

既存 RC 造建築物の扁平梁外付けフレームによる耐震補強工法の研究
その2 扁平梁外付けフレームの十字形接合部の柱曲げ破壊実験

耐震補強 外付けフレーム 柱梁接合部
柱曲げ破壊 ポリマーセメントモルタル

準会員 ○磯田理志*1 正会員 稲井栄一*2
正会員 秋田知芳*3 非会員 北原敬佑*4
正会員 夏目実穂*4 正会員 尾崎純二*5
正会員 河本孝紀*5

1. はじめに

本研究は既存の RC 造建築物のフレームに扁平梁外付けフレームを直付けして補強を行うものである。本報では、扁平梁外付けフレームの十字形接合部の柱曲げ破壊実験の結果を報告する。

2. 試験体

試験体一覧を表1、試験体形状および配筋を図1、使用材料の試験結果を表2および表3にそれぞれ示す。試験体は1/2縮尺の十字形部分架構で、J-10試験体が今回実験を行った扁平梁の試験体、J-8試験体は既往の研究¹⁾で行った標準的な梁の試験体である。

J-10試験体の柱梁の形状は梁幅比(柱幅に対する梁幅の比)を2とした。梁が柱に対して偏心して接合された試験体とし、柱の寸法は $b \times D = 300 \times 400\text{mm}$ 、梁の寸法は $b \times D = 600 \times 250\text{mm}$ とした。梁断面の主筋は18-D16(SD490)、あばら筋は4-U7.1@50(SBPD1275)とした。柱梁接合部の柱より張り出している梁部分(以下、張出部)において、張出部の主筋をせん断補強筋で囲うように配筋し、コの字型に折り曲げた鉄筋(以下、コの字型補強筋)を張出部の上下梁主筋に結束し、その先端の定着により柱梁接合部へと定着した。柱断面の主筋は8-D16(SD390)、帯筋は2-U7.1@50(SBPD1275)とした。

J-8試験体の柱梁の形状は、梁幅比を1とし、柱の寸法は $b \times D = 250 \times 350\text{mm}$ 、梁の寸法は $b \times D = 250 \times 400\text{mm}$ とした。梁断面の主

筋は10-D19(SD490)、あばら筋は2-U7.1@50(SBPD1275)、柱断面は、主筋は8-D19(SD390)、帯筋は2-U7.1@50(SBPD1275)とした。

表1 試験体一覧

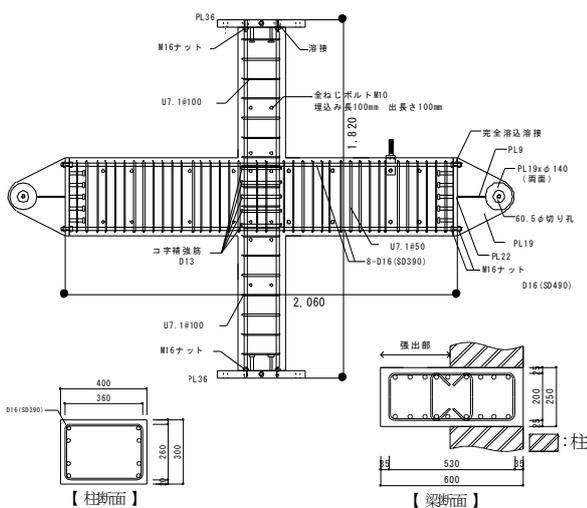
試験体	柱			梁		
	断面(mm)	主筋	帯筋	断面(mm)	主筋	帯筋
J-10	300×400	8-D16 (SD390)	2-U7.1@50 (SBPD1275) (pw=0.53%)	600×250	18-D16 (SD490)	2-U7.1@50 (SBPD1275) (pw=0.53%)
J-8	250×350	8-D19 (SD390)	2-U7.1@50 (SBPD1275) (pw=0.64%)	250×400	10-D19 (SD490)	2-U7.1@50 (SBPD1275) (pw=0.64%)

表2 セメント系材料試験結果

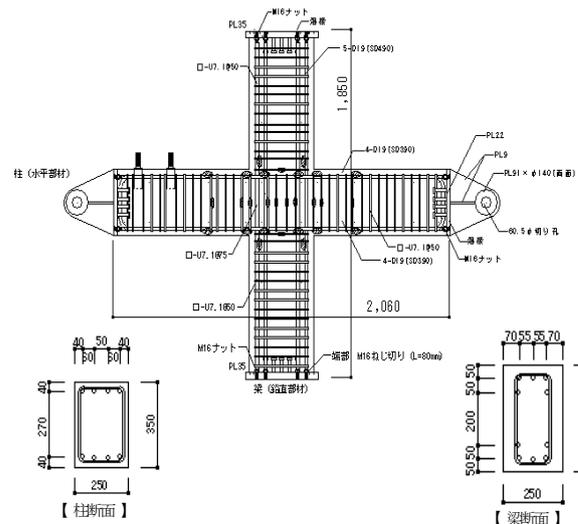
試験体	使用部位	材料	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
J-10	下側梁および柱部材	普通コンクリート	45.8	35.0
	上側梁部材	普通コンクリート	40.8	32.2
	柱梁接合部	PCM	98.5	32.1
J-8	下側梁および柱部材	普通コンクリート	36.5	29.9
	上側梁部材	普通コンクリート	34.3	30.6
	柱梁接合部	PCM	85.7	27.4

表3 鉄筋の材料試験結果

試験体	使用部位	材種	降伏強度 (N/mm ²)	降伏時ひずみ (μ)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
J-10	柱主筋	D16 (SD390)	517	2244	693	194
	梁主筋	D16 (SD490)	586	2631	785	188
	柱梁補強筋	U7.1 (SBPD1275)	1515	7807	1539	193
	コの字型補強筋	D13 (SD345)	413	2046	592	200
J-8	柱主筋	D19 (SD390)	1435	9442	1458	193
	梁主筋	D19 (SD490)	467	2322	705	185
	せん断補強筋	U7.1 (SBPD1275)	545	3414	750	160



(a) J-10 試験体



(b) J-8 試験体

図1 試験体形状

また、本工法の特徴は柱梁接合部に高強度のプレミックスタイプのポリマーセメントモルタル(PCM)を用いることにより、高強度コンクリートが容易に調達できない地域においても性能の高い柱梁接合部を構築できることにある。J-10 試験体、J-8 試験体ともに試験体の柱曲げ降伏が先行するように計画した。なお、J-10 試験体計画時には梁の曲げ耐力算定に梁の主筋量の 80%が有効と仮定している。水平加力実験時には、J-10 試験体、J-8 試験体ともに曲げ降伏する柱が水平部材、梁が鉛直部材となるようにした。

3. 加力方法および計測方法

図2に加力装置を示す。加力は軸力を0とし、1000kN油圧ジャッキにより水平方向に載荷した。制御は、試験体の層間変形角 R で行う変位制御とした。加力スケジュールは $R = \pm 0.125 \times 10^{-2} \text{rad}$ を1サイクル、 $R = \pm 0.2 \times 10^{-2} \text{rad}$ 、 $R = \pm 0.4 \times 10^{-2} \text{rad}$ 、 $R = \pm 0.67 \times 10^{-2} \text{rad}$ 、 $R = \pm 1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ 、 $R = \pm 1.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ 、 $R = \pm 2.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ 、 $R = \pm 3.03 \times 10^{-2} \text{rad}$ 、 $R = \pm 4.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ を目安として、各々2サイクルずつ加力を行った。1000kNの水平ジャッキおよびクレビスにはロードセルを設置し荷重を計測した。

4. 実験結果

図3に柱のせん断力 Q と層間変形角 R の関係を示し、図4に試験体のひび割れ状況を示す。また、図5(a)~(d)に柱主筋および梁主筋のひずみ分布を示す。

4.1 J-10 試験体

1回目の $R = \pm 0.125 \times 10^{-2} \text{rad}$ の加力サイクル時に柱梁接合部と梁

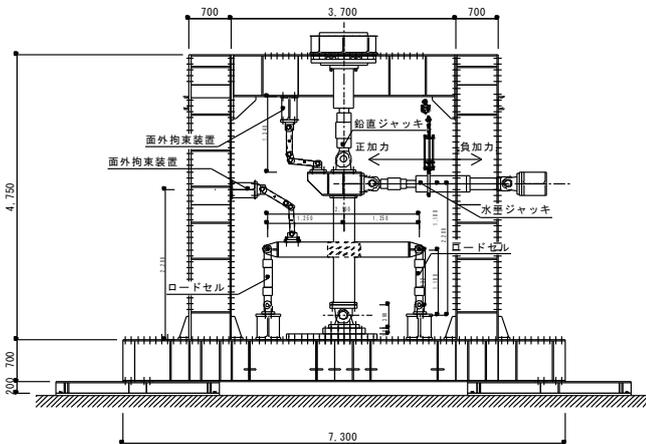
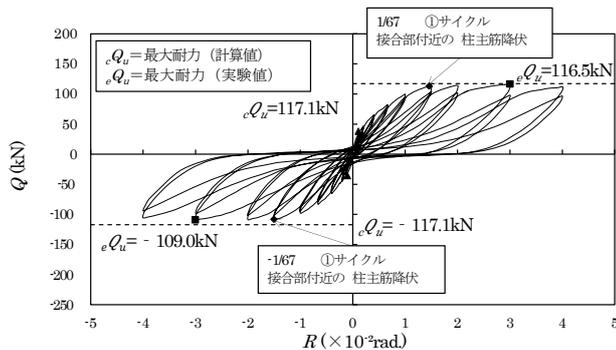


図2 加力装置



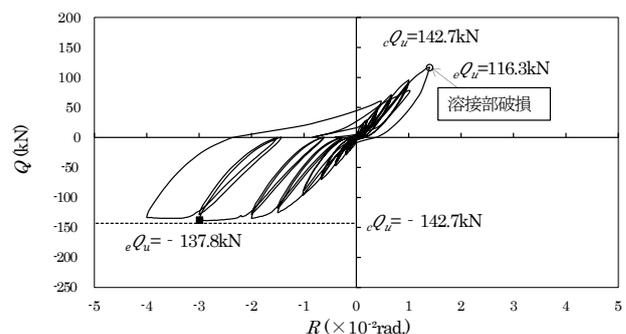
(a) J-10 試験体

のコンクリートの境界および柱のコンクリートに曲げひび割れが発生した。なお、柱のコンクリートにひび割れが発生した加力サイクルのピーク時の水平力は、それぞれ 37.9kN および 35.7kN であった。その後、1回目の $R = +0.2 \times 10^{-2} \text{rad}$ の加力サイクル時に梁のコンクリートに曲げひび割れが発生した。そして、1回目の $R = -0.20 \times 10^{-2} \text{rad}$ の加力サイクル時および2回目の $R = +0.2 \times 10^{-2} \text{rad}$ の加力サイクル時に柱梁接合部のPCMに斜めひび割れが発生した。その後、柱および梁のコンクリートのひび割れが発生または伸展し、2回目の $R = \pm 0.4 \times 10^{-2} \text{rad}$ の加力サイクル時に柱梁接合部の張出部の側面に斜めひび割れが発生した後、2回目の $R = -0.67 \times 10^{-2} \text{rad}$ の加力サイクル時に左柱の張出部の柱主筋のうち1本の主筋のひずみが降伏ひずみに達した。

柱および梁のコンクリートの曲げひび割れ、柱梁接合部および柱梁接合部の張出部の側面に発生した斜めひび割れがそれぞれ発生または伸展し、1回目の $R = \pm 1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ の加力サイクル時に柱主筋のひずみそれぞれが降伏ひずみに達し、1回目の $R = \pm 1.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ の加力サイクル時には、柱主筋のゲージが取り付けられている4本の主筋のうち3本の主筋のひずみが降伏ひずみに達した。その後、水平力は緩やかに最大耐力を更新し、1回目の $R = -2.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ の加力サイクル時および2回目 $R = +2.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ の加力サイクル時に梁の長手方向に張出部境界に沿ったひび割れが発生し、1回目の $R = \pm 3.03 \times 10^{-2} \text{rad}$ の加力サイクル時に正負ともに最大耐力を迎え、その時の水平力は正側で 116.5kN、負側で -109.0kN であった。

最大耐力後、柱梁接合部の斜めひび割れが開き、柱梁接合部の外側へのはらみ出しおよび材料片の剥落に伴い、水平力は緩やかに低下し、2回目の $R = \pm 0.4 \times 10^{-2} \text{rad}$ の加力サイクルのピーク時の最大耐力は正側で 96.6kN、負側で -93.5kN であり、最大耐力の 80% ($0.8eQu$) 程度を保持していた。水平力が最大耐力の 80% ($0.8eQu$) まで保持した時の層間変形角と安全限界変形角を考え $F = 3.09$ 程度の変形性能を有していると判断する。なお、柱曲げ破壊後、最終的に柱梁接合部の危険断面のいくつかの梁主筋のひずみが降伏ひずみに達した。

J-10 試験体の破壊形式は、柱主筋がすべて降伏ひずみに達し、その時の梁主筋および柱梁接合部のせん断補強筋が降伏ひずみに達していないことより、柱曲げ破壊であると判断する。



(b) J-8 試験体

図3 せん断力 Q —層間変形角 R 関係

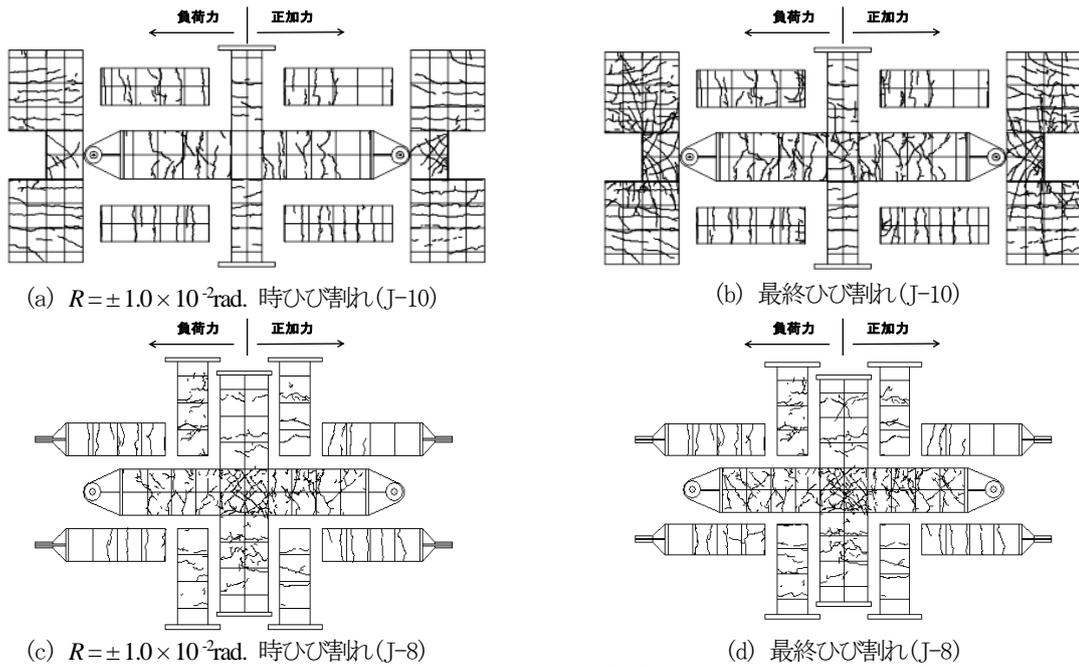


図4 試験体ひび割れ状況

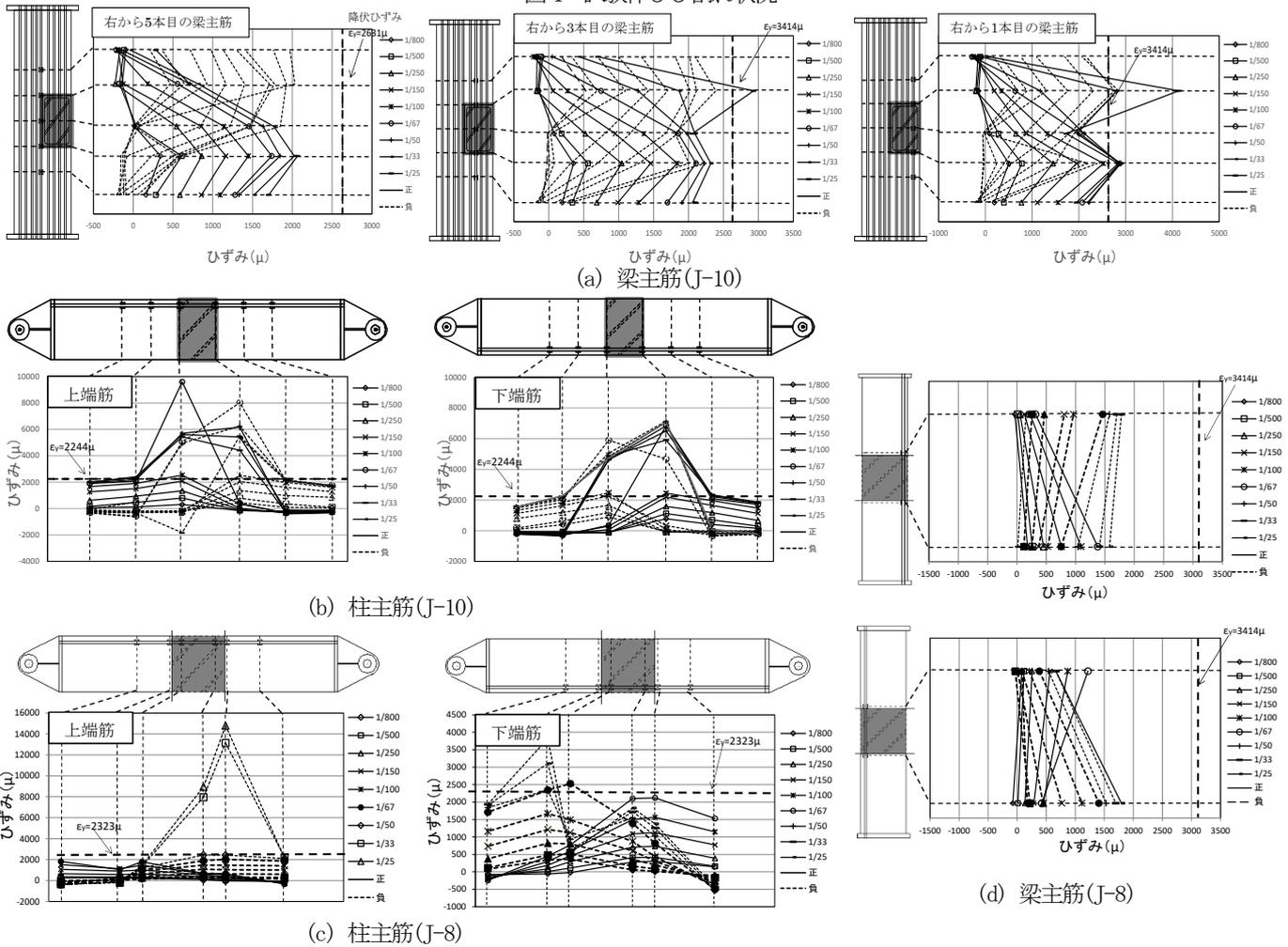


図5 柱主筋および梁主筋のひずみ分布

4.2 J-8 試験体

1回目の $R = +0.125 \times 10^{-2} \text{rad}$ および $R = -0.125 \times 10^{-2} \text{rad}$ の加力サイクル時に柱梁接合部に斜めひび割れが発生した。柱梁接合部

に斜めひび割れが発生した加力サイクルのピーク時の水平力は、それぞれ正側で23.7kN、負側で21.5kNであった。また、1回目の $R = \pm 0.2 \times 10^{-2} \text{rad}$ の加力サイクル時に柱と接合部の境界に曲げ

表4 各種終局耐力計算値と実験値

試験体	計算値						実験値				実験値(eQu) 計算値(cQu)	
	*1 cQ_{su} kN	*2 cQ_{mu} kN	*3 bQ_{su} kN	*4 bQ_{mu} kN	*5 jQ_{su} kN	破壊形式	*6 cQ_u kN	破壊形式	*7 eQ_u kN		正	負
							正	負	正	負	正	負
J-10	317.3	117.1	438.4(上梁) 449.9(下梁)	250.4	277.3	柱曲げ破壊	117.1	柱曲げ破壊	116.5	109.0	0.995	0.930
J-8	211.9	142.7	227.3(上梁) 230.0(下梁)	215.1	314.4	柱曲げ破壊	142.7	柱曲げ破壊	116.3 ^{*8}	137.8	0.815 ^{*8}	0.966

*1 cQ_{su} : 柱せん断耐力時せん断力 *2 cQ_{mu} : 柱曲げ耐力時せん断力 *3 bQ_{su} : 梁せん断耐力時柱せん断力 *4 bQ_{mu} : 梁曲げ耐力時柱せん断力
*5 jQ_{su} : 柱梁接合部せん断耐力時柱せん断力 *6 cQ_u : 耐力計算値 *7 eQ_u : 耐力実験値 *8 正の値: 治具が破断したため参考値とする

ひび割れが発生した。さらに1回目の $R = \pm 0.4 \times 10^{-2} \text{rad}$ の加力サイクル時に柱と梁にそれぞれ曲げひび割れが発生した。その後、柱梁部分の曲げひび割れと柱梁接合部の斜めひび割れが伸展、特に柱の曲げひび割れの増加が顕著であった。なお、 $R = +1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ の水平力は正側で95.7kN、負側で96.2kNであった。

1回目の $R = +1.5 \times 10^{-2} \text{rad}$ の加力サイクル時に右側柱の固定治具が破断したため、以後負加力側のみで载荷を継続した。負側の $R = 2.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ の加力サイクルで、柱梁接合部との境界部で柱主筋が降伏に達し、その時の水平力は134.7kNであった。その後、 $R = 3.03 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時に最大耐力は137.8kNとなった。最大耐力後 $R = 4.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ まで顕著な耐力の低下は認められず、水平力は132.8kNであり、最大耐力の90%程度を保持していた。水平力が最大耐力の80% ($0.8cQ_u$) まで保持した時の層間変形角と安全限界変形角を考慮 $F=3.09$ 程度の変形性能を有していると判断する。

J-8 試験体の破壊形式は、柱主筋の降伏、柱梁接合部の斜めひび割れの発生状況から柱主筋の降伏を伴う柱の曲げ破壊と判断できる。

4.3 J-10 試験体と J-8 試験体の比較

J-10 試験体では、初めに柱梁接合部と梁の境界、柱に曲げひび割れが入った後、梁に曲げひび割れが入り、最後に柱梁接合部に斜めひび割れが入った。一方、J-8 試験体では、初めに柱梁接合部に斜めひび割れが入った後、柱と接合部の境界に曲げひび割れが入り、最後に柱と梁に曲げひび割れが入った。また、J-10 試験体は柱曲げ破壊後、最終的に危険断面において、梁主筋の降伏が一部見られたのに対し、J-8 試験体では梁主筋の降伏が起きなかった。

5. 試験体の水平耐力の検討

試験体の柱、梁および柱梁接合部の終局耐力の計算値(柱せん断力換算値)と実験値を表4に示す。算定に用いた各部材の耐力式は(1)式~(6)式である(式中の記号は文献を参照)。

J-10 試験体の梁曲げ耐力の計算はすべて梁の主筋が降伏すると仮定している。

柱の曲げ耐力²⁾

$$cM_u = 0.8 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot \sigma_B} \right) \quad (1)$$

柱のせん断耐力²⁾

$$cQ_{su} = \left\{ \frac{0.053 \cdot p_t^{0.23} (18 + \sigma_B)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \cdot \sigma_0 \right\} bj \quad (2)$$

梁の曲げ耐力²⁾

$$bM_u = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (3)$$

梁のせん断耐力²⁾

$$cQ_{su} = \left\{ \frac{0.053 \cdot p_t^{0.23} (18 + \sigma_B)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} bj \quad (4)$$

柱梁接合部のせん断耐力²⁾

$$jQ_u = \kappa \cdot \varphi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j \quad (5)$$

$$F_j = 0.8 \cdot \sigma_B^{0.7} \quad (6)$$

$\kappa = 1.0$ (十字形)、 $\varphi = 0.85$

σ_B : PCM あるいは高強度コンクリートの圧縮強度

表4中の計算値は、J-10 試験体、J-8 試験体ともに柱曲げ耐力時水平力が最も小さいため、どちらも実験結果の破壊形式と整合する。実験値/計算値の値はJ-10 試験体で0.93~1.0程度、J-8 試験体で0.97程度であり、実験値と計算値は良好に対応している。

6. まとめ

扁平梁外付けフレームの十字形接合部の柱曲げ破壊実験の主要な知見について以下に示す。

- ① J-10 試験体は J-8 試験体と同等な良好な変形性能を有していた。
- ② J-10 試験体では柱曲げ破壊後、最終的に梁主筋の一部が降伏したが、J-8 試験体では降伏していなかった。
- ③ J-10 試験体は実験値と計算値が良好に対応していた。

参考文献

- 1) 山崎加帆里、稲井栄一、秋田知芳、片桐友樹、河本孝紀 既存RC 建造物の外付けフレームによる耐震補強工法の研究 (その7) 外付けフレームの十字形接合部における打ち継ぎ位置の影響 日本建築学会中国支部研究報告集 39, pp.169 - 172, 2016.3
- 2) 国土交通省住宅局建築指導課、国土交通省国土技術政策総合研究所監修: 2007年度版建築物の構造関係技術基準解説書 2007.8

*1 山口大学工学部感性デザイン工学科 学生
*2 山口大学大学院理工学研究科 教授・博士(工学)
*3 山口大学大学院理工学研究科 講師・博士(工学)
*4 宇部興産(株) 建材資材カンパニー
*5 宇部興産(株) 建材資材カンパニー・博士(工学)

Student, Dept. of Perceptual Sciences and Design Eng., Faculty of Eng., Yamaguchi Univ.
Prof. Graduate School of Sciences and Technology for Innovation, Yamaguchi Univ. Dr. Eng.
Lecturer; Graduate School of Sciences and Technology for Innovation, Yamaguchi Univ. Dr. Eng.
Construction Materials Div. Ube Industries, LTD.
Construction Materials Div. Ube Industries, LTD, Dr. Eng.