

地震力を受ける鉄筋コンクリート内柱・梁接合部の履歴挙動に関する実験的研究

北山和宏 (宇都宮大学工学部)

小谷俊介 (東京大学工学部)

青山博之 (東京大学工学部)

1. 序

鉄筋コンクリート内柱・梁接合部に配筋される横補強筋の機能として、接合部入力せん断力を伝達するせん断抵抗効果と、パネル・コンクリートの膨張を抑止し一体性を保つ拘束効果の二つが挙げられるが、どちらが主であるか議論は分れる[例えば1,2]。これはこれら二つの効果が梁主筋の付着性状に依存するためと考える。すなわち接合部内の梁主筋付着が良好に維持される場合には、梁・柱主筋の付着力および横補強筋の引張り力がトラス機構(図1)を形成することにより、横補強筋はせん断抵抗に寄与する。しかしながら梁降伏型骨組では梁主筋付着劣化は避けられず、トラス機構の消失後に横補強筋の引張り力は主に接合部コア・コンクリートの拘束に使用されると考える。そこで、この二つの効果を分離できる横補強筋のディテールを有した平面内柱・梁接合部試験体を用いて、梁主筋付着と横補強筋のせん断抵抗に対する効果との関係および拘束筋として必要な接合部横補強筋量を調べた。

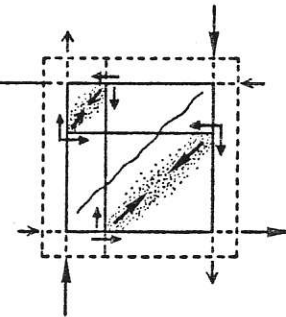


Fig.1 Truss Mechanism in Joint

2. 実験概要

試験体は実物の約1/2スケールを持つ梁降伏先行型の平面内柱・梁接合部4体(試験体B1~B4)で、形状は同一であり梁断面 20 cm×30 cm、柱断面 30 cm×30 cm、柱芯から梁端支持点までが 135 cm、梁芯から上柱加力点および下柱支持点までがそれぞれ 73.5 cm である。試験体諸元を表1、材料特性を表2、柱・梁断面を図2にそれぞれ示す。梁主筋は接合部内を通し配筋し、上下等量、二段配筋とした。試験体B1、B2の梁主筋には D13(SD35)、試験体B3、B4には細径低強度の D10(SD24)を用いた。実験変数は接合部横補強筋のディテールと量である。試験体B1、B3では図3に示す単筋を柱主筋に掛け、拘束効果とせん断抵抗効果とを分離することを試みた。試験体B2、B4では通常のフープ筋を使用した。接合部横補強筋には付着力の発生を防ぐために丸鋼を用い、横補強筋量は試験体B1、B2では 0.35%、試験体B3、B4では 0.88% とした。なお横補強筋比は、上下の梁主筋の間にある横補強筋全断面積を柱幅および梁危険断面における応力中心間距離(7/8 d、d:梁有効せい)で除したものと定義した。試験体B1とB2および試験体B3とB4は、それぞれ横補強筋のディテールが異なるだけで他の配筋は同一である。二基のアクチュエータにより柱頭に一定の柱軸力(18 tonf) および繰り返し水平荷

Table 1 Properties of Specimens

Specimen	B1・B2	B3・B4
(a) Beam		
Top Bars	8-D13	12-D10
$p_f(\%)$	2.05	1.68
Stirrups	2-R6	2-R6
@ (cm)	5.0	5.0
$p_w(\%)$	0.56	0.56
(b) Column		
Total Bars	16-D16	16-D13
$p(\%)$	3.54	2.26
Hoops	4-R6	2-R6
@ (cm)	5.0	5.0
$p_w(\%)$	0.75	0.37
Load(kgf/cm ²)	20.0	20.0
(c) Connection(Loading Dir.)		
Hoops sets	2-R6 4	3-R6 7
$p_w(\%)$	0.35	0.88

Table 2 Material Properties

Concrete	kgf/cm ²
Compressive Strength	250
Tensile Strength	26
Reinforcing Bars	Yield Stress kgf/cm ²
R6 (Shear Reinforcement)	4980
R6 (Lateral Reinf.in Joint)	2400
D10(Beam Reinforcement)	3170
D13(Beam and Column Reinf.)	3780
D16(Column Reinforcement)	3580

重を加えた(図4)。加力は変位制御により行ない、層間部材角 $1/400 \text{ rad}$ 、 $1/200 \text{ rad}$ を1サイクルずつ、 $1/100 \text{ rad}$ (試験体B3、B4では $1/109 \text{ rad}$) を2サイクル、 $1/75 \text{ rad}$ を4サイクル、 $1/50 \text{ rad}$ を2サイクル、 $1/25 \text{ rad}$ を1サイクル行なった後、 $1/15 \text{ rad}$ まで載荷した。

3. 実験結果

3.1 全体特性 試験体B1、B2の挙動および試験体B3、B4の挙動は接合部横補強筋ひずみ状況を除いてほぼ同じであった。そこで必要ある場合を除いて、試験体B1、B3で実験結果を代表させる。層間部材角 $1/25 \text{ rad}$ 終了時の接合部パネルひびわれ状況を図5に示す。斜めせん断ひびわれ本数は少なく、梁主筋の接合部内付着劣化が生じたと思われる。主対角に沿った斜めひびわれの開きが顕著となり、層間部材角 $1/15 \text{ rad}$ の大変形時にはパネル中央のかぶりコンクリートが剥落した。

層せん断力-層間変位関係を図6に示す。各試験体ともピンチ性状を呈し、接合部せん断劣化と接合部内梁主筋の付着劣化とがその原因と考

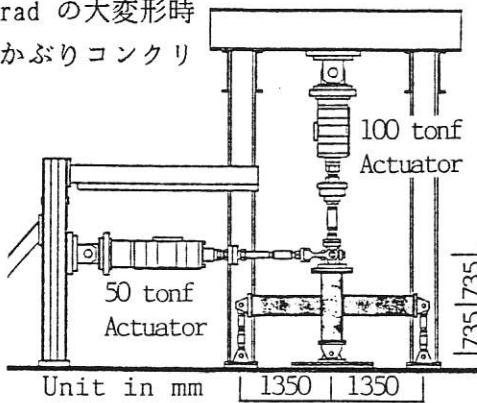


Fig.4 Loading Apparatus

える。後述するように接合部のせん断変形成分が大きいため、梁降伏の生じる層間変位が増大し、試験体B1、B2では層間部材角 $1/50 \text{ rad}$ 、試験体B3、B4では $1/75 \text{ rad}$ のときに梁曲げ降伏が生じた。

柱、梁および接合部の変形が層間変位に占める割合を図7に示す。柱、梁および接合部成分とも測定値を用いたため、それらの和は直接測定した層間変位とは必ずしも一致せず 10% 程度

の誤差を含む。横軸は直接測定した層間変位である。各試験体とも層間部材角 $1/50 \text{ rad}$ の範囲では接合部未破壊であった。このとき、接合部のせん断変形が層間変位に占める割合は30~40% であり、梁変形による割合と同等かわずかに

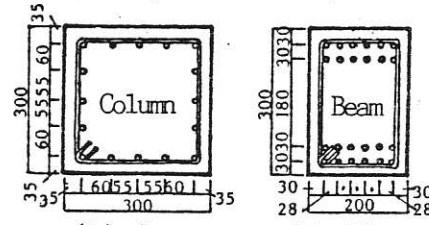
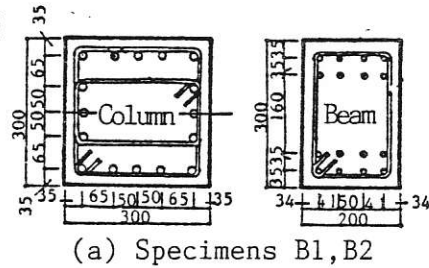


Fig.2 Member Sections

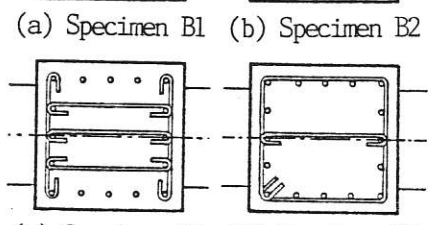
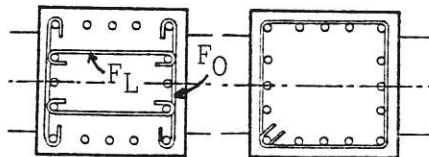


Fig.3 Details of Joint Reinforcement

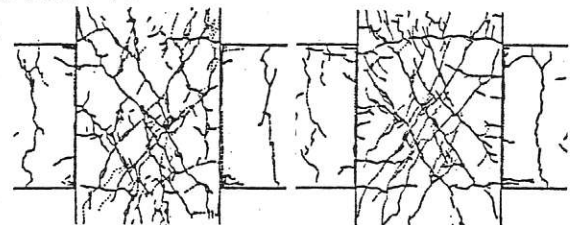


Fig.5 Crack Patterns

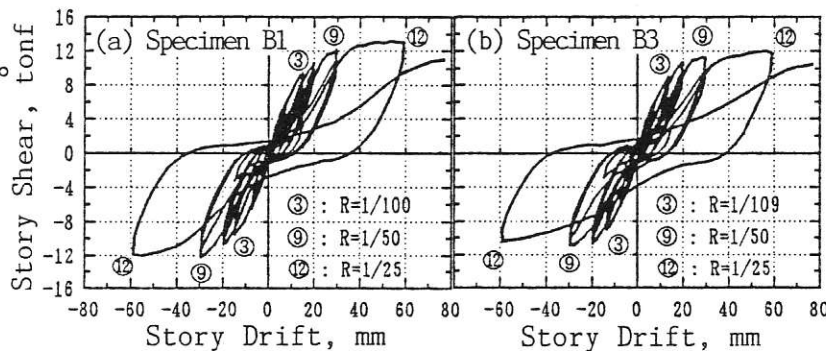


Fig.6 Story Shear-Drift Relations

小さかった。しかし、試験体B1、B2では層間部材角 $1/25$ rad のとき、試験体B3、B4では $1/15$ rad のときに、接合部のせん断変形成分が層間変位の約 50% となり梁の変形成分を上回り、接合部のせん断変形角も急増したことから、接合部のせん断圧縮破壊が生じたと考える。接合部のせん断抵抗断面積を、柱幅と梁幅の平均値と柱せいとの積としたとき、最大入力せん断応力度は試験体B1で $0.33f'_c$ 、試験体B2で $0.32f'_c$ 、試験体B3で $0.29f'_c$ 、試験体B4で $0.28f'_c$ (f'_c : コンクリート圧縮強度) であり、筆者らが提案した許容せん断応力度 $0.25f'_c$ [3] を上回った。

3.2 梁主筋の付着力 接合部内の梁主筋付着力の総和 (付着力によって接合部に入力される水平せん断力) を図8に示す。付着力は柱両面での梁主筋の応力の差とし、危険断面位置で測定した梁主筋ひずみを Ramberg-Osgood モデルによって変換して応力とした。試験体B1、B3とも梁主筋降伏の発生以前の層間部材角 $1/100$ rad から付着力の低下が生じた。

3.3 接合部横補強筋のひずみ 加力方向に平行な接合部横補強筋および直交する横補強筋のひずみ分布を図9、図10にそれぞれ示す。横補強筋として用いた6mm丸鋼には明確な降伏棚が見られなかったので、応力-ひずみ曲線の弾性直線からの逸脱によって生じる折れ曲りがほぼ終了するひずみ 0.2% を降伏ひずみとした。試験体B1、B3の加力方向単筋のひずみは層間部材角 $1/100$ rad 以降ほぼ一定か微増し、層間部材角 $1/50$ rad でも降伏しなかった。これに対して、閉鎖型の補強筋を用いた試験体B2、B4の加力方向ひずみは層間変位と共に増加したことから、単筋を利用することにより直交方向の拘束による影響を除去できたと考える。

直交方向の横補強筋は各試験体とも層間部材角 $1/50$ rad までは降伏を生じなかったが、層間部材角 $1/25$ rad 以降で降伏ひずみを超えた横補強筋が多かった。ひずみはフープ筋を用いた試験体のほうがわずかに大きかった。

3.4 横補強筋機能の検討 横補強筋の拘束効果とは、コンクリートが横方向に膨張しようとする等方性の力を周囲に配した鉄筋によって抑える効果である。それゆえ理想的には、一つの閉じた拘束筋において任意の点に生じる引張り力は同じとなる。ここで、試験体B1、B3のように単筋を異なる柱主筋に掛けた場合、加力方向の接合部単筋に作用する引張り力を FL 、直交方向の単筋に作用する引張り力を $F0$ とする (図2参照) と、引張り力 FL は拘束とせん断抵抗との二つの機能を果たしており、引張り力 $F0$ は拘束効果に寄与する。そこで $(FL - F0)$ がせん断抵抗に寄与する引張り力となり、トラス機構の形成に使用されると考える。

横補強筋量の異なる試験体B1、B3について、単筋の負担する引張り力の総和 ΣFL および

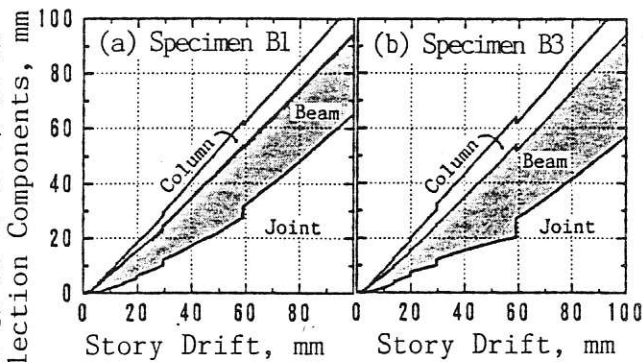


Fig.7 Story Drift Components

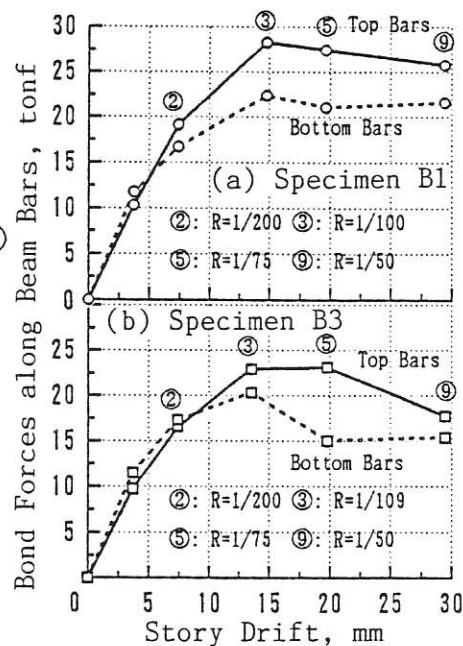


Fig.8 Bond Forces along Beam Bars

ΣF_0 と接合部せん断変形角との関係を図11に示す。せん断変形角は、接合部パネルに埋め込んだ4本のボルトの対角方向変位（検長276 mm、梁材軸に対して46.5度）を測定することにより求めた。加力方向の引張り力 ΣFL は層間部材角 1/100 rad 以降ほぼ一定になった。これに対して直交方向の引張り力 ΣF_0 は層間部材角 1/50 rad までほぼ線形に増大した。このため、図の斜線部分すなわちせん断抵抗に寄与する引張り力 $\Sigma (FL - F_0)$ は、層間部材角 1/100 rad 時に最大となったのち低下した。これは梁主筋の付着力の低下と対応する。せん断抵抗に寄与する引張り力の最大値は試験体B1で 2.7 tonf、試験体B3で 6.1tonf であり、これらは全横補強筋が降伏するとしたときの 51% および 43% であっ

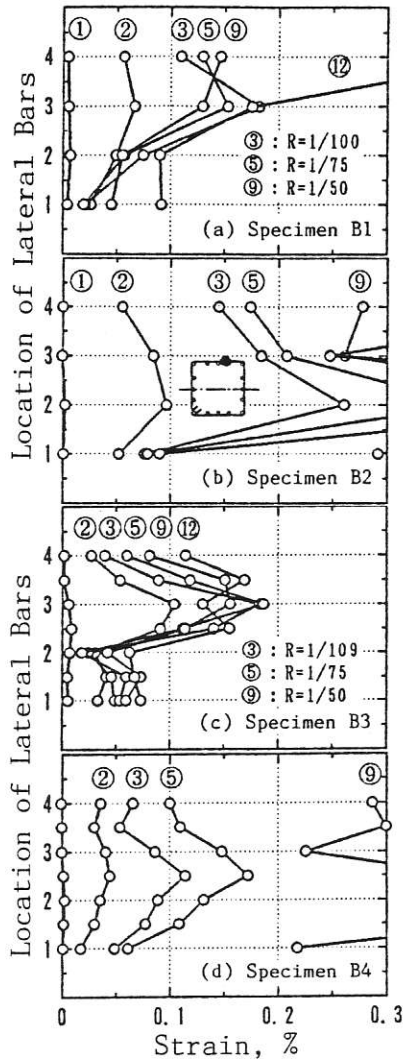


Fig.9 Strains in Joint Ties Parallel to Loading Direction

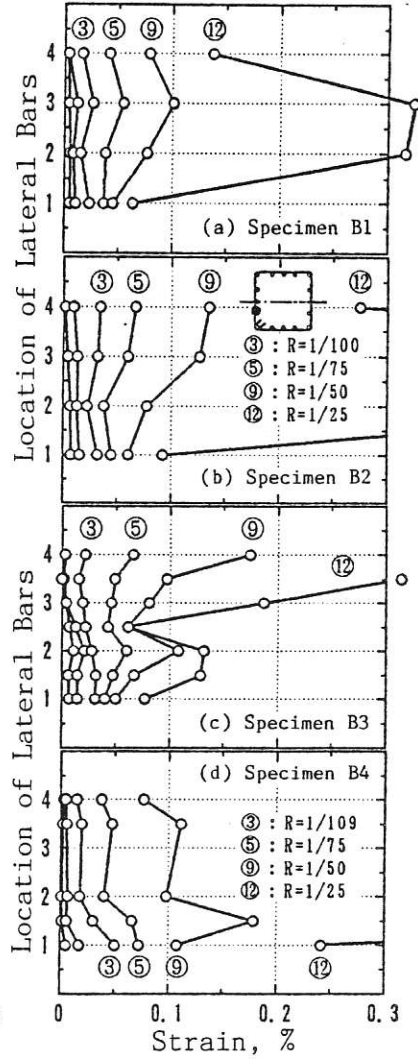


Fig.10 Strains in Joint Ties Orthogonal to Loading Direction

た。しかし、層間部材角 1/25 rad 時にはそれぞれ 0.7 tonf および 2.6 tonf まで低下し、接合部に入力されるせん断力に対する割合はほとんど無視できる大きさとなった。このことより横補強筋のせん断抵抗効果は梁主筋の付着力の低下と共に減退し、その引張り力の大部分は接合部コア・コンクリートの拘束に使用されると言える。これは、梁主筋の付着劣化が生じるとトラス機構のせん断力負担割合が減少することを示す。

骨組の限界変形として層間部材角 1/50 rad を設定すると、試験体B1の ΣF_0 が降伏力の半分以下であったことから、純粋な拘束効果のためには横補強筋を 0.35% 配筋すれば十分である。しかし通常は閉鎖型のフープ筋が用いられ、試験体B2の加力方向の横補強筋は層間部材角 1/100 rad で降伏した（図9 (b)）。この場合には加力方向の拘束効果以外にせん断抵抗効果と直交方向の拘束効果による影響とが混在しており、変形と共にせん断抵抗分が減少し拘束効果に再配分されることを考慮すれば 0.35% で十分と考える。

接合部のせん断変形角は層間部材角 1/50 rad までは横補強筋量にかかわらず同じであり、その差が現われるのは層間部材角 1/25 rad 以降であった。

3.5 柱主筋の付着力

トラス機構形成には最外列柱主筋および柱中段筋からの付着力が

必要である。そこで接合部内の最外列柱主筋からの付着力（横補強筋が掛かっている柱主筋で、試験体B1では2本、試験体B3では3本）と接合部せん断変形角との関係を図12に示す。柱主筋からの付着力は、試験体B1、B3とも層間部材角 $1/75$ rad で最大値に達し、以降低下した。これより若干の時期のずれはあるものの、横補強筋のせん断に抵抗する引張り力と柱主筋からの付着力とは対応関係があり、トラス機構の負担割合の減少にともない柱主筋の付着力も低下したと考える。

試験体B3の柱中段筋の接合部内付着応力度分布の一例を図13に示す。正符号は上向きを表わす。層間部材角 $1/75$ rad 時には、パネル上部では下向きの付着力、下部では上向きの付着力が作用しトラス機構を形成できた。

しかし層間部材角 $1/50$ rad 時には付着力の向きが不規則に変化するか同じであり、トラス機構を形成しなかったと考える。

4. 糸吉 論

① 接合部の横補強筋として単筋を用い、異なる柱主筋に掛けることにより、せん断抵抗に寄与する横補強筋の引張り力を抽出できた。

② 接合部の横補強筋は、梁主筋付着力が増加する間（層間部材角 $1/100$ rad まで）

はトラス機構の形成によってせん断抵抗に寄与した。トラス機構によって伝達されるせん断力は、全横補強筋が降伏するとしたときの半分程度であった。しかし梁主筋付着力の減少と共にトラス機構によるせん断力負担能力は低下し、横補強筋に生じる引張り力の大部分は接合部コア・コンクリートの拘束に使用された。それゆえ、梁主筋の付着劣化を避けられない梁降伏型骨組においては、接合部横補強筋にせん断抵抗能力を期待することはできない。

③ 拘束筋としての接合部横補強筋は 0.35% 配筋すれば十分である。

謝辞 本研究は第1著者の学位請求論文の一部であり、ご指導賜った東京大学岡田恒男、岡村甫、南忠夫の各教授に感謝します。実験は文部省科研費（一般研究A）を受けて行なった。

参考文献 [1]Standards Association of New Zealand: New Zealand Standard Code of Practice for the Design of Concrete Structures, NZS 3101, 1982. [2]American Concrete Institute: Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)、November, 1983. [3]北山和宏、青山博之: 鉄筋コンクリート造骨組接合部の耐震性、第7回日本地震工学シンポジウム講演集、1986、pp.1687-1692.

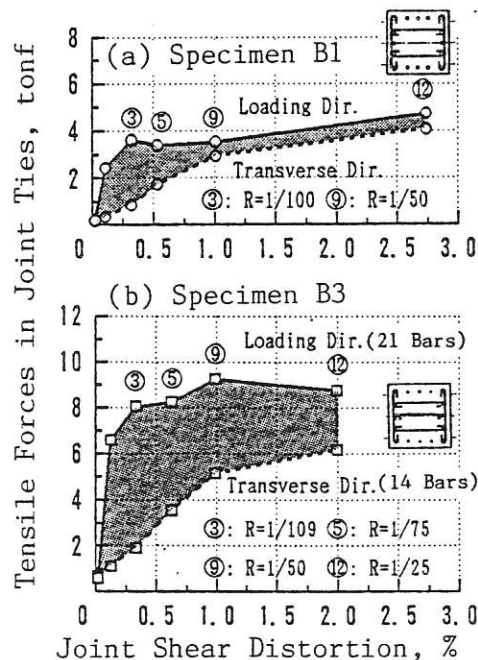


Fig.11 Tensile Forces in Joint Ties

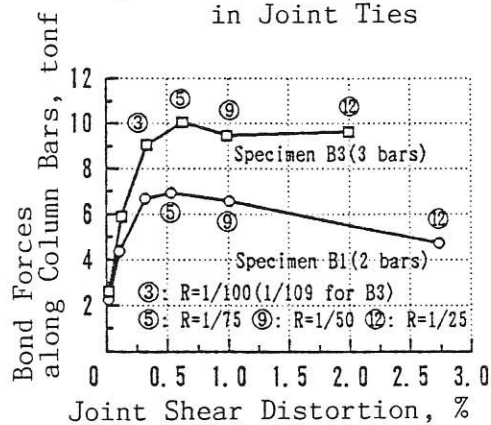


Fig.12 Bond Forces along Column Bars

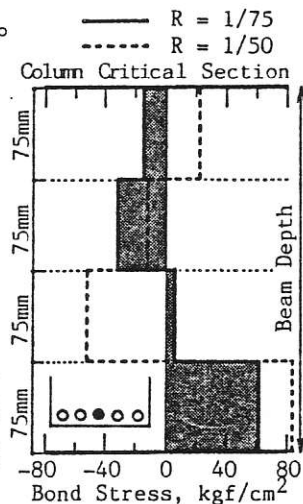


Fig.13 Bond Stresses along Column Center Bar

HYSTERETIC BEHAVIOUR OF REINFORCED CONCRETE INTERIOR BEAM-COLUMN JOINTS
UNDER EARTHQUAKE LOAD REVERSALS

by

Kazuhiro Kitayama^{*}, Shunsuke Otani^{**} and Hiroyuki Aoyama^{***}

ABSTRACT

Lateral reinforcement in a joint resists shear, developing the truss mechanism with bond forces along the beam and column bars, and confines the joint core concrete. However the bond deterioration along the beam reinforcement passing through a joint is inevitable for reinforced concrete moment resisting frames designed according to the weak-beam strong-column concept. Consequently, the truss mechanism disappears. Then, the change of role of the joint lateral reinforcement with the bond deterioration along the beam bars was studied by the test, and the required amount of the lateral reinforcement for confinement of the joint core concrete was indicated.

Four plane interior beam-column joint specimens were tested, varying reinforcement details (ties or hoops) and the amount of lateral reinforcement (0.35% or 0.88%) in a joint. Legged ties were used to identify the strains associated with shear resistance and those associated with confinement of joint core concrete.

Bond deterioration along the beam reinforcement was developed after a story drift angle of 1/100 rad under cyclic load reversals. Joints did not fail in shear up to a story drift angle of 1/25 rad although the joint shear stress reached as high as $0.3 f_c'$ approximately.

Forces(F_L) in legged ties parallel to the loading direction within a joint, attributed to the shear resistance and the confinement of joint core concrete, were almost constant after a story drift angle of 1/100 rad. On the other hand, forces(F_O) in legged ties orthogonal to the loading direction only derived from the confinement effect increased. Note that the forces ($F_L - F_O$) contribute to resisting joint shear. Shear resistance of lateral reinforcement due to the truss mechanism decayed after a story drift angle of 1/100 rad, corresponding to the bond deterioration along the beam reinforcement, and the principal role of the joint lateral reinforcement became to confine the cracked joint core concrete. Half amount of lateral reinforcement in a joint contributed to carrying joint shear irrespective of the amount before the bond deterioration along the beam bars. The bond forces along the column reinforcement within a joint, moreover, decreased after a story drift angle of 1/75 rad because the truss mechanism diminished gradually.

Legged ties and the portions of hoops orthogonal to the loading direction did not yield up to a story drift angle of 1/50 rad. Therefore, the amount of the lateral reinforcement of 0.35 % is sufficient to confine the joint core concrete.

* Research Associate, Department of Architecture, Utsunomiya University.

** Associate Professor, Department of Architecture, University of Tokyo.

***Professor, Department of Architecture, University of Tokyo.