

# 論文 途上国のせん断補強筋がないト形柱梁接合部の耐震補強法に関する基礎実験

李 日兵\*1・渡邊 泰宏\*2・朝長 拓也\*2・真田 靖士\*3

**要旨:** 本研究では途上国で見られるせん断補強筋が配されていない柱梁接合部を有する鉄筋コンクリート造建物の耐震補強法を提案することを最終の目的とする。本稿ではその第一段階として、接合部の耐震補強に必要な設計条件を明確にすることを目的に、接合部の損傷低減を図る鋼製デバイスを試設計した。ト形柱梁接合部の試験体 2 体を対象に補強デバイスの有無をパラメータとする静的繰り返し載荷実験を行った。実験結果より、本補強デバイスにより接合部のひび割れ拡大を抑制し、梁曲げ降伏が先行する降伏機構を形成し得ることを確認するとともに、補強デバイスの課題についても検討した。

**キーワード:** 鉄筋コンクリート, RC, 外柱-梁接合部, 部分架構実験, 耐震改修

## 1. はじめに

2009年インドネシア・スマトラ島地震の被害調査<sup>1)</sup>によると、エンジニアド建築を含む比較的規模が大きい鉄筋コンクリート造(以下 RC)建物が、甚大な被害を被った。RC建物の典型的な被害として、せん断補強筋が配筋されていない柱梁接合部の破壊が挙げられる。この種の被害は途上国の地震被害にしばしば見られるため、既存建物に対する有効かつ合理的な耐震補強工法の開発が急務である。

日本では、兵庫県南部地震以来、RC柱梁接合部の被害が注目された<sup>2)</sup>。しかし、接合部にはスラブや直交梁が接続するため、耐震補強を行う場合、鋼板等の補強材と接合部パネルとの取り合いは一般に複雑となり、現実的な補強材の配置方法は限られる。国内の既存建物の十字型接合部に対する耐震補強工法として、文献3), 4)では炭素繊維補強プラスチックや鋼製ハンチ、を用いた補強工法がそれぞれ提案され、補強効果が実験的に確認されている。しかし、途上国で見られるせん断補強筋がない極めて不適切な構造詳細を有する接合部に対する耐震補強工法に関する研究は報告されていない。

一方、文献5)では、前述したスマトラ島地震で接合部が破壊した建物の外柱-梁部分架構の小型模型を対象に構造実験が行われた。同文献では外柱-梁接合部の破壊は架構の軸力支持性能の喪失も招くことが報告されており、この種の接合部の耐震補強の重要性を再確認できる。

以上を背景として、本研究では途上国で見られるせん断補強筋が配されていない柱梁接合部を有するRC建物の耐震補強法を提案することを最終の目的とする。本稿ではその第一段階として、接合部の耐震補強に必要な設計条件を明確にすることを目的に、接合部の損傷低減を

図る鋼製デバイスを試設計し、その適用実験を行った結果について報告する。

## 2. 研究対象建物と接合部

研究対象は、写真-1に示す西スマトラ州都パダン市の中心部に所在した3階建てRC建物(2005年竣工、階高3m、梁間・桁行スパン7mのフレーム構造)の外柱梁接合部である。この建物では、主筋の座屈やカバーコンクリートの剥落などの損傷が接合部に集中していた。現地調査により、図-1に示すように、この接合部内には



写真-1 研究対象建物(左)と接合部(右)<sup>5)</sup>

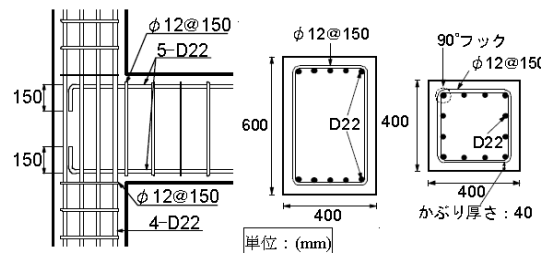


図-1 研究対象の柱梁接合部、柱・梁断面図<sup>1)</sup>

\*1 大阪大学大学院 工学研究科 地球総合工学専攻 大学院生 (学生会員)

\*2 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科 大学院生 (学生会員)

\*3 大阪大学大学院 工学研究科 地球総合工学専攻 准教授 博士(工学) (正会員)

せん断補強筋が配されていないこと、柱梁の補強筋のフックが90°であることなどが確認された<sup>1)</sup>。

### 3. 耐震補強工法の概要

#### 3.1 架構の変形メカニズム

文献5)では、研究対象の接合部の小型(1/3スケール)模型実験が行われ、その変形挙動が実験的に検証された。実験より得られた変形の概要は以下の通りである。

- ・ 図-2に示すように、正載荷では梁上端から接合部の対角方向に延びる斜め(対角)ひび割れ、梁下端から対角ひび割れの中央付近を結ぶ入隅部ひび割れが発生する。負載荷では、同図に示すようにひび割れが発生する。
- ・ 対角ひび割れ及び入隅部ひび割れが、正載荷では図-2のA, B, C点、負載荷ではD, E, F点を支点にそれぞれ拡幅する。

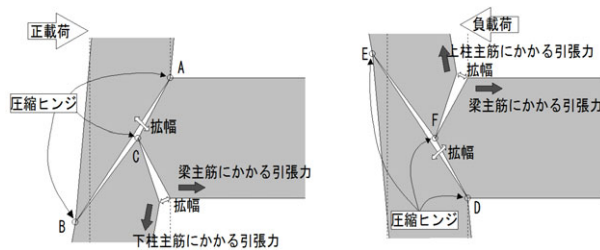


図-2 架構の変形状態(左:正載荷, 右:負載荷)

#### 3.2 耐震補強工法の構想

筆者らは途上国におけるこの種の接合部を合理的に耐震補強するためには、RC 袖壁を増設することが途上国の技術水準や使用可能な材料を考慮すると現実的であると考えている。本研究では袖壁に必要な性能を評価することを最終的な目標に設定するが、本稿ではその基礎研究として、図-2の接合部挙動に基づいて接合部のせん断破壊を防止するための力学的な条件について検討する。図-2に示した入隅部ひび割れは、地震時に柱、梁端部モーメントによって生じた各主筋引張力により発生したと考えられる。本研究ではこの入隅部ひび割れの拡幅を抑制することを試みる。入隅部ひび割れの拡幅の抑制は、図-2の変形挙動すなわち対角方向の斜めひび割れの拡幅の抑制や、結果的に接合部のせん断破壊の抑制にも寄与することを期待した。これを実現する局所的な補強デバイスとして、柱、梁主筋の引張力を、それぞれ接合部を介さずに梁、柱に伝達する図-3, 4に示すデバイスを試設計した。補強デバイスおよび躯体との接合部の設計条件は式(1)~(3)を満たすこととした。

[梁主筋の引張力の伝達について]

$$\min(bQ_{a,b}Q_p^*, cT_{p,c}Q_a^*) \geq T_b \quad (1)$$

ここで、 $bQ_a$ : 梁上/下面のアンカーの許容せん断耐力、 $bQ_p$ : 梁上/下面の水平鋼板の許容せん断耐力 ( $=2 \cdot b_t p \cdot b_l p \cdot f_s$ , 図-4 参照)、 $cT_p$ : 柱側面の鉛直鋼板の許容引張耐力 ( $=2 \cdot c_t p \cdot c_l p \cdot f_t$ , 図-4 参照)、 $cQ_a$ : 柱側面のアンカーの許容せん断耐力、 $T_b$ : 梁主筋の引張強度である。

[柱主筋の引張力の伝達について]

$$\min(cQ_a^*, cQ_p, bT_a) \geq T_c \quad (2)$$

ここで、 $cQ_p$ : 柱側面の鉛直鋼板の許容せん断耐力 ( $=2 \cdot c_t p \cdot c_l p \cdot f_s$ , 図-4 参照)、 $bT_a$ : 梁上/下面のアンカーの許容引き抜き耐力、 $T_c$ : 柱主筋の引張強度である。

ただし、\*を付した  $bQ_p$ ,  $cQ_a$  については、二方向応力に対する式(3)の確認を要する。ここで二方向応力とは二方向のせん断応力を同時に受ける場合を指す。なお、梁側面のアンカーには引張応力とせん断応力が同時に作用するが、その複合作用については考慮しなかった。

$$\min(bQ_p, cQ_a) \geq \sqrt{T_b^2 + T_c^2} \quad (3)$$

なお、本研究で用いた試験体に対する計算例については4.3節で後述する。

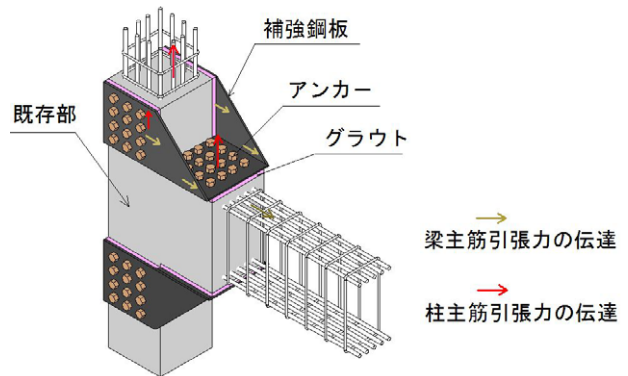


図-3 耐震補強イメージ図

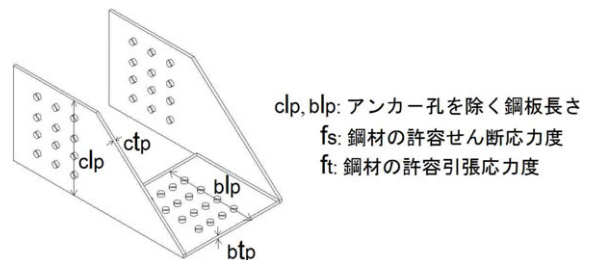


図-4 補強デバイスの構造詳細

## 4. 実験方法と試験体の概要

### 4.1 ト形接合部の部分架構実験方法の概要

本実験では2章に示した接合部の上下柱及び梁の反曲

点位置までを抜き出した試験体の部分架構実験を計画するが、既存の荷重装置が許容する範囲（試験体幅約 2.5m）で可能な限り実大に近づけることを試みた。図-5 (a) に同接合部を 3/4 スケールに縮小した場合の寸法と地震時のモーメント分布を示す。この場合、実験装置の許容寸法を超過するため、架構を 90°回転させ、また、梁長さを短くすることで許容寸法を満足させた。ただし、梁のモーメント分布は図-5 (a) を維持するため、同図 (b) のように梁端部にせん断力 Q に比例する曲げモーメント M1 を加える計画とした。

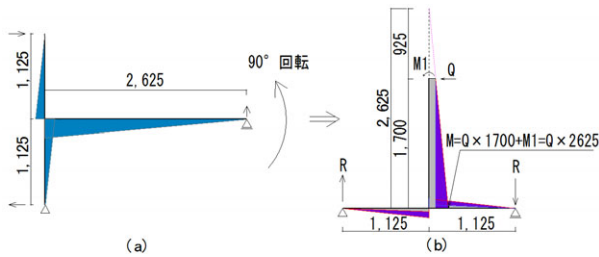


図-5 ト形接合部の部分架構の実験計画

#### 4.2 試験体計画

試験体は、対象建物のト形接合部の 3/4 スケールモデルであり、上下の柱の反曲点まで、梁の端部から長さ 1.09m (2D 以上、D: 梁せい) を切り出した部分架構である。図-6 に試験体の形状および配筋を示す。表-1 に試験体の諸元、表-2 にコンクリートの材料特性、表-3 に鉄筋および補強用鋼板の材料特性、表-4 に補強に使用したアンカーの規格値をそれぞれ示す。同表の平均耐力はアンカーの鋼材破壊による値。許容引張安全荷重は鋼材の降伏荷重、定着したコンクリート躯体のコーン状破壊荷重および樹脂のコンクリートに対する付着強度の最小値である。許容せん断安全荷重はアンカーのせん断破壊荷重および定着した躯体コンクリートの圧縮破壊による荷重の最小値である。補強の有無をパラメータとして無補強試験体 J1 と補強試験体 J1-R の計 2 体を計画した。図-7 に補強試験体の補強部詳細図を示す。補強部と既存部の一体性を確保するため、補強鋼板と既存部の間に 20mm の無収縮グラウト材を注入した。グラウト材の圧縮強度は 38.8N/mm<sup>2</sup> である。

表-1 接合部試験体の構造諸元

	柱	梁
断面	300×300mm	300×450mm
主筋	4-D16 (pt=0.88%)	5-D16 (pt=0.74%)
補強筋	φ9@113mm (pw=0.38%)	

※ここで、 $p_i$ : 引張鉄筋比,  $p_w$ : せん断補強筋比

表-2 コンクリートの材料試験結果

材齢 (日)	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
37	$2.4 \times 10^4$	19.5	3.0

※対象建物のコンクリート圧縮強度は 21 (N/mm<sup>2</sup>)<sup>5)</sup>

表-3 鉄筋・補強用鋼板の材料試験結果

名称	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ (μ)
D16	383.0	563.2	$1.86 \times 10^5$	2063
φ9	370.4	527.0	$2.06 \times 10^5$	1758
SS400	367.6	448.4	$2.13 \times 10^5$	1751

※対象建物の鉄筋 (D22, φ12) の降伏強度はそれぞれ 391.9, 326.4 (N/mm<sup>2</sup>)<sup>5)</sup>

表-4 補強用アンカーの規格値

呼び径	穿孔径 (mm)	穿孔深さ (mm)	平均耐力		許容安全荷重	
			引張 (kN)	せん断 (kN)	引張 (kN)	せん断 (kN)
φ16	18	130	77.9	46.7	24.8	24.7

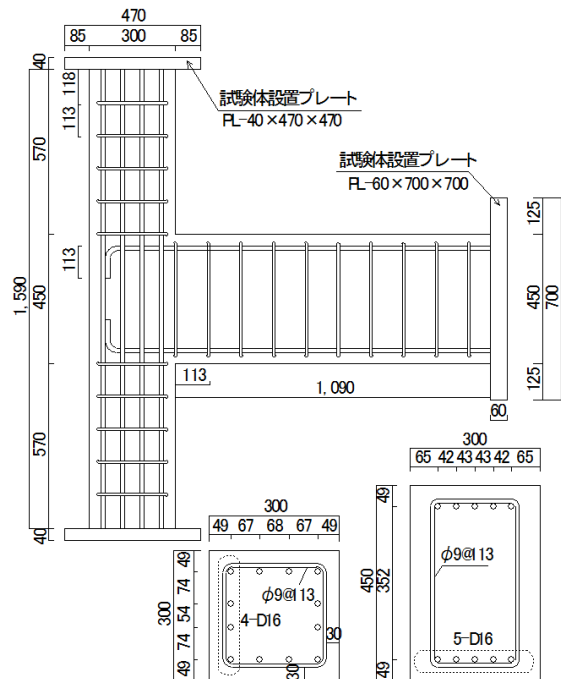


図-6 接合部試験体の形状及び配筋図

#### 4.3 補強部耐力の検討

##### 4.3.1 梁主筋の引張力の伝達

補強デバイスが梁主筋の引張力を柱に伝達できることを、式(4)~(9)によって保証した。

[梁主筋の引張力]

$$T_b = 993 \times 383 = 380 \text{ kN} \quad (4)$$

[梁上/下面のアンカーの許容せん断耐力]

$$b Q_a = 16 \times 24.7 = 395.2 \text{ kN} \quad (5)$$

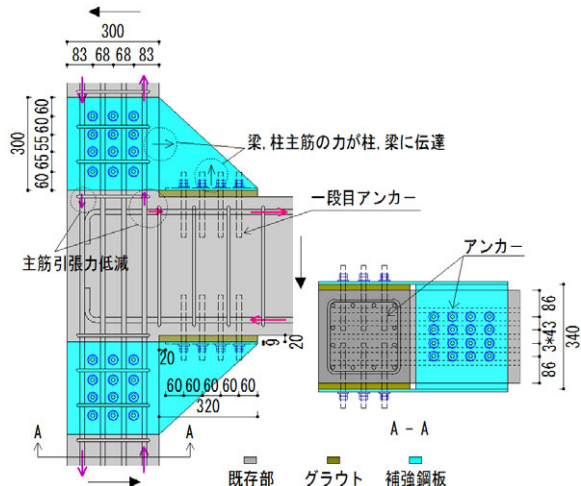


図-7 補強試験体形状及び力の伝達

[梁上/下面の水平鋼板両端部の許容せん断耐力]

$$bQ_p = 2 \times 9 \times (300 - 4 \times 18) \times 367.6 / \sqrt{3} = 871 \text{ kN} \quad (6)$$

[柱側面の鉛直鋼板の許容引張耐力]

$$cT_p = 2 \times 9 \times (300 - 4 \times 18) \times 367.6 = 1508 \text{ kN} \quad (7)$$

[柱側面のアンカーの許容せん断耐力]

$$cQ_a = 24 \times 24.7 = 592.8 \text{ kN} \quad (8)$$

$$\min(bQ_a, bQ_p, cT_p, cQ_a) > T_b \quad (9)$$

#### 4.3.2 柱主筋の引張力の伝達

補強デバイスが柱主筋の引張力を梁に伝達できることを、式(10)~(13)によって保証した。

[柱主筋の引張力]

$$T_c = 794 \times 383 = 304 \text{ kN} \quad (10)$$

[柱側面のアンカーの許容せん断耐力]式(8)より

[柱側面の鉛直鋼板両端部の許容せん断耐力]

$$cQ_p = 2 \times 9 \times (300 - 4 \times 18) \times 367.6 / \sqrt{3} = 871 \text{ kN} \quad (11)$$

[梁上/下面の鋼板両端部の許容せん断耐力] 式(6)より

[梁上/下面のアンカーの許容引き抜き耐力]

$$bT_a = 16 \times 24.8 = 397 \text{ kN} \quad (12)$$

$$\min(cQ_a, cQ_p, bQ_p, bT_a) > T_c \quad (13)$$

#### 4.3.3 二方向応力に対する検討

梁、柱主筋の引張力による二方向応力に対する鋼板および柱側面のアンカーの耐力は式(14)によって保証した。

$$\min(bQ_p, cQ_a) \geq \sqrt{380^2 + 304^2} = 486.6 \text{ kN} \quad (14)$$

以上により、補強部の耐力を検討したが、アンカーの配筋ピッチ・ゲージに関する構造規定<sup>6)</sup>を満足することが困難であったため、本実験では構造規定の約 1/2 の配筋ピッチ・ゲージで施工したことを補足する(図-7)。

#### 4.4 載荷計画および計測計画

図-8 に実験で用いた載荷装置を示す。試験体は、西柱(下階柱)端をピン支承、東柱(上階柱)端をローラ

一支承として載荷装置へ固定した。柱に入力されるせん断力を測定するため、右柱端のピン支承下に鉛直方向にロードセルを設置した。梁は加力梁と固定した。載荷は、水平ジャッキにより、変位制御による静的正負繰り返し荷重を与えた。ただし、2 台の鉛直ジャッキにより、梁端部に水平力に比例する曲げモーメントを加え、図-5 に示した対象建物の実際の梁長さを想定したモーメント分布を実現した。図-5、8 より、鉛直ジャッキの力は式

$$N = \pm(2.625 - 1.7) \times Q / 3.5 = \pm 0.264Q \quad (15)$$

載荷プログラムは、変形角(以下、R) R=1/800, 1/400, 1/200, 1/133, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33, 1/25rad. をそれぞれ 1 サイクル行い、最後に R=1/17rad.まで正方向に半サイクルとした。なお、本載荷装置では柱に軸力を作用することは可能であるが、本実験では補強デバイスの挙動や性能の評価に主眼をおいたため軸力は載荷しない計画とした。

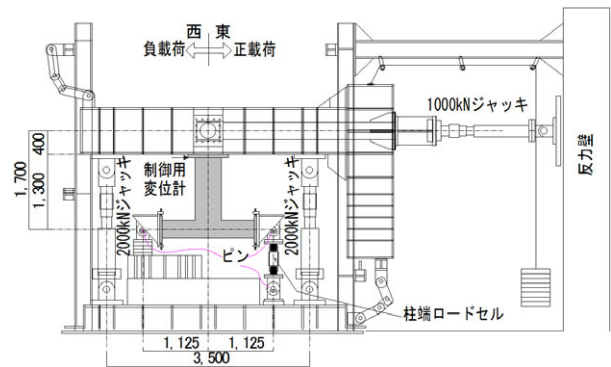


図-8 載荷装置

## 5 実験結果

### 5.1 破壊経過と荷重変形関係

図-9 に各試験体の接合部モーメントと梁の変形角の関係をそれぞれ示す。接合部モーメントは柱端ロードセルにより計測したせん断力と柱両端のピン中心間距離の積として求めた。梁の変形角は図-8 に示す制御用変位計の計測値を計測点と接合部中心間距離で除して求めた。写真-2、3 に無補強試験体が最大耐力を記録した 1/67 サイクル終了時、実験終了時の試験体の破壊状況を比較して示す。

無補強の試験体 J1 では、R=1/800 のサイクルで梁と柱の引張側入隅部や引張側側面に初期曲げひび割れが発生した。R=1/200 の正負載荷で接合部に対角方向の斜めひび割れが発生し、これらのひび割れは柱の外側主筋に沿って進展した(写真-2)。また、試験体の剛性が著しく低下した。R=1/100 のサイクルより接合部のせん断ひび割れ上でコンクリートの剥離が生じ始めた。その後、R=1/67 のサイクルで最大耐力に達した(正: 89kN・m, 負:



-90kN・m), その後, 耐力が緩やかに低下した。最大耐力まで, 柱, 梁主筋は降伏せず, 接合部耐力により架構の耐力が上限に達したと考えられる。R=1/25 の正載荷で柱の主筋が露出し, 座屈が確認された。同サイクルで, **写真-3** に示すように, 柱主筋に沿い進展した接合部せん断ひび割れが柱の外面に貫通し, 接合部コンクリートが大きく剥落した。R=1/17 まで正方向に半サイクル載荷し, 実験終了とした。

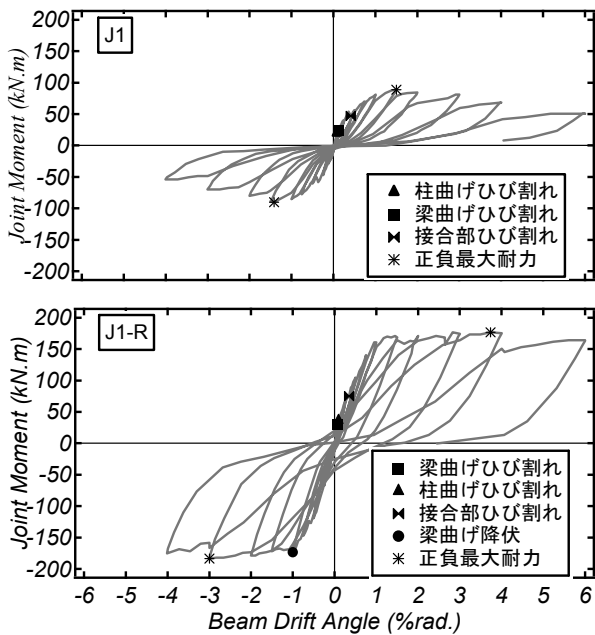


図-9 荷重変形関係

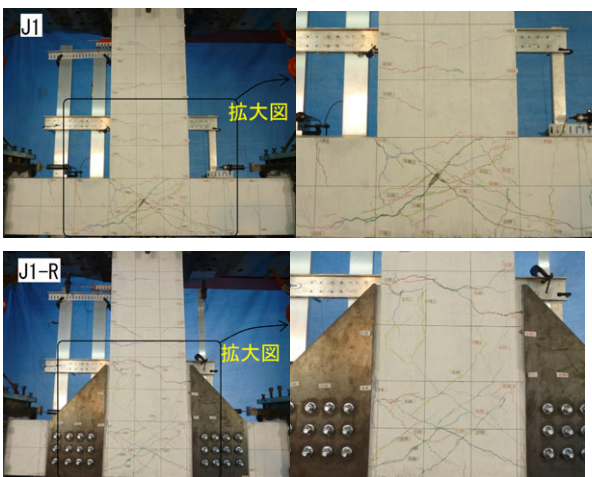


写真-2 R=1/67 サイクル終了時の破壊状況

補強試験体 J1-R では, R=1/800 のサイクルで梁と柱の鋼板止端から先の部分で初期曲げひび割れが発生し, また, 梁と柱の引張側入隅部に曲げひび割れ, 梁と補強デバイス間にひび割れ(肌別れ)が発生した。R=1/400 の負載荷で梁の東面の一段目のアンカー位置(図-7 参照)に曲げひび割れが現れた。同サイクルで, 補強デバイス

が試験体側面に対して相対回転を生じ, 両者の一体性が失われ始めた。これは鋼板の穿孔径がアンカーの直径より 2mm 程度大きく, 補強鋼板とアンカー間に隙間があることに起因すると考えられる。その後, R=1/200 の正負載荷で, 接合部に対角方向の斜めひび割れが発生した。上記のように, 補強デバイスと試験体の一体性が早期から失われ始めた結果, 接合部のひび割れ発生抑制には補強の効果が見られなかった。しかし, 補強試験体では R=1/100 の負載荷で梁の一段目のアンカー付近(図-7 参照)で梁主筋が降伏し, 梁降伏機構を形成した。その後, 載荷が進むに伴い, 主に梁の補強鋼板端部から接合部にかけてひび割れの本数と幅が増加したが, 顕著な損傷(ひび割れの開閉)は梁の補強デバイス端部の曲げひび割れと接合部のせん断ひび割れで観察された(写真-2)。R=1/33 の正載荷で柱, 梁の補強デバイス未接続部分におけるせん断ひび割れや接合部におけるコンクリートの剥落が生じ始めた。同サイクルの負載荷で, 負側最大耐力-183kN・m が記録された。続いて, R=1/25 のサイクルで正側最大耐力 176 kN・m が記録された。R=1/17 で柱主筋の露出, 座屈, 補強デバイスの鋼板の局部座屈(写真-4, 写真-3 の枠内)が目視により確認された。実験終了まで, 試験体耐力の顕著な低下は認められなかった。

図-10 に両試験体の各サイクル正載荷ピーク時における入隅部ひび割れと対角方向のひび割れの最大幅の推移を比較する。補強デバイスにより, とくに入隅部ひび割れの拡幅が抑制されたことがわかる。一方, 対角方向のひび割れの拡幅に対する抑制効果はほとんど見られず, 3.2 節で当初計画した入隅部ひび割れに対する損傷低減効果のみが確認された。しかし, 入隅部ひび割れの拡幅のみを抑制することで梁降伏機構を形成できた結果は興味深く, 今後より詳細な接合部挙動の分析が必要である。

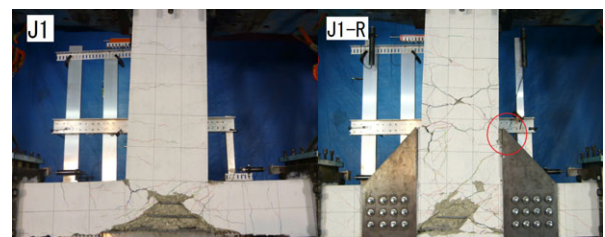


写真-3 最終破壊状況

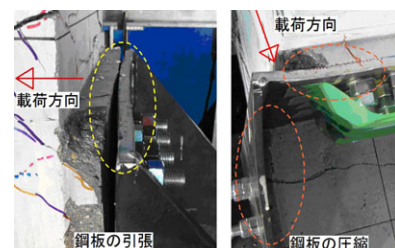


写真-4 補強鋼板の破壊状況

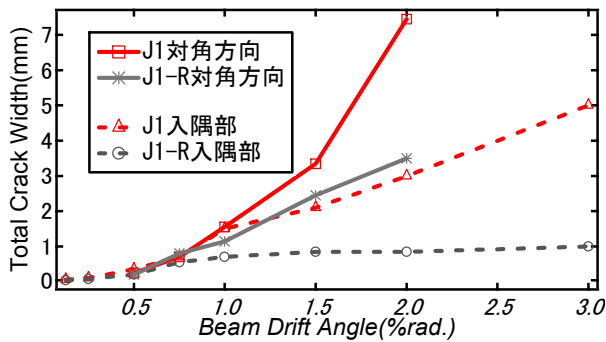


図-10 接合部ひび割れ幅の比較

## 5.2 梁降伏を仮定した架構の性能評価

補強試験体が梁降伏機構を形成したことを裏付けるため、柱、梁の剛性、耐力評価<sup>7), 8)</sup>に基づく、架構の性能評価を行った。補強試験体の柱、梁の耐力と剛性低下率を式(16)~式(19)により評価した。ただし、実験結果に基づき梁は補強デバイス端部（一段目アンカー位置）で降伏すると仮定した。また、接合部は剛域とみなして計算した。図-11において計算値を実験結果と比較する。補強試験体の性能曲線が梁降伏を仮定した計算値とおよそ一致した。

【柱・梁の曲げひび割れ耐力】

$$M_{cr} = 0.56\sqrt{\sigma_B}Z_e + \frac{ND}{6} \quad (16)$$

【柱・梁の降伏点剛性低下率】

$$\alpha_y = \left( 0.043 + 1.64n\eta_l + 0.043 \frac{a}{D} + 0.33\eta_0 \right) \left( \frac{d}{D} \right)^2 \quad (17)$$

【梁の曲げ降伏耐力】

$$M_u = 0.9a_t\sigma_y d \quad (18)$$

【柱の曲げ降伏耐力】

$$M_u = 0.8a_t\sigma_y D + 0.5ND \left( 1 - \frac{N}{bDF_c} \right) \quad (19)$$

ここで、上式の各記号は文献<sup>7), 8)</sup>を参照されたい。

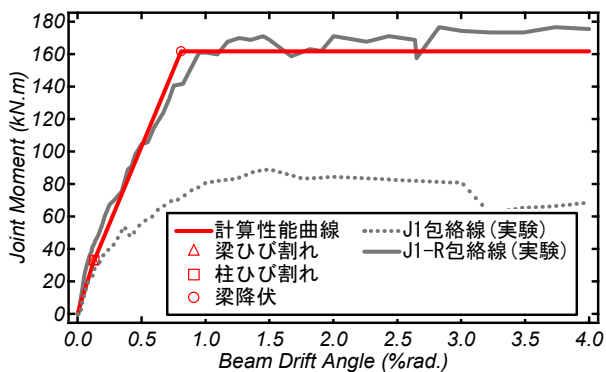


図-11 荷重変形関係の包絡線と解析値の比較

## 6 まとめ

本研究では、せん断補強筋が配されていないト形柱梁接合部の耐震補強法を提案するため、鋼製デバイスを用いた耐震補強の有無をパラメータとする部分架構試験体の実験を行い、以下の知見を得た。

- (1) 既往の研究<sup>5)</sup>より得られた知見に基づいて、ト形接合部のせん断変形を抑制する方法として柱梁の入隅部に発生するひび割れの拡幅を抑制することを計画した。これを実現する局所的な補強デバイスを設計、製作した。
- (2) 無補強の試験体は接合部のせん断破壊が先行して発生し、その耐力は梁曲げ降伏先行型を仮定して計算された架構の耐力を大きく下回った。
- (3) 一方、補強した試験体は、梁降伏先行の降伏機構を形成し、大変形領域まで顕著な耐力低下が生じなかった。本研究で試作した補強デバイスが接合部の耐力低下の抑制に有効に作用したことを確認した。
- (4) 補強デバイスと試験体の一体性は早期に喪失され、補強試験体の接合部にも比較的大きな損傷が発生した。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会災害調査団：2009年インドネシア・スマトラ島西部地震の調査速報，建築雑誌，Vol.25，No.1601，pp.55-62，2010.3
- 2) 日本建築学会：阪神・淡路大震災と今後のRC構造設計—特徴的被害の原因と設計への提案，第II編，pp.147-359，1998
- 3) 楠原文雄，塩原等，田尻清太郎，福山洋：鉄筋コンクリート造柱梁接合部のCFRPによる新耐震補強工法，日本建築学会大会学術講演梗概集（東北），pp.55-62，2009.8
- 4) 上原修一，砥綿裕太，山川哲雄：RC造柱梁接合部の耐震補強法に関する研究-床スラブのある十字型接合部梁下端を鋼製ハンチで補強した場合-，日本建築学会九州支部研究報告，No.50，pp.545-548，2011.3
- 5) 佐島悠太，新田剛士，朝長拓也，真田靖士：途上国の不適切な構造詳細を有するRC外柱梁接合部の小型模型実験による性能評価，構造工学論文集，Vol.58B，pp.41-47，2012.3
- 6) 日本建築防災協会：2001年改定版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針同解説，2001.10
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999.8
- 8) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2007年版建築物の構造関係技術基準解説書，2007.8