 \sigma_B \cdot A_{c1} + w \sigma_v / \sqrt{3} \cdot A_w \quad (2)$$

ただし、 k_{SRC} は拘束度に応じた有効係数
 $= 1.07$ (L1は、 $k_{SRC} = 0.77$)

σ_B = コンクリート圧縮強度

A_{c1} = 柱幅 / 2 × 柱せい

$w \sigma_v$ = 鉄骨の降伏応力度

A_w = 鉄骨の断面積

A_{c1} の有効幅は、SRC基準に準じ、梁が鉄骨だけであるので柱幅の1/2とした。 A_w は、接合部高さ中央の水平断面位置にある鉄骨断面積であり、中板ウェブの無い試験体(J、L以外)では、直交エンドプレート断面積のみとなる。

実験値は、JCI提案式に対して、やや大きめの結果となった。計算値に対する実験値の比(図13(a))の平均値は、1.19であるが、これは、接合部中央に中板のあるJ試験体も含んでいるためである。J試験体を除くと、比の平均値は、1.38となる。

表4 接合部せん断力実験値と計算値 (tf)

	実験値 $P_c Q$	計算値 式(2)	計算値 式(3)	計算値 式(4)
A 1	121.3	88.5	69.4	101.2
A 2	125.4	90.2	69.9	103.5
B 1	124.5	89.8	75.7	102.9
C 1	121.9	110.4	70.2	124.2
D 1	120.5	91.5	70.2	105.3
E 1	134.8	91.8	70.2	105.6
F 1	97.7	90.2	69.9	103.5
G 1	90.7	43.0	70.6	57.4
H 1	121.9	91.3	70.1	105.1
I 1	117.5	90.5	78.0	103.9
J 1	137.5	159.2	107.9	122.9
J 2	129.6	160.3	107.9	124.4
L 1	87.5	87.0	90.6	87.0

(2)式の k_{SRC} は、ディテールの工夫により変動するものであり、本研究のような仕口形状では、拘束効果が大きく、 $k_{SRC} = 1.8$ 程度と報告されている⁴⁾。

k_{SRC} を本実験結果から求めると、接合部中央位置に中板ウェブの無い試験体では、 A_w は、直交方向エンドプレート断面積のみであり、 $k_{SRC} = 1.81$ となる。(図13(b))

接合部中央位置に中板ウェブの有る試験体では、 A_w は、直交方向エンドプレートと中板ウェブの断面積の和として求めると、 $k_{SRC} = 0.4$ となり、コンクリートの拘束効果を過小評価する結果となってしまう。

これは、図9に示すように、コンクリート圧縮ストラットが2分割されストラット幅が狭くなること、コンクリート拘束効果が弱くなること、および鉄骨部分の断面積の評価を直交方向エンドプレートと中板ウェブの断面積の和としていることが考えられるが、今後の検討課題である。

SRC規準接合部せん断強度式⁸⁾

$$J M_u = c V_E (J F_s \cdot J \delta + w P \cdot w \sigma_v) + 1.2 s V \cdot s \sigma_v / \sqrt{3} \quad (3)$$

$$Q_p = J M_u / v_h$$

$$c V_E = c b / 2 \cdot s_{BD} \cdot m_{cd}$$

= 接合部のコンクリート部分の有効体積

$$J F_s = \text{接合部のコンクリートのせん断強度}$$

$$J \delta = \text{接合部の形状による係数}$$

$$w P \cdot w \sigma_v = \text{せん断補強筋のせん断強度}$$

$$s V = J t_w \cdot s_{BD} \cdot s_{cd}$$

= 接合部の鉄骨のウェブの体積

$$s \sigma_v = \text{鉄骨の降伏応力度}$$

$$c b = \text{柱の幅}$$

$$s_{BD} = \text{梁フランジの重心間距離}$$

$$m_{cd} = \text{柱の左右の主筋間距離}$$

$$J t_w = \text{柱はり接合部の鉄骨のウェブの厚さ}$$

$$s_{cd} = \text{柱フランジの重心間距離}$$

ここで、 $s V$ 中の s_{cd} は m_{cd} とし、梁のフランジ芯間距離中にある中板面積のみを評価した。

SRC規準式に対して、実験値は、大きめの値であり、計算値に対する実験値の比(図13(c))の平均値は、1.54であった。接合部中央に中板が有るJ試験体と梁貫

通型の L 1 試験体では、計算値に対する実験値の比の平均値は、1.15 となり、良い対応を示している。

しかし、SRC 規準式では、本実験のような接合部仕口は考慮されていないこと、柱 RC・梁 S 構造における鉄骨ウェブの体積を求める際の $\sigma_c d$ の定義の方法が不明確なことが、SRC 規準式を準用する時の問題点となる。

4. 3 接合部せん断耐力

仕口形状の違いによる影響で比較すると、

- ①中板ウェブ厚さの違いによる影響はみられなかった。
- ②エンドプレートの厚さの違いによる影響はみられない。
- ③梁成の違いによる影響はみられなかった。
- ④直交方向中板の有無は、接合部せん断耐力に影響しない。
- ⑤斜めスチフナは、コンクリート拘束効果に有効である。
- ⑥接合部中央にエンドプレートが無いものは、 $0.3\sigma_B$ とした時の 2 倍以上の強度であった。
- ⑦中板に水平テーパーを付けたものは、接合部せん断耐力の上昇に効果があった。
- ⑧接合部中央に中板の有るものは、無いものに比べて、約 10tf の耐力上昇であった。

既往の接合部強度式は、コンクリート負担分と鉄骨負担分の和で評価している。この仮定は、両者が十分に強度を発揮した時に成り立つ。即ち、靱性のある鉄骨部分が先に強度に達した後、コンクリート部分が強度に達することが必要である。本試験体でも、鉄骨部分である直交エンドプレートが先に降伏し、その後コンクリートが強度を発揮する結果となっている。

コンクリートの接合部強度と有効断面積については、種々の提案があるが、本実験では、柱幅と梁幅の影響については検討していない。

そこで、有効断面積は、SRC 規準を参考に、柱せい $\times$ 柱幅 $\div 2$ とし、接合部強度は、 $0.3\sigma_B$ としてコンクリート拘束効果の影響を係数で評価する方法を採用した。

また、斜めスチフナの無いもの、接合部をウェブ中板により 2 分割されたものは、拘束効果が小さいと考えた。

実験結果を基に JCI 提案式と SRC 規準を参考に、実験結果を評価する式として式 (4) を考えた。コンクリート部分は、JCI 提案式のように拘束効果を係数で考え、鉄骨部分は、ウェブ断面を評価することを基本に、本実験の接合部基本形のようなウェブ中板の無いものでは直交方向エンドプレートを評価した。

$$Q_p = k \cdot 0.3\sigma_B \cdot A_c + \omega\sigma_y / \sqrt{3} \cdot A_s \quad (4)$$

k = 拘束効果係数

$= 1.8$ (J タイプ $= 1.07$, L $= 0.77$)

σ_B = コンクリート圧縮強度

A_c = 柱せい $\times$ 柱幅 $\div 2$

$\omega\sigma_y$ = 鉄骨降伏応力度

A_s = ウェブ鉄骨断面積 (接合部内にウェブの無いものは、直交エンドプレート断面積)

とした。

図 1 3 接合部せん断力実験値と計算値の比較

式 (4) は、実験結果とよい対応を示し、計算値に対する実験値の比は、1.03 であった。(図 1 3 (c))

しかし、エンドプレートの無い G 1 については、検討の余地を残す。

5. 接合部の剛性評価

柱を RC 造、梁を S 造とした混合構造接合部のせん断剛性に関する研究に関しては、坂口¹⁰⁾が梁貫通型でふさぎ板が接合部を囲っている形状については検討しているが、柱貫通型のようなタイプについては、検討例は少ない。しかし、部材の挙動を架構に反映させるためには、適切な接合部剛性の評価を行わなければ架構の設計を行うことは困難である。

そこで、開発した接合部ディテールの復元力特性についてのモデル化を検討する。

剛性を評価するにあたり、接合部を構成する部材である鉄骨部分とコンクリート部分についてそれぞれの復元力をモデル化し、その重ね合わせとして接合部全体の復元力特性モデルを考える。

5. 1 鉄骨モデル

図 1 4 に鉄骨部分のせん断応力-せん断変形のモデルを示す。このモデルでは、鉄骨のせん断降伏以後の耐力上昇は考慮していない。

初期剛性は、鋼材の弾性せん断剛性 (G_s) とする。

鋼材を完全バイリニアとすると、せん断降伏応力時 ($\omega\sigma_y / \sqrt{3}$) のせん断変形は、 $\gamma = 2 \times 10^{-3}$ rad. 程度となるが、実験における鉄骨部分のせん断降伏応力時の変形は、 $\gamma = 4 \sim 6 \times 10^{-3}$ rad. 程度であり、他の研究^{11) 12)}に

図14 鉄骨のせん断応力-せん断変形角モデル

図15 直交方向エンドプレートのせん断応力-せん断変形角

よれば、 $\gamma = 3 \sim 5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 程度と報告されている。ここでは、せん断降伏応力時の変形を $\gamma = 4 \times 10^{-3} \text{ rad}$ とした。

第1折れ点は、ウェブまたは、エンドプレート中央位置がせん断降伏した時のせん断応力分布を2次曲線分布と仮定した坂口の研究^{10) 11)}を参考に、中央位置が降伏した時の平均せん断応力として、第1折れ点のせん断応力 $(2/3 \cdot w\sigma_y / \sqrt{3})$ を決めた。

初期剛性 : $G_s = E_s / 2(1 + \nu)$

第1折れ点 : $\tau_{s1} = 2/3 \cdot w\sigma_y / \sqrt{3}$ 、 $\gamma_{s1} = \tau_{s1} / G_s \text{ rad}$

第2折れ点 : $\tau_{s2} = w\sigma_y / \sqrt{3}$ 、 $\gamma_{s2} = 4 \times 10^{-3} \text{ rad}$

図15に実験における直交エンドプレートのせん断応力とせん断変形関係を示す。

鉄骨部分のせん断応力-せん断変形モデルと実験結果との対応は、初期剛性の実験結果は、やや低めの傾向を示した。しかし、その負担力は、せん断降伏応力に達しており、実験における鉄骨部分のせん断降伏時のせん断変形は、 $\gamma = 4 \sim 6 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 程度であった。せん断降伏時の変形を $\gamma = 4 \times 10^{-3} \text{ rad}$ としたモデルとの対応は、良

図16 コンクリートのせん断応力-せん断変形角モデル

図17 接合部せん断力-せん断変形の比較

好である。

5. 2 コンクリートモデル

図16にコンクリート部分のせん断応力-せん断変形のモデルを示す。

初期剛性は、コンクリートの弾性せん断剛性 (G_c) とし、第1折れ点をひび割れ強度 ($0.1 \cdot c\sigma_B$) とした。

コンクリートの接合部せん断耐力は、鉄筋コンクリート終局強度型耐震設計指針⁶⁾における接合部せん断強度 ($0.3 \cdot c\sigma_B$) を用いた。

実験結果では、接合部せん断変形が増大し始めるのは、部材角 $R=1/100 \text{ rad}$ からであり、この時の接合部せん断変形は、 $\gamma = 6 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 程度であった。

コンクリート部分の接合部せん断強度時 ($0.3 \cdot c\sigma_B$) の

変形を $\gamma_{c2}=6 \times 10^{-3} \text{rad.}$ とし、拘束効果のあるものは、この点を通り、 $\tau_{c2}=1.8 \times 0.3 \sigma_B$ 、 $\gamma_{c2}=(13.2 \times 10^{-3} - 1.2 \gamma_{c1}) \text{rad.}$ の点までせん断強度が上昇するものと仮定した。

初期剛性 : $G_c = E_c / 2(1 + \nu)$

第1折れ点 : $\tau_{c1} = 0.1 \sigma_B$ 、 $\gamma_{c1} = \tau_{c1} / G_c \text{rad.}$

第2折れ点 : $\tau_{c2} = 0.3 \sigma_B$ 、 $\gamma_{c2} = 6 \times 10^{-3} \text{rad.}$

(拘束効果) : $\tau_{c2} = 1.8 \times 0.3 \sigma_B$ 、

$\gamma_{c2} = (13.2 \times 10^{-3} - 1.2 \gamma_{c1}) \text{rad.}$

5. 3 接合部剛性

鉄骨モデルとコンクリートモデルを重ね合わせた接合部モデルと実験における接合部のせん断力-せん断変形関係を図17に示す。

鉄骨モデルについては、直交方向エンドプレート(J1では、ウェブ鉄骨部分)のせん断力とせん断降伏時のせん断変形関係をモデル化し、コンクリートモデルについては、実験結果における接合部せん断変形の増大が、 $\gamma = 6 \sim 10 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 程度であること、そして拘束効果の影響による耐力上昇とコンクリートのせん断変形を考慮したモデル化を行った。

接合部モデルと、実験におけるせん断力-せん断変形挙動と比較すると、接合部モデルの方が剛性がやや高い傾向にあるが、実験結果を初期から終局まで良く評価しており、せん断変形については、拘束効果を考慮することが有効であることを示している。また、ウェブ鉄骨を評価し拘束効果が小さいJタイプについても、接合部モデルは実験値と良い対応を示している。

6. まとめ

柱をRC造、梁をS造とした混合構造接合部の接合部仕口をパラメータとした実験を行い、混合構造接合部のせん断耐力を検討し、接合部剛性の評価を行った。

接合部せん断耐力は、本実験の接合部試験体では、鉄骨部分が先に降伏し、コンクリート部分がその後最大耐力に達することから鉄骨部分とコンクリート部分の負担せん断力の累加と仮定し、実験結果から、コンクリートの拘束効果の影響を係数とした接合部せん断耐力式を検討した。計算式は、実験結果と良好な対応がみられた。

接合部剛性については、鉄骨部分とコンクリート部分のせん断応力-せん断変形モデルを組み合わせることで、本実験のような接合部仕口形状を持つ接合部のせん断力-せん断変形のモデルを提案した。

提案した接合部モデルは、本実験に用いた接合部基本形のようなエンドプレート、中板、斜めスチフナで構成された接合部仕口を適用範囲としたものである。

鉄骨部分については、せん断降伏時のせん断変形を、コンクリート部分については、コンクリートの拘束効果

によるせん断変形の増大分を考慮したモデルである。接合部モデルは、実験における接合部せん断力-せん断変形挙動と最大せん断耐力時まで良い対応を示した。

混合構造接合部のせん断耐力-せん断変形を求めることで、架構の設計を検討するための資料になるものと考ええる。

謝 辞

論文をまとめるに当たり、千葉大学大学院自然科学研究科博士課程米澤健次氏には、実験計画に御協力を頂きました。ここに、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 西村泰志、南宏一：はりS・柱RCで構成される内部柱はり接合部の応力伝達機構、日本建築学会構造系論文報告集、No.401, pp.77~85, 1989.7
- 2) 坂口昇：鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される柱梁接合部パネルのせん断耐力、日本建築学会構造系論文報告集、No.428, pp.69~78, 1991.10
- 3) 佐藤龍生、成原弘之、松原正安：鋼管コンクリート仕口を有する柱RC梁S構造、混合構造の力学的挙動と設計・施工に関するシンポジウム論文集、日本コンクリート工学協会、pp.77~84, 1991.12
- 4) 米沢健次、飯塚信一、野口博：柱RC・梁S混合構造接合部の耐震性能に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.14 No.2, pp.735~740, 1992.6
- 5) 笠松照親、飯塚信一、野口博：柱RC・梁Sで構成された混合構造接合部の耐震性能に関する研究(その1、2)、日本建築学会学術講演概集、構造II、pp.1819~1822, 1993.9
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990.11
- 7) 日本コンクリート工学協会：混合構造研究委員会報告集、1991.12
- 8) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規程・同解説、1987.6
- 9) 森田耕次他：鉛直スチフナ形式・SRC柱-Sはり接合部の力学的挙動に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、No.413, pp.53~64, 1990.7
- 10) 坂口昇：鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される架構の剛性、耐力および変形、日本建築学会構造系論文報告集、No.437, pp.125~134, 1992.7
- 11) 坂口昇：鉄筋コンクリート柱と鉄骨梁で構成される柱梁接合部パネルのせん断力-変形関係、日本建築学会構造系論文報告集、No.429, pp.55~64, 1991.11
- 12) 岡田宏、武田寿一、竹本清：S+SRC構造の実験的研究(その2)柱はり接合部の挙動と耐力、日本建築学会大会、pp.1511~1412, 1972.10

(1993年10月8日原稿受理、1994年5月2日採用決定)