

[164] 鉄筋コンクリート造柱—梁接合部の実験的研究

正会員 ○小林 裕 (大成建設原子力部)
 溜 正俊 (東京大学 大学院)
 正会員 小谷俊介 (東京大学 工学部)
 正会員 青山博之 (東京大学 工学部)

1. まえがき

鉄筋コンクリート造骨組においては、梁崩壊型の設計が耐震上望ましいと言われている。梁端部の塑性ヒンジにより地震エネルギーが吸収されるためには、梁降伏後の柱—梁接合部のせん断破壊を防止しなければならない。しかし過去の柱—梁接合部の研究では、梁降伏が起こらない場合の接合部せん断耐力を調べるものが主であり、梁が曲げ降伏した後に、接合部内の応力伝達機構が変化することに伴うせん断破壊について調べたものが少ない。そこで、本研究では接合部のせん断補強効果に注目して、十字形平面柱—梁接合部試験体の静的繰り返し加力実験を行なったので、その結果をここに報告する。

2. 試験体及び実験方法

試験体は、鉄筋コンクリート造骨組を約1/2に縮小し、柱と梁をそれぞれの仮想反曲点位置で切断した平面十字形の柱—梁接合部6体(試験体J1—J6)である。実験では、梁の反曲点位置をローラー支持、下柱の反曲点位置をピン支持とし、上柱の反曲点位置で2基のアクチュエーターにより1定の鉛直荷重と繰り返し水平荷重を加えた。試験体の外形寸法はすべてに共通であり、柱が30x30-cm、梁が20x30-cm、柱心から梁支持点までが135 cm、梁心から上柱の加力点または下柱の支持点までの高さが73.5 cmである。部材断面の主筋中心までのコンクリートのかぶり厚は3 cmである。試験体の変数は表1に示すように、試験体J1を基本型とし、接合部水平方向せん断補強筋比(pw)、柱軸力(Load)、柱中段筋の量、及び梁主筋量を変化させた。表中の記号は、at=引張鉄筋断面積、pt=引張鉄筋比、ag=全鉄筋の断面積、pg=全鉄筋比、aw=1組のせん断補強筋断面積、である。接合部せん断補強筋量について説明すると、J1は現在日本で行なわれているように柱のせん断補強筋量程度を、J2はACI 318-83の規準[1]による柱せん断補強筋量程度(J1の約2倍)を、J3はニュージーランド規準[2]によるせん断補強筋量の60%程度(J1の4倍)を、それぞれ接合部に配した。J4では柱の軸力が大きく、J5では柱の中段筋を除いており、J6では梁主筋量が少ない。J6を除いて梁の上端筋は2段配筋とした。コンクリートの圧縮強度と割裂引張強度は、

J1とJ4で262 kg/cm²と23 kg/cm²、J2とJ3で245 kg/cm²と25 kg/cm²、J5とJ6で293 kg/cm²と23 kg/cm²であった。鉄筋の降伏強度は、J1からJ5の梁及び柱の主筋D13は4090kg/cm²、J6の柱主筋D10は3690kg/cm²、せん断補強筋D6では3750kg/cm²であった。

加力履歴は菅野の剛性低下率[3]を用いて計算した梁降伏時の層間変位δyを基準とし、層間部材角で1/15radまで振幅を倍増しながら、同じ振幅で2回ずつの正負繰り返し加力を行なった。最大変形は、試験体J1からJ5では最大塑性率6、J6では最大塑性率12、に相当する。

表 1 試験体概要

Specimen	J1	J2	J3	J4	J5	J6
Beam						
Top Rebars	8-D13	8-D13	8-D13	8-D13	8-D13	4-D13
at(cm ²)	10.16	10.16	10.16	10.16	10.16	5.08
pt(%)	1.88	1.88	1.88	1.88	1.88	0.94
Bottom Rebars	4-D13	4-D13	4-D13	4-D13	4-D13	3-D13
at(cm ²)	5.08	5.08	5.08	5.08	5.08	3.81
pt(%)	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94	0.71
Stirrups	2-D6	2-D6	2-D6	2-D6	2-D6	2-D6
spacing(cm)	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	10.0
Column						
Total Rebars	16-D13	16-D13	16-D13	16-D13	10-D13	12-D10
ag(cm ²)	20.32	20.32	20.32	20.32	12.70	8.56
pg(%)	2.26	2.26	2.26	2.26	1.41	0.95
Hoops	2-D6	4-D6	4-D6	2-D6	2-D6	2-D6
spacing(cm)	8.0	7.5	8.0	8.0	8.0	5.0
Load (ton)	18.0	18.0	18.0	72.0	18.0	54.0
(kg/cm ²)	20.0	20.0	20.0	80.0	20.0	60.0
Connection						
Hoops	2-D6	4-D6	4-D6	2-D6	2-D6	2-D6
Setts&Space(cm)	3@7.5	3@7.5	7@2.5	3@7.5	3@7.5	5@5.0
aw(cm ²)	1.92	3.84	8.96	1.92	1.92	3.20
pw(%)	0.28	0.57	1.14	0.28	0.28	0.43

表 2: 接合部の耐力 (kgf/cm²)

試験体	実 験 値					計 算 値		
	τ _{pc}	τ _{py}	τ _{pm}	τ _{pu}	τ _{pc}	τ _{py}	τ _{pm}	τ _{pu}
J1	34.7	68.8	74.7	62.8	34.8	74.1	94.8	74.2
J2	31.1	70.6	76.7	62.1	33.0	74.1	105.4	71.8
J3	39.1	78.2	82.2	72.2	33.0	74.1	126.7	71.8
J4	45.2	70.9	72.3	42.7	52.7	74.1	94.8	74.2
J5	40.1	70.4	73.0	55.9	31.4	74.1	94.8	78.4
J6	51.8	49.2	51.8	35.7	43.7	41.7	95.4	78.4

[注] τ_{pc}: 接合部のせん断ひび割れ応力度
 τ_{py}: 梁降伏時の接合部のせん断応力度
 τ_{pm}: 接合部の最大せん断応力度
 τ_{pu}: 最大変形時の接合部のせん断応力度
 (1) 上村の実験式; (2) ACI 318-83; (3) ニュージーランド規準

3. 実験経過

試験体は、すべてせん断応力度が30~50kg/cm²程度で接合部に斜めせん断ひび割れが発生し、そのせん断ひび割れ耐力 τ_{pc} は主応力度式による計算値に良く対応した(表2)。

J1からJ5は梁が降伏して、接合部せん断応力度が $\tau_{py}=67\sim 78\text{kg/cm}^2$ 程度で頭打ちとなり、その後、梁主筋の歪硬化に伴って接合部せん断応力度が上昇し、接合部のせん断補強筋の降伏が生じて、最大せん断応力度 $\tau_{pmax}=74\sim 82\text{kg/cm}^2$ に達した。この5体は、梁降伏後の繰り返し加力に伴って接合部せん断破壊が進行し、最大層間部材角 $R=1/15\text{rad}$ の実験終了時には接合部のかぶりコンクリートが剥落し(図1.a)、接合部せん断応力度 τ_{pu} は最大耐力の60~90%に低下した。これに対して梁降伏時の接合部せん断応力度が $\tau_{py}=49.2\text{kg/cm}^2$ と小さいJ6では、梁降伏後の繰り返し加力により、接合部せん断ひび割れが増えただけで、かぶりコンクリートの剥落は生じなかった(図1.b)。梁降伏する試験体を除外した上村の実験式[4]は、本研究の最大耐力を大きく上回ったのに対し、ニュージーランドの規準は耐力を過小評価した。

接合部内のせん断補強筋あるいは柱軸力と、接合部ひび割れ耐力 τ_{pc} 、最大耐力 τ_{pmax} 、層間部材角 $1/15\text{rad}$ の最大層間変形時の耐力 τ_{pu} の関係を図2に示す。せん断補強筋量とせん断ひび割れ耐力の間に相関は見られないが、最大耐力及び終局耐力はJ1に比べてJ3では20%程度の上昇が見られる(図2.a)。しかし、両試験体のせん断補強筋量の差に比べて最大耐力の向上と最大耐力後の耐力低下の防止の効果は小さい。柱軸力と共に接合部せん断ひび割れ耐力は上昇するが、最大耐力はやや低下し、最大層間変形時の耐力低下はさらに顕著に現われた(図2.b)。

4. 接合部せん断力-せん断変形関係

接合部せん断応力度とせん断変形角 γ の関係を図3に比較する。接合部のせん断補強筋比を2倍に増した試験体J1とJ2(表1参照)では著しい差異は見られず、最大層間部材角 $R=1/15\text{rad}$ に対応する接合部せん断変形角 $\gamma=0.025\sim 0.027\text{rad}$ 程度であった。接合部せん断補強筋比をJ1の4倍の1.14%に増したJ3では、 $R=1/15\text{rad}$ の点で $\gamma=0.018\text{rad}$ であり、J1とJ2のせん断変形角の約70%程度と小さい。柱軸力を変化させたJ1とJ4(表1参照)の層間部材角 $R=1/46\text{rad}$ (5サイクル目)のせん断変形角をみると、J4の $\gamma=0.0032\text{rad}$ はJ1の $\gamma=0.0051\text{rad}$ の約63%と小さく、この程度の変形では柱軸力が接合部せん断変形抑制に効果を持つが、 $R=1/15\text{rad}$ と変形が大きくなると、この二つのせん断変形角の差は小さくなった。柱の中段筋がないJ5の接合部せん断変形角は小さく、終始J1の60%程度だった。

接合部内の各せん断補強筋で測定した接合部内垂直方向の歪度分布を図4に示す。図の縦軸は接合部内の横補強筋の位置を示す。J1では4サイクル目(層間部材角 $R=1/92\text{rad}$; 接合部せん断応力度 $\tau_p=55\text{kg/cm}^2$)で横補強筋の1部が降伏し、その後急速に歪が増大したのに対して、J3では降伏が生じるのは5サイクル目($R=1/46\text{rad}$; $\tau_p=80\text{kg/cm}^2$)となっており、接合部せん断補強筋がせん断変形の抑制に効果があることを示している。梁降伏時の接合部せん断耐力がせん断ひび割れ耐力程度だったJ6の接合部せん断補強筋は終始弾性範囲であり、図3.dの接合部変形もほぼ弾性性状を示した。

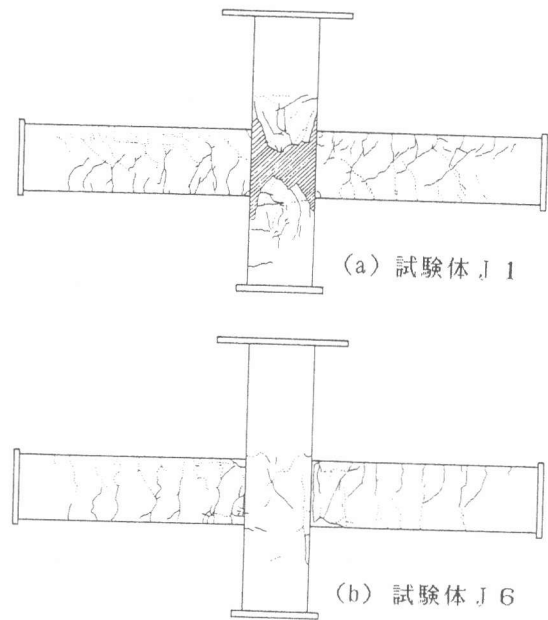


図1 実験終了後ひび割れ図

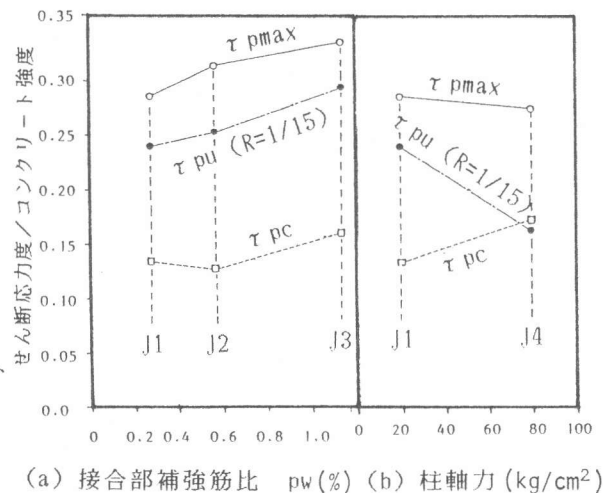


図2 接合部補強筋比と柱軸力の影響

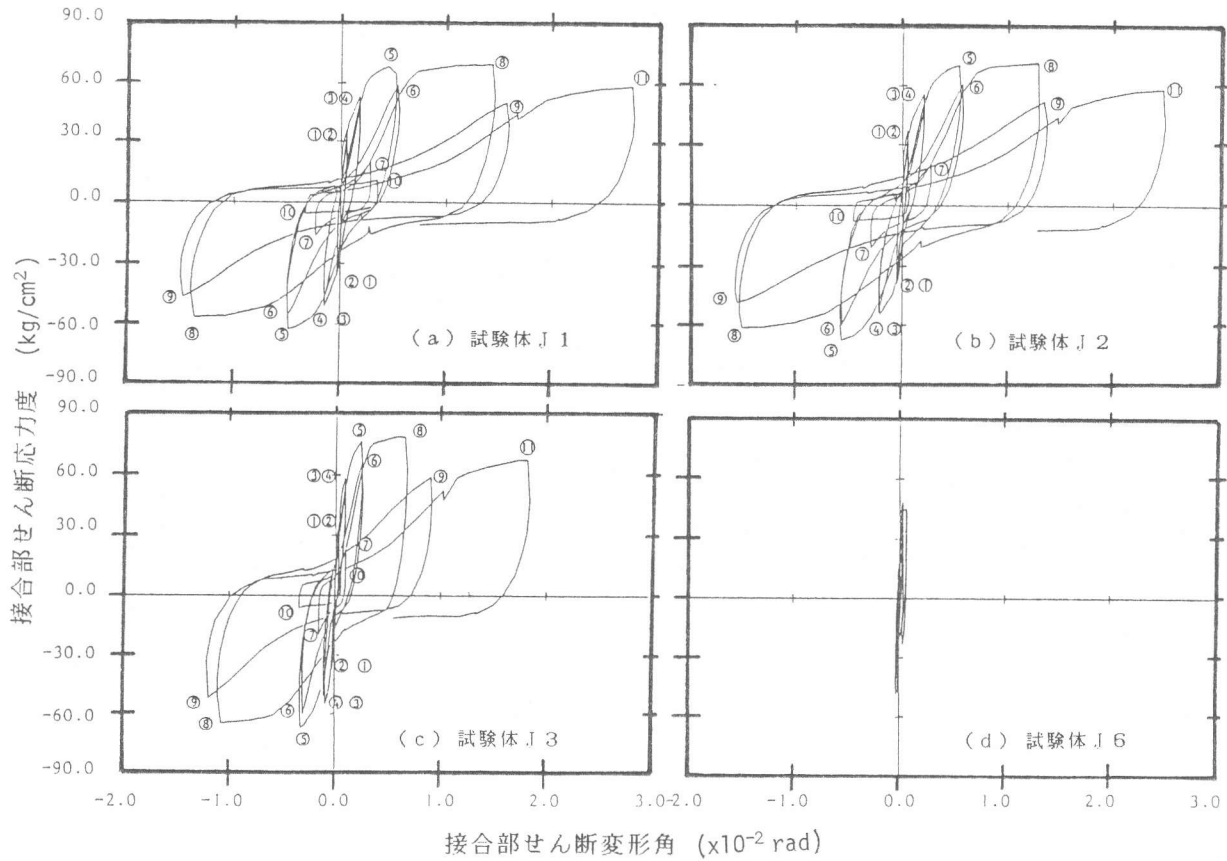


図 3 接合部のせん断応力度-せん断変形角の関係

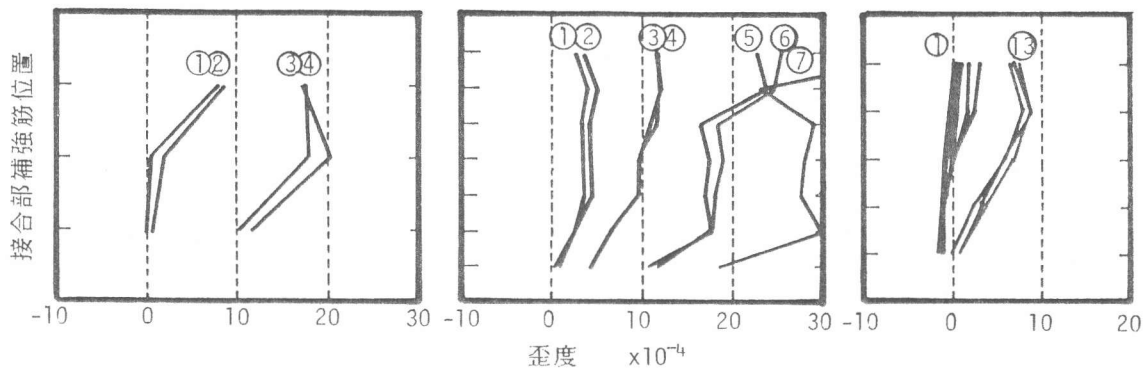


図 4 接合部フープ歪分布

5. 各部材の変形成分

各試験体の正方向ピーク層間変位に占める、各部材変形により生ずる層間変位の割合を図5.a-fに示す。梁降伏が柱降伏に先行するように試験体を設計したため、柱の変形の割合は比較的小さい。接合部せん断補強筋量の異なるJ1、J2、J3を比較すると、せん断補強筋量の小さいJ1とJ2では層間部材角 $R=1/92$ rad (3サイクル目)を越えると、接合部による変形の全変形に対する割合が増加し始め、8サイクル目で約30%も占めるのに対して、接合部せん断補強筋の多いJ3は層間部材角 $R=1/23$ rad (8サイクル目)まで接合部の成分が10%以下になっており、接合部せん断補強筋が変形を抑制する効果を再確認できる。柱軸応力度の影響を見ると、軸力の大きいJ4はJ1に比べて常に接合部変形成分は低く、その傾向は特に変形の小さい1~2サイクルにおいて著しい。柱中段筋を持たないJ5はJ1に比べて柱の変形が占める割合が大きい。柱中段筋の有無による接合部の補強効果の違いは明らかにできなかった。J1からJ5までの5体では程度の差こそあれ、繰り返し加力に伴い接合部変形成分が増加する傾向にあり、実験終了時には全層間変位の20~40%を占めるが、J6では接合部変形成分

は終始 2~3% に過ぎず、繰り返し加力に伴う梁たわみの占める変形の割合が増加し、実験終了時には全層間変位の90% を占めた。

6. エネルギー消費量

試験体 J 1、J 2、J 3 の各半サイクルごとのエネルギー消費量を図 6 に示す。接合部せん断補強筋量の異なるこれら 3 体と同じ変位履歴を与えた結果、試験体全体としてのエネルギー消費量には著しい差は見られない。

7. 結び

鉄筋コンクリート造十字形柱-梁接合部実験から以下のことが明らかになった。

a) 梁の曲げ降伏が先行する接合部においても、接合部せん断破壊が生じる。それは、梁が曲げ降伏する時の接合部せん断応力度が、接合部せん断ひび割れ耐力の 1.5 倍程度、またはコンクリート圧縮強度の 1/3 倍程度より大きい場合であり、そのときの層間部材角 $R=1/23$ rad 程度であった。

b) 接合部のせん断破壊を完全に防止するためには、全補強の 60% 程度のせん断補強筋では十分ではなく、むしろ接合部に入力するせん断応力度のレベルを低く押さえる方が接合部せん断破壊防止には有効である。

c) 接合部にせん断ひび割れが生じた後、接合部せん断補強筋はせん断変形の抑制に効果がある。

d) 高い柱軸力は接合部せん断ひび割れ耐力を向上させるが、最大耐力後の耐力低下を早める。

8. 謝辞

本研究の実験の実施に際して、東京大学工学部助手細川洋治、田才 晃、同技官本多健裕の各氏、および、東京大学青山研究室の大学院生および卒業生の御協力に感謝します。

9. 参考文献

[1] American Concrete Institute, Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83), November 1983.

[2] Standards Association of New Zealand, New Zealand Standard Code of Practice for the Design of Concrete Structures, NZS 3101 Parts 1 and 2, 1982.

[3] 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する実験的研究、東京大学学位論文、昭和45年12月。

[4] 上村智彦：R/C 構造物の梁・柱接合部の終局せん断強度について、日本建築学会大会学術講演梗概集（構造）、昭和50年10月、pp. 1155-1156。

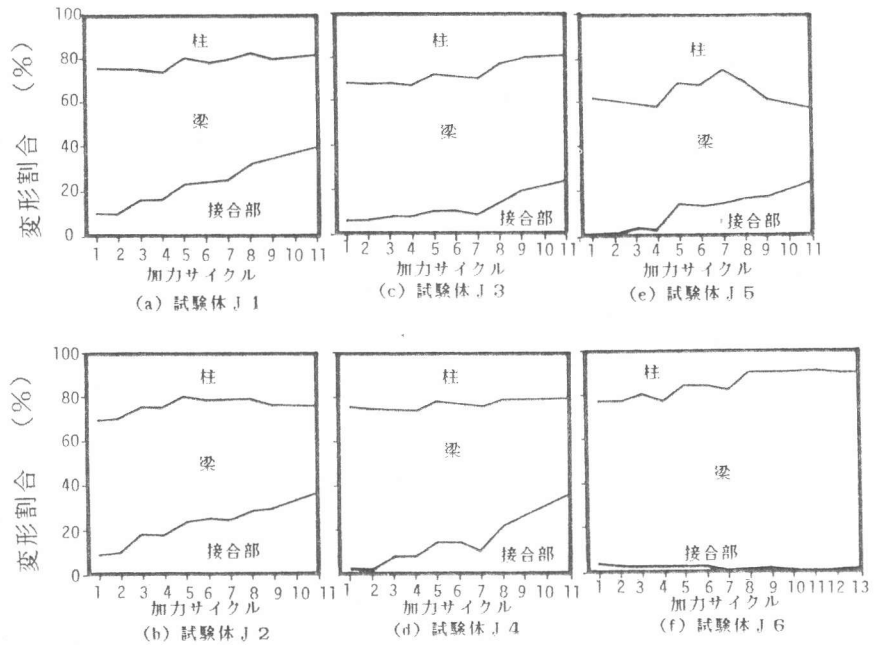


図 5 各部材の変形の割合

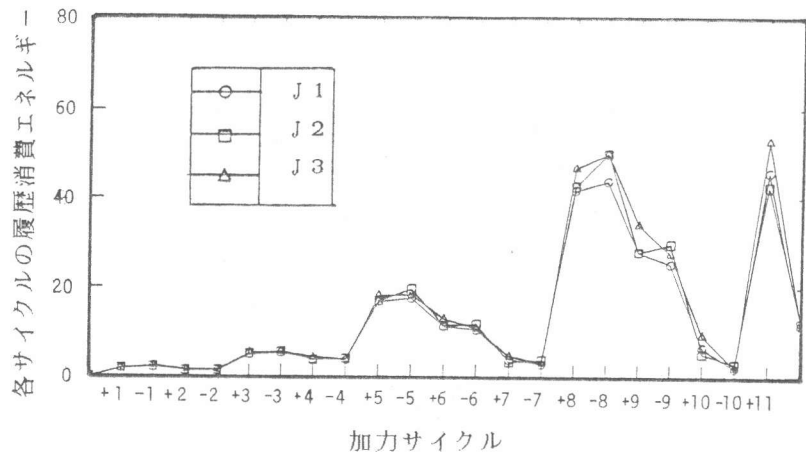


図 6 エネルギー消費量