

論文 梁端下端筋限定曲げ降伏機構を有する梁柱部分骨組の水平加力時挙動

大久保全陸*¹・張 愛暉*²

要旨：梁上端筋の応力を弾性範囲に留め、エネルギーを梁下端筋の引張と圧縮降伏により消費し、地震後の補修軽減構法の開発を目的とする。梁端下端のコンクリートを絶縁したRC梁柱部分骨組の実験を行い、耐力、剛性、曲げせん断抵抗機構、エネルギー消費について検討を行った結果、層間変形角が1/50までは、ひび割れ性状、曲げ抵抗機構及びエネルギー消費は計画通りの性状を示した。しかし、大変形時の梁下端筋の定着強度の確保と梁端部のせん断伝達に課題が残された。

キーワード：エネルギー消費、補修軽減構造、主筋圧縮降伏、定着破壊、耐震設計

1. はじめに

本研究では、全体降伏型RC造ラーメン構造の耐震設計において、梁端の上端筋を曲げ降伏させることなく、地震時の正負繰り返し荷重に対して常に梁端下端筋の曲げ降伏によって地震エネルギーを消費させるディテール設計法の開発を目的としている。また、梁端上端筋のひずみを弾性範囲に留め、スラブを含む梁上端コンクリートのひび割れ幅拡大を防止することにより、震後の補修費が軽減されることを期待している。ここでは、柱梁接合部実験の結果を基に強度変形性状、エネルギー消費機構及びひび割れ性状等について考察する。

表-1 試験体一覧

記号	概要
J-1	比較用一体打ち試験体
J-2	L _{NB} = 20+180(mm) 鋼管 斜め筋2-U9.0
J-3	L _{NB} = 20+180(mm) シース管 斜め筋2-U9.0
J-4	L _{NB} = 20+80(mm) 鋼管 斜め筋2-U9.0
J-5	L _{NB} = 20(mm) 鋼管なし 斜め筋2-U9.0
J-6	L _{NB} = 20+180(mm) 鋼管 斜め筋なし

2. 試験体

2.1 試験体の種類、形状、寸法、配筋等

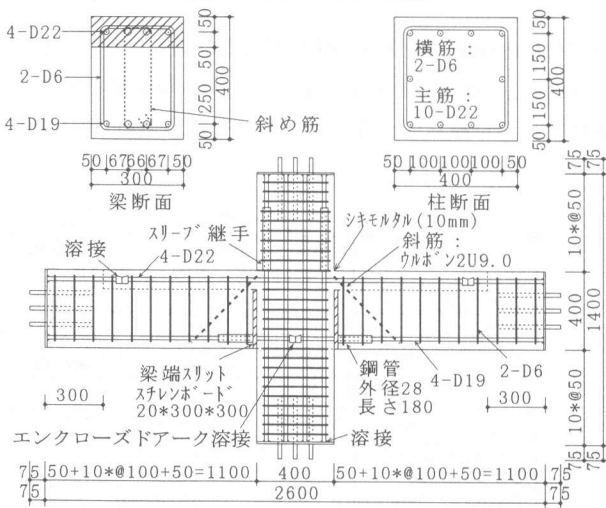


図-1 試験体形状及び配筋 (J-2)

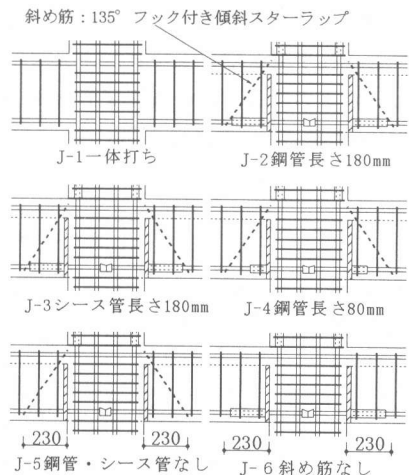


図-2 各試験体の違い

- 九州芸術工科大学教授 芸術工学部環境設計学科, 工学博士 (正会員)
- 九州芸術工科大学助手 芸術工学部環境設計学科, 学術博士 (正会員)

表-1に試験体の特徴, 図-1にJ-2の形状と配筋, 図-2に各試験体の梁端部のディテールを示す. J-2~6までの5体が本研究で対象とするディテールを有するものであり, 梁端部に断面の下端から幅20mm, 高さ300mmのスリットを設け, コンクリートを絶縁している. また梁端部の区間 L_{NB} の間では下端筋に鋼管を被せ, コンクリートとの付着を除去している. 以上を達成するため, 試験体は梁柱接合部パネルと床スラブに相当する梁上端D/4の部分を場所打ちとし, その他の柱と梁の各部分はプレキャスト構造とした. J-1は比較用の一体打ちである.

本実験では, 付着除去区間 L_{NB} (スリット幅 $L_s=20\text{mm}$ と鉄筋を包む鋼管の長さ L_p の和)の違いが梁の曲げ塑性変形に及ぼす影響を観ること, 及び梁端部の斜め筋の有無によるせん断力伝達性能の違いを観ることの2点に注目して試験体を計画した. 鋼管は一般構造用鋼管STK-41(外径27.2mm, 肉厚1.9mm)とし, 下端筋の座屈抑制効果を期待した. J-3は座屈抑制効果が期待できないシース管(プレストレスコンクリート用の外径25.5mm, 内径23mm)を使用した. 斜め筋は 135° フック付きスターラップとし, SBPD1275/1420(U9.0)を使用した. なお, プレキャスト梁の下端筋は接合部パネルの中央でエンクロースト^{アーク}溶接継手, 柱主筋は接合部パネルの上でスリーブ継手とした.

2.2 試験体の設計方針

J-1を除く他の各試験体では, 図-2のようにスリットにより梁と柱のコンクリートを絶縁し, 上端筋に引張力が働く曲げモーメントに対しては, 下端筋が圧縮降伏するように計画している. また, 梁端でのせん断力伝達に関しては下端圧縮時には斜め筋によるトラス機構によって伝達することを計画し, 下端引張時には通常の梁と同じせん断力伝達を仮定している. スリットの幅は, 閉塞時の層間変形角 $1/20$ 以上を確保することと施工性を考慮し, $D_b/20(=20\text{mm}, D_b: \text{梁せい})$ とした. また, スリットの深さは文献¹の成果を参照し, 梁上端が引張となるモーメントに対してスリット上部のコンクリートに過大な曲げ圧縮力が作用しないように $3D_b/4(=300\text{mm})$ とした. 上端筋の引張降伏強度と下端筋の圧縮降伏強度の比(下端筋圧縮降伏先行のための余裕率)は1.32である.

2.3 使用材料の性質

使用材料の試験結果を表-2と表-3に示す.

2.4 加力方法

図-3に加力装置を示す. 柱支点間距離は1700mm, 梁支点間距離は2900mmである. 両梁端と下柱下部をピン支持とし, 上柱の上部に軸力と水平力を载荷した. 軸力は300KN定荷重とし, 水平力は加力点の層間変形角 R を漸増する正負繰り返し加力とした. 荷重履歴は $R=1/400, 1/200$ で各1回, $1/100, 1/50$ で各2回, $1/30$ で1回とした.

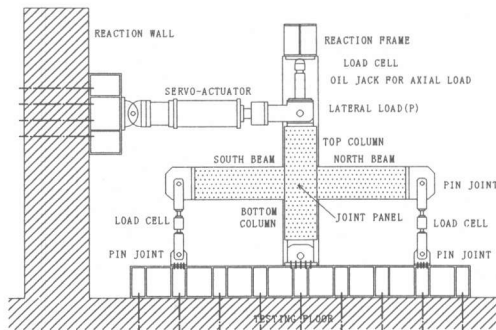


図-3 加力装置

表-2 コンクリートの強度及びヤング係数

使用部位	圧縮強度 σ_c (MPa)	割裂強度 σ_t (MPa)	ヤング係数 E_c ($\times 10^4$ MPa)
梁P C a部	37.6	3.34	2.62
柱P C a部	39.2	3.44	2.81
パネル部、一体打	39.0	3.35	2.80
グラウト	80.0		

表-3 鉄筋の機械的性質

径	降伏点 σ_y (MPa)	引張強さ σ_t (MPa)	降伏歪 ϵ_y (μ)	ヤング率 E_s ($\times 10^5$ MPa)
D 22	388.7	563.9	1832	2.13
D 19	396.7	594.2	1976	2.01
D 6 ¹⁾	353.2	507.8	2056	1.72
D 6 ²⁾	407.3	536.0	2489	1.64
U9.0 ³⁾	1382.7	1469.0	14152	2.07

1) 柱及び梁用横補強筋 2) 接合部用横補強筋
3) 0.2% off setより求めた降伏点

3. 実験結果

3.1 荷重変形関係と破壊経過

図-4に各試験体の層せん断力 Q と層間変形 δ の関係を示す. 比較用一体打ちJ-1では, 1/100レベルで両梁端の下端筋と上端筋が共に引張降伏し, 曲げ降伏機構(メカニズム)が形成された. このメカニズムに対応するせん断力の計算値 Q_{calc} と実験値 Q_{test} との比は1.06である. メカニズム形成の前に梁柱接合部パネルには斜めせん断ひび割れが発生したが, 1/50レベルの繰り返し加力時及び1/30の加力時とも荷重低下は観られず, 安定した曲げ性状を示した.

梁端下端のコンクリートを絶縁し, 下端筋の付着除去区間 L_{NB} を $D_b/2$ としたJ-2は, 約1/130レベルで下端筋が引張となる側の梁端で下端筋が引張降伏し, 続いて約1/87で反対側の梁端の下端筋が圧縮降伏し, 計画通りのメカニズムが形成された. メカニズム形成後1/50での2回の繰り返し加力中の荷重低下は少なく安定した挙動を示したが, 1/30を目標とした加力の途中から, 接合部パネルで梁端下端筋の溶接部こぶによる支圧力に起因したコン状かき出し破壊が顕著となり, 荷重が低下した.

シース管を用いたJ-3(L_{NB} はJ-2と同じ)はJ-2と同様な性状を示した. L_{NB} を更に短くしたJ-4及びJ-5も上記のJ-2と同様な破壊経過をたどったが, L_{NB} が短いものほど前記の下端筋かき出し破壊が早まり, 1/50レベルでも安定した挙動は確保されなかった. 一方, L_{NB} が $D_b/2$ で端部斜め筋を有しないJ-6では, 1/50のレベルでスリット上部のプレキャストコンクリートと場所打ちコンクリートとの接合面に沿って生じた水平ひび割れが拡大したが, 荷重低下はほとんど観られず, 1/30の変形レベルまで $Q-\delta$ 曲線は安定した挙動を示した. この安定した挙動は, 下端筋が圧縮となる側で下端筋にダボ作用による局所的な座屈が生じて下端筋の押し込みが拘束され, 結果的に下端筋のかき出し破壊が防止されたことによるものと思われる. 以上から, 梁端のコンクリートを絶縁したこの抵抗機構では, 下端筋の接合部内でのかき出し破壊が機構の安定性に大きく関係していることがわかる. なお, 斜め筋の配筋を省略したJ-6は $Q-\delta$ 曲線は安定しているものの, 前述のスリット上部の水平ひび割れの拡大が激しく, 梁のせん断抵抗機構の安定性のための何らかの補強が必要である.

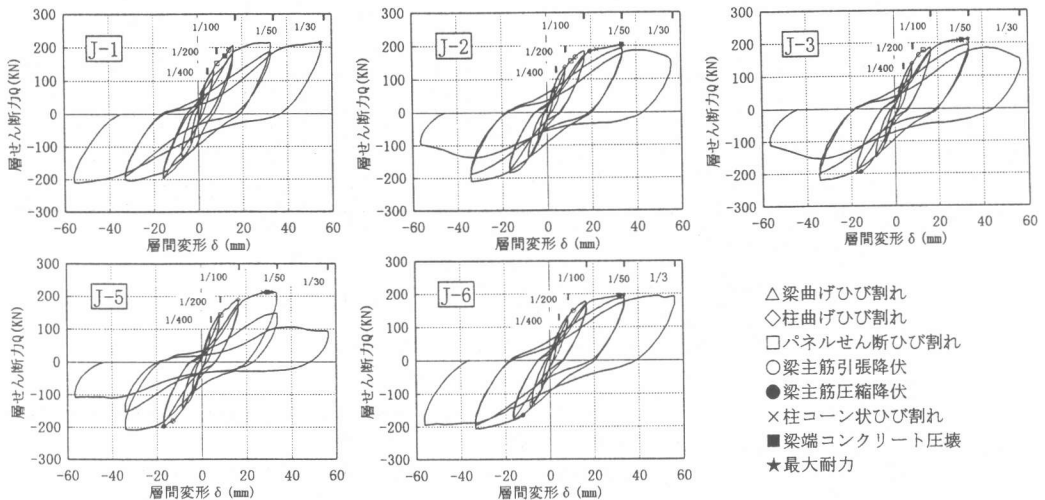


図-4 荷重-変形関係

3.2 ひび割れ性状

図-5にJ-1, J-2及びJ-6の実験終了後のひび割れ状況を示す. 掲載を省略したJ-3~5のひ

び割れ状況はJ-2 とほぼ同性状である。各図中には主要なひび割れ幅（実験終了後）を記入した。

従来型の J-1 では、梁端上下の曲げひび割れ幅が極端に大きく最大で約 4mm となっている。また、梁端のヒンジ領域に、容易に目視できる曲げひび割れが生じている。接合部パネルのせん断ひび割れも容易に目視でき、その幅は約 0.4mm である。梁端に圧壊は観られない。

スリットを設けた J-2 では、下端筋のかき出し破壊により発生した下柱の柱筋沿いのひび割れ幅が最も大きく約 4mm であった。次に、スリット上部のコンクリート打ち継ぎ面の水平ひび割れ幅が大きく約 1.4mm である。接合部パネルのせん断ひび割れは 0.3mm 程度で J-1 と大差ない。一方、梁の曲げひび割れ幅はスリット付加の効果により J-1 に比べて極端に小さく、殆ど目視できない程度である。しかし、梁端上面にコンクリートの局部圧壊が生じた。この圧壊は、曲げによる圧縮力とスリット上部の直接せん断的なせん断力伝達の複合作用によるものと思われる。

以上のように、この試験体については下端筋のかき出し破壊の防止が今後の課題として残されるが、接合部内のせん断補強筋の追加等によってその課題が解決できれば、スリット上部の水平ひび割れ幅や梁端上面の局部圧壊については、実構造物では幅広のスラブが存在するので深刻な問題とはならないことが考えられる。

斜筋を省略した J-6 では、梁のせん断力伝達がスリット上部のコンクリートと上端筋のダボ作用によって行われるため、スリット上部の水平ひび割れが拡大し、そのひび割れは約 6mm であった。

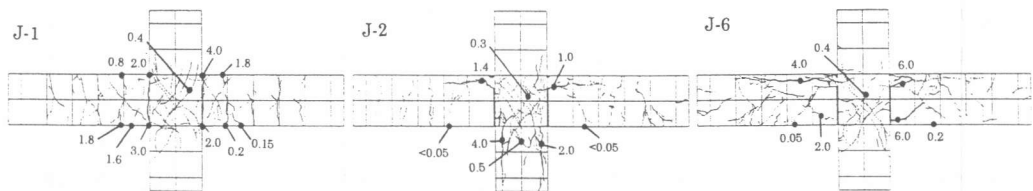


図-5 最終ひび割れ性状（数字は水平変位を 0 に戻した後の残留ひび割れ幅）

表-4 耐力に関する検討（正加力）

試験体	最大耐力						終局耐力					
	実験値			計算値			実験値/計算値					
	Q _{bse} (KN)	Q _{bne} (KN)	Q _e (KN)	Q _{bse} (KN)	Q _{bnc} (KN)	Q _c (KN)	$\frac{Q_{bse}}{Q_{bse}}$	$\frac{Q_{bne}}{Q_{bnc}}$	$\frac{Q_e}{Q_c}$	実験値	計算値	実/計
1	119.4	128.8	214.2	同右	114.9	195.9	1.04	1.12	1.09	214.6	—	—
2	111.7	129.0	203.4	109.4	114.9	191.3	1.02	1.12	1.06	185.8	148.3	1.25
3	116.0	135.0	211.9	109.4	114.9	191.3	1.06	1.18	1.11	184.2	148.3	1.24
4	117.2	129.0	208.2	109.4	114.9	191.3	1.07	1.12	1.09	142.6	148.3	0.96
5	123.9	127.6	211.9	109.4	114.9	191.3	1.13	1.11	1.11	105.9	148.3	0.71
6	101.5	130.1	196.6	109.4	114.9	191.3	0.93	1.13	1.03	194.7	—	—

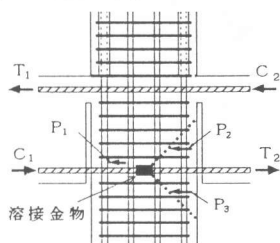
Q_{bse}、Q_{bne}、Q_e：最大耐力時南梁せん断力、北梁せん断力、層せん断力の実験値

Q_{bse}：南梁下端筋圧縮降伏時せん断力 = $a_c \cdot \sigma_y \cdot j_t / L$
 (a_c : 下端筋面積 σ_y : 下端筋降伏強度 j_t : 主筋間距離 L : 梁せん断スパン)

Q_{bnc}：北梁下端筋引張降伏時せん断力 = $0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d / L$
 (a_t : 下端筋面積 σ_y : 下端筋降伏強度 d : 梁有効せい L : 梁せん断スパン)

Q_c：Q_{bse}、Q_{bnc}より求めた層せん断力計算値

Q_c：下図に示すモデルによる下端筋の定着力から求めた骨組の層せん断力



P₁：主筋の付着による定着力

$$P_1 = \tau \cdot \phi \cdot L$$

$\tau = 2.75 \sigma_t - 1.23$ (文献 2 参照) σ_t : 割裂強度 ϕ : 鉄筋の周長の和
 L : 梁端から溶接金物までの距離

P₂：接合部内コーン状ひび割れを横切る横筋による定着力

$$P_2 = A_{ws} \cdot \sigma_{wy}$$

A_{ws} : 6本の横筋の断面積 σ_{wy} : 横補強筋の降伏強度

P₃：柱に生じるコーン状ひび割れ面コンクリートによる定着力

$$P_3 = A_c \cdot \sigma_t$$

A_c : 柱に生じるコーン状ひび割れの投影面積 σ_t : 割裂強度

..... コーン状ひび割れ

$$C_1 + T_2 = P_1 + P_2 + P_3$$

4. 考察

4.1 耐力, 剛性

表-4に各試験体の最大耐力及び終局耐力の実験値(正加力時)と計算値の比較を示す. 最大耐力時(R=1/50)には, J-2~5の各試験体の下端筋が圧縮となる南梁では, 梁せん断力実験値は計画通り下端筋圧縮降伏耐力と良い対応を示した. また, 下端筋が引張となる北梁では, 梁せん断力は下端筋引張降伏とした計算値より約1割以上大きい, 従来のRC梁とほぼ同程度である. 層せん断力についてみると, スリットを有する試験体の実験値は計算値の約1.1倍であり, 一体打ちのJ-1とほぼ同じ値である. 終局耐力時(R=1/30の加力途中の最大耐力点)では, J-4, J-5の実験値は表-4付図に示す下端筋かき出し破壊のモデルより求めた計算値を下回った. この2体は下端筋の付着除去区間が短く, 梁主筋が接合部内で降伏し, 接合部内の梁下端筋の付着劣化が激しいことと, 柱に生じたコーン状ひび割れが他の試験体より早かったためと考えられる.

J-1, J-2の南梁せん断力と梁端変形の包絡線及び復元力特性計算値を図-6に示す. J-1の復元力特性計算値は弾性剛性, 菅野式による降伏時剛性低下率と梁曲げ降伏荷重によって決定される値である. J-2の場合には, 初期剛性を求める時, 付着除去区間 $L_{NB}=D_b/2$ の梁断面は, 下端筋からコンクリートへの応力伝達がないことを考え, 梁端スリット部の断面と同じとした. また, 降伏時剛性低下率 α_y は上記J-1の方法を準用した. 図-6(a)に示すようにJ-2の下端筋が引張となる場合では, 両者の包絡線の差は殆どないが, 下端筋が圧縮となる場合では, スリットのあるJ-2南梁の剛性はJ-1に比べて小さい. (b)図のようにJ-1南梁の包絡線は復元力特性計算値とほぼ対応している. (c)図に示すJ-2南梁の下端筋が引張時は, 実験値と計算値の間に差があり, 上記の計算方法は変形を過大評価する結果となった.

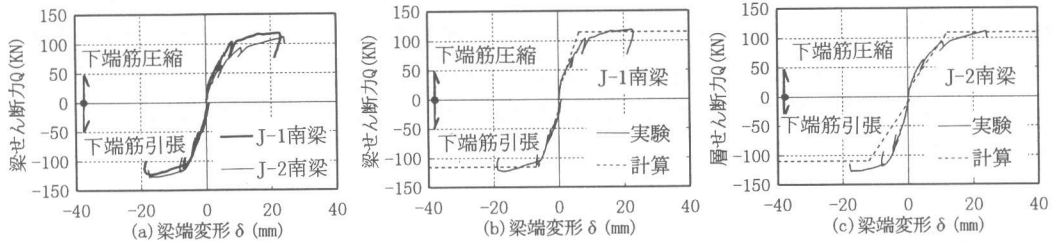


図-6 梁復元力特性

4.2 曲げ抵抗機構

図-7にJ-1, J-2の梁端断面の見かけの中立軸位置を示す. 一体打ちのJ-1では, 下端筋が引張時と圧縮時で中立軸位置はほぼ同じ性状で, 部材角が大きくなるにつれ, 中立軸の高さが若干大きくなる. スリットのあるJ-2では, 下端筋引張時の中立軸位置はJ-1のように変形の増加につれて大きくなる現象は見られなかった. また, 下端筋が圧縮となる場合では, 下端筋の圧縮ひずみの増加によって中立軸位置は下端筋側から上端筋側に移動しているが, 部材角1/50になっても, 中立軸は計画通りスリット深さの範囲内にある.

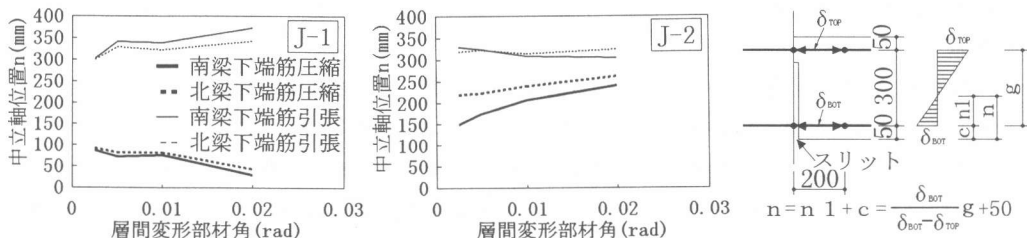


図-7 梁端断面の見かけの中立軸の推移

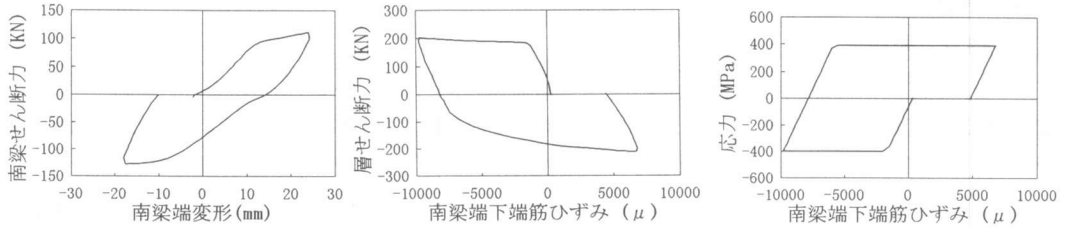


図-8 梁端下端筋の応力ひずみ性状

4.3 エネルギー消費性状

J-2のR=1/50サイクルでの南梁のせん断力と変形の関係、梁端下端筋のひずみ性状及び鉄筋を完全弾塑性とした場合の応力-ひずみ関係を図-8に示す。図-8を基にしてこのサイクルで南梁下端筋の付着除去区間200mmが消費したエネルギー E_s を計算すると、2608.3KN・mmとなり、南梁全体の消費エネルギー（ループ面積3521.3KN・mm）の約7割を占めている。

$$\text{ここに, } E_s = A_s \cdot L_{NB} \cdot S_s = 4 \cdot 287 \text{mm}^2 \cdot 200 \text{mm} \cdot 11.36 \cdot 10^6 \text{N/mm}^2 = 2608.3 \text{KN} \cdot \text{mm}$$

A_s : 下端主筋の断面積 L_{NB} : 付着除去区間の長さ S_s : 梁端下端筋 $\sigma-\epsilon$ 曲線の面積

4.4 せん断力伝達機構

梁端斜め筋のひずみゲージより求めた斜め筋負担せん断力 Q_d の梁せん断力 Q に対する割合をJ-2について図-9に示す。試験体の設計では、全せん断力を斜め筋に負担させた。しかし、実験によると、部材角が大きくなるにつれ、斜め筋の負担割合が大きくなる傾向はあるが、部材角が1/50でも、斜め筋の負担割合は梁せん断力の約4割と小さい。斜め筋の負担せん断力以外のせん断力の伝達としては、スリット上部のコンクリートと主筋のダボ作用の負担が考えられる。文献3に示す式より求めた主筋のダボ作用耐力は318.5KNであり、梁に作用するせん断力を大きく上回る。しかし、前述した斜め筋のないJ-6ではスリット上部の水平ひび割れの拡大が激しかったことから、主筋のダボ作用だけに頼ることなく、スリット部のせん断伝達に対して何らかの補強が必要である。

5. 結び

梁端にスリットを設けて梁下端筋の圧縮降伏と引張降伏で曲げ抵抗機構を形成させ、梁のひび割れ幅拡大を軽減させる本構法により、層間変形角1/50程度までは、力学的に安定した挙動が得られた。しかし、その後、柱梁接合部内での梁下端筋のかき出し破壊が起こり、梁端下端筋の付着除去区間長さの決定方法も含め、安定した力学的特性を大変形域まで持続させるための梁下端筋の配筋詳細についての検討が課題として残された。

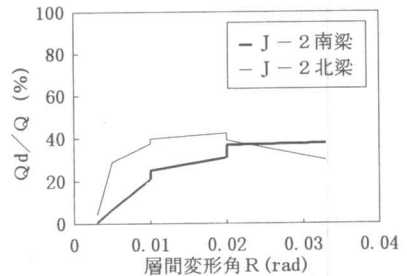


図-9 斜め筋負担割合の推移

参考文献

- 1) 大久保全陸、松岡忠生：梁端下端筋限定曲げ降伏機構に関する研究，日本コンクリート工学協会年次論文報告集，Vol.18，No.2，1996年6月，pp.803～808。
- 2) 日本建築学会：「鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料」，1987年，pp.44
- 3) 日本建築防災協会：「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」，1990年，pp.198。