

論文 中板を欠損させた柱 RC 造・梁 S 造接合部の構造性能に関する実験的研究

市川昌和*1・古川 淳*1・森本 仁*1・松崎育弘*2

要旨：本研究では、中板、三角スチフナーおよびふさぎ板から構成される柱貫通型の柱 RC 梁 S の十字型柱梁接合部について、載荷実験を行い検討した。試験体は縮尺 1/3 の 3 体で基本的に梁降伏型の試験体を想定した。実験因子は、中板の欠損の有無および中板厚さとしている。ここでは、 $Q-\delta$ 関係を比較するとともに、接合部内における各要素の応力負担等について検討を行い、中板の欠損等が接合部の構造性能に及ぼす影響について比較を行った。

キーワード：混合構造、柱貫通型、十字型接合部、中板、ふさぎ板

1. はじめに

近年、柱を鉄筋コンクリート造（以下、RC造）、梁を鉄骨造（以下、S造）とした混合構造（以下、RCS造）の研究が各研究機関で盛んに行われており[1]、現在まで数多くの仕口が提案されている。RCS造の仕口を大別すると、S梁がRC柱を貫通する梁貫通型と、S梁が貫通していない柱貫通型の2通りに分類できる。ここでは、図-1に示すような接合部内の鉄骨ウェブ（以下、中板）の形状を変えた柱貫通型の仕口に着目し、以下の載荷実験を行った。

本実験では、中板、三角スチフナーおよびふさぎ板から構成されるRCS造十字型柱梁接合部について、中板の欠損の有無および中板の厚さがRCS造接合部の構造性能に及ぼす影響を把握することを目的としている。なお、中板に欠損を設けた理由は、接合部内のコンクリートの充填性をより確保するためである。

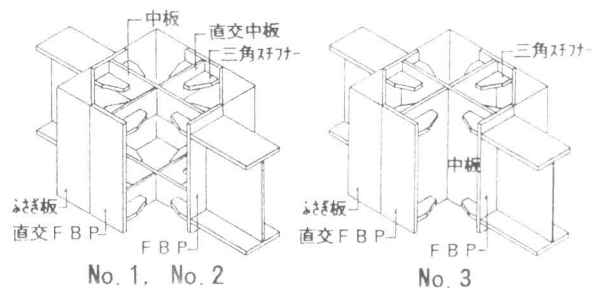


図-1 仕口のディテール

表-1 試験体一覧

| 試験体名 | | No. 1 | No. 2 | No. 3 |
|------|-------------------------|---------------------------|-------|-------|
| 接合部 | 中板 (mm) | 14 | 9 | 9 |
| | 厚さ 成 | 116 | 116 | 350 |
| | 直交中板 (mm) | 9 | 9 | 9 |
| | 厚さ 成 | 116 | 116 | 350 |
| | ふさぎ板 (mm) | | 3.2 | |
| 梁 | 三角スチフナー (mm) | | 16 | |
| | 長さ | | 75 | |
| | FBP (mm) | | 12 | |
| 柱 | 幅 | | 100 | |
| | 断面 | BH-250×100×6×16 | | |
| | 断面(mm) | cb×cd=300×300 | | |
| | 主筋 | 12-D16 (pg=2.65%) | | |
| | 帯筋 | 2-D10, D6 @ 50 (pw=1.37%) | | |
| 軸力 | 0.2cb・cd・σ _n | | | |

2. 実験概要

2.1 試験体

表-1に試験体の諸元を、図-2に試験体の寸法と配筋図を、図-3に中板の形状を変えたNo.1とNo.3の鉄骨詳細を示す。試験体は、縮尺1/3としたRCS造架構の3体である。階高、スパン、断面寸法、柱の配筋およびS梁は各試験体とも共通としている。基本的に、本仕口では、梁フランジからの引張力はFBP（フェイ

*1 鉄建建設(株) 技術研究所 (正会員)

*2 東京理科大学 工学部建築学科、工博

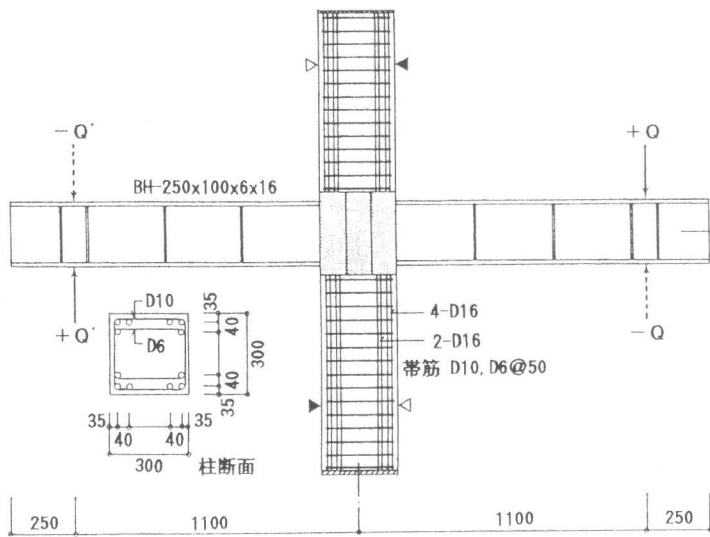


図-2 試験体配筋図 (単位: mm)

スペアリングプレート)を通して三角スチフナーと中板に伝達される。実験因子は、荷重方向の中板の厚さ(14または9mm)、および中板の欠損の有無である。試験体には直交梁を設けていないが、接合部内には直交方向の中板、三角スチフナーを設けている。また、各試験体とも R-3.2 のふさぎ板により接合部が拘束されている。

No. 1とNo. 2は中板を欠損させ、中板厚さを変えている。梁フランジ面積に対する中板面積の比については、No. 1はほぼ 1.0 であるのに対し、No. 2は0.65程度となっている。No. 3は中板厚さをNo. 2と同厚としているが、中板を欠損させていない。なお、梁フランジからの引張力に対する中板と三角スチフナーの抵抗力の関係は、文献 [2] で示された手法で検討した結果、No. 1では梁からの引張力を伝達できる中板厚さであるのに対し、No. 2とNo. 3では伝達できない中板厚さとなっている。基本的に、No. 1とNo. 3は梁降伏型を想定している。

表-2、3に使用した材料の力学特性を示す。柱主筋には S D 345 の D 16 を、帯筋には溶接閉鎖型の S D 295 の D 6、D 10 を用いた。鉄骨はすべて S S 400 とした。

2.2 荷重方法および測定項目

荷重は、柱の反曲点位置を球座で拘束し、5000kN ジャッキで柱に定軸力を作用させた状態で、梁の反曲点位置に取り付けた 500kN ジャッキにより左右の梁の全体変形が同じになるように、変形を制御して実験を行

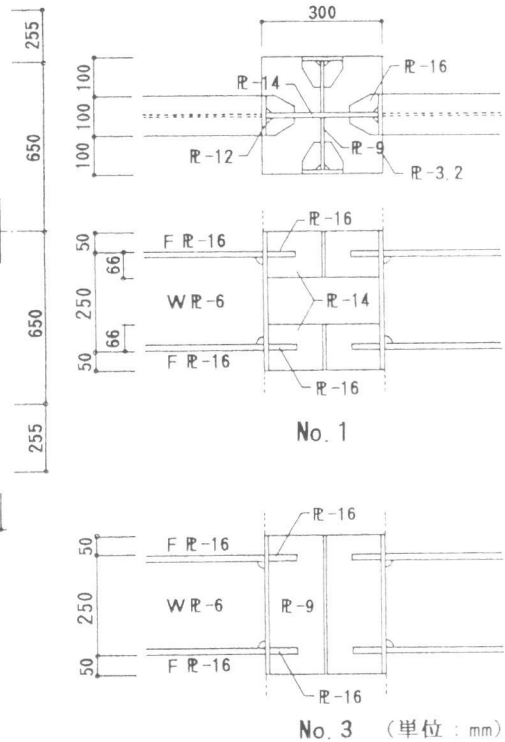


図-3 鉄骨詳細図

表-2 鉄筋・鋼材試験結果

| 試験片 | 降伏強度 (MPa) | 引張強度 (MPa) | ヤング係数 (GPa) | 伸び量 (%) |
|-------|------------|------------|-------------|---------|
| D16 | 368 | 548 | 177 | 16.8 |
| D10 | 332 | 486 | 177 | 13.8 |
| D6 | 300 | 475 | 150 | 10.7 |
| R-16 | 258 | 457 | 171 | 37.5 |
| R-14 | 286 | 469 | 203 | 36.9 |
| R-12 | 278 | 455 | 202 | 35.9 |
| R-9 | 287 | 458 | 175 | 33.9 |
| R-6 | 288 | 442 | 202 | 32.5 |
| R-3.2 | 336 | 425 | 200 | 27.5 |

表-3 コンクリート試験結果

| 試験体名 | 圧縮強度 (MPa) | 割裂強度 (MPa) | ヤング係数 (GPa) |
|-------|------------|------------|-------------|
| No. 1 | 30.0 | 2.71 | 22.6 |
| No. 2 | 32.1 | 2.58 | 27.0 |
| No. 3 | 30.2 | 2.55 | 27.4 |

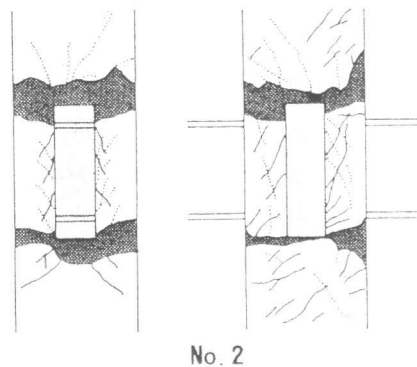


図-4 最終ひび割れ状況

った。載荷履歴は、層間変形角 $R = \pm 1/400$ 、 $\pm 1/200$ を1回、 $\pm 1/100$ 、 $\pm 1/67$ 、 $\pm 1/50$ 、 $\pm 1/33$ 、 $\pm 1/25$ を2回繰り返した後、最後に約 $+1/14 \sim +1/12$ まで載荷した。

変形の測定は、柱の反曲点位置でピンローラー支持された測定フレームに取り付けた変位計で梁の全体変形を、接合部の四隅に設けたボルトを利用して、対角方向の変形および各座標点を計測し、接合部のせん断変形を求めた。また、歪ゲージにより主な鉄筋、鉄骨の歪を測定した。ただし、中板、ふさぎ板および直交FBPのみに3軸ゲージを採用した。

3. 実験結果

図-4にふさぎ板を取った状態の最終ひび割れ状況の一例としてNo.2の結果を、図-5に層せん断力 (Q_c) - 層間変形 (δ_c) の関係を、表-4に諸現象発生の実験結果一覧を示す。ただし、No.1では $R = 1/33$ の載荷中に面外方向のねじれが顕著となり、その時点で載荷を中止した。また、図-5には梁全塑性時の計算値も示している。以下、実験経過について述べる。

各試験体とも、層間変形角 $R = 1/200$ までにふさぎ板と柱の境界部分に曲げひび割れが発生し、 $R = 1/100$ までに柱にせん断ひび割れが生じた。以降の加力において、ふさぎ板と柱の境界部分のコンクリートが圧壊したが、ふさぎ板を取って観察すると、接合部内には顕著なひび割れは生じていなかった。鋼材の降伏状況については、一般的にばらつきがみられるが、中板は $R = 1/85$ までに、三角スチフナーは $R = 1/67$ までに引張降伏した。また、ふさぎ板は $R = 1/20$ 以降の大変形でせん断降伏した。

$Q_c - \delta_c$ 関係について比

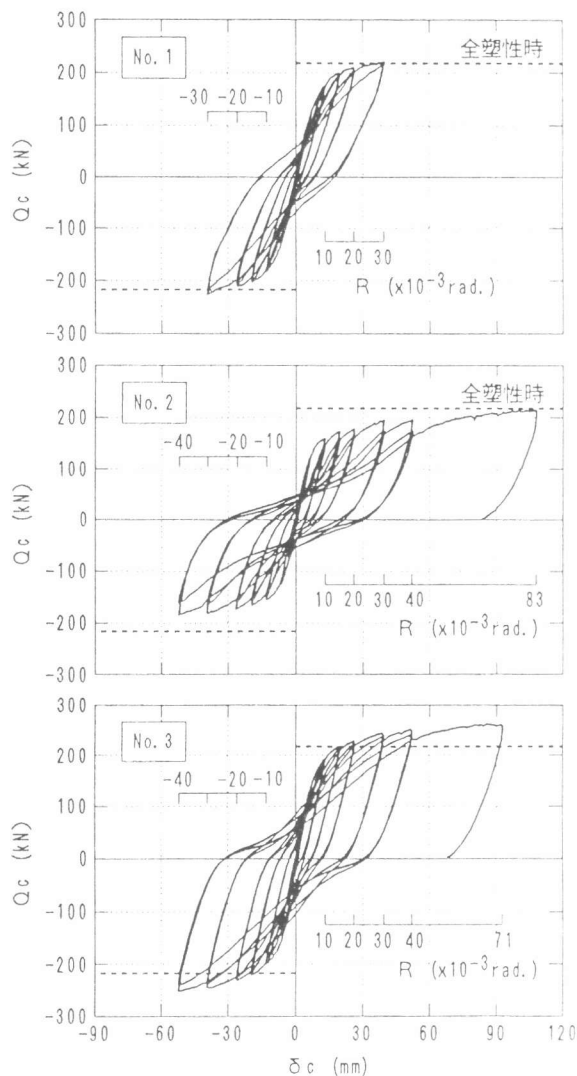


図-5 $Q_c - \delta_c$ 関係

表-4 実験結果一覧

| 試験体名 | 梁フランジ引張降伏 | | 梁フランジ圧縮降伏 | | 三角スチフナー引張降伏 | | 中板降伏 | |
|-------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| | eQ (kN) | R (rad.) | eQ (kN) | R (rad.) | eQ (kN) | R (rad.) | eQ (kN) | R (rad.) |
| No. 1 | +150.2 -160.6 | +1/136 -1/137 | +108.9 -108.4 | +1/218 -1/261 | +162.9 -126.8 | +1/73 -1/135 | +189.1 -189.7 | +1/85 -1/88 |
| No. 2 | +113.9 - | +1/217 - | +98.4 -85.7 | +1/277 -1/360 | +156.1 -139.6 | +1/90 -1/77 | +136.1 -112.5 | +1/169 -1/217 |
| No. 3 | +182.4 -240.2 | +1/115 -1/130 | +66.0 -61.0 | +1/485 -1/611 | +124.9 -213.6 | +1/147 -1/67 | +138.7 -157.5 | +1/188 -1/198 |
| 試験体名 | 柱主筋引張降伏 | | 最大耐力時 | | 接合部入力せん断力の最大時 | | | |
| | eQ (kN) | R (rad.) | eQmax (kN) | R (rad.) | eQmax / cQmax | eτmax (N/mm²) | eτmax / σα | eτmax / σt |
| No. 1 | +213.4 -203.6 | +1/42 -1/46 | +220.8 -227.2 | +1/33 -1/33 | +1.06 -1.09 | +18.70 -19.18 | +0.62 -0.64 | +6.90 -7.08 |
| No. 2 | +185.1 -N.Y | +1/21 - | +214.2 -182.0 | +1/12 -1/33 | +1.03 -0.87 | +18.08 -15.37 | +0.56 -0.48 | +7.01 -5.96 |
| No. 3 | +228.1 -217.9 | +1/44 -1/62 | +261.9 -251.3 | +1/15 -1/25 | +1.25 -1.20 | +22.10 -21.21 | +0.73 -0.70 | +8.67 -8.32 |

注) eは実験値を、cは計算値を示す。 eQは層せん断力を、Rは層間変形角を示す。

$$cQ_{max} = \frac{L}{H} \cdot \frac{Z_{px} \cdot \sigma_y}{L_0} \quad L: \text{スパン} \quad H: \text{階高} \quad L_0: L - \text{柱径}$$

$$e\tau_{max} = \left(\frac{eM_n}{j_n} - eQ_c \right) / b_j \cdot cD \quad b_j: (\text{柱幅} + \text{梁幅}) / 2 \quad cD: \text{柱径}$$

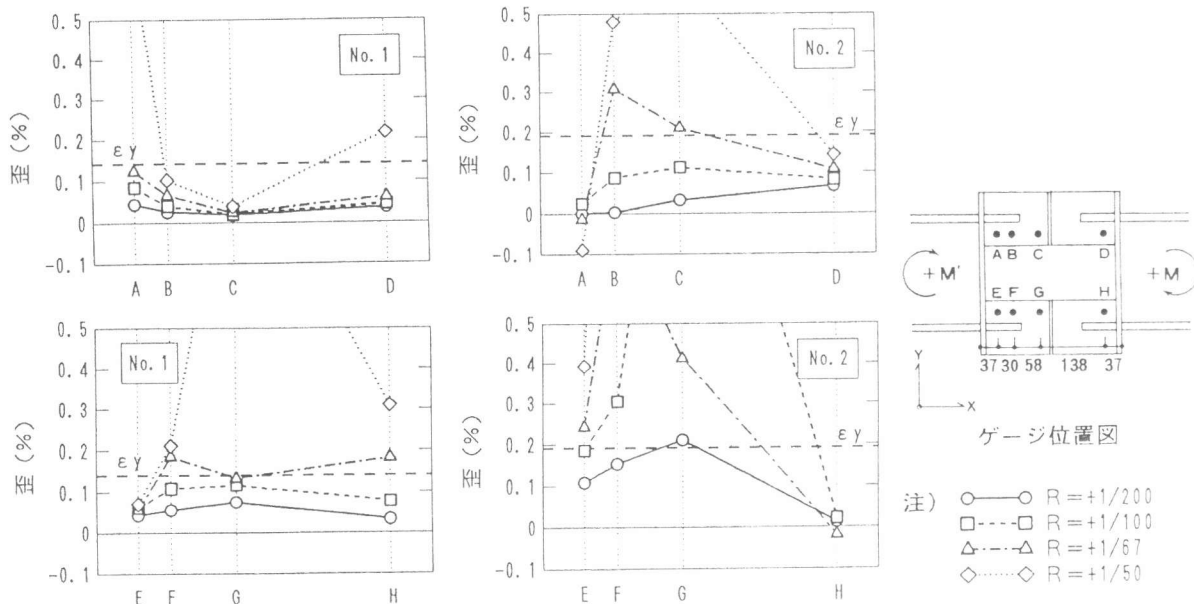


図-6 中板の歪分布

較すると、No. 1とNo. 3は、接合部へ入力する平均せん断応力度（実験値）とコンクリート強度との比が0.62~0.73の高応力下においても、最後まで耐力低下の少ない安定した履歴を示した。ただし、全般的に逆S字型の履歴を示している。最大耐力について比較すると、中板の欠損が耐力に及ぼす影響は大きく、欠損のないNo. 3が最も大きな耐力を示し、 $R=9$ mmで欠損しているNo. 2が最も小さな実験値を示した。No. 1とNo. 2では中板が欠損しているため、梁フランジからの引張力を上下の中板が単独で負担すると考えられる。しかし、 $R=1/33$ 時の実験値についてNo. 1とNo. 2を比較すると1.00 : 0.84であるのに対し、中板の断面積と降伏強度の積の比は1.00 : 0.65であることより、必ずしも中板の面積比に応じた耐力を示していないことがわかる。

4. 実験結果の検討

4.1 中板の歪分布および三角スチフナーの歪履歴の比較

図-6に中板を欠損させたNo. 1とNo. 2について、各変形第1サイクル目正方向ピーク時の中板の歪分布（X方向）を示す。No. 1とNo. 2を比較すると、実験結果にばらつきがみられるが、全般的に中板厚さが薄いNo. 2の方が大きな歪を示しており、正載荷時に引張側と考えられるE~G区間では $R=+1/200$ で降伏歪を超えている部分もみられる。

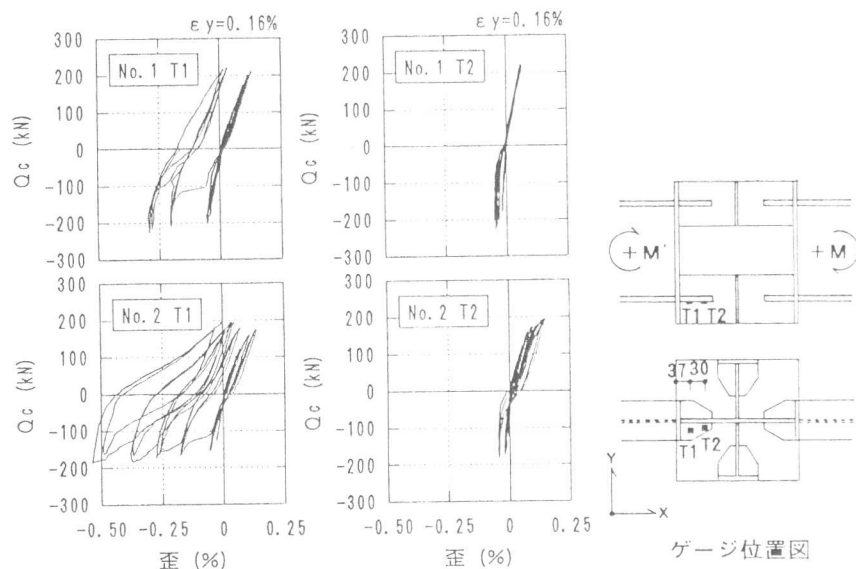


図-7 三角スチフナーの歪履歴

それに対し、No.1では全般的に歪が小さく、 $R = +1/67$ 以降で中板が引張降伏した。

次に、三角スチフナーの Q_c - 歪関係について検討する。図-7にNo.1とNo.2の三角スチフナーの歪履歴（X方向）を示す。中板と同様に、中板厚さが薄いNo.2の方が大きな歪を示している。しかし、三角スチフナーが圧縮応力状態にある時の歪と比較して、引張応力状態の歪は、中板の歪（図-6のE、F点）に比べ各試験体とも小さい結果となっている。

4.2 接合部のせん断変形の比較

図-8に $R = 1/33$ までの層せん断力と接合部のせん断変形角（ γ ）の包絡線の関係を示す。初期剛性については各試験体ともほぼ同じ履歴を示し、中板の欠損および中板厚さの相違による差は特にみられない。降伏以降の履歴について比較すると、中板が欠損したNo.1とNo.2では、耐力の低いNo.2の方が負側でやや小さな γ となっているが、ほぼ同じ履歴を示している。それに対し、No.3はNo.1とNo.2と比較してかなり大きな γ を示し、中板の欠損の有無の影響が大きいことがわかる。

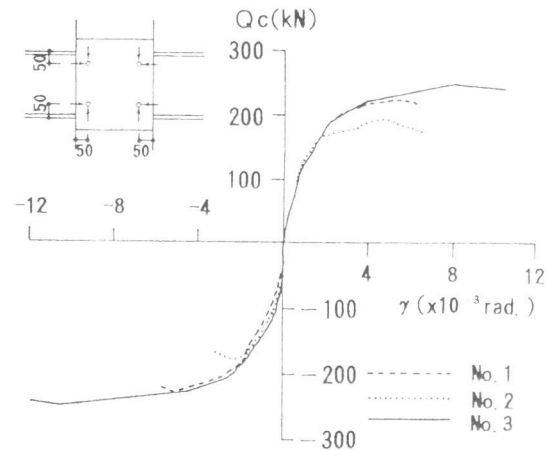


図-8 接合部のせん断変形の比較

4.3 ふさぎ板とFBPのせん断歪分布

図-9に $R = +1/50$ までの各変形第1サイクル目正方向ピーク時のふさぎ板とFBPのせん断歪分布について示す。中板が欠損しているNo.1とNo.2を比較すると、ふさぎ板とFBPともほぼ同じ歪分布を示し、大きな差はみられない。中板に欠損がないNo.3は、No.1とNo.2と比較してやや小さな歪を示している。

4.4 接合部内での負担力の比較

本仕口について接合部内での応力伝達を考えた場合、中板に欠損があるNo.1とNo.2では、コンクリート圧縮ストラット、ふさぎ板および直交FBPによりなされる。中板に欠損がないNo.3ではさらに中板が加わり、複合的に応力伝達すると考えられる。そこで、各部位の負担力について比較を行う。図-10に各変形第1サイクル目正方向ピーク時の接合部への入力せん断力に対する各部位の負担力を示す。ふさぎ板と中板（No.3のみ）の負担力は、接合部中央で測定して求めたせん断歪を応力に置換し、せん断降伏以降は一定とした。また、コンクリートの負担力は接合部への入力せん断力からふさぎ板と中板の負担力の差としている。

同図より、ふさぎ板、中板とも変形の進展にともない、負担力が漸増している。ふさぎ板と直交FBPの負担力の和は、No.1がやや大きいと著しい差はみられず、中板厚さおよび中板の欠損の有無による影響はみ

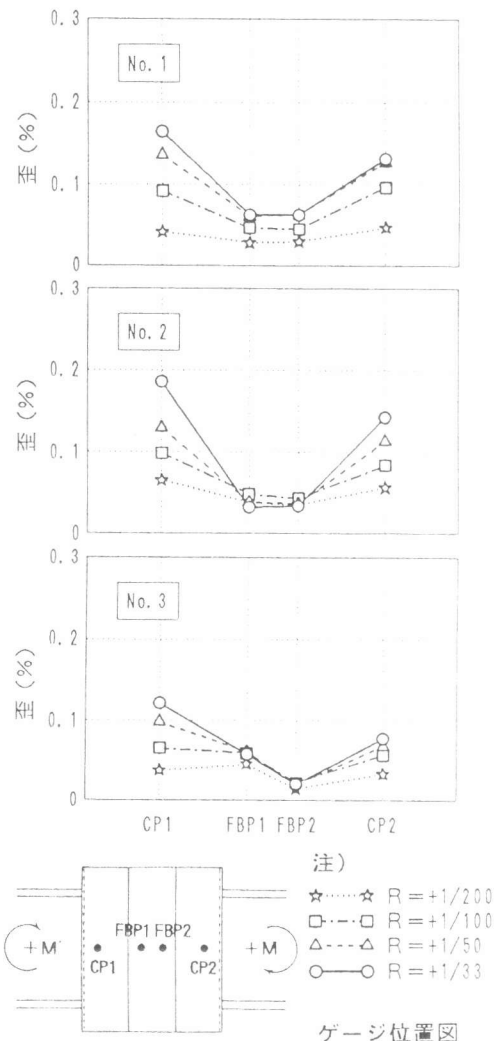


図-9 ふさぎ板のせん断歪分布

られなかった。ふさぎ板の負担力がコンクリートの負担力に比べかなり小さいことより、ふさぎ板はせん断伝達よりもコンクリートの拘束に有効であると思われる。

4.5 等価粘性減衰の比較

図-11に各変形半サイクルごとの負荷荷時の等価粘性減衰 h_{eq} の比較を示す。図中で (2) は同一変形時における第2回目のサイクルを示す。中板に欠損がないNo. 3はNo. 1とNo. 2より大きな値を示しているのに対し、No. 1とNo. 2ではほぼ同じ h_{eq} を示し、中板厚さの影響がみられない。これは、No. 1とNo. 2では、接合部内の応力伝達が主にコンクリート圧縮ストラットによりなされるため、RC造の接合部により近い挙動を示したことによると思われる。

5. まとめ

中板、三角スチフナーおよびふさぎ板から構成される柱貫通型のRC S造接合部について、中板の欠損の有無および中板厚さを実験因子として載荷実験を行った結果、以下のことが判明した。

(1) 接合部へ入力する平均せん断応力度 (実験値)

とコンクリート強度との比が0.62~0.73の高応力下でも、中板の欠損の有無にかかわらず、最大耐力は異なり、やや逆S字型の履歴となっているが、耐力低下の少ない比較的安定した履歴を示した。

(2) 最大耐力について比較すると、中板の欠損のない仕口を有する試験体が最も大きな実験値を示した。中板の欠損のある試験体の耐力は、中板の降伏により決定されているが、必ずしも中板の面積比に応じた耐力を示していない。

(3) 接合部への入力せん断力に対するふさぎ板と直交FBPの負担せん断力は全般的に小さく、ふさぎ板はせん断伝達より接合部内のコンクリートの拘束に有効である。

(4) 構造性能の面からみると、中板に欠損のない仕口が最も優れているが、中板に欠損のある仕口でも顕著な耐力低下がなかったことより、この仕口を今後発展させていく予定である。

【参考文献】

- [1] 日本建築学会：柱RC梁Sとする混合構造の柱梁接合部の力学的挙動に関するシンポジウム 1994.12
- [2] 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1987

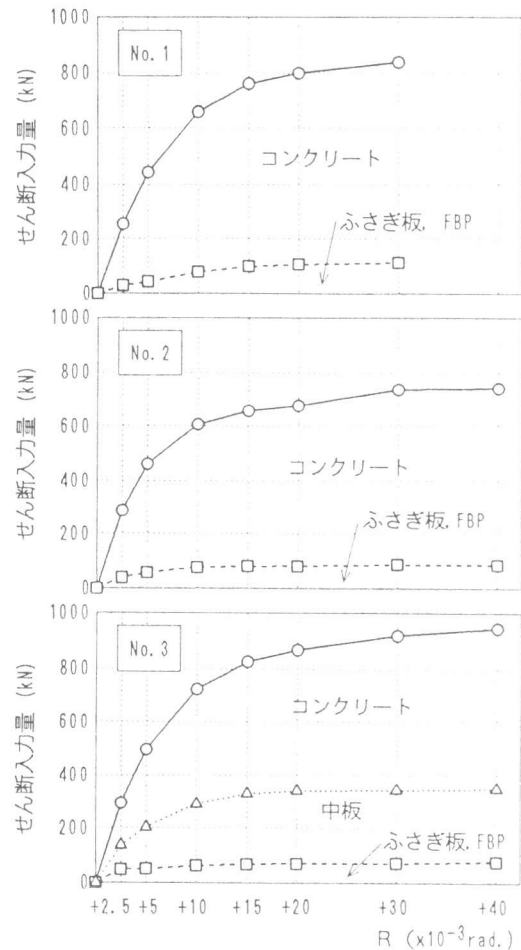


図-10 接合部内での負担力の比較

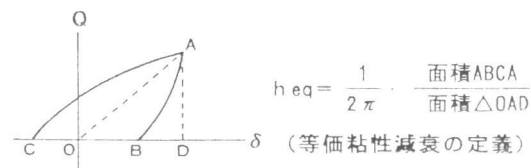
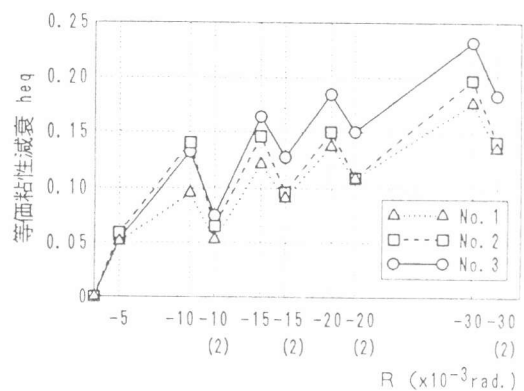


図-11 等価粘性減衰の比較