

RC骨組内の柱・梁接合部の入力せん断力と梁通し筋の付着に関する研究
Beam-Column Joint Shear and Bond along Beam Longitudinal Bars in Reinforced Concrete Frames姜 柱*, 北山 和宏**
Zhu JIANG, Kazuhiro KITAYAMA

Reinforced concrete cruciform beam-column subassemblages have been used for the research of beam bar bond characteristics. However such a subframe cannot reflect the interaction of bond deterioration along beam bars within beam-column joints and beams. In another aspect, the beam flexural strength and the input joint shear can be enhanced by the axial force developed in beams within a bay of frames after beam cracking. Then R/C beam-column subassemblages with two joints were tested. Following results were obtained. (1) Joint shear, assuming that two beams adjacent to the joint were confined by columns, increased to 1.3 times that of cruciform specimens. (2) Beam bars could be anchored in the compression zone of a beam hinge region. (3) Bond deterioration along beam reinforcement within a joint and a beam influenced each other. (4) Strain shift along bars in a beam contributed largely to beam yield deflection when the bond condition was severe within a beam.

Keywords: R/C Frame, Beam, Beam-Column Joint, Bond Deterioration, Slip, Interaction

RC骨組, 梁, 柱・梁接合部, 付着劣化, すべり, 相互作用

1. はじめに

鉄筋とコンクリートとの間の付着性能は鉄筋コンクリート(RC)骨組の耐震性能に大きい影響を与える重要な要因である。梁降伏が先行するRC骨組では、付着劣化が柱・梁接合部内の梁主筋と梁部材内の梁主筋に発生することが多い。一般のRC骨組では梁主筋を数スパンに渡って通し配筋してあり、地震の繰り返し载荷による内柱・梁接合部内の梁通し筋の付着劣化と梁の曲げヒンジ領域から部材中央にまで進展する主筋の付着劣化が相互に関連して骨組の履歴性能に影響を与えると考えられる。しかしこれまでは十字形柱・梁接合部を用いた実験[例えば1~4]が大多数であった。梁主筋は梁端部で溶接あるいは折り曲げによって定着され、梁部材内の主筋の付着劣化は抑えられ、接合部内の主筋の付着劣化に与える影響も十分反映出来ない。また、主筋の付着劣化の調査を目的とした梁試験体の主筋も部材両端部に折り曲げ定着され、内柱・梁接合部内主筋の付着劣化による影響は考慮出来ない。

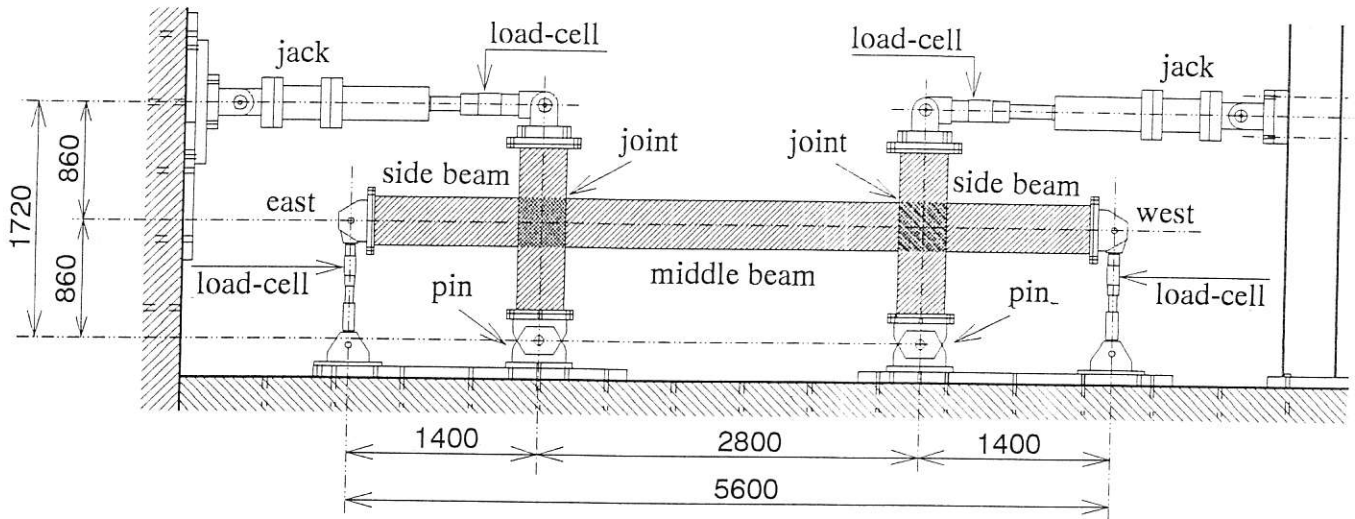
梁降伏変形の推定のために従来用いられている菅野式[5]は柱・梁部材を用いて得られた実験式で梁の降伏変形を過小評価すると指摘された[7][8]。そこで、接合部内梁主筋の抜け出しを考慮した方法[6][7][8]や、梁部材内主筋の付着劣化などによって生じた主筋ひずみのシフトを考慮した方法[8]が提案されている。しかし、これらは十字形骨組実験によって得られたものであるため、上述の接合部内梁主筋の付着劣化と梁部材内の付着劣化との相関は十分考慮出来ない。

一方、梁降伏先行型の崩壊機構を実現するためには、柱の曲げ降伏を避け、接合部のせん断破壊を防止することが必要である。しかしRC骨組内の梁部材ではひびわれ発生後に軸力が生じ、梁の曲げ耐力や接合部入力せん断力の上昇が予想される。

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に水平力を正負交番载荷する実験を行なった。比較のため十字形柱・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

* 東京都立大学工学部建築学科 大学院生・工修 Graduate Student, Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Tokyo Metropolitan University, M. Eng.

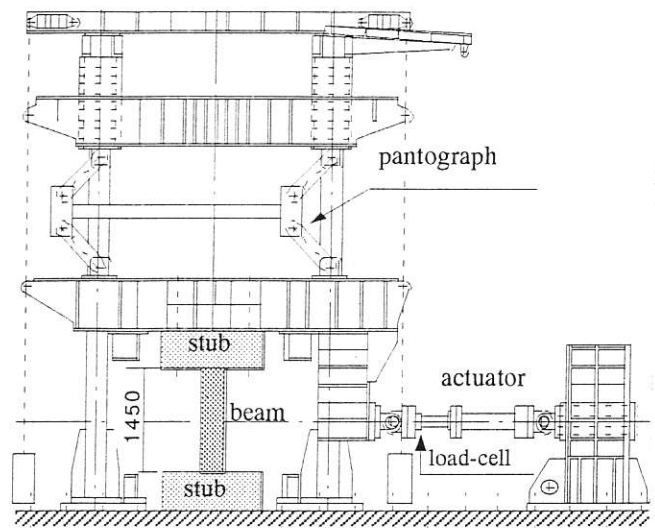
** 東京都立大学工学部建築学科 助教授・工博 Assoc. Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Tokyo Metropolitan University, Dr. Eng.



(a) Subassemblage Specimen

Table 1. Properties of specimens

Specimens	L1	L2	M1	M2	J1	J2	B
Shape	+		+		+		+
(a) Beam							
Longitudinal Bars	5- D16	3- D22	5- D16	3- D22	5- D16	3- D22	3- D22
$a_t (mm^2)$	995	1161	995	1161	995	1161	1161
$P_t (\%)$	1.24	1.52	1.24	1.52	1.24	1.52	1.52
Stirrups	3- D10	2- D10	3- D10	2- D10	3- D10	2- D10	2- D10
@(mm)	120	120	120	120	120	120	120
$P_w (\%)$	0.71	0.48	0.71	0.48	0.71	0.48	0.48
(b) Column							
Total bars	12- D22						
$a_g (mm^2)$	4644						
$P_g (\%)$	3.79						
Hoops	4-D10						
@(mm)	100						
$P_w (\%)$	0.81						
(c) Joint							
Hoops	4-D10						
Sets	3						
$a_w (mm^2)$	856						
$P_{wj} (\%)$	0.84						



(b) Beam Specimen

Fig.1 Loading Apparatus

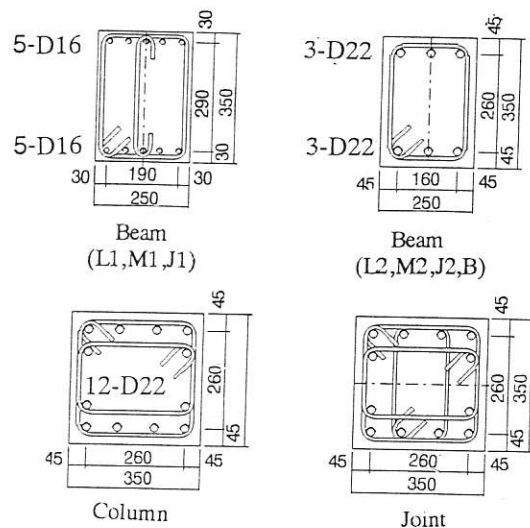


Fig.2 Member Sections

a_t : total area of tensile reinforcement,
 a_g : total area of longitudinal reinforcement,
 P_w : shear reinforcement ratio,
 P_t : tensile reinforcement ratio,
 P_g : gross reinforcement ratio,
 a_w : total area of web reinforcement placed between top and bottom beam reinforcement in the joint,
 P_{wj} : ratio of total sectional area of lateral reinforcement to the product of column width and distance between top and bottom beam bar.

の実験も行った。これらを基に、梁の曲げ耐力および接合部の入力せん断力の上昇、柱・梁接合部内の通し筋と梁スパン中央の主筋の付着劣化、この両者の相互作用がRC骨組の履歴特性に与える影響を検討し、梁の降伏変形の推定を行った。

2. 試験体と加力および測定方法

試験体は全7体である。試験体の諸元をTable 1に示す。また、サ形試験体L1を例として各部名称をFig. 1 (a)に、梁形試験体Bの各部名称をFig. 1 (b)に示す。

梁のスパン長さや梁主筋径を実験変数とした。試験体L1、M1、J1の梁主筋はD16、試験体L2、M2、J2、Bの梁主筋はD22とした。試験体L1、L2の中央梁の内法スパンは2450mmで主筋の付着劣化が梁中央では発生せず、接合部内主筋のすべりが主となった場合の骨組の力学性能を検討する。試験体M1、M2の中央梁の内法スパンは1450mmで主筋の付着劣化を梁中央まで発生させ、梁主筋の接合部内と梁部材内での付着劣化とも顕著な場合の骨組の力学性能を検討する。試験体J1はM1の、また試験体J2はM2の中央梁の中心から切り出したもので十字形を有する比較用試験体である。試験体Bは試験体M2の中央梁を取り出したものであり、両端に設けたコンクリートスタブ内に主筋を折り曲げ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Fig.2に示す。試験体は実物の約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L1、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L2、M2、J2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3.7%)とし、せん断補強筋(4-D10)は閉鎖フープを100mm間隔(鉄筋比0.81%)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。

骨組の設計は梁の曲げ降伏が先行するように行った。接合部の過度のせん断損傷を防止するため、接合部の入力せん断応力度を $0.2\sigma_B$ (σ_B :コンクリート圧縮強度)程度に抑えた。鉄筋の材料特性をTable 2 (a)に、コンクリートの材料特性をTable 2 (b)に示す。

サ形および十字形試験体の加力装置をFig.1(a)に示す。梁形試験体Bの加力はFig.1(b)に示す建研式逆対称曲げせん断試験機で行なった。サ形および十字形試験体の梁端部をピン・ローラー支持、柱脚をピン支持とし、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。面外方向の転倒を防止するために

Table 2 Material Properties

(a) steel

	yielding stress kgf/cm ²	yielding strain μ	tensile strength kgf/cm ²	fracture strain %
D10	4175	2326	5504	18.9
D16	3532	1838	5286	29.9
D22	3706	1884	5438	31.9

(b) concrete

	compressive strength kgf/cm ²	tensile strength kgf/cm ²	Ec × 10 ⁵ kgf/cm ²
L1,M1,J1,J2	436	32.9	3.48
M1,M2	454	34.2	3.48
B	477	35.7	3.48

Ec : Secant modulus at one-quarter of the compressive strength.

柱頭にサポート材を取り付けた。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もので)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きり載荷した。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回繰返しした。また、試験体Bの加力変位は試験体M2の加力ピーク時の梁変位を用いた。

サ形試験体では四つのロードセルにより東西柱頭に作用する荷重および東西梁端部の反力を測定した。十字形試験体では三つのロードセルにより柱頭に作用する荷重および東西梁端部の反力を測定した。試験体Bではアクチュエータについているロードセルにより荷重を測定した。変位計により層間変位、柱および梁のたわみ、接合部の変形などを測定した。また、梁主筋に溶接したネジ棒と近傍のコンクリートに埋め込んだネジ棒との間に取り付けた変位計により鉄筋とコンクリートとの間の局所すべりを測定した。鉄筋表面に貼付したひずみゲージにより鉄筋のひずみを測定した。

3. 実験結果

3.1 ひびわれ状況

実験終了時のひびわれ状況をFig.3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。試験体L1、L2の接合部横補強筋は梁軸平行方向は降伏したが、直交方向は降伏しなかった。試験体M1、M2、J1、J2の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角約1/100で危険断面の梁主筋が降伏した。スパンの大きい試験体L1、L2の主筋に沿った割裂ひびわれは上・下端筋とも梁の付け根付近に発生したが、梁中央までは進

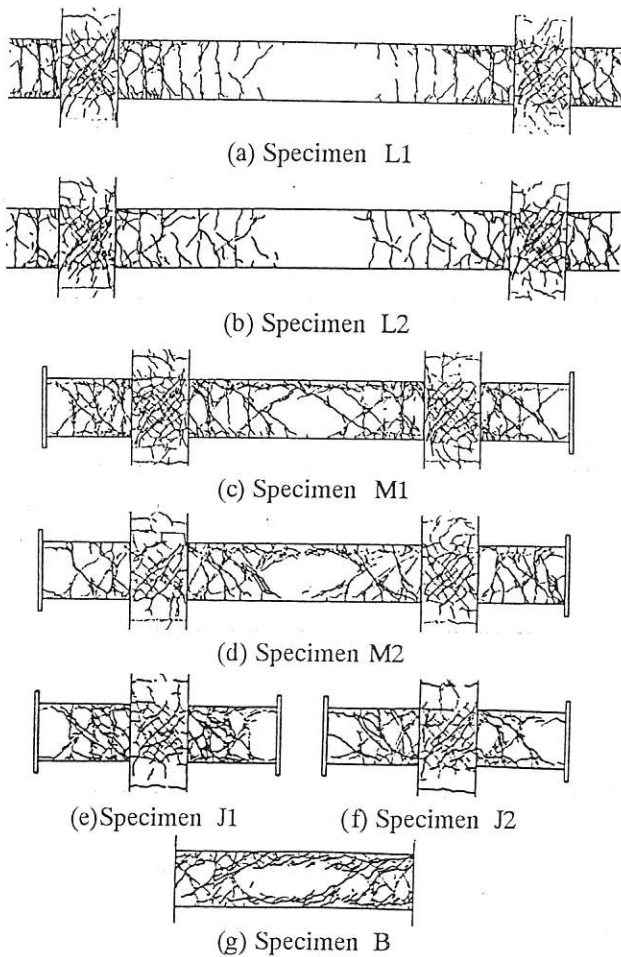


Fig. 3 Crack Patterns at Test End

展しなかった。スパンの小さい試験体M1、M2では、明確なせん断ひびわれが発生したほか、上端筋に沿った割裂ひびわれは中央梁全域に渡って発生した。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とどまった。試験体J1、J2の梁のひびわれ状況は試験体M1、M2の両側梁と同程度であった。試験体L2、M2の接合部の斜めひびわれの本数は試験体L1、M1より少なく、ひびわれの分布も接合部中央に集中した。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[9]は試験体M1より低いいため上端筋に沿った割裂ひびわれの幅は試験体M1より広がった。試験体M2の梁と同じ配筋、スパン長さを有し、梁主筋両端が十分定着された試験体Bではせん断ひびわれおよび割裂ひびわれとも試験体M2の中央梁より広がった。梁部材角1/30の時、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、付着割裂破壊した。いずれの試験体も梁端部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。サ形試験体の中央梁に生じる軸力(3.3参照)により同一柱の上下に作用するせん断力が異なったため、大きいせん断力が作用す

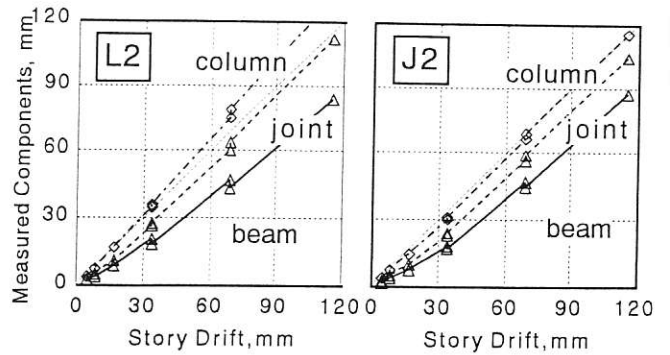


Fig. 4 Components of Story Drift

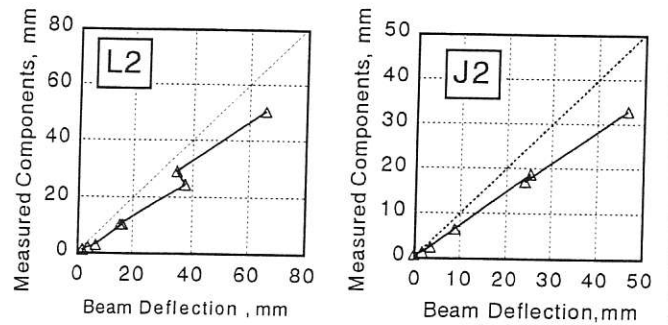


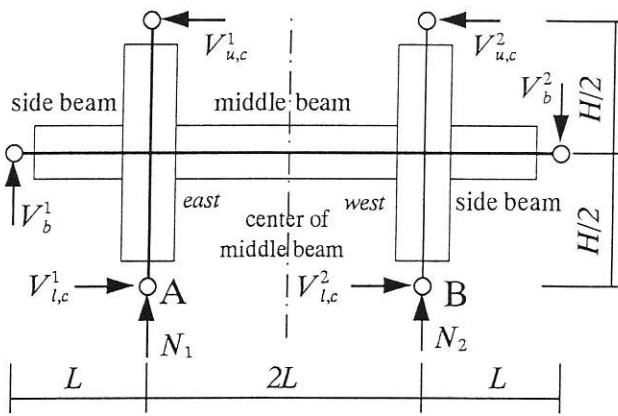
Fig. 5 Ratio of Flexural Deflection due to Beam End Hinge Rotation to the Total Measured Deflection

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。

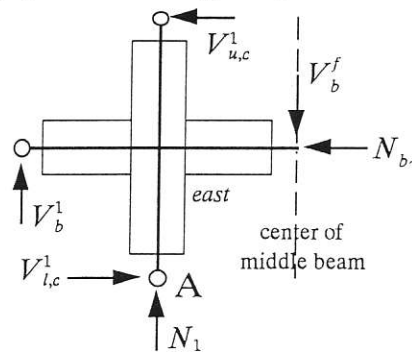
3.2 実験終了までの変形挙動

試験体L2、J2を例として梁、柱および接合部の変形による層間変位成分(縦軸)と実際に測定した層間変位(横軸)の関係をFig.4に示す。梁および柱の変形は接合部パネル内の四本の埋め込みボルトから梁および柱の端部(サ形試験体の中央梁では梁の中央部)に測定フレームを出して測定した。梁の変形には、主筋の抜け出しなどによる付加変形成分が含まれる。各試験体とも梁の変形の割合が多く、梁の挙動が試験体の特性を決定した。次に試験体L2、J2の梁変形成分を検討した。梁のたわみに対してヒンジ領域の曲げ回転が寄与する量をFig.5に示す。横軸は梁の測定総たわみである。縦軸はヒンジ領域の回転によるたわみ量であり、これは梁付け根から340mm範囲の梁の上下面に埋め込みボルトを設置してこの領域の梁の伸縮を測定し、この領域の回転角に反曲点までの梁長さを乗じて求めた。梁付け根付近の曲げ変形成分が梁たわみの大部分を占めた。最大層間変形角の時に、ヒンジ領域の回転角成分が梁たわみに占める割合は、試験体L2では78%、試験体J2では71%であった。

ほかの試験体についての検討は文献[10]に行った。



(a) Forces acting on Specimen



(b) Forces acting on Free Body as the East Half of Specimen

Fig.6 Equilibrium of Free Body

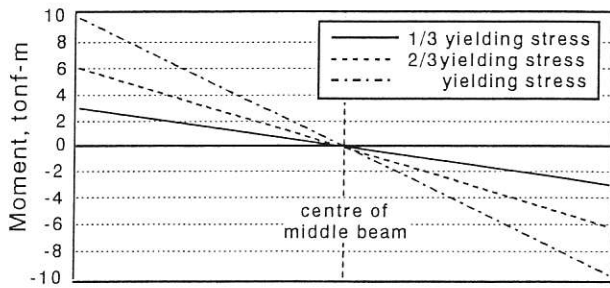


Fig.7 Moment at Beam Ends

3.3 履歴特性

サ形試験体は不静定構造なので、試験体全体(Fig.6(a))の力の釣り合いと、中央梁の中心を反曲点として切り出した東部分のフリーボディ(Fig.6(b))の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。Fig.6中の $V_{u,c}^1$ 、 $V_{u,c}^2$ 、 V_b^1 、 V_b^2 は実験測定値で、既知数である。Fig.6(a)のB点回りのモーメントの釣り合いから東柱脚の垂直反力 N_1 が求まる。

$$N_1 = \frac{V_{u,c}^1 + V_{u,c}^2}{2} \cdot \frac{H}{L} - \frac{3 \cdot V_b^1 + V_b^2}{2} \quad (1)$$

Fig.6(b)の垂直方向の力の釣り合いから中央梁のせん

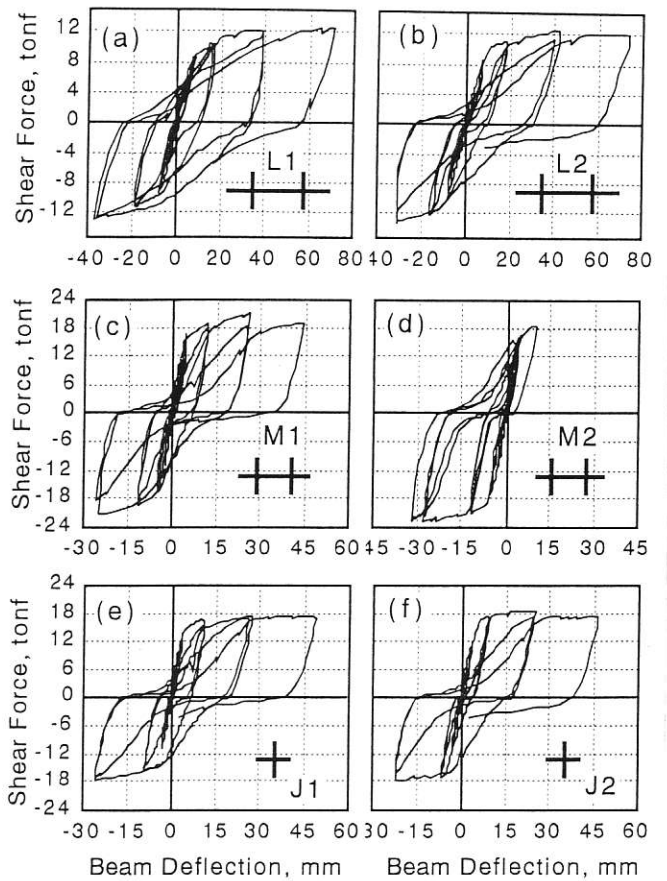


Fig.8 Relationship of Beam Shear Force and Deflection

断力 V_b^f が求まる。

$$V_b^f = N_1 + V_b^1 \quad (2)$$

また、Fig.6(b)のA点回りのモーメントの釣り合いから中央梁の軸力 N_b が求まる。

$$N_b = (V_b^1 + V_b^f) \cdot \frac{2L}{H} - 2V_{u,c}^1 \quad (3)$$

同様にFig.6(b)の水平方向の力の釣り合いから東柱脚のせん断力 $V_{l,c}^1$ 、Fig.6(a)のA点回りのモーメントの釣り合いから西柱脚の垂直反力 N_2 、また、Fig.6(a)右半分のフリーボディの水平方向の力の釣り合いから西柱脚の

せん断力 $V_{i,c}^1$ が求まる。

式(3)で求めた梁の軸力は、試験体L1では梁降伏時に2.7 tonf、最大値は22.7 tonf、試験体L2では梁降伏時に3.0 tonf、最大値は19.8 tonf、試験体M1では梁降伏時に4.6 tonf、最大値は21.7 tonf、試験体M2では梁降伏時に5.2 tonf、最大値は20.9 tonfとなった。

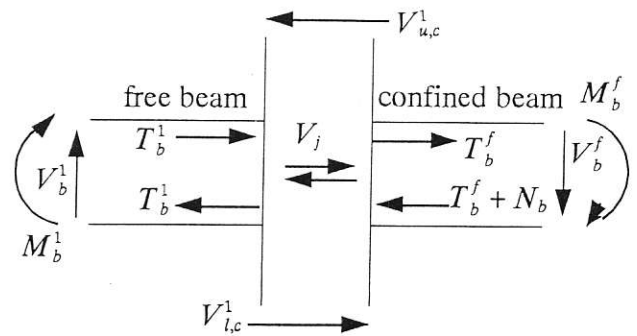
なお、サ形試験体の中央梁の中心が反曲点である仮定を検証するため、試験体M1の正方向加力の梁主筋降伏までを三段階にわけて、危険断面の主筋のひずみ測定値より、梁両端の危険断面に作用した曲げモーメントを求めた(Fig.7)。梁中心の曲げモーメントはほとんど零であったことから、梁の中心を反曲点とみなしてよい。上述した梁降伏時の梁軸力は非常に小さいため、断面の曲げモーメントを求める際、応力中心間距離は軸力のない梁と同じ、つまり $7d/8$ (d : 梁断面有効高)とした。

3.2に述べたように試験体の挙動は梁の挙動で決まった。そこで梁の履歴特性を検討する。Fig.8に各試験体の梁せん断力-たわみ関係を示す。D16を梁主筋とした試験体L1、M1、J1はD22を梁主筋とした試験体L2、M2、J2より接合部内および梁内の主筋の付着がよいため、比較的大きい履歴面積を有した。試験体L1、L2の梁の曲げ変形はもっとも卓越し、付着割裂ひび割れも梁中央まで進展しなかったため、同シリーズのほかの試験体より履歴面積は大きかった。試験体M1とJ1、また、試験体M2とJ2を比較するとサ形試験体は十字形試験体よりもやせた履歴ループとなったが、これはサ形試験体の中央梁全域で割裂ひびわれが発生したため、梁からの主筋のすべりおよび梁内主筋のひずみシフトによる梁の変形(4.4参照)が大きくなったためである。試験体Bでは部材角1/30で付着割裂破壊し、試験体の耐力が低下した。梁降伏後の耐力上昇率(実験終了までの最大耐力と降伏時耐力との比から1.0を引いた値)は試験体L1、M1、J1、L2、M2、J2においてそれぞれ42%、33%、18%、21%、23%、10%となった。サ形試験体の中央梁に軸力が生じたため、梁耐力上昇率は十字試験体より大きかった。

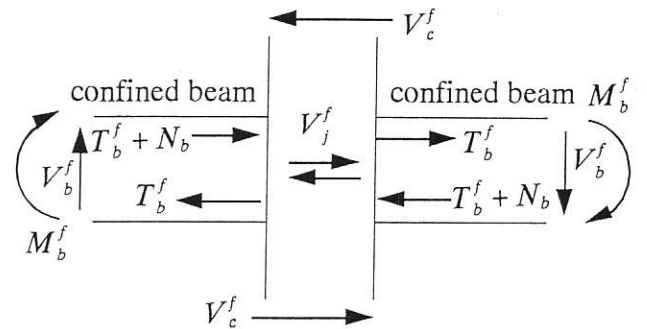
4. 実験結果の検討

4.1 接合部の挙動

3.3に述べたようにサ形試験体では柱の拘束により中央梁に軸力を生じた。このことを考慮すると接合部の入力せん断力はFig. 9(a)に示したような力の釣り合いから求まる。Fig. 9(a)はFig. 6.(a)の東接合部回りを切り出したフリーボディである。Fig. 9(a)の接合部の中心から水平に切り出した上部分のフリーボディの水平方向の力の釣り合いから式(4)、Fig. 9(a)のフリーボディの水平方向の力の釣り合いから式(5)、また接合部中心



(a) Forces relating to the Joint Input Shear Force of the Specimen



(b) Forces relating to the Joint Input Shear Force assumed to Have the same Confined Beams on Two Sides

Fig.9 Forces relating to Joint Input Shear Force

回りのモーメントの釣り合いから式(6)が得られる。軸力の生じた梁の危険断面の曲げモーメント M_b^f が(7)式で求まる。

$$V_j = T_b^f + T_b^1 - V_{u,c}^1 \quad (4)$$

$$V_{i,c}^1 = V_{u,c}^1 + N_b \quad (5)$$

$$(V_{u,c}^1 + V_{i,c}^1) \cdot \frac{H}{2} = (V_b^f + V_b^1) \cdot L \quad (6)$$

$$M_b^f = T_b^f \cdot J_d + N_b \left(J_d - \frac{J_s}{2} \right) \quad (7)$$

ここで、 V_j はサ形試験体接合部入力せん断力、 T_b^f と T_b^1 は引張り鉄筋の合力、 J_d は梁断面の応力中心間距離

(ここで $7d/8$ とした、 d は梁断面の有効高である)、 J_s は梁断面の主筋中心間距離である。ほかの符号はFig. 6と同じである。式(4)~(7)からサ形試験体の柱・梁接合部の入力せん断力が式(8)で求まる。

$$V_j = T_b^f + T_b^1 - (V_b^f + V_b^1) \cdot \frac{L}{H} + \frac{N_b}{2} \\ = (M_b^f + M_b^1) \frac{1}{J_d} - (V_b^f + V_b^1) \frac{L}{H} - \frac{N_b}{2} \left(1 - \frac{J_s}{J_d} \right) \quad (8)$$

ここで、 M_b^1 は拘束されていない外側梁危険断面の曲げモーメントである。

サ形試験体では外側の梁は拘束されないため、軸力による接合部入力せん断力への影響は考慮できない。そこで両側の梁も中央梁と同程度拘束される場合の接合部を想定して、サ形試験体の実験結果から接合部入力せん断力を求めた。両側梁とも拘束される場合の接合部回りのフリーボディをFig.9(b)に示す。Fig.9(b)の接合部の中心から水平に切り出した上部分のフリーボディの力の釣り合いから式(9)、また、接合部中心回りのモーメントの釣り合いから式(10)が得られる。

$$V_j^f = 2T_b^f + N_b - V_c^f \quad (9)$$

$$V_c^f \cdot H = V_b^f \cdot 2L \quad (10)$$

ここで、 V_j^f は両側梁とも拘束される場合の接合部の入力せん断力、 V_c^f は柱のせん断力(この場合では上柱と下柱のせん断力は等しい)である。式(7)、(9)、(10)から式(11)が得られる。

$$\begin{aligned} V_j^f &= 2T_b^f - 2V_b^f \cdot \frac{L}{H} + N_b \\ &= \frac{2M_b^f}{J_d} - 2V_b^f \cdot \frac{L}{H} - N_b \left(1 - \frac{J_s}{J_d}\right) \end{aligned} \quad (11)$$

柱・梁接合部の入力せん断力の評価は従来十字形試験体で行ってきた。本研究のサ形試験体の結果により梁に生じた軸力は接合部入力せん断力を増加させた。次に、基本となる十字形接合部(両側梁とも拘束されない場合)の入力せん断力を求める。この場合の接合部入力せん断力 V_j^1 は、式(11)の各符号をFig. 9(a)のフリーボディの左側梁の対応符号と入れ替えて得られた式(12)で求まる。ただし、梁に軸力がないので軸力項を取り除いた。

$$\begin{aligned} V_j^1 &= 2T_b^1 - 2V_b^1 \cdot \frac{L}{H} \\ &= \frac{2M_b^1}{J_d} - 2V_b^1 \cdot \frac{L}{H} \end{aligned} \quad (12)$$

式(8)、式(11)および式(12)で求めた接合部入力せん断力からせん断応力度(せん断抵抗面積の取り方は終局強度指針[9]による)を求め、これをコンクリート圧縮強度で除したものとせん断変形角との関係をFig.10に示す。サ形試験体については図中の点線は実験結果で、太実線は接合部両側梁とも拘束される場合の換算値の包絡線である。また、実線は接合部両側梁とも拘束されない場合の換算値の包絡線である。せん断変形角は、接合部パネルに設置した四本の埋め込みボルトにより接合部の斜め変形を測定し求めた。

各接合部の入力せん断力比の梁降伏時の値と最大値

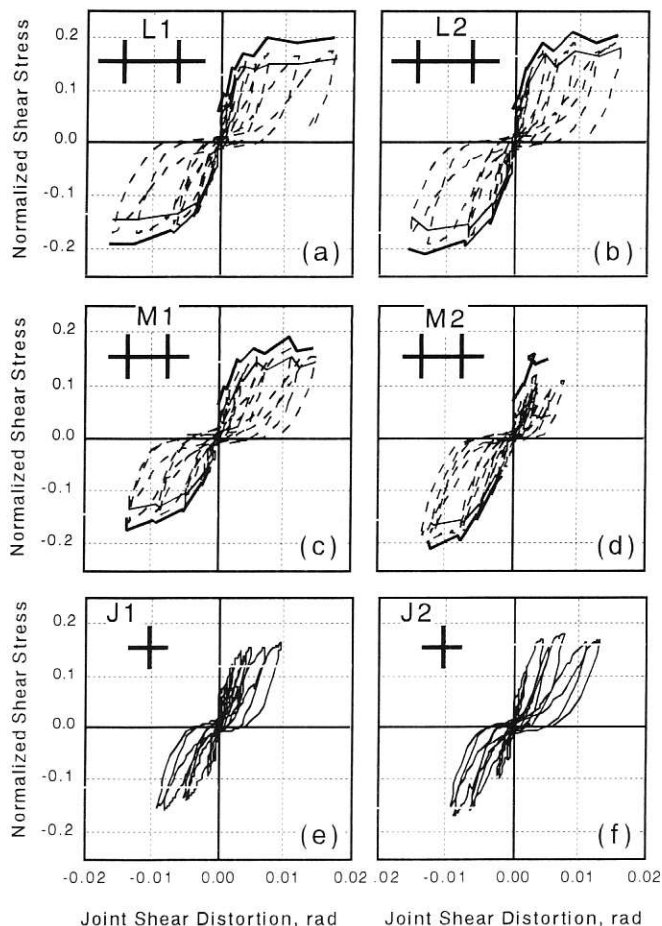


Fig.10 Relationship of Normalized Shear Stress and Distortion of Beam-Column Joint

をTable3に示す。いずれも梁降伏後に接合部の入力せん断力が上昇した。降伏後の上昇率(表中の αp および αn)は各試験体とも実験値(表中のEX.)、両側梁とも拘束された場合(同AC.)および両側梁とも拘束されない場合(同AF.)で大きい差はなかった。しかし、両側梁とも拘束された場合(実際のRCフレームの内柱・梁接合部に相当)の接合部入力せん断力は両側梁とも拘束されない場合(従来の十字形柱・梁接合部試験体に相当)よりも梁降伏時に平均で21%、最大時に平均で30%、それぞれ大きくなった。これは梁に生じた軸力が梁曲げ耐力を増加させたためである。

実際のRC骨組では、このように梁に生じた軸力の影響により接合部入力せん断力が大幅に上昇することに注意を要する。坂田らは多層多スパンの模型実験から1階柱の拘束により2階梁に大きい圧縮軸力が生じるが、上層の梁では柱による拘束は弱くなったという結果を報告した[11]。坂田らの実験は柱頭のせん断力の制御で行なわれたため、同一層の各接合部位置での水平変位は異なり、ひび割れた梁への拘束が弱くなった。しかし実際のRC骨組では床の剛性が大きいため同

一層の各接合部の水平変位はほぼ同じになると考えられるので、2階より上階の梁にも大きな軸力が作用する可能性がある。

Table3 Normalized Joint Shear Stress

			$\tau_{y,p}$	$\tau_{y,n}$	$\tau_{m,p}$	$\tau_{m,n}$	α_p	α_n
			σ_B	σ_B	σ_B	σ_B		
L1	EAST JOINT	EX.	0.13	0.13	0.18	0.17	1.38	1.30
		AC.	0.14	0.15	0.20	0.20	1.42	1.36
		AF.	0.12	0.12	0.16	0.15	1.33	1.25
	WEST JOINT	EX.	0.13	0.13	0.17	0.17	1.37	1.33
		AC.	0.14	0.15	0.20	0.20	1.42	1.36
		AF.	0.12	0.12	0.15	0.15	1.28	1.29
L2	EAST JOINT	EX.	0.16	0.16	0.19	0.19	1.20	1.19
		AC.	0.17	0.18	0.21	0.22	1.21	1.21
		AF.	0.15	0.14	0.18	0.17	1.20	1.15
	WEST JOINT	EX.	0.16	0.16	0.19	0.20	1.16	1.23
		AC.	0.17	0.18	0.21	0.22	1.21	1.21
		AF.	0.16	0.14	0.17	0.18	1.10	1.27
M1	EAST JOINT	EX.	0.12	0.12	0.17	0.16	1.41	1.33
		AC.	0.14	0.14	0.18	0.18	1.33	1.31
		AF.	0.10	0.10	0.15	0.13	1.50	1.35
	WEST JOINT	EX.	0.12	0.12	0.16	0.16	1.31	1.37
		AC.	0.14	0.14	0.18	0.18	1.34	1.31
		AF.	0.11	0.10	0.14	0.14	1.26	1.46
M2	EAST JOINT	EX.	/	0.16	/	0.19	/	1.19
		AC.	/	0.17	/	0.21	/	1.23
		AF.	/	0.14	/	0.17	/	1.15
	WEST JOINT	EX.	/	0.15	/	0.19	/	1.25
		AC.	/	0.17	/	0.21	/	1.23
		AF.	/	0.13	/	0.17	/	1.31
J1	/	0.12	0.11	0.16	0.16	1.35	1.42	
J2	/	0.16	0.16	0.18	0.17	1.13	1.10	

EX. : normalized joint shear stress of the specimens ,
 AC. : normalized joint shear stress when both beams adjacent to the joint were confined with the same force as that of the middle beam of the corresponding specimen ,
 AF. : normalized joint shear stress when both beams adjacent to the joint were not confined,
 $\tau_{y,p}$ and $\tau_{y,n}$: joint shear stress at beam yielding under positive and negative loading,
 $\tau_{m,p}$ and $\tau_{m,n}$: maximum joint shear stress at the positive and negative loading,
 $\alpha_p = \tau_{m,p} / \tau_{y,p}$; $\alpha_n = \tau_{m,n} / \tau_{y,n}$.

4.2主筋のひずみ分布

梁部材に接合部が付く場合の梁部材内主筋の付着と両端の接合部内梁通し筋の付着との関係および付着割裂ひびわれが発生した梁部材内主筋の定着位置を検討した。Fig.11 に試験体L1、M1の負方向加力時の上端筋のひずみ分布を示す。Fig.11中の数字は層間変形角である。

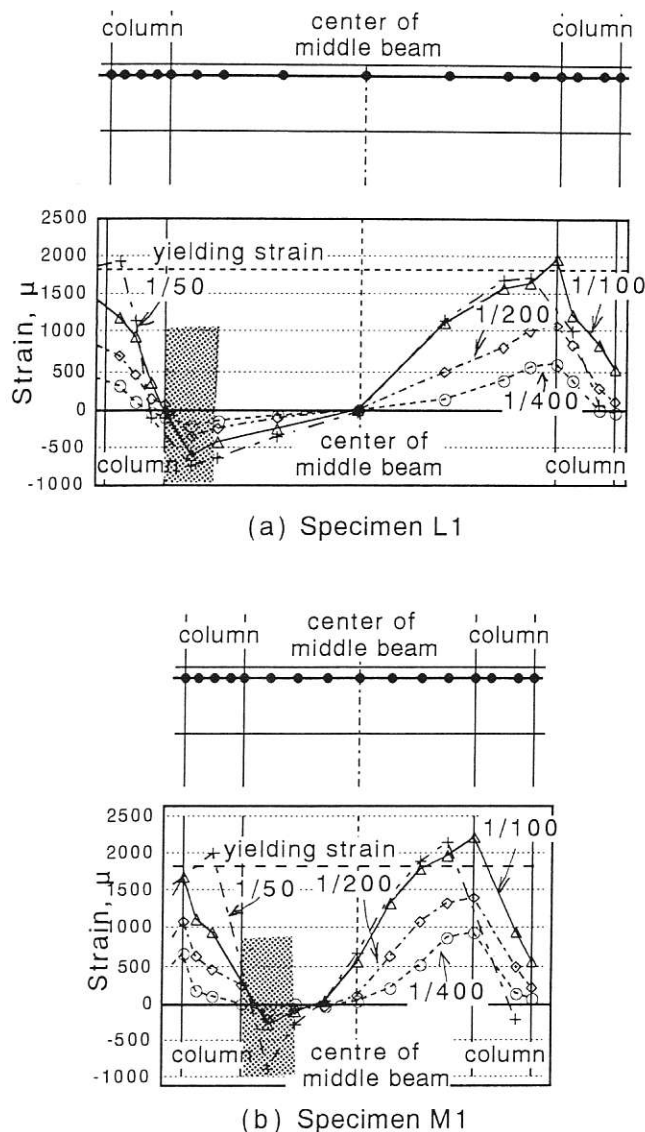


Fig.11 Strain Distribution along Beam Longitudinal Bar

両試験体とも圧縮側危険断面の主筋のひずみは早期に引張りひずみになり、接合部内で付着劣化が生じた。スパンの大きい試験体L1では梁中央の主筋のひずみは層間変形角1/25までほとんど零であり、それを境として両側の主筋のひずみ分布は異なる勾配をもつ直線となった。これは平面保持の仮定を基にして解析した結果(Fig.14参照)と定性的に一致した。試験体M1では梁中央の主筋のひずみは層間変形角1/400の時引張りひずみになった。引張り側の主筋ひずみの分布は梁軸に対して凸の形になった。これは主筋の付着劣化およびせん断ひびわれの影響のため、鉄筋とコンクリートとの間に大きいずれが生じたためと考えられる。層間変位の増加に伴い、中央梁部材内の零ひずみ点は圧縮側に移動する傾向があるが、層間変形角1/25時の零ひずみ点と1/100時の零ひずみ点はほぼ同じ位置であった。零ひ

ずみ点の左側(ハッチの領域)では主筋のひずみは圧縮を呈しており、しかも層間変形角の増加とともに圧縮ひずみが増加したことから、この領域で主筋は定着されていたと思われる。

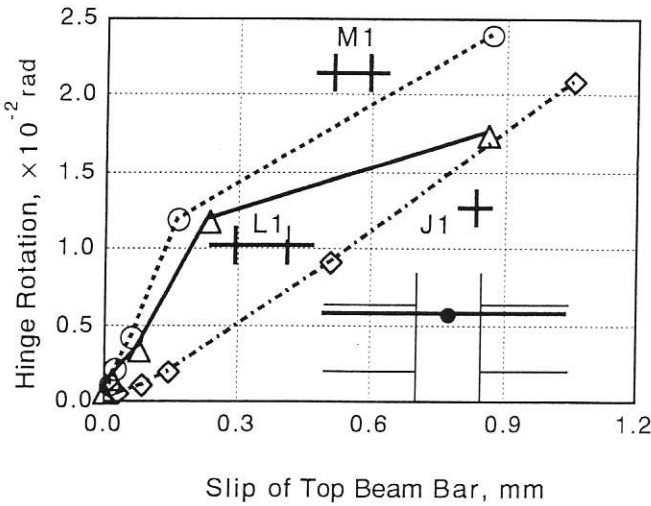


Fig.12 Slip of Beam Bar at Joint Centre

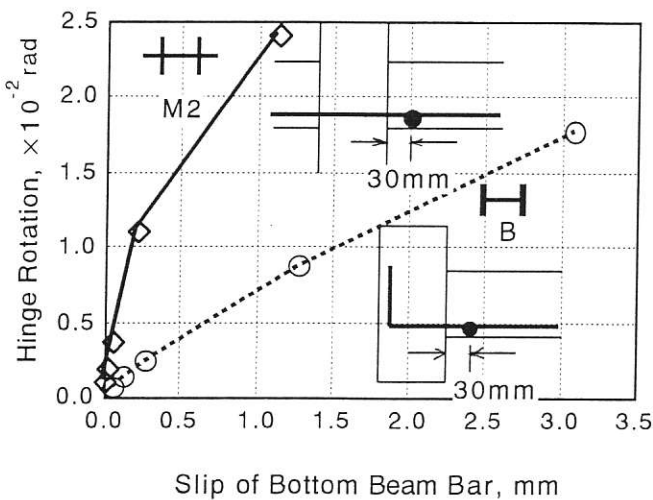


Fig.13 Slip of Beam Bar in Hinge Region

4.3 接合部内および梁部材内の梁主筋のすべり

実験では接合部中央位置の主筋にボルトを溶接し、この位置の主筋のすべり量を測定した。サ形試験体の中央梁の主筋のすべり量や主筋のひずみシフトが接合部内梁主筋のすべりに与える影響を検討するため、試験体L1、M1の西接合部中央位置の上端筋のすべり量と試験体J1の接合部中央位置の主筋のすべり量をFig. 12に示す。縦軸は梁ヒンジ領域の回転角である。試験体M1では中央梁の上端筋に沿った付着割裂ひびわれが生じ、梁内主筋のすべりおよびひずみシフトによる梁の変形が大きくなったため、接合部内梁主筋のすべりは梁端で主筋が定着された試験体J1および中央梁の付着

劣化の顕著でなかった試験体L1より小さかった。これは梁内主筋の付着劣化と接合部内通し筋の付着劣化との相互影響を示す。

梁危険断面から梁部材側に3cm離れた位置の主筋に溶接されたネジ棒により梁部材内主筋の危険断面に向かうすべりを測定した。Fig.13に負方向加力ピーク時の試験体M2と試験体Bの下端筋のすべり量を示す。

試験体M2では接合部内梁主筋の付着が劣化し接合部から梁主筋が抜け出したため、中央梁から危険断面に向かう梁主筋のすべり量は小さくなった。これに対して梁主筋を端部で十分定着した試験体Bでは、定着スタブからの梁主筋の抜け出しが小さいため梁内主筋の危険断面に向かうすべり量は大きくなった。

4.4 梁降伏変形の推定

骨組内の梁の降伏変形成分には曲げ変形とせん断変形のほか、接合部および梁部材から梁危険断面に向かう主筋の抜け出し、梁部材内の主筋の付着劣化およびせん断ひびわれの影響による主筋ひずみのシフトなどによる付加変形がある。本論文では以上の各要因を含めてサ形試験体の中央梁の降伏変形を計算し、測定降伏変形との比較を行った。

サ形試験体について中央梁の中心で梁を分けて片持ち梁として梁自由端と固定端との梁降伏時の相対変位を求めた。平面保持仮定を基にして実験で得られた梁降伏時のせん断力と軸力を用いて梁長に沿った曲率分布、ひずみ分布を求めた。梁の曲率を積分することにより得られた曲げ変形(δ_f)と梁の弾性せん断変形(δ_s)とによる梁の変形(δ_{bv})は式(13)で求められる。これを初等理論による梁の変形と定義する。

$$\delta_{bv} = \delta_f + \delta_s = \int_0^{l_b} \phi(x) \cdot x dx + \frac{Q_b \cdot \kappa \cdot l_b}{G_c \cdot A_c} \quad (13)$$

ここで、 l_b は梁の長さ、 $\phi(x)$ は梁降伏時の位置 x の断面曲率、 x は梁自由端(サ形試験体の中央梁の中心)からの距離、 Q_b は梁降伏時のせん断力、 κ は断面形状係数(矩形断面では $\kappa = 1.2$)、 G_c はコンクリートのせん断弾性係数、 A_c は梁断面の等価コンクリート断面積である。

接合部中央位置での主筋すべり量の測定値と接合部中央から柱面までの主筋ひずみ分布の積分値を加算して接合部から梁危険断面への主筋の抜け出し量(ΔS_j)を求めた。梁危険断面から3cm離れたところの梁部材から危険断面への主筋のすべり量を ΔS_b とする。

接合部および梁部材からの主筋の抜け出しによる梁の付加変形(δ_{psj} 、 δ_{psb})はそれぞれ式(14)(15)で求められる。

$$\delta_{psj} = \frac{\Delta S_j \cdot l_b}{d_n} \quad (14)$$

$$\delta_{psb} = \frac{\Delta S_b \cdot l_b}{d_n} \quad (15)$$

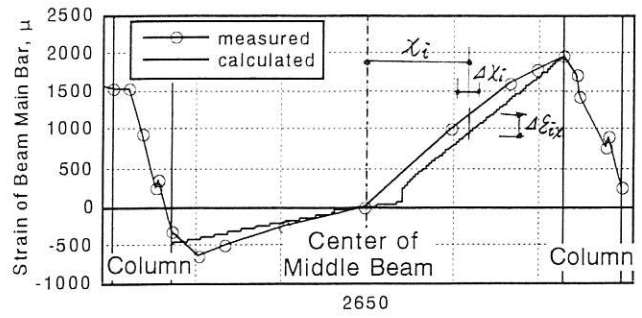
ここで、 d_n は梁降伏時引張り主筋位置から中立軸までの距離で、平面保持仮定を基にして解析で得られた値を用いた。試験体L1、M1の計算したひずみ分布と実験で測定したひずみ分布を併せてFig.14に示した。梁部材内の主筋の付着劣化およびせん断ひびわれの影響で梁主筋のひずみは平面保持仮定で求めた値より大きくなった。特に梁内主筋の付着とせん断とも厳しい試験体M1では測定梁主筋のひずみは計算値より大幅に増大し、梁降伏時にも梁中心位置で大きいひずみを生じた。これを梁主筋ひずみシフトと定義する[8]。ひずみシフトによる梁の付加変形は式(16)で求められる。

$$\delta_{bb} = \frac{\sum_{i=1}^m \Delta \epsilon_{ix} \cdot \Delta x_i \cdot x_i}{d_i} \quad (16)$$

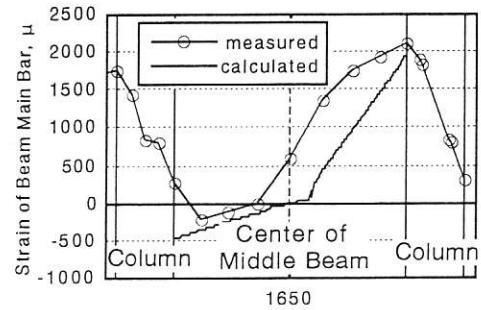
ここで、 $\Delta \epsilon_{ix}$ は位置 x での主筋ひずみ測定値と計算値との差である。式(13)~(16)で求めた変形の各成分を加算して梁の降伏変形(δ_{cal})が式(17)で得られる。

$$\delta_{cal} = \delta_{by} + \delta_{psj} + \delta_{psb} + \delta_{bb} \quad (17)$$

以上によって求めた梁降伏時の各要因による変形成分および実験で測定した梁降伏時の変形(δ_{exp})を



(a) Specimen L1



(b) Specimen M1

Fig.14 Measured and Calculated Strain Distribution along Beam Longitudinal Bar at the Beam Yielding

Table4にまとめた。試験体L2の西梁上端筋降伏時の梁降伏変形の計算値は測定値を上回った。これは接合部からの梁主筋の抜け出しによる梁付加変形が大きかったためである。以下はそれ以外の場合について検討する。試験体L1とL2とを比べるとL1の接合部内梁主筋の付着指標は ($\mu_b/\sqrt{\sigma_B}$ 、 $\mu_b = \sigma_y \cdot d_b/2h_c$ 、 σ_y :主筋降

Table4 Components of Beam Yielding Deflection

		δs	δs	δf	δf	δpsj	δpsj	δpsb	δpsb	δbb	δbb	δcal	δcal	δexp
		mm	$\frac{\delta s}{\delta exp}$ (%)	mm	$\frac{\delta f}{\delta exp}$ (%)	mm	$\frac{\delta psj}{\delta exp}$ (%)	mm	$\frac{\delta psb}{\delta exp}$ (%)	mm	$\frac{\delta bb}{\delta exp}$ (%)	mm	$\frac{\delta cal}{\delta exp}$ (%)	mm
L1	ET	0.1	1.2	3.9	50.1	1.9	24.8	0.1	1.4	1.3	16.9	7.3	94.2	7.8
	WB	0.1	1.2	3.9	52.0	2.1	27.6	0.5	6.6	0.5	6.2	7.1	93.4	7.6
	EB	0.1	1.2	4.2	52.6	1.8	23.3	0.5	6.7	0.2	1.2	6.8	86.0	7.9
	WT	0.1	1.3	4.2	56.7	1.8	24.8	0.1	1.6	1.0	13.4	7.2	97.8	7.3
L2	ET	0.1	1.1	4.6	47.7	3.0	31.4	0.3	3.1	1.7	17.7	9.7	101.6	9.6
	WB	0.1	1.0	4.6	42.7	2.7	25.3	0.1	0.8	1.6	14.5	9.1	84.2	10.8
	EB	0.1	1.0	4.6	43.9	3.8	36.4	0.1	0.9	1.8	17.0	10.3	99.1	10.4
	WT	0.1	1.2	4.6	48.6	4.4	46.9	0.3	3.3	1.5	16.5	10.9	116.4	9.4
M1	ET	0.1	2.3	1.4	33.3	1.2	28.8	0.1	1.3	1.2	28.5	4.0	94.1	4.3
	WB	0.1	2.2	1.4	32.9	1.1	26.0	0.2	3.9	1.1	25.5	3.9	90.5	4.3
	EB	0.1	2.7	1.4	38.2	1.1	31.9	0.2	4.6	0.8	21.2	3.6	96.9	3.7
	WT	0.1	2.4	1.4	33.87	1.1	26.41	0.1	1.28	1.2	28.0	3.9	90.5	4.2

ET: values when top bars at the east critical section yielded; EB: values when bottom bars at the east critical section yielded; WT: values when top bars of the west critical section yielded; WB: values when bottom bars of the west critical section yielded.

伏強度、 d_b : 主筋の径、 h_c : 柱せい) 4.23であったのに対して試験体L2では6.12であったため、試験体L1の接合部内梁主筋の抜け出しによる付加変形の割合は25%に対して試験体L2では35%になった。初等理論により計算した梁降伏時の曲げ変形成分は試験体L1では53%であり、試験体L2では46%であった。試験体L1とM1は接合部内梁主筋の付着指標は同じであるが、M1では梁の内法スパンが短いため、梁部材内の主筋の付着劣化とせん断変形の影響による主筋ひずみシフトによる梁の降伏時の付加変形は接合部内主筋の抜け出しによる付加変形と同程度であった。試験体L1の場合は上端筋降伏時の梁部材主筋のひずみシフトによる梁の付加変形成分は15%であったが、下端筋降伏時はほとんど無視できる程度であった。試験体L1、L2、M1の梁の計算降伏変形と測定降伏変形をFig.15に示す。計算値と実験値はよく一致した。

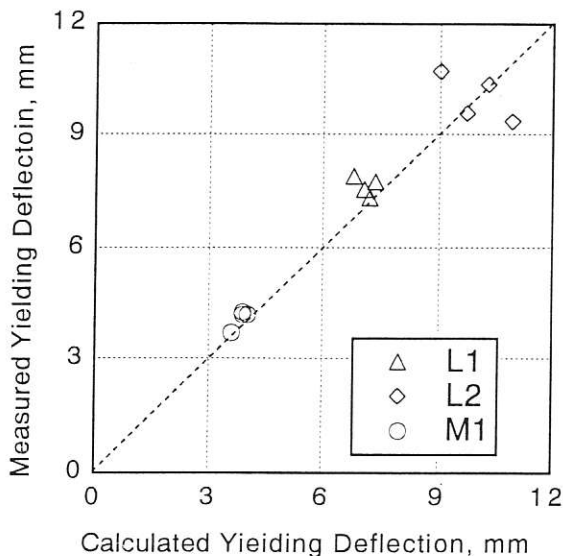


Fig.15 Relationship of Measured and Calculated Beam Yielding Deflection

5. 結論

(1) ひび割れた梁に生じた軸力により梁の曲げ耐力が増大し、接合部入力せん断力が上昇した。接合部の両側梁とも拘束されると仮定した場合 (RCフレームの内柱・梁接合部) は両側梁とも拘束されない場合 (従来の十字形柱・梁接合部試験体) と比べて、接合部入力せん断力が梁降伏時に 21%、最大時に 30% 増大すると推定される。

(2) 中央梁両端の接合部内で梁主筋の付着劣化が生じたにもかかわらず、梁部材内主筋は圧縮側のヒンジ領域内で圧縮ひずみを呈し、この領域で定着された。

(3) 接合部内の梁通し筋の付着と梁内主筋の付着は相互に影響を与えた。一方の付着劣化が進むにつれ、他方の付着劣化は緩和された。

(4) 接合部内主筋の抜け出し、梁部材内主筋の抜け出しおよび梁部材内主筋のひずみシフトなどを考慮することによって、梁降伏時の変形を良く評価できた。短スパン梁部材内の主筋のひずみシフトによる降伏時付加変形は測定降伏変位の 26% を占め、接合部内主筋の抜け出しによる付加変形の占める割合と同程度であった。主筋のひずみシフトによる付加変形は、梁スパン長さ、梁主筋の径と降伏強度、コンクリート圧縮強度および接合部内梁主筋の付着性状などに依存する。これらの要因の与える影響の定量化が今後の課題である。

謝辞： 東京都立大学教授西川孝夫先生には常に御指導を賜っています。また、本研究の一部は香山恆毅君 (鹿島) が東京都立大学特別研究として担当しました。本研究を行なうにあたり東京都立大学、前田記念工学振興財団および矢作建設工業古田智基氏より援助を受けました。記して御礼申し上げます。

参考文献：

- (1) Bertero, V.V. and E.P.Popov : Seismic Behavior of Ductile Moment-Resistant Reinforced Concrete Frames, Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, Publication SP-53, ACI, 1977.
- (2) Paulay, T., R.Park and M.J.N.Priestley : Reinforced Concrete Beam-Column Joints under Seismic Actions, ACI Journal, November, 1978, pp585-593.
- (3) 北山 和宏、栗栖 浩一郎、小谷 俊介、青山 博之：梁主筋の付着をよくした柱・梁接合部の耐震性能、第7回コンクリート工学年次講演会論文集、1985年6月, pp605~608.
- (4) 北山 和宏：RC柱・梁接合部の復元力特性に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.14, No.2, 1992年6月, pp.431~436.
- (5) 菅野 俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究、コンクリートジャーナル、Vol.11, No.2, 1973年2月, pp.1~9.
- (6) 森田 司郎、角 徹三：鉄筋コンクリート柱・はり接合部における変形性状に関する実験的研究、日本建築学会大会梗概集、1971年, pp.849~850.
- (7) 北山 和宏：主筋抜け出しを考慮した柱・梁部材の降伏変形推定法、コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集、1990年5月, pp103~108.
- (8) 寺岡 勝、狩野 芳一、佐々木 聡：RC造内柱・梁部分架構における梁部材の降伏変形の評価、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.16, No.2, 1994年6月, pp.723~728.
- (9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説、1990.
- (10) 姜 柱、北山 和宏、香山 恆毅、古田 智基：鉄筋コンクリート骨組内の梁通し筋の付着特性に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.17, No.2, 1995年6月, pp.297~302.
- (11) 坂田 弘安、和田 章：多層多スパン鉄筋コンクリート平面骨組模型の実験 (曲げ降伏する梁の軸方向伸びを考慮した鉄筋コンクリート骨組の弾塑性性状に関する研究 (第一報))、日本建築学会構造系論文報告集、No.403, 1989年9月, pp.45~55.