

部分的に高強度化した鉄筋を用いた鉄筋コンクリート柱梁部分架構の耐震性能評価
(その6 ト形柱梁部分架構の実験結果)

正会員 ○石川 巧真^{*1} 同 村上 研^{*2}
同 小田 稔^{*3} 同 北山 和宏^{*4}
同 岸田 慎司^{*5} 同 村田 義行^{*6}

鉄筋コンクリート ト形柱梁接合部 部分高強度化鉄筋
柱梁曲げ強度比 強度境界位置 ヒンジロケーション

1. はじめに

その5に引き続き、ト形架構の実験結果について述べる。

2. 層せん断力—層間変形角関係

各試験体の層せん断力(Q)—層間変形角(R)関係を図1に示す。層せん断力は実験で計測した梁せん断力を用いて力の釣り合いより求めた。また、図中の破線は平面保持を仮定した断面解析による強度境界位置での梁曲げ終局モーメントにより求めた層せん断力の計算値である。基準試験体 MB-1¹⁾に対し柱梁曲げ強度比を3程度まで大きくした試験体 MB-4 及びプレキャスト試験体 MB-7 では、 $R=1.5\%$ 付近で強度境界位置の梁主筋が降伏し、 $R=4\%$ 時に最大耐力を迎えた。最大層せん断力の実験値は梁曲げ終局時の計算値をMB-4で9%、MB-7で14%各々上回った。MB-7ではMB-4と比較すると最大耐力が5%大きく、その後の耐力低下が小さかった。梁せい D に対し強度境界位置を $0.5D$ とした試験体 MB-5 では、 $R=2\%$ 時に最大耐力を迎え、正載荷側のみ $R=2.7\%$ 時に梁主筋が降伏した。実験値は計算値を10%下回り、最大耐力後の耐力低下が大きかった。その原因は最大耐力後に接合部の損傷が顕著になったためである。柱に中段筋を配筋した試験体 MB-6 では $R=1.5\%$ 付近で梁主筋が降伏し、 $R=3\%$ 時に最大耐力を迎えた。実験値は計算値と概ね一致した。MB-4 と同一の試験体に変動軸力を載荷した試験体 MB-8 では載荷方向で性状が異なった。正載荷時(軸力比 0.15)は $R=1\%$ 時に、負載荷時(軸力比 0)は $R=1.6\%$ 時に梁主筋が降伏し、正負共に $R=4\%$ 時に最大耐力を迎えた。最大耐力は正載荷側で 64.7kN 、負載荷側で 59.6kN と値に差が生じた。これは変動軸力により柱梁曲げ強度比が変化し、正負載荷で接合部変形に差異を生じたためと考える。

3. 破壊性状

各試験体の最大耐力時の破壊状況を図2に、各载荷サイクルのピーク時に観測された、強度境界位置近傍の梁曲げひび割れ及び接合部斜めひび割れの最大幅—層間変形角関係を図3に示す。なお、かぶりコンクリートの剥落などにより測定不能となることがあった。全試験体で最初に梁曲げひび割れが、その後接合部斜めひび割れが生じた。MB-4,7 では $R=1.5\%$ 以降、強度境界位置近傍の梁曲げひび割れ幅が接合部斜めひび割れ幅を上回った。MB-7 では

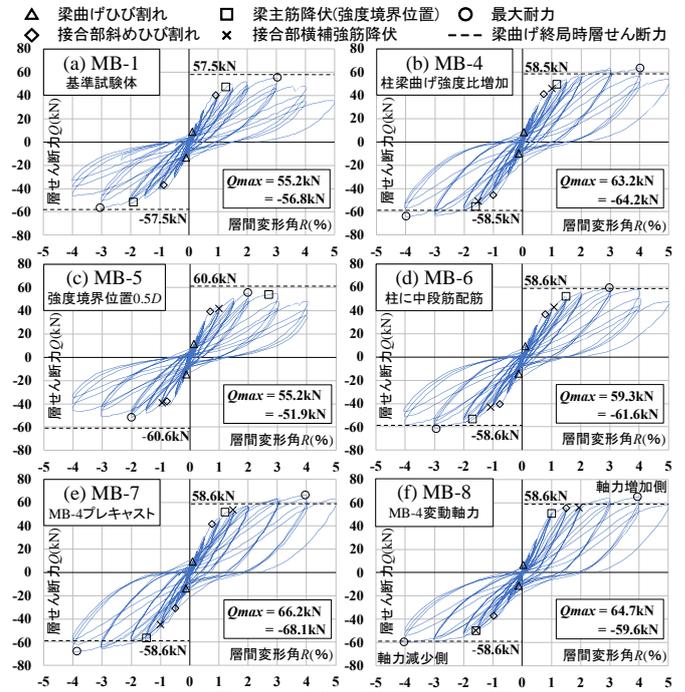


図1 層せん断力—層間変形角関係

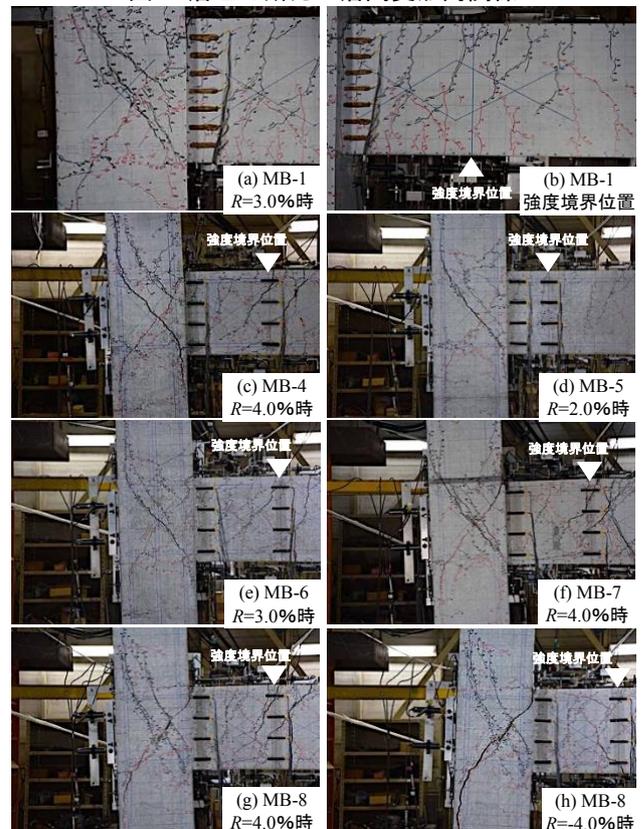


図2 最大耐力時の破壊状況(正載荷時)

Seismic Performance Evaluation of Reinforced Concrete Beam-Column Subassembly with Partially High-Strengthened Reinforcing Bar (Part3: Test Results for Exterior Beam-Column Subassemblies)

*1 ISHIKAWA Takuma *2 MURAKAMI Ken
*3 ODA Minoru *4 KITAYAMA Kazuhiro
*5 KISHIDA Shinji *6 MURATA Yoshiyuki

R=1.5%時の接合部斜めひび割れ幅 0.4mm に対し、梁曲げひび割れ幅は3.3mmとなり、梁に圧壊が見られたことからヒンジリロケーションの発現による梁曲げ破壊が生じたと考えられる。MB-4,5,6 では接合部に大きな斜めひび割れが生じ、接合部入り隅のかぶりコンクリートが広範囲で剥落したことから、最終的な破壊形式は接合部破壊と判断した。MB-8 正載荷時は強度境界位置近傍の梁曲げひび割れ幅が増大し接合部の損傷が抑制されたが、負載荷時はR=1.5~2%付近で接合部斜めひび割れ幅が増大し、R=3%以降は接合部のかぶりコンクリート剥落により接合部の損傷が顕著となった。

4. 各部材の変形成分

各試験体の層間変位を構成する柱、梁及び柱梁接合部の変形成分を図4に示す。図中の破線は直接測定した層間変位である。MB-4,6 では R=3%まで梁変形成分が接合部変形成分を上回ったが、R=4%時には接合部変形成分が全体の32%、46%へと各々増大した。これは、最大耐力後に接合部の損傷が顕著となったためである。MB-5 では R=1.5%時に接合部変形成分が41%まで増大し、R=2%以降は接合部変形成分が梁変形成分を上回った後、R=4%には63%に達した。MB-7 では梁変形成分が卓越し、R=1%以降は全体に占める梁変形成分の割合が70%と概ね一定であった。MB-8 正載荷時は全体に占める接合部変形成分の割合が10%前後となり梁変形が支配的であったが、負載荷時はR=1.5%以降に梁変形が抑制され、R=4%時には接合部変形成分が46%へと増大した。MB-8 では変動軸力によって柱梁曲げ強度比が変化したため、正載荷時は梁破壊、負載荷時は接合部破壊と正負載荷で破壊性状に差異が生じた。

5. 梁主筋のひずみ分布

MB-1,4 の R=5%までの梁主筋ひずみ分布を図5に示す。MB-1,4ともにR=1.5%時に強度境界位置近傍の梁主筋が降伏した。その後も梁主筋ひずみは一定の割合で増加したが、強度境界位置と柱面とのあいだでは弾性状態であった。MB-4ではMB-1と比べて高強度部分のひずみが増大し、危険断面位置のひずみが0.4%と大きくなった。

6. まとめ

- (1) 柱梁曲げ強度比を1.6から3程度まで大きくした場合、及び部分高強度化鉄筋の高強度範囲を0.5DからDへと大きくした場合に柱梁接合部の降伏破壊を抑制できた。
- (2) プレキャスト工法とした場合では、一体打ちと比較すると復元力特性や変形成分に大きな差異はなかったが、強

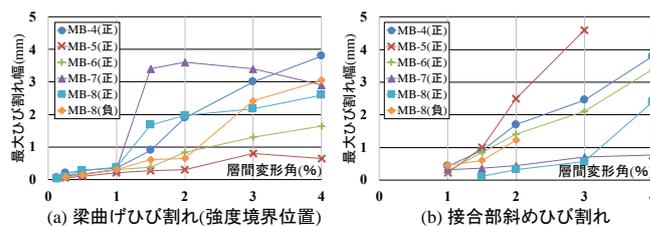


図3 最大ひび割れ幅—層間変形角関係

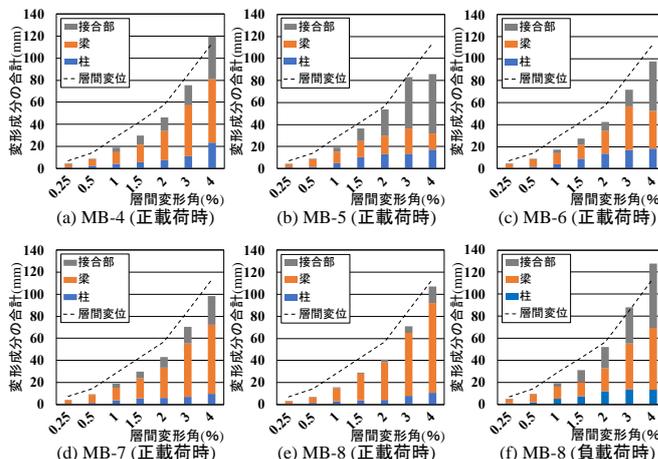


図4 各部材の変形成分

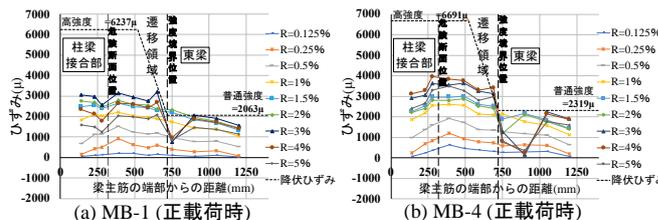


図5 梁主筋のひずみ分布

度境界位置近傍に大きな梁曲げひび割れが生じ、圧壊が見られたことからヒンジリロケーションが良好に発現した。(3) 変動軸力を受ける場合では載荷方向で性状が異なり、圧縮軸力側では強度境界位置近傍に大きな梁曲げひび割れが見られ、ヒンジリロケーションの発現によって接合部の損傷低減に寄与した。一方、引張軸力側では大きな接合部斜めひび割れが生じ、接合部の損傷低減には至らなかった。

- 参考文献**
- 1) 北山和宏, 岸田慎司, 村上研, 小田稔: 部分的に高強度化した鉄筋を用いた鉄筋コンクリート柱梁部分架構の耐震性能評価, AIJ 大会学術講演梗概集, pp.639-644, 2018
- 【謝辞】** 本研究は芝浦工業大学, 首都大学東京, 三井住友建設(株), 高周波熱錬(株)と共同で行ったものです。岸田研究室の大場氏, 小山田氏をはじめ多くの方々から多大なご協力を得ました。ここに深く感謝の意を表します。

*1 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科建築学域 修士課程
 *2 芝浦工業大学大学院 理工学研究科建設工学専攻 修士課程
 *3 三井住友建設株式会社
 *4 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科建築学域 教授 工学博士
 *5 芝浦工業大学 建築学部建築学科 教授 博士(工学)
 *6 高周波熱錬株式会社 博士(工学)

*1 Graduate Student, Tokyo Metropolitan Univ.
 *2 Graduate Student, Shibaura Institute of Technology
 *3 Sumitomo Mitsui Construction Co., Ltd.
 *4 Professor, Tokyo Metropolitan Univ., Dr. Eng.
 *5 Professor, Shibaura Institute of Technology, Dr. Eng.
 *6 NETSUREN Company Limited, Dr. Eng.