

鉄筋コンクリート骨組内を連続する梁主筋の付着性状

正会員 ○ 北山和宏 #1  
同 姜 柱 #2  
同 香山恆毅 #3  
同 古田智基 #4

(その1) 実験概要と全体特性

1. はじめに 一般の鉄筋コンクリート(RC)骨組では通常、梁主筋を数スパンに渡り配筋するため、地震によって繰り返し載荷されると梁主筋は接合部内および梁部材内をすべる可能性がある。すなわち内柱・梁接合部内の梁通し筋の付着劣化と梁部材内の付着劣化とが相互に骨組の履歴性能に影響を与えらる。しかし、既往の柱・梁接合部あるいは梁部材を単独に切り出した試験体による実験では上述現象を再現することに問題がある。そこで本研究では、梁部材の両側に十字形柱・梁接合部を有する平面サ形骨組試験体、比較用の十字形柱・梁接合部試験体および梁主筋の両端が十分定着された梁形試験体の水平載荷実験を行なった。

2. 実験概要 試験体は4体

である。試験体の形状を表1に示す。また試験体M1を例として各部名称を図1に示す。試験体

表1 各試験体の形状

M1	M2	J1	B
++	++	+	-

形状と梁主筋径を実験変数とした。試験体M1、J1の梁主筋はD16とした。試験体M1、M2の中央梁(内法スパン: 1450mm)の主筋は滑動すると予想され、梁主筋の接合部内および梁中央でのすべりが同時に発生することがフレームの性能に与える影響を検討する。試験体J1はM1の中央梁の中心から切出したもので十形試験体である。試験体M2の形状と寸法は試験体M1と同じで、梁主筋をD22としたものである。試験体Bは試験体M2の中央梁を取り出したものであり、両端のコンクリートスタブ内で主筋を折曲げ定着によって十分定着した梁型試験体である。部材の断面寸法および配筋を図1に示す。試験体は実物の1/2スケール・モデルで、柱断面350×350mm、梁断面350×250mm、階高1.72mとした。試験体M1、J1の梁には主筋を上下とも一段配筋(5-D16、引張り鉄筋比1.24%)し、せん断補強筋(3-D10)として閉鎖フープおよび中吊り筋を120mm間隔(鉄筋比0.71%)で配した。試験体M2の梁および試験体Bには主筋を上下とも一段配筋(3-D22、引張り鉄筋比1.52%)し、せん断補強筋(2-D10)として閉鎖フープを120mm間隔(鉄筋比0.48%)で配した。柱の配筋は全試験体とも同じで、主筋を12-D22(全鉄筋比3.79%)とし、せん断補強筋(4-D10)は閉鎖フープを100mm間隔(鉄筋比0.71%)とした。接合部横補強筋には囲形に組んだD10を3組配した。

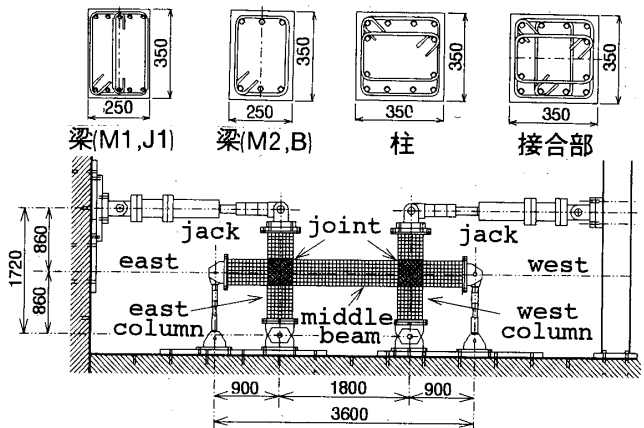


図1 加力装置と試験体形状(M1)および部材断面

骨組の設計は梁の曲げ降伏が先行するように行い、接合部の入力せん断応力度を $0.2\sigma_B$  ( $\sigma_B$ : コンクリート圧縮強度)程度に抑えた。材料特性を表2に示す。表中のftはコンクリートの割裂引張り強度である。梁型試験体Bの加力は建研式逆対称曲げせん断試験機で

表2 材料特性

鉄筋	(a)鉄筋						(b)コンクリート	
	降伏 応力度	降伏 ひずみ	ひずみ硬化 開始ひずみ	最大 応力度	破断 ひずみ	見かけの ヤング係数	試験体	$\sigma_B$ ft
	kgf/cm <sup>2</sup>	$\mu$	$\mu$	kgf/cm <sup>2</sup>	%	x10kgf/cm <sup>2</sup>		kgf/cm <sup>2</sup> kgf/cm <sup>2</sup>
D10	4175	2326	25523	5540	18.9	1.795	J1	436 32.9
D16	3532	1838	20085	5286	29.9	1.924	M1, M2	477 35.7
D22	3706	1884	25108	5438	31.9	1.971	B	454 34.2

行なった。そのほかの試験体の加力装置を図1に示す。2基のジャッキにより柱頭に水平載荷した。柱軸力は与えていない。加力は変位制御で行い、層間変形角(柱頭の水平変位を階高で除したのもの)1/400を1回、1/200、1/100、1/50、1/25をそれぞれ2回ずつ正負交番繰返し載荷し、その後正方向に押し切った。ただし、試験体M2では層間変形角1/100の正方向加力ピーク時の事故のためそれ以後の正方向加力は層間変形角1/100までとし、負方向加力は層間変形角1/25で3回繰り返した。また、試験体Bの加力履歴は試験体M2の加力ピーク時の梁変位に基づいて定めた。

3. ひびわれ状況と履歴特性 実験終了時のひびわれ状況を図2に示す。接合部には各試験体とも多数の斜めひびわれが発生したが、コンクリートの圧壊は生じなかった。接合部横補強筋は降伏しなかった。各試験体とも層間変形

Bond Characteristics along Beam Bars through Reinforced Concrete Frame  
(Part 1) Outline and Test Results

KITAYAMA Kazuhiro, JIANG Zhu, KOHYAMA Kouki and FURUTA Tomoki

角約1/100で危険断面の梁主筋が降伏した。試験体M1では、上端筋に沿った割裂ひびわれが中央梁全域に発生した。下端筋に沿った割裂ひびわれは梁の付け根付近に発生するにとどまった。試験体J1の梁のひびわれ状況は試験体M1の両側梁と同様であった。試験体M2の接合部の斜めひびわれの本数は試験体M1より少なく、

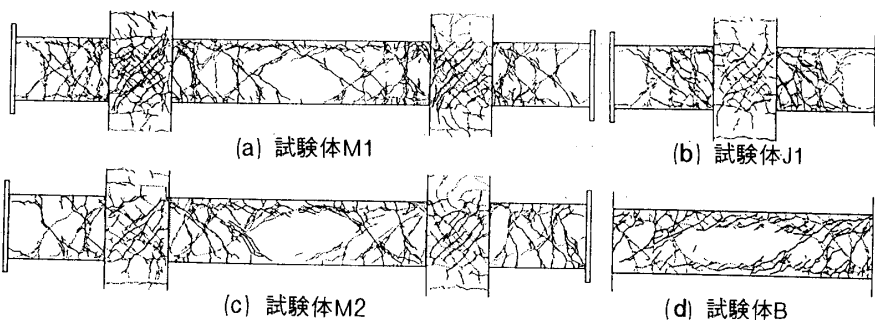


図2 最終ひびわれ図

ひびわれの分布も接合部中央に集中した。これは試験体M1の接合部内梁主筋の付着指標 ( $u_b/\sqrt{\sigma_s}$ ,  $u_b = \sigma_y \cdot d_b / 2hc$ ,  $\sigma_y$ : 梁主筋降伏強度、 $d_b$ : 主筋径、 $hc$ : 柱せい) <sup>(1)</sup> が4.23であったのに対して試験体M2では6.12と大きく、接合部内梁主筋の付着劣化が試験体M1より著しかったため、トラス機構により負担するせん断力が小さくなったためと思われる。試験体M2の梁のひびわれ進展は試験体M1と似ているが、中央梁の主筋の付着割裂強度 <sup>(2)</sup> は試験体M1より小さいため上端筋に沿った割裂ひびわれは試験体M1より顕著であった。試験体M2の梁と同一配筋およびスパン長を有し梁主筋両端の十分定着された試験体Bでは、せん断ひびわれ幅および割裂ひびわれ幅とも試験体M2の中央梁より広がった。層間変形角1/25で梁全長に渡って上下主筋に沿った割裂ひびわれが大きく広がり、割裂破壊した。いずれの試験体も梁の圧縮域に圧壊の兆しがあったが、耐力に影響する程度ではなかった。

サ形試験体は不静定構造なので、中央梁の中心を反曲点として力の釣り合いから中央梁および柱脚に作用する力を求めた。中央梁は両側の柱で拘束されるため、ひびわれ発生にともなって軸力を生じた。そのため東西の柱頭の水平力にはこの軸力分だけ差が生じた。また柱頭と柱脚に作用する水平力にも同程度の差が生じた。図3に試験体M1の西柱柱頭および柱脚のせん断力と試験体J1のせん断力を示す。試験体M1では層間変位とともに柱上下のせん断力の差が大きくなり、梁主筋降伏(第5サイクル)からこの現象は顕著になった。中央梁の軸力は21.3tonfに達した。このように同一柱の上下に作用するせん断力は異なり、大きいせん断力が作用する柱の危険断面で一部の柱主筋が降伏した。十字形試験体J1の柱主筋は降伏しなかった。

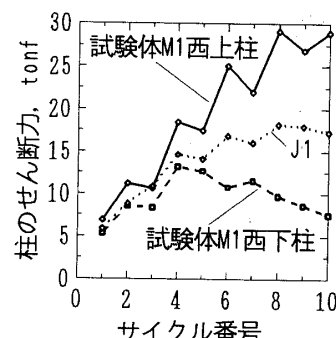


図3 柱せん断力の変化

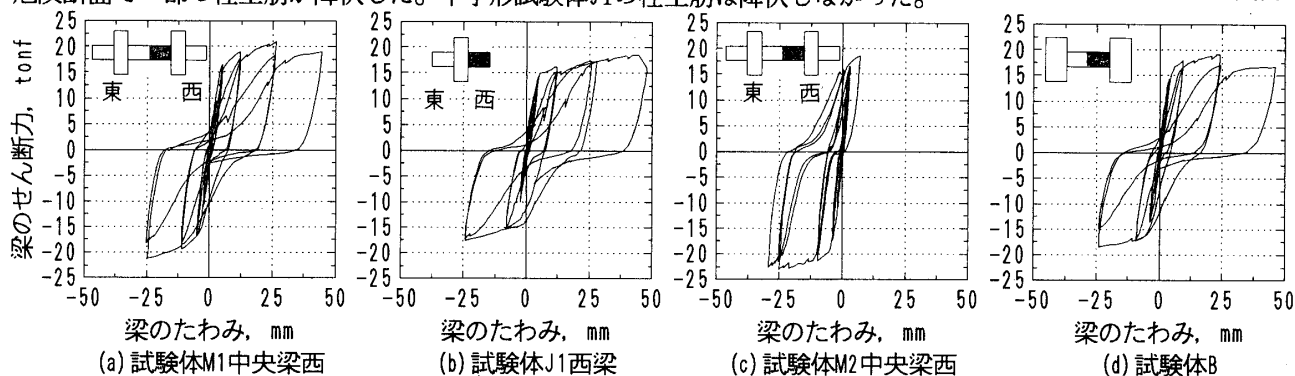


図4 梁のせん断力-たわみ履歴曲線

図4に梁せん断力-たわみ履歴曲線を示す。試験体M1とJ1および試験体M2とBとは同一の梁断面を有するが、中央梁の軸力により試験体M1、M2の梁の曲げ耐力がそれぞれ20.1、24.6%上昇した。試験体M1とJ1では、梁のせん断変形と梁主筋の付着劣化によって逆S字形の履歴曲線になった。試験体M1は試験体J1よりもやせたループとなったが、これは中央梁全域で割裂ひびわれが発生し、梁主筋のすべりが比較的大きかったためである。試験体M2では接合部内梁主筋の付着劣化および中央梁の割裂ひびわれが試験体M1より激しかったため、負方向加力の履歴曲線のピンチ性状は試験体M1より顕著であった。試験体Bでは部材角1/30時に付着割裂破壊したためそれから試験体の耐力は低下した。

4. 結論 ①中央梁両端の接合部内で主筋がすべる場合には(サ形試験体)、中央梁の付着割裂ひびわれは両端で主筋が定着された場合(試験体B)よりも進展しなかった。②サ形試験体の中央梁には両側の柱からの拘束によって軸力を生じたため、梁の曲げ耐力が上昇した。謝辞および参考文献は(その2)にまとめて記す。

\*1 東京都立大学工学部建築学科助教授・工博

\*2 東京都立大学大学院・工修 \*3 鹿島関東支店

\*4 矢作建設工業工務部・工修

\*1 Assoc. Prof., Tokyo Metropolitan University, Dr.Eng.

\*2 Graduate School, M.Eng. \*3 Structural Eng., Kajima Co.

\*4 Structural Engineer, Yahagi Co., M.Eng.