

## 壁柱 SRC 梁 S 接合部の支圧破壊性状に関する実験的研究

### EXPERIMENTAL STUDY ON BEARING FAILURE MECHANISM OF BEAM-COLUMN JOINTS BETWEEN STEEL REINFORCED CONCRETE WALL-COLUMNS AND STEEL BEAMS

佐川 隆之\*, 前田 匡樹\*\*, 石井 大吾\*\*\*, 山野辺 宏治\*\*\*\*, 北岡 聰\*\*\*\*\*  
*Takayuki SAGAWA, Masaki MAEDA, Daigo ISHII, Koji YAMAMABE, Satoshi KITAOKA and Hiroshi ITO*

This paper describes bearing failure mechanisms of beam-column joints between steel reinforced concrete wall-column and steel beam under static loading tests. The test parameters include the width and depth, and the embedded length of the steel beam. The test results reveal that bearing failure strengths are affected by the ratio of the beam depth to the embedded length. The specimens that rates are smaller than 1.2 showed bearing failure at the top and bottom of the steel embedment with decreasing loads. The increase factors of bearing strength and the shear force distribution of beams are evaluated based on the conventional design model of steel column base. Through a comparison with each result, it is estimated that a stress transfer mechanism of the beam-column joints consists of not only bearing force but also friction force.

**Keywords :** Composite structures, Beam-column joints, Bearing failure, Stress transfer mechanism, shear force distribution

混合構造, 柱梁接合部, 支圧破壊, 応力伝達機構, せん断力分布

#### 1. はじめに

近年, 鉄筋コンクリート(以下, RCと呼ぶ)造壁柱の間を鉄骨梁により連結する構法の研究が進み, 事務所建物等での適用事例が報告<sup>1,2)</sup>されている。純ラーメンの鉄骨造では, 地震時に下層部に変形集中層が形成されるのが一般的であるが, これらの構法では剛性の高いRC造壁柱により各層の変形角が平均化され, 各層の鉄骨梁がエネルギーを吸収することで, 最大応答変形を抑えることができる利点などがある。さらにRC造壁柱部分に鉄骨鉄筋コンクリート(以下, SRCと呼ぶ)造壁柱を用いることによって, 壁面内直交方向にロングスパン鉄骨梁を剛接合した場合でも壁柱厚を小さくすることが可能となる。しかし, 柱鉄骨にH形鋼を採用した場合, 弱軸方向に鉄骨梁を溶接接合するためには水平スチフナが必要となる。柱梁接合部内に水平スチフナがある場合, 施工時に接合部内のコンクリート充填性が低下することが問題点としてあげられる。

山本, 毛井らは厚肉ウェブH形鋼柱<sup>3)</sup>を用いたSRC造柱において, 柱鉄骨強軸方向はノンダイアフラム溶接により, 弱軸方向はボルトにより鉄骨梁を接合する構法を提案している<sup>4, 5)</sup>。水平スチフナを設けないことによって, 柱梁接合部内のコンクリート充填性を向上させている。鉄骨梁の埋込み長さを梁せいの約1.0倍とした山本らの実験では, スチフナで補強されたL形鋼を介して上下の梁フ

ランジを柱鉄骨にボルト接合することで梁降伏型の紡錘形の履歴曲線が得られることが報告されている。しかし, 上下の梁フランジを接合する必要があるため, 施工時のコンクリート充填性の課題が十分に解決されるには至っていない。

梁フランジと柱鉄骨の接合をさらに簡易なディテールにするためには, 梁埋込み部のテコ作用による応力伝達機構によって梁降伏型の履歴性状を得るために十分な梁埋込み部の耐力を確保することが必要となる。鋼構造接合部設計指針<sup>6)</sup>に埋込み柱脚の設計法が示されているが, 実架構内における壁柱では壁柱面内方向の長さが過大になってしまふため梁せいの2倍の埋込み長さを確保することは困難である。山本らの実験<sup>4, 5)</sup>などから, 梁の埋込み長さを梁せいの1.0倍より2.0倍程度とすることによって, 梁の埋込みのみで梁降伏型の履歴性状を得ることができる可能性が示唆されたが, これらの埋込み長さを対象とした壁柱SRC梁S接合部の研究や報告例はほとんどない。

そこで, 本研究では梁の埋込みのみによって梁曲げ降伏型の壁柱SRC梁S接合部を実現する設計法の確立を目指し, 埋込み長さを梁せいの1.0倍から1.5倍とした実験的な検討<sup>7)</sup>を行った。本論文では, 構造実験概要, 壁柱SRC梁S接合部の支圧破壊性状および応力伝達機構について検討した結果を報告する。

\*清水建設㈱技術研究所 研究員・工修

\*\*東北大学院工学研究科都市・建築学専攻 教授・博士(工学)

\*\*\*清水建設㈱技術研究所 主任研究員・博士(工学)

\*\*\*\*清水建設㈱技術研究所 グループ長・博士(工学)

\*\*\*\*\*新日鉄住金㈱ 博士(工学)

Research Engineer, Shimizu Corp., Institute of Technology, M. Eng.

Prof., Dept. of Architecture and Building Science, Tohoku Univ., Dr. Eng.

Senior Research Engineer, Shimizu Corp., Institute of Technology, Dr. Eng.

Chief Research Engineer, Shimizu Corp., Institute of Technology, Dr. Eng.

Nippon Steel & Sumitomo Metal Corporation, Dr. Eng.

## 2. 壁柱 SRC 梁 S 接合部の部分架構実験

### 2.1 試験体計画

試験体は壁柱 SRC 梁 S 接合部の壁面内方向接合部をモデル化した 1/2 スケールの部分架構試験体とした。試験体のコンクリートは縦打ちとした。代表的な試験体形状寸法を図 1 に、試験体一覧を表 1 に示す。

各試験体とも鉄骨梁の使用鋼材は SN490B とし、壁柱は柱上下反曲点間高さ 2100mm、壁柱厚 280mm、柱鉄骨 H-175x175 x7.5x11 とした。配筋ディテールおよび配筋量（主筋 D16, D10 : SD345, せん断補強筋 D6 : SD295）を図 1 に示す。試験体の梁埋込み部の設計に関しては、鋼構造接合部設計指針<sup>⑥</sup>の埋込み柱脚の終局曲げ耐力式を用い、接合部の終局曲げモーメントを算定した。01d14 試験体を標準試験体とし、鉄骨梁寸法は H-400x125x9x12 とした。接合部の終局曲げ耐力が梁の全塑性曲げ耐力より大きくなるように鉄骨梁の埋込み長さを確保し梁降伏先行型とした。試験体パラメータを梁の埋込み長さ、梁幅、および梁せいとし、接合部の終局曲げ耐力が梁の全塑性曲げ耐力より小さくした接合部破壊型の試験体を 4 体設計した。

各試験体の梁幅/壁柱幅比と埋込み長さ/梁せい比の関係を図 2 に示す。01d14 試験体の鉄骨梁の埋込み長さは 575mm とし、埋込み長さ/梁せい比は 1.44 である。02d10 試験体は 01d14 試験体と同一の鉄骨梁を用い、埋込み長さを 400mm と短くし、埋込み長さ/梁せい比を 1.0 とした。03d10 試験体と 04d10 試験体は、02d10 試験体の形状に対して、梁幅のみをそれぞれ 100mm, 75mm に変更し、梁幅/壁柱厚がコンクリートの支圧強度へ与える影響を検討した。05d11 試験体は、01d14 試験体の形状に対して、梁せいのみを 500mm に変更し、埋込み長さ/梁せい比を 1.15 とした。

コンクリートの設計基準強度は、梁降伏先行型の 01d14 試験体では  $36N/mm^2$ 、接合部破壊型の試験体では  $27N/mm^2$  とした。柱梁接合部内の鉄骨梁の端部は、試験体製作時の位置決めのため下フランジのみを、柱鉄骨のフランジ内側に隅肉溶接した板厚 6mm の梁受け PL に 2-M12 (F10T) で固定した。コンクリートおよび鋼材の力学的特性をそれぞれ表 2、表 3 に示す。

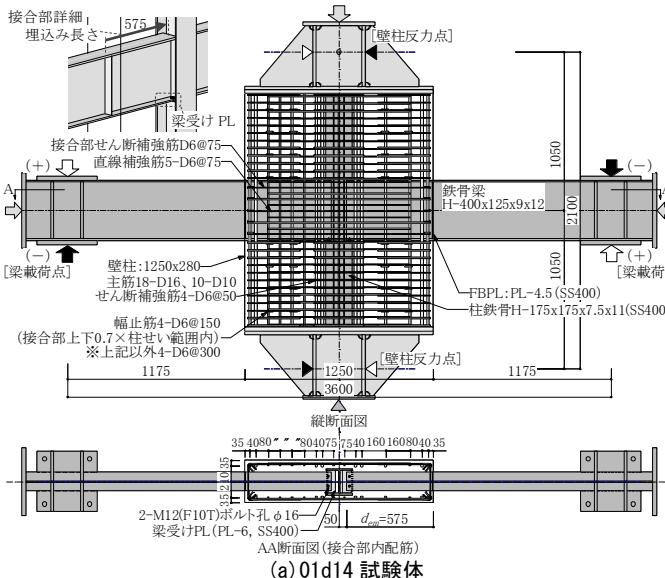


図 1 代表的な試験体形状寸法図

表 1 試験体一覧

試験体	SRC 壁柱		鉄骨梁 (SN490B)	梁埋込み長さ $d_{em}$ (mm)	想定破壊 形式
	柱鉄骨	RC 部			
01d14	H-175x175 x7.5x11 (SS400)	1250x280 (Fc36)	H-400x125x9x12	575	梁降伏 先行
02d10		900x280 (Fc27)	H-400x100x9x19	400	接合部 破壊
03d10		H-400x75x9x19			
04d10		1250x280 (Fc27)	H-500x125x9x22	575	
05d11					

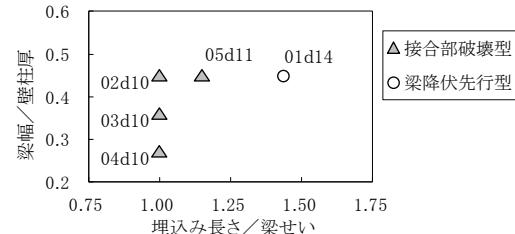


図 2 梁幅/壁柱厚と埋込み長さ/梁せいの関係

表 2 コンクリートの材料特性

試験体	F <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 × 10 <sup>3</sup> (N/mm <sup>2</sup> )	ボアソン 比	材齢 (日)
01d14	36	45.4	3.3	30.4	0.20	60
02d10		27.1	—	26.5	0.22	38
03d10		30.2	2.5	27.8	0.19	28
04d10		31.1	—	27.0	0.22	39
05d11		31.3	2.8	26.1	0.20	47

表 3 鋼材の材料特性

鋼材	規格	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 × 10 <sup>3</sup> (N/mm <sup>2</sup> )	破断 伸び(%)	使用部位
PL12	SN490B	356	545	195.1	39	01d14, 02d10 梁フランジ
		376	550	194.0	36	01d14, 02d10 梁ウェブ
		359	551	196.4	46	03d10, 04d10 梁フランジ
		448	567	195.3	34	03d10, 04d10 梁ウェブ
		354	520	200.4	53	05d11 梁フランジ
		429	555	192.9	35	05d11 梁ウェブ
D16	SD345	388	572	186.5	17	柱主筋(共通)
D10	SD345	368	537	173.4	20	柱主筋(共通)
D6	SD295	355	512	188.3	22	せん断補強筋

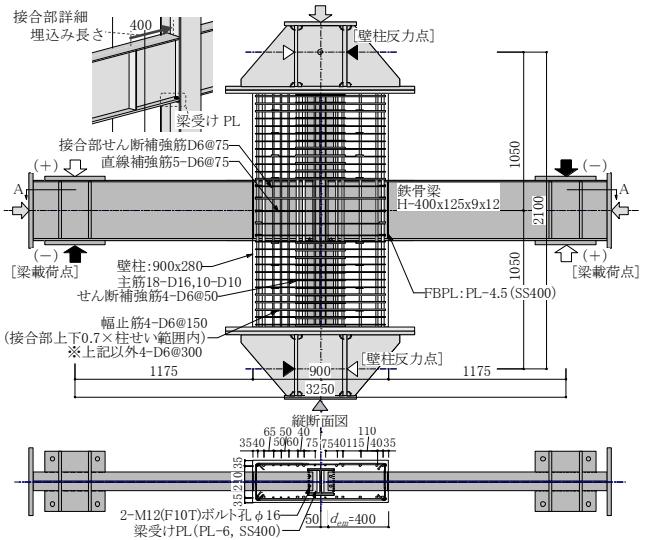


図 1 代表的な試験体形状寸法図

## 2.2 加力計画および計測計画

加力装置を図 2、加力サイクルを図 3 に示す。上下壁柱の反曲点を想定した位置に水平反力を取り、梁端部の反曲点位置に鉛直ジャッキで逆対称の鉛直変位を与え、正負交番漸増繰り返し加力を行った。加力制御に用いた試験体の梁加力点の変形および各部変位計測点の変形は、上下の柱反曲点位置から単純支持した計測用フレームから計測した。上層階の壁柱を想定し軸力はほぼ 0 とし、RC 部分のみ考慮した際の壁柱軸力比  $\eta = 0.01 \sim 0.015$  相当（100kN で一定）の固定用軸力を与えた。また、終局時に鉄骨梁の脱落等が生じないように、水平ジャッキにより梁端部に梁軸応力度=1.0~1.6N/mm<sup>2</sup>相当のわざかな一定軸力 10kN を与えた状態で載荷を行った。

加力サイクルは各層間変形角で 2 回ずつの繰り返しを基本とした。梁降伏先行型の 01d14 試験体では層間変形角  $R=0.5 \times 10^{-2}$ rad. および  $R=1.0 \times 10^{-2}$ rad. で 10 回ずつ繰り返し加力を行い、多数回加力が鉄骨梁近傍の損傷状況に与える影響を確認した。

## 3. 実験結果

### 3.1 荷重変形関係および破壊経過

各試験体の南北の梁の平均梁せん断力と層間変形角の関係を図 4 に示す。図には、材料強度を用い計算した梁の全塑性モーメント時の梁せん断力と鋼構造接合部設計指針<sup>⑥</sup>の埋込み柱脚の最大曲げ耐力式を用い算出した梁埋込み部の終局曲げ耐力時のせん断力を示す。05d11 試験体の支圧破壊性状を図 5 に、代表的な試験体の梁端部の破壊状況および壁柱のひび割れ発生状況展開図を図 6 に示す。

#### (1) 梁降伏先行型の試験体(01d14)の破壊性状

$R=\pm 0.25 \times 10^{-2}$ rad. で接合部および梁フランジ端部にヘアクラック（ひび割れ幅 0.05mm 以下）が発生した。 $R=0.7 \times 10^{-2}$ rad. で梁フランジの降伏が確認された。 $R=\pm 1.0 \times 10^{-2}$ rad. の多数回繰り返し加力時には鉄骨梁近傍の局所的なひび割れが顕著で、1 回目は 1.4mm

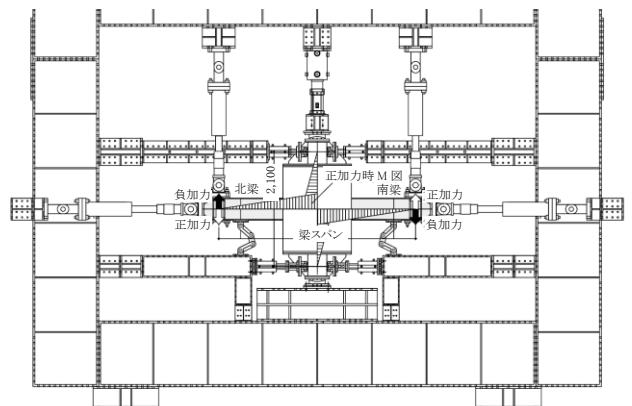


図 2 加力装置

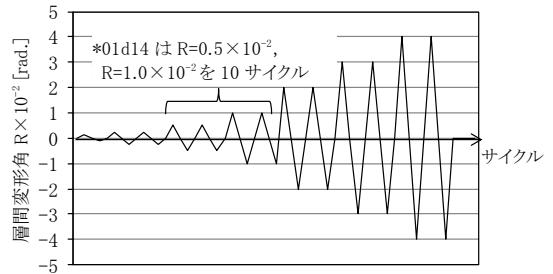


図 3 加力サイクル

程度であったひび割れ幅が徐々に増大し、10 回目加力時にはおよそ 7mm 程度の幅となった。接合部正面のひび割れ幅の増大は見られず、ひび割れ幅はおよそ 0.1~0.15mm 程度であった。 $R=\pm 2.0 \times 10^{-2}$ rad. でフランジ端部のコンクリートが一部剥落し、接合部内で梁ウェブがせん断降伏に至った。 $R=\pm 4.0 \times 10^{-2}$ rad. 近傍で梁の局部座屈が生じ、最大耐力に達した。

#### (2) 接合部破壊型の試験体(01d14 以外)の破壊性状

接合部破壊型の試験体でほぼ同一のひび割れ破壊性状を示した。

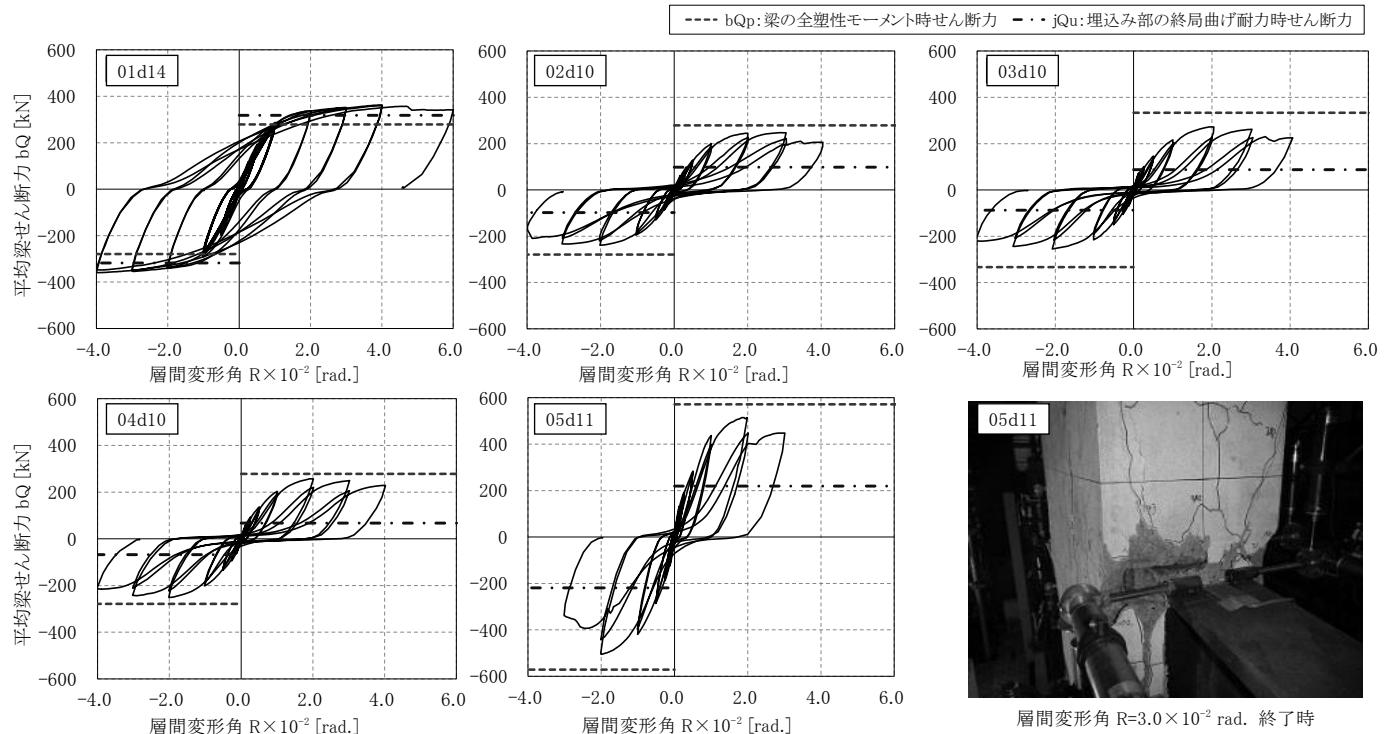


図 4 平均梁せん断力と層間変形角の関係



図 5 代表的な支圧破壊性状



\*メッシュ間隔: 125×125mm, 実線: 正加力時に発生したひび割れ, 点線: 負加力時に発生したひび割れ, ← : 梁正加力方向, → : 梁負加力方向

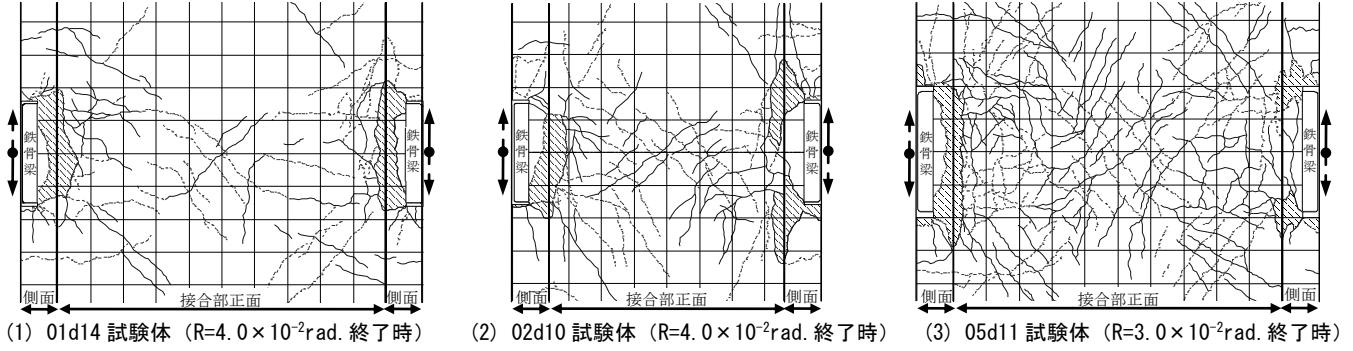


図 6 梁端部破壊状況および壁柱のひび割れ発生状況展開図

各試験体とも  $R=\pm 0.25 \times 10^{-2}\text{rad}$ .で壁柱にヘアクラックが発生した。 $R=\pm 0.5 \times 10^{-2}\text{rad}$ .では鉄骨梁近傍には最大ひび割れ幅 1mm 程度の支圧ひび割れが発生した。 $R=\pm 1.0 \times 10^{-2}\text{rad}$ .では壁柱正面のひび割れ幅は 2.5~3.5mm 程度となった。鉄骨梁に接するコンクリートの支圧ひび割れは顕著に進展し、かぶりコンクリートの剥落が見られた。05d11 試験体は  $R=\pm 2.0 \times 10^{-2}\text{rad}$ .で最大耐力に達し、支圧破壊性状が顕著に表れ、最大耐力以降の加力で顕著な荷重低下が発生した。他の試験体も同様に  $R=\pm 2.0 \sim \pm 3.0 \times 10^{-2}\text{rad}$ . で最大耐力に達した後、荷重低下が確認された。

### 3.2 鉄骨梁の挙動経過の比較

本節では梁の埋込み長さや梁幅などの変動因子による影響を把握するため、鉄骨梁（図 2 に示す南梁）の挙動経過の比較を行う。

#### (1) 梁フランジのひずみ履歴

壁柱フェイスから 50mm 離れた位置（図 7）で計測した鉄骨梁の上下フランジ外面のひずみ履歴を図 8 に示す。図にはフランジの降伏ひずみ  $\epsilon_y$  を併せて示す。01d14 試験体は、上下フランジとも降伏ひずみを超え梁の曲げ降伏が確認され、紡錘形の履歴を示した。コンクリート支圧破壊の性状を示した試験体では、最大耐力前後で降伏ひずみに達していた試験体も確認されたが、梁フランジのひずみは概ね弾性範囲であった。

#### (2) 梁の抜け出し変形

図 9 に示す手法により算出した代表的な試験体の梁せん断力と梁の抜け出し変形の関係を図 10 に示す。接合部破壊型の 05d11 試験体では、最大耐力到達前から抜け出し量が増加し、最大抜け出し量は 18mm 程度であった。03d10 試験体および 04d10 試験体では  $R=\pm 3.0 \times 10^{-2}\text{rad}$ .終了時の抜け出し量は 8~10mm 程度であった。これらの試験体では最大耐力以降のコンクリートの支圧破壊に伴うひび割れ進展が顕著にみられた。一方、02d10 試験体では、最大抜け出し量は 17mm 程度に達しており、梁の抜け出し性状が顕著に表れた。なお、02d10 試験体の梁幅/梁せい比は約 0.31 であり、03d10

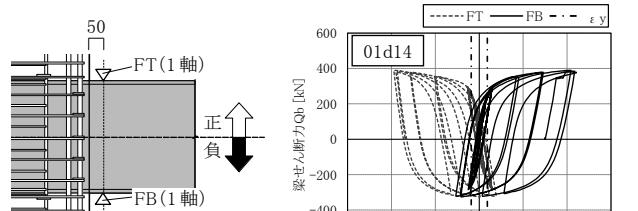


図 7 ひずみ計測位置

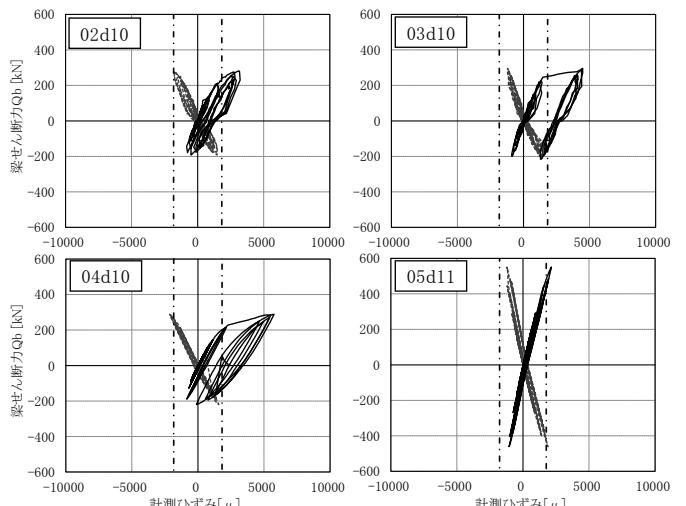


図 8 梁フランジのひずみ履歴

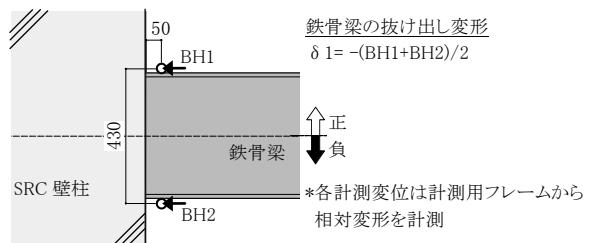


図 9 変位計測位置および鉄骨梁の抜け出し変形の計算

試験体および04d10試験体の梁幅/染せい比は約0.19~0.25であった。梁幅/染せい比の違いが、最大耐力以降の梁の抜け出し量に影響したと考えられる。

$R=0.5 \times 10^{-2}\text{rad.}$ ,  $1.0 \times 10^{-2}\text{rad.}$ の加力を10回繰り返した01d14試験体は繰り返し回数とともに梁の抜け出し変形が徐々に増加し、 $R=\pm 3.0 \times 10^{-2}\text{rad.}$ までの加力で最大14mm程度の抜け出し量となつたが、 $R=\pm 4.0 \times 10^{-2}\text{rad.}$ まで梁のせん断力は全塑性耐力を超え上昇し、顕著な耐力低下はみられなかった。実際の架構においては梁の両端部の壁柱の拘束によってその抜け出し量は抑制されると考えられる。

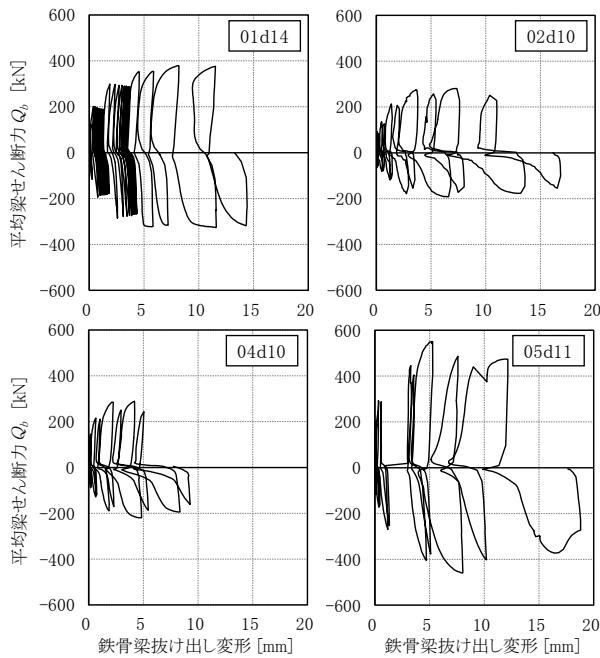


図10 鉄骨梁の抜け出し変形の推移 ( $R=3.0 \times 10^{-2}\text{rad.}$  終了時まで)

#### 4. 支圧による応力伝達機構の考察

##### 4.1 既往の支圧応力度分布による評価モデル

梁埋込み部のコンクリートが終局耐力に達する際の曲げモーメントおよびコンクリートに作用する支圧力について検証を行うために、まず既往の支圧応力度分布を用い評価式を構築する。

終局耐力時のコンクリートの支圧応力度分布は、鋼構造接合部設計指針<sup>⑥</sup>の埋込み柱脚を参考し、図11に示す三角形分布と矩形分布について検討を行う。想定する支圧抵抗領域において、コンクリートが最大支圧応力度 $\sigma_1$ に達した時点を終局耐力時と定義した。

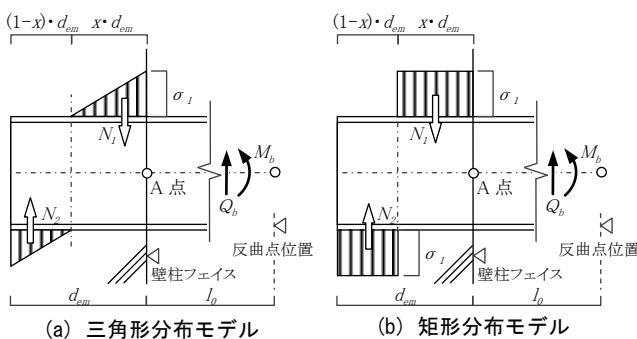


図11 テコ作用による支圧応力度分布モデル

支圧応力度分布を三角形分布と仮定した場合の壁柱フェイス位置のA点周りのモーメント $M_A$ は、テコ反力 $N_1$ ,  $N_2$ により作用するモーメントの釣合いから次式で表される。

$$M_A = -\frac{1}{3} \cdot x \cdot d_{em} \cdot N_1 + \left(1 - \frac{(1-x)}{3}\right) \cdot d_{em} \cdot N_2 \quad (1)$$

ここで、

$d_{em}$ : 鉄骨梁の埋込み長さ

$x$ : 埋込み長さに対する支圧応力度の反曲点位置の比

テコ反力 $N_1$ ,  $N_2$ はそれぞれ(2)式, (3)式により、鉄骨梁のせん断力 $Q_b$ は鉛直方向の力の釣り合いから(4)式により表される。

$$N_1 = \frac{1}{2} \sigma_1 \cdot b \cdot x \cdot d_{em} \quad (2)$$

$$N_2 = \frac{1}{2} \sigma_1 \cdot b \cdot \frac{(1-x)^2}{x} \cdot d_{em} \quad (3)$$

$$Q_b = N_1 - N_2 \quad (4)$$

ここで、

$b$ : 鉄骨梁の梁幅

(1)式に(2)式, (3)式を代入することにより $M_A$ に関する(5)式が得られる。同様に(4)式に(2)式, (3)式を代入することにより $Q_b$ に関する(6)式が得られる。

$$M_A = \sigma_1 \cdot b \cdot d_{em}^2 \cdot \left( \frac{1}{3x} - \frac{1}{2} \right) \quad (5)$$

$$Q_b = \sigma_1 \cdot b \cdot d_{em} \cdot \left( 1 - \frac{1}{2x} \right) \quad (6)$$

また、A点周りのモーメント $M_A$ は、鉄骨梁露出部分のモーメントの釣り合いより、(7)式により表される。(7)式に(5)式, (6)式を代入し、(8)式が得られる。(8)式から、梁の埋込み長さ $d_{em}$ に対する支圧応力度の反曲点位置の比 $x$ は、鉄骨梁露出部の長さ $l_0$ と埋込み長さ $d_{em}$ により値が決定することがわかる。(8)式を(5)式, (6)式に代入することによって、 $M_A$ および $Q_b$ は(9)式, (10)式で表される。

$$M_A = Q_b \cdot l_0 \quad (7)$$

$$x = \frac{3l_0 + 2d_{em}}{3 \cdot (2l_0 + 2d_{em})} \quad (8)$$

$$M_A = \frac{\sigma_1 \cdot b \cdot l_0 \cdot d_{em}^2}{2 \cdot (3l_0 + 2d_{em})} \quad (9)$$

$$Q_b = \frac{\sigma_1 \cdot b \cdot d_{em}^2}{2 \cdot (3l_0 + 2d_{em})} \quad (10)$$

ここで、

$l_0$ : 壁柱フェイスから鉄骨梁の反曲点位置までの長さ

支圧応力度分布を矩形分布と仮定した場合についても、同様の手順によって、 $x'$ ,  $M_A'$ および $Q_b'$ は次式のように表すことができる。

$$x' = \frac{\sqrt{(2l_0 + d_{em})^2 + d_{em}^2} - 2l_0}{2d_{em}} \quad (11)$$

$$M_A' = \sigma_1 \cdot b \cdot l_0 \cdot \left\{ \sqrt{(2l_0 + d_{em})^2 + d_{em}^2} - (2l_0 + d_{em}) \right\} \quad (12)$$

$$Q_b' = \sigma_1 \cdot b \cdot \left\{ \sqrt{(2l_0 + d_{em})^2 + d_{em}^2} - (2l_0 + d_{em}) \right\} \quad (13)$$

得られた(9)式および(12)式はそれぞれ鋼構造接合部設計指針<sup>⑥</sup>の埋込み柱脚における三角形分布、矩形分布の設計式である。以下4.2節では、(10)式および(13)式を用いて実験結果と評価モデルの比較を行った。以下4.3節では、(2)式、(3)式、(8)式、および(11)式を用いて梁埋込み部の梁のせん断力分布の算出を行った。なお、評価モデルは鉄骨梁の埋込み端の梁受けPLによる影響を考慮しないものとしたが、4.3節にて梁受けPLの影響に関する考察を行った。

#### 4.2 評価モデルと実験結果の比較

前節の評価式においてコンクリートの最大支圧応力度 $\sigma_1$ に材料試験によるコンクリートの圧縮強度 $\sigma_B$ を用い算出した計算値と実

表4 実験結果および各支圧分布モデルによる耐力評価一覧

試験体名	01d14	02d10	03d10	04d10	05d11
最大耐力 $eQ_u$ [kN]	390	281	296	289	550
梁全塑性耐力 $bQ_p$ (計算値) [kN]	279	279	334	278	571
コンクリート圧縮強度 $\sigma_B$ [N/mm <sup>2</sup> ]	45.4	27.1	30.2	31.1	31.3
矩形モデル	終局耐力 $jQ_{u1}$ (計算値) [kN]	318	98	87	67
	耐力比 $eQ_u / jQ_{u1}$	1.23	2.87	3.39	4.28
	等価な支圧強度 $\sigma_{eq1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	55.7	77.7	102.3	133.2
三角形モデル	終局耐力 $jQ_{u2}$ (計算値) [kN]	201	63	56	43
	耐力比 $eQ_u / jQ_{u2}$	1.94	4.48	5.30	6.70
	等価な支圧強度 $\sigma_{eq2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	88.2	121.5	160.0	208.3

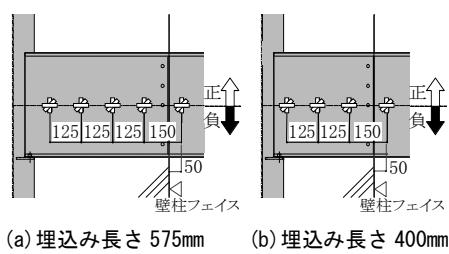


図13 ひずみゲージ貼付位置(3軸ゲージ)

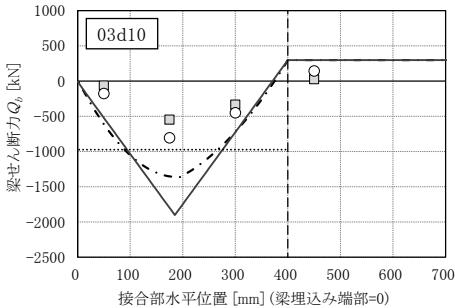


図14 鉄骨梁のせん断力分布の推移

験結果を表4に示す。実験結果の最大耐力 $eQ_u$ は正加力時の南梁の最大耐力の値を示す。接合部の支圧破壊に至った試験体において、矩形分布モデルおよび三角形分布モデルによるそれぞれの終局耐力計算値 $jQ_{u1}$ 、 $jQ_{u2}$ は実験結果の最大耐力 $eQ_u$ を過小評価していることがわかる。コンクリートと梁の支圧伝達性状については、梁幅が小さくなるほどコンクリートの支圧強度が上昇することが各種合成構造設計指針・同解説<sup>⑨</sup>に示されている。そこで、本実験におけるコンクリートの見かけの支圧強度上昇率を検証するため、最大耐力 $eQ_u$ と評価モデルによる終局耐力が等しくなるように、コンクリートの最大支圧応力度 $\sigma_1$ を各々の耐力比 $eQ_u / jQ_{u1}$ をコンクリート圧縮強度に乗じた等価な支圧強度 $\sigma_{eq}$ を算出した。接合部破壊に至った試験体では、コンクリートの圧縮強度 $\sigma_B$ に対し、等価な支圧強度 $\sigma_{eq}$ が2.5倍から6.7倍程度に上昇していることがわかる。01d14試験体は、接合部破壊型ではないため、算出した等価な支圧強度 $\sigma_{eq}$ は参考値である。各試験体の梁幅/壁柱厚と支圧強度上昇率 $\sigma_{eq} / \sigma_B$ の関係を図12に示す。梁幅/壁柱厚が小さくなるほど見かけの支圧強度上昇率が大きくなっていることがわかる。

なお、実際には梁の上下フランジ間に囲まれた領域におけるフランジ内支圧と上下フランジより外側の領域におけるフランジ外支圧によってコンクリートと鉄骨梁の支圧伝達機構が形成される。しかし、今回の評価モデルではフランジ外支圧による支圧伝達のみを考慮した式によって算出したため、これら等価な支圧強度はフランジ内支圧の負担分も含まれた値であると考えられる。フランジ内支圧も含めたモデル化については、今後検討を進めていく予定である。

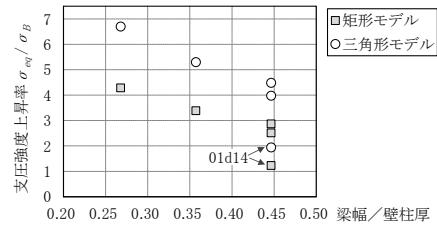
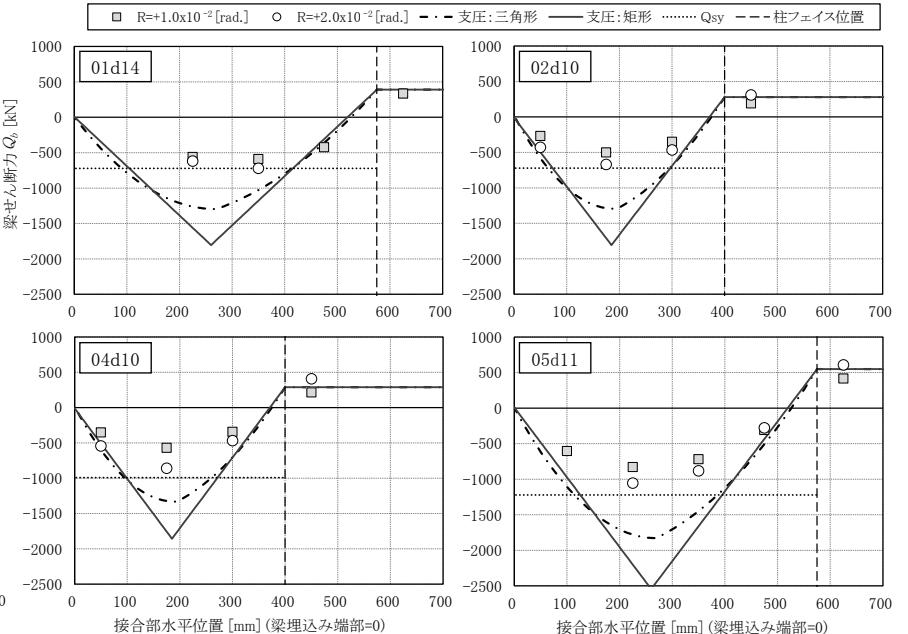


図12 梁幅/壁柱厚と見かけの支圧強度上昇率の関係



#### 4.3 鉄骨梁のせん断力分布および支圧力分布の評価

実験におけるコンクリートと鉄骨梁の支圧伝達機構を検討するため、梁のせん断力分布の実験値と評価モデルによる計算値との比較を行った。各試験体の梁のウェブ中央点において計測したひずみ(図13)からせん断応力度を推定し、次式により各計測点におけるせん断力  $bQ_i$  を算出した。

$$bQ_i = \frac{\tau_i \cdot b_w \cdot I}{S} \quad (14)$$

ここで、

$\tau_i$ : ひずみ計測点におけるウェブのせん断応力度

$b_w$ : 鉄骨梁のウェブ厚

$I$ : 鉄骨梁の断面 2 次モーメント

$S$ : 鉄骨梁上下端から中央軸(計測点)までの断面 1 次モーメント

4.2 節で算出した矩形分布および三角形分布の各評価モデルにおける等価な支圧強度に基づき、算出した梁のせん断力分布を図 14 に示す。図には梁のせん断降伏時の耐力  $Q_{sv}$  を併せて示す。三角形分布モデルの梁のせん断力分布は下に凸の放物線となり、矩形分布モデルでは支圧応力度の反曲点位置を頂点とした直線分布となっている。実験結果のプロットは、いずれの試験体も梁埋込み部の中央部付近が最大となっており、三角形分布モデルと同様に放物線上に近い分布形状を示していることがわかる。しかし、各支圧分布モデルによる梁せん断力は実験結果のプロットに対し、1.5 倍から 2 倍程度大きい。評価モデルでは実験結果に対し、支圧力を過大に評価する傾向がみられ、今回検討したせん断力分布の評価モデルの課題が示された。金本ら<sup>9)</sup>は鉄骨梁端部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁の評価において、支圧伝達および摩擦伝達による応力伝達機構を考慮したモデルを提案し、梁のせん断力分布を精度よく評価している。本研究においても梁埋込み部の梁せん断力分布の評価にあたり、支圧伝達に加え摩擦伝達による応力伝達機構を考慮することで評価精度向上を図る予定である。

次に実験データの欠損が比較的少ない  $R=+1.0 \times 10^{-2}$  rad.時の実験結果のプロットを用い、最小二乗法により梁埋込み部の鉄骨梁のせん断力分布を 2 次関数として算出した。算出した際の仮定は以下の  $Q_{b1}$  および  $Q_{b2}$  の 2 ケースを想定した。 $Q_{b1}$  は鉄骨梁の埋込み端の梁受け PL が梁せん断力の一部を負担すると想定したケース、 $Q_{b2}$  は梁受け PL が梁せん断力を負担しないと想定したケースとした。 $Q_{b1}$  の算定にあたっては、壁柱フェイス位置の梁せん断力は載荷点の梁のせん断力とし、梁埋込み部のせん断力は 3 軸ひずみゲージ貼付位置の実験結果を用いた。 $Q_{b2}$  の算定にあたっては、 $Q_{b1}$  の仮定に加えて梁埋込み端のせん断力を 0 とした。また、 $Q_{b1}$  および  $Q_{b2}$  について接合部水平方向の単位長さあたりの傾きを算出し、単位長さあたりの支圧力を定義した。ここでは、 $Q_{b1}$  の支圧力の値を  $w_{b1}$ 、 $Q_{b2}$  の支圧力の値を  $w_{b2}$  として算出した。各試験体の鉄骨梁のせん断力  $Q_{b1}$ 、 $Q_{b2}$  および単位長さあたりの支圧力の算定結果を図 15 に示す。壁柱フェイス位置における  $w_{b1}$ 、 $w_{b2}$  を梁フランジ幅で除し算定した支圧応力度  $\sigma_{Bb1}$ 、 $\sigma_{Bb2}$  についても表 5 に示す。

02d10 試験体、04d10 試験体および 05d11 試験体では、埋込み端

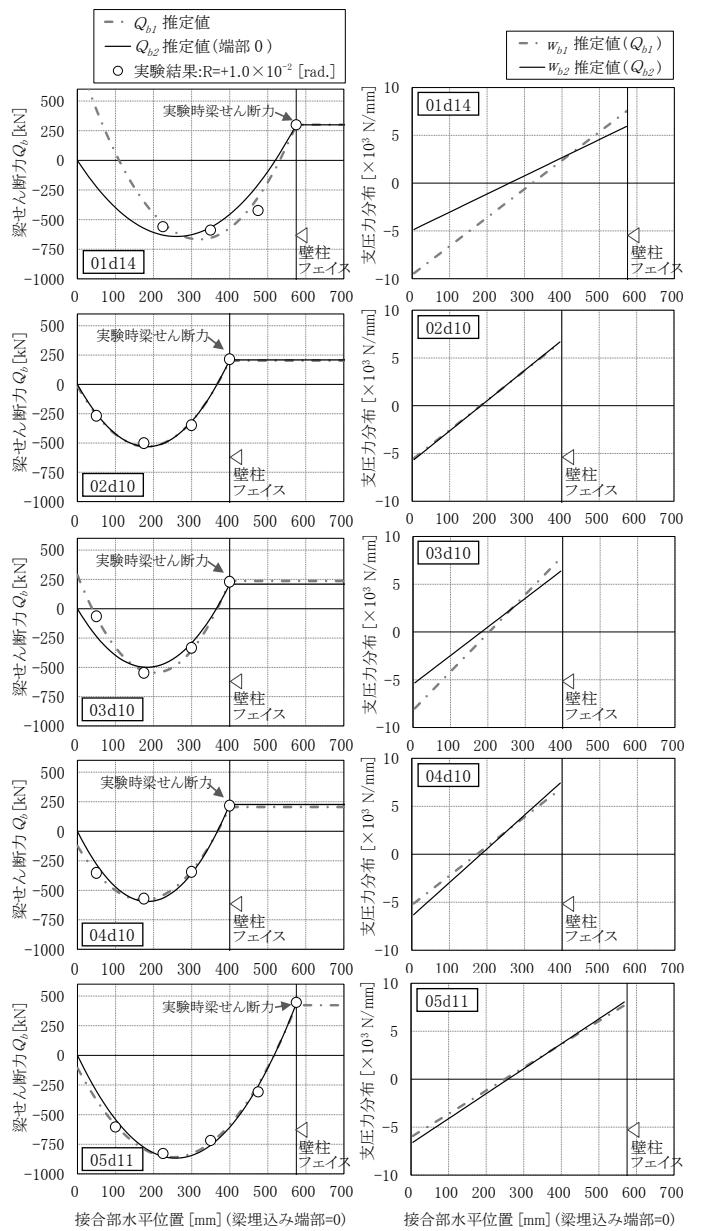


図 15 鉄骨梁のせん断力分布および支圧力分布の算定結果

表 5 壁柱フェイス位置における支圧応力度の算定結果

試験体	$w_{b1}$ $\times 10^3$ [N/mm]	$\sigma_{Bb1}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$w_{b2}$ $\times 10^3$ [N/mm]	$\sigma_{Bb2}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{Bb1}/\sigma_{Bb2}$
01d14	7.53	60.2	5.94	47.5	1.27
02d10	6.59	52.7	6.68	53.5	0.99
03d10	7.75	77.5	6.37	63.7	1.22
04d10	6.79	90.5	7.43	99.1	0.91
05d11	7.70	61.6	8.04	64.3	0.96

で若干の差異はみられるが、 $Q_{b1}$  と  $Q_{b2}$  のせん断力分布および支圧力分布はほぼ同様の値となり、壁柱フェイス位置における支圧応力度  $\sigma_{Bb1}$ 、 $\sigma_{Bb2}$  も概ね一致した。02d10 試験体、04d10 試験体および 05d11 試験体については、梁の埋込み端の梁受け PL の梁せん断力負担の有無による影響を概ね把握することができたと考えられる。

一方、01d14 試験体および 03d10 試験体では、 $Q_{b1}$  のケースは梁埋込み端のせん断力が正側にずれており、支圧力分布の傾きの差異および壁柱フェイス位置における支圧応力度  $\sigma_{Bb1}$ 、 $\sigma_{Bb2}$  の差異が他

の試験体よりも大きい。01d14 試験体および 03d10 試験体は、最小二乗法による 2 次関数の算出過程、あるいは実験における一部の計測データの妥当性に関して課題があると考えられ、今後さらなる検証が必要である。

## 5. まとめ

- 梁の埋込みのみによって梁曲げ降伏型の壁柱 SRC 梁 S 接合部を実現する設計法の確立を目指し、埋込み長さを梁せいの 1.0 倍から 1.5 倍とした部分架構実験を実施した結果、以下の知見が得られた。
- 1) 梁の埋込み長さ/梁せい比を 1.44 とした試験体では、鉄骨梁の曲げ降伏が先行し、安定した履歴性状を示し梁降伏先行型の破壊モードとなった。埋込み長さ/梁せい比を 1.0, 1.15 とした試験体は接合部の支圧破壊が進行し、接合部破壊に至った。
  - 2) 梁曲げ降伏型となった試験体では、 $R=\pm 3.0 \times 10^{-2} \text{ rad}$ までの加力で最大 14mm 程度の鉄骨梁の抜け出しが生じたが、 $R=\pm 4.0 \times 10^{-2} \text{ rad}$ まで梁のせん断力は上昇し、顕著な耐力低下はみられなかつた。実際の架構においては梁の両端部の壁柱の拘束によってその抜け出し量は抑制されると考えられる。
  - 3) 終局耐力時のコンクリートの支圧応力度分布を三角形分布および矩形分布と仮定して構築した評価モデルによって、接合部破壊型の試験体を評価する場合結果、コンクリートの圧縮強度に対し、最大耐力時の等価な支圧強度を 2.5 倍から 6.7 倍に上昇させる必要があることがわかつた。
  - 4) 支圧伝達のみを考慮した今回の評価モデルにより算出した梁のせん断力分布は実験結果に対し支圧力を過大に評価する傾向がみられるなどの課題が確認された。
  - 5) 鉄骨梁の埋込み端の梁受け PL が梁せん断力の一部を負担すると想定したケースと梁受け PL が梁せん断力を負担しないと想定したケースについて、最小二乗法を用いた鉄骨梁のせん断力分布および支圧力分布を算定し、壁柱フェイス位置における支圧応力度の

比較を行った。その結果、両ケースとも支圧応力度はほぼ一致することを確認でき、梁の埋込み端の梁受け PL の梁せん断力負担の有無による影響を概ね把握することができたと考えられる。しかし、一部の試験体では、最小二乗法による算出過程、あるいは実験における計測データの妥当性に関して課題があると考えられ、今後さらなる検証が必要である。

今回得られた実験データのより詳細な分析の実施や合理的な梁の埋込み長さの設計法を確立するため、今後は支圧伝達および摩擦伝達による応力伝達機構を考慮したモデルの構築を目指し、検討を進めて行く予定である。

## 参考文献

- 1) 篠崎洋三、小室努、藤野宏道他：エネルギー吸収集約型制振システムの開発と建築物への適用、日本建築学会技術報告集、第 14 卷第 28 号、pp453-458, 2008. 10
- 2) 和田章研究室、元結正次郎研究室、坂田弘安研究室他：東京工業大学すずかけ台キャンパス G3 棟レトロフィット、月刊建築技術、pp34-51, 2010. 8
- 3) 北岡聰、寺沢太沖、金子悦三：厚肉ウェブ H 形鋼の利用技術開発その 7 ノンスチフナ形式柱 SRC・梁 S 接合部の梁端曲げ実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1 構造Ⅲ、pp1143-1144, 2007. 7
- 4) 山本章起久、毛井崇博、上村昌之他：ノンダイアフラム柱 SRC 梁 S 接合部の力学性状に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1 構造Ⅲ、pp1093-1094, 2006. 9
- 5) 山本章起久、毛井崇博、上村昌之他：ノンダイアフラム柱 SRC 梁 S 接合部の力学性状に関する研究その 2、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1 構造Ⅲ、pp1045-1046, 2007. 7
- 6) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針、2008
- 7) 坂本真一、一戸康生、中川健太郎他：壁柱 SRC-梁 S ハイブリッド外殻構造の開発その 1～その 4、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp1481-1488, 2007. 7
- 8) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説、2010
- 9) 金本清臣、真瀬伸治、山野辺宏治他：鉄筋コンクリート柱に接合された鉄骨梁端部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁構法の耐力評価、日本建築学会構造系論文集、第 76 卷第 659 号、pp205-211, 2011. 1