

論文

[2087] 柱にアンボンド型鋼管を用いた RC 造柱・梁接合部の挙動に関する実験的研究

正会員 ○塚越英夫 (清水建設技術研究所)
 正会員 黒瀬行信 (清水建設設計本部)
 渡辺泰志 (清水建設設計本部)

1 はじめに

これまで行ってきた実験¹⁾²⁾により、アンボンド型充填鋼管コンクリート(以下UTCと呼ぶ)構造の優れた靱性能と横拘束効果が確認できた。このUTC構造の柱を超高層鉄筋コンクリート(以下RCと呼ぶ)造建物に用いる場合には、高軸力を受ける接合部の弾塑性性状の把握を行う必要がある。

本報告は、柱軸力と接合部の拘束条件をパラメーターとして行った実験について述べるものであり、UTC柱を用いた架構の先行降伏部位の違いによる耐力・変形状の差異の確認と、接合部の拘束条件が架構の性状に与える影響と、接合部の拘束効果の確認を行った。

2 実験概要

2.1 試験体

試験体は超高層RC造建物の下層階の柱・梁接合部を想定し、1/2模型とした。試験体は6体であり、その

表-1 試験体一覧

| 試験体 | 形状 | 直交梁 | pg #1 (%) | 軸力 (t) | #2 軸力比 | $m = \frac{M_{cu} \#3}{M_{bu}}$ | pw #4 (%) |
|-----|---------|-----|-----------|--------|--------|---------------------------------|-----------|
| J 1 | スラブ付十字型 | 両側 | 1.54 | 100 | 0.12 | 0.73 | 1.27 |
| J 2 | | 両側 | 2.99 | 100 | 0.11 | 1.00 | 1.27 |
| J 3 | | 両側 | 2.99 | 370 | 0.40 | 1.45 | 1.27 |
| J 4 | | 両側 | 2.99 | 370 | 0.40 | 1.45 | 0.64 |
| J 5 | | 片側 | 2.99 | 370 | 0.40 | 1.45 | 1.27 |
| J 6 | 同ト型 | 片側 | 2.99 | 560 | 0.61 | 2.75 | 1.27 |

- *1 柱の軸方向鉄筋
- *2 拘束効果 ($\kappa = 3$) を考慮した柱軸耐力に対する軸力 (文献2)
- *3 計算値 (梁曲げ耐力に対する柱曲げ耐力) の比
- *4 接合部帯筋比

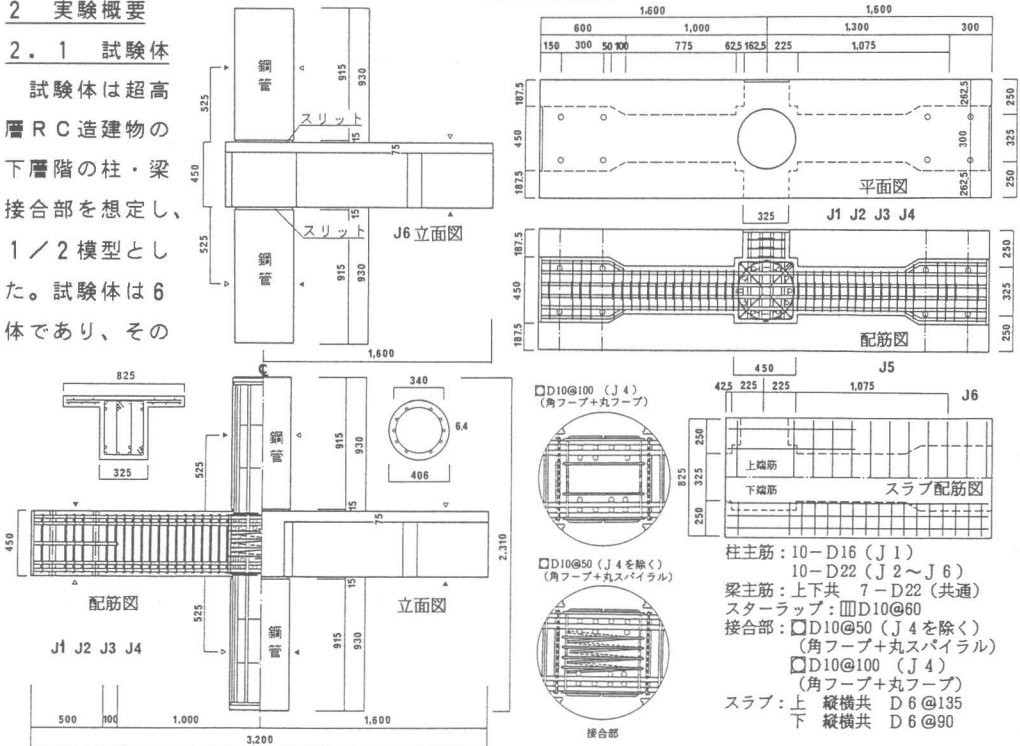


図-1 試験体の形状

特徴を表-1に示し、形状を図-1に示す。鋼管は柱のみとし全て同一であり、外径 406mm板厚 6.4mmを用い、接合部端に15mmのスリットを設け変形吸収部とした。また、鋼管内面には分離材としてアスファルトを約 0.2mm塗布した。柱主筋は通し配筋とし、柱先行降伏型架構の J 1のみ 10-D 16 (pg=1.54%)を用い、他の 5 体は 10-D 22 (pg=2.99%)を用いた。梁は全て同一の T 型とし、その主筋は上下とも 7-D 22 (pt=1.85%)

を通し配筋とし、スターラップは 10-D 10@60 (pw=1.46%)とした。柱と梁の反曲点は内法の 1/2 とした。スラブはスパンの 1 割を有効な協力幅と考え梁から 250mm はね出し、縦横とも上端筋は D 6 @135、下端筋は D 6 @90とした。接合部は U T C 柱と同じ軸耐力を持つ矩形断面 (450mm×450mm) を考え、キャピタル状とした。J 1~J 4 は十字型内柱とし、両側に直交梁を付けた。J 5 は十字型外構面の内柱とし、片側に直交梁を付けた。J 6 はコーナー柱とし、片側に直交梁の付いた T 型とした。接合部の補強筋は J 4 のみ 10-D 10@100 (pw=0.64%)とし、他の 5 体は 10-D 10@50 (pw=1.27%)とした。

材料試験結果を表-2に示すがコンクリートは 2 期打ちし、1 期目は下の柱からスラブ上面までを、2 期目はスラブより上の柱の打設を行った。打ち継ぎ面ではレイタンスを取り除き、充分な目荒しを行った。

2.2 加力方法

図-2に加力装置を、表-3に加力サイクルを示す。加力は左右の梁の変形の絶対値が等しくなるように行い層間変形角により制御した。加力開始時に柱を固定状態にするため 4 台の反力ジャッキに各 5 t の圧縮力を作用させておいた。軸力は柱のコンクリート部分にのみ作用させ表-1に示す値で一定とした。

2.3 測定方法

図-3に示すように柱の反曲点位置に取り付けたゲージホルダーより制御用の梁の変形と接合部 4 隅の水平および鉛直変形

表-3 加力サイクル

| サイクル | レベル | 回数 | サイクル | レベル | 回数 |
|------|-------|----|------|---------------------|----|
| 1 | 1/400 | 1 | 9 | | |
| 2 | | | 10 | 8/400 | 3 |
| 3 | 2/400 | 3 | 11 | | |
| 4 | | | 12 | 10/400 | 1 |
| 5 | | | 13 | 12/400 | 1 |
| 6 | 4/400 | 3 | 14 | 16/400 | 1 |
| 7 | | | 15 | 32/400 正方向 (行ける所まで) | |
| 8 | 6/400 | 1 | | | |

等を測定した。また、鋼管に小穴を開け柱の内部コンクリートの上下 3 区間の平均曲率を測定した。梁も同様に平均曲率を

表-2 材料試験結果

| 呼び名 | 降伏強度 (tf/cm ²) | 引張強度 (tf/cm ²) | 伸び (%) | ヤング係数 (tf/cm ²) |
|------|----------------------------|----------------------------|--------|-----------------------------|
| D 6 | 3.94 | 5.36 | 14.1 | 1770 |
| D 10 | 4.10 | 5.62 | 17.9 | 1990 |
| D 16 | 3.79 | 5.34 | 17.2 | 1930 |
| D 22 | 3.91 | 5.58 | 17.4 | 1990 |
| 鋼管 | 3.09 | 4.53 | 35.3 | 2120 |

*鉄筋はすべて S D 35、鋼管は S T K 41

| コンクリート | 圧縮強度 (kg/cm ²) | 割裂強度 (kg/cm ²) | E 1/3 (t/cm ²) |
|--------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| I 期 | 375 | 29.2 | 300 |
| II 期 | 409 | 34.5 | 317 |

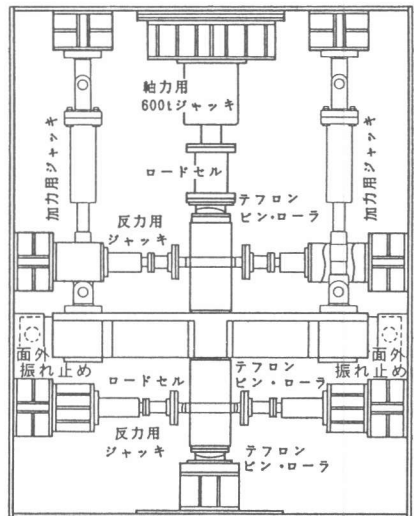


図-2 加力装置

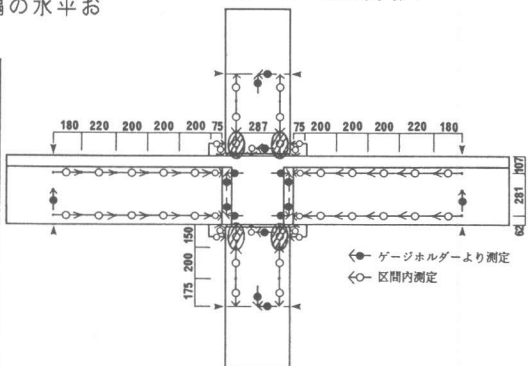


図-3 変形測定位置

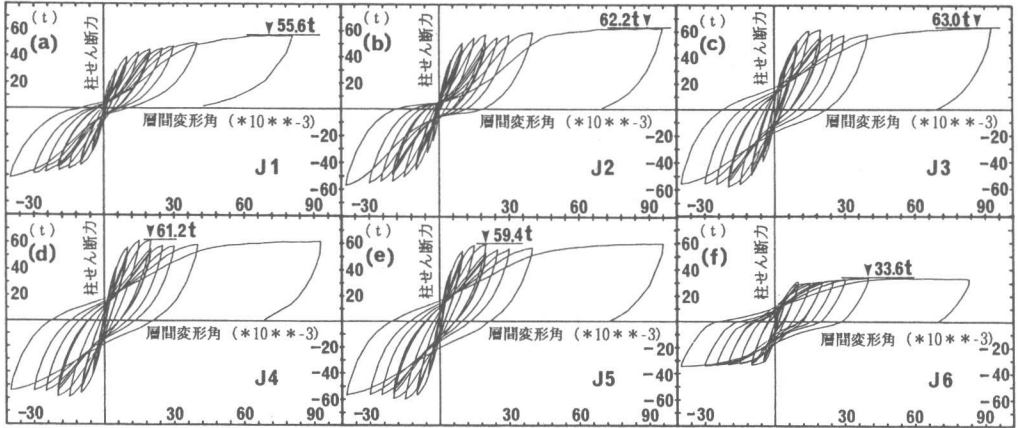


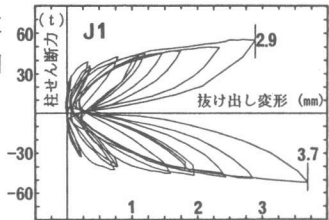
図-4 柱せん断力-層間変形角関係

測定した。これを積分して部材の曲げ変形を求めた。柱と梁の主筋とスラブ筋は各危険断面の歪を、接合部では横補強筋の歪も測定した。

3 実験結果

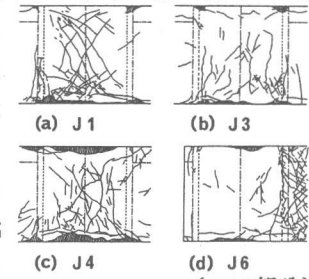
3.1 破壊性状

J1は層間変形角 1/100 (以下 1/100と略す) で柱主筋が引張降伏し、大変形時にはスラブ筋や梁主筋の一部も降伏したが、接合部の角フープ筋は弾性に留まった。図-4 (a) の柱せん断力-層間変形角関係を見るとスリップ性状が現れている。これは柱主筋が接合部より抜け出したものと考え、図-3 に示すハッチ部分の変位計より測定した軸方向変形から、その測定部分の歪値より求まる鉄筋の伸びを引いた抜け出し量 (上下の平均) を求めた (図-5 参照)。実験終了後に接合部を切断してみると幅が 0.5 mm程の斜めひびわれが数本入っていたが、コアコンクリートはそれ程傷んでいなかった (図-6 (a) 参照)。1/50での梁と接合



(J1 試験体)

図-5 柱主筋の抜け出し量



(コア部分)

図-6 接合部の破壊状況

部のひびわれ性状を図-7 (a) に示すが、幅の狭い曲げクラックが数本入っただけであった。最大耐力は1/25では扱えられず、正方向のみ1/13で柱せん断力 55.6t を記録し、U T C 柱特有の耐力低下の少ない靱性のある挙動を示した。

J2では柱と梁がほぼ同時に引張降伏し、大変形時には接合部の補強筋も降伏した。図-4 (b) の履歴特性を見るとスリップ性状が現れているものの1/11で最大耐力に達し、柱せん断力 62.2t を記録した。梁と接合部の1/50でのひびわれ性状を図-7 (b) に示すが、コンクリートの剥落もなく安定していた。最終破壊は1/25頃に顕著になったスラブと梁の境界部でのひびわれが進展し、接合部のコンクリートが一部剥落した。

J3、J4、J5では370t (軸力比=0.40) の軸力導入により柱主筋が平均 -1000μ 程度の圧縮歪を受け、その後の繰り返し加力で圧縮降伏した (1/100)。J3はその後梁主筋とスラブ筋が降伏し、接合部の補強筋も1/40の変形時に降伏した。図-4 (c) の履歴特性ではスリップ性状のほとんどない紡錘形を示している。J3の最終破壊は、直交梁に入った斜めひびわれが進展し、かぶりコンクリートが剥落した。

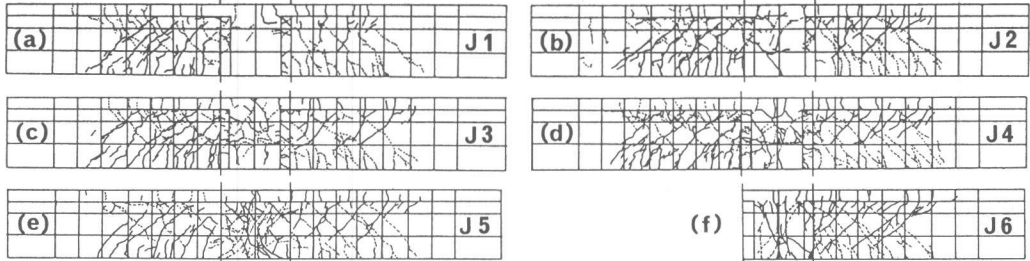


図-7 1/50時のひびわれ図

J 4 では柱主筋の圧縮降伏後、接合部の補強筋のうち丸フープ筋が降伏した(1/100)。J 4 は接合部内の補強筋量が他の試験体の半分であるため拘束筋の降伏が早かった。その後、梁主筋、スラブ筋、接合部の角フープ筋の順に降伏した。図-4 (d) の履歴特性ではスリップ性状はみられなかった。最大耐力は1/50で記録したが、大変形時(1/11)になっても耐力低下はわずかであった。最終破壊は接合部の斜めひびわれ(図-7 (d) 参照)が進展し、かぶりコンクリートが剥落した。しかし、コアコンクリートはひびわれ本数が多いものの、その幅は0.3mm以下であり比較的健全であった(図-6 (c) 参照)。

J 5 では柱主筋の圧縮降伏後、梁主筋とスラブ筋が降伏した。接合部の補強筋の降伏はJ 2・J 3 とほぼ同じころ(1/25以降)に起こった。図-7 (e) のひびわれ図では、接合部の斜めひびわれ幅が5 mm程度であり、最終的にはこのひびわれが大きく開きかぶりコンクリートが剥落した。しかし、図-4 (e) の履歴特性では、せん断破壊特有の急激な耐力低下やスリップ性状は見られず靱性のある挙動を示した。このことの原因として、かぶりコンクリートは剥落したが、拘束筋のために接合部のコアコンクリートはそれ程傷んではいなかったことが考えられる。

J 6 では560t(軸力比=0.61)の柱軸力の導入のために、柱主筋が平均-1500 μ 程度の圧縮歪値となり、その後の繰り返し加力では危険断面部分以外でも圧縮降伏した。1/100までには、梁主筋とスラブ筋は降伏し、最終サイクルの大変形時に接合部補強筋も降伏した。図-4 (f) の履歴特性は面積の大きい安定したループを描き、1/25で最大耐力を記録した後も、耐力低下の少ない靱性のある性状を示した。図-7 (f) に示すひびわれ図では、梁端部の曲げせん断ひびわれ幅が5 mm程度であり、その後このひびわれは接合部とスラブの境界面に進展して行き、最終破壊はスラブと接合部のはだ分かれ及び梁端部の曲げせん断破壊となった。しかし、図-6 (d) に見るコアコンクリートの状態は健全で、梁のひびわれが拘束筋部分できれいに止まっていた。

3. 2 最大耐力の検討

解析値と実験値の最大耐力を表-4 に示す。柱と梁の耐力はフェイスモーメントを接合部中心に延ばして比較し易くした。接合部の有効幅は梁幅と接合部の平均値を用い、せいは全て有効とした。J 1 では柱の軸耐力に寄与する拘束係数²⁾(κ)を4としても実験値の方が更に1割程高くなった。J 2 ~ J 4 は梁の解析値と比べると全て実験値の方が1割程低く、文献3から得られ

表-4 最大耐力

| 試験体 | 柱 (t・m)*1 | | 梁 (t・m)*2 | | 接合部 (kg/cm ²) | | 解析の破壊モード |
|-----|-----------|------|-----------|------|---------------------------|------|----------|
| | 解析値 | 実験値 | 解析値 | 実験値 | 解析値 | 実験値 | |
| J 1 | 36.9 | 41.7 | 50.6 | 41.7 | 102.6 | 85.1 | 柱 |
| J 2 | 50.9 | 44.9 | 50.6 | 44.9 | 102.6 | 91.6 | 柱・梁 |
| J 3 | 73.4 | 45.4 | 50.6 | 45.4 | 102.6 | 92.6 | 梁 |
| J 4 | 73.4 | 45.1 | 50.6 | 45.1 | 102.6 | 92.0 | 梁 |
| J 5 | 73.4 | 44.7 | 50.6 | 44.7 | 77.1 | 91.2 | 接合部 |
| J 6 | 70.6 | 25.5 | 51.3 | 51.1 | 61.6 | 52.1 | 梁 |

*1 ; 接合部中心での値、解析値は文献2のバラボラモデル
 *2 ; 接合部中心での値、解析値はE関数法 (J 6は上端引張時)
 接合部の解析値はACI 352R-85による

る値 (46.0tm) に近くなった。この原因として、梁の破壊の程度があまり激しくなく、危険断面部のスラブ筋も一部降伏していないものもあり、更に梁の曲げ降伏が進展した場合に現れる下端危険断面でのコンクリートの圧壊・剝落等も殆ど観察されず、梁が曲げ圧壊する程のメカニズムではなかったためと考えられる。ACI352R-85から求まる接合部の解析値は拘束筋を考慮していないため、J5では実験値の方が2割程高い値となった。J6はスラブを全幅有効と見なした解析値に良く一致した。

4 接合部の拘束条件の影響

J4は接合部の補強筋が他の試験体の半分 ($p_w=0.64\%$) であり、J5は十字型外柱で直交梁が片側しか付いていない。この2体をJ3と比較すると、J4のフープ筋が早く降伏し、J5では1/50時に接合部の斜めひびわれ幅が5mm程度となり、両者ともに最終的に接合部のかぶりコンクリートが剝落した。しかし、図-4では3体とも同じような耐力低下の少ない靱性のある挙動を示し、図-6で示したようにコア部分はほとんど破壊していなかった。このことは、直交梁が片側にしか付いていなくとも拘束筋がある程度以上あれば、両側に付いたものと同程度の耐力が期待できると思われる。ただし、両側に直交梁が付いた場合の補強筋比 (0.64%と1.27%) の差異はなかった。

5 変形成成分の分離

図-3に示す梁加力点の変形と接合部4隅の水平と鉛直変形の測定をもとにして、図-8に示す柱・梁・接合部の回転角分離を下式のようにして行った。

$$\theta_b + \theta_c = R - (\alpha(1 - hc/L) + \beta hc/L) + (\alpha hb/H + \beta(1 - hb/H)) \gamma$$

$$\therefore R = \theta_b + \theta_c + (1 - hc/L - hb/H) \gamma$$

ただし、 θ_b 、 θ_c は接合部中心での値

この結果の各履歴特性を図-9に示す。J1は柱先行降伏型であるため柱の最大回転角

は1/17にも達し、梁の約2.6倍となっていた。接合部はほとんど履歴面積がなく未だ降伏に至っていないと判断できる。J4は梁先行降伏型ではあるが全体降伏となり、柱：梁：接合部の回転角の比率は約3：3：2であった。大変形時に接合部でかぶりコンクリートが剝落してもこの比率は変わらなく、コア部分がしっかりしていることを示している。また、UTC柱の解析用の復元力モデルを図-9に

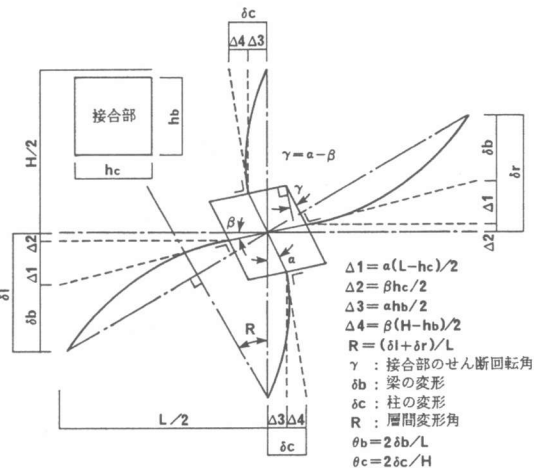
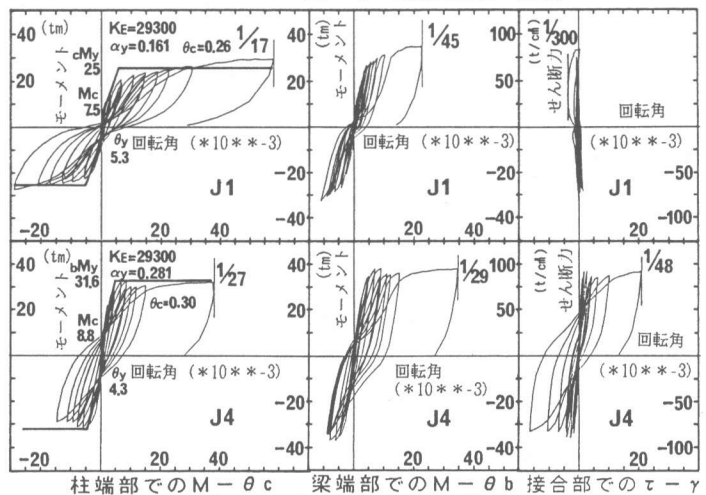


図-8 変形分離の方法



示す実線のように定めた。即ち、第1折点のモーメント M_c は、引張ひびわれモーメント M_{ct} と圧縮ひびわれモーメント M_{cc} の小さい値とする下の式を用いた。

$$M_{ct} = 1.8 \sqrt{F_c} Z_e + ND / 8$$

$$M_{cc} = \alpha F_c Z_e - ND / 8$$

$$M_c = \min(M_{ct}, M_{cc})$$

Z_e : 等価断面係数

ただし、 αF_c は中心圧縮試験¹⁾における復元力特性の第一折点の軸方向応力度から $\alpha = 0.8$ とした。第2折点の剛性低下率 αy は文献3の式をベースにした下式とした。

$$\alpha y = (0.043 + 0.41 n p_g + 0.043 a / D + 0.33 \eta) * (d / D)^2$$

n : ヤング係数比、 p_g : 主筋比、

a / D : シャースパン比、 d / D : 有効せい比

η : UTC柱の軸耐力に対する軸力比

(J4の第3分枝は梁の曲げ耐力 (bMy) となる)

更に梁と柱(コンクリート部分)は各区間の平均曲率を積分して曲げ変形を求め分離した。このうちJ3とJ5の正方向について図-10に示す。両者を比べると柱の

成分比は40%前後で一致し、柱のせん断成分が柱変形の約半分を占めていた。このことは実験終了後、鋼管を取り除いたコンクリートに斜めひびわれが確認できたことと対応している。また、接合部の変形の最大比率はJ3の約30%に対しJ5は約25%に留まり、J5のコア部分が健全であったことが伺える。

6 まとめ

6体のUTC柱・RC梁接合部実験を行った結果、以下のことが判った。

- 1) 柱先行降伏型試験体(J1、J2)の場合、柱主筋の抜け出しが起こりスリップ型の履歴性状を示した。しかしその靱性能は極めて良く、安定していた。
- 2) 接合部補強比が0.64%(J4)と1.27%(J3)とでは層間変形角1/50までの差異はほとんどなく、その拘束効果は両方とも期待できる。
- 3) 十字型外柱(J5)は直交梁が片側にしか付いていないが、両側に直交梁の付いている内柱(J3)と同等に近い耐力と靱性能が確認できた。
- 4) コーナー柱(J6)は高軸力を受けても十分な変形性能を有し、安定したループを描いた。
- 5) UTC柱の復元力特性のモデル化を行ったが、コンクリート部分の変形に占めるせん断変形成分は50%程あり、この適切な評価方法を今後の課題としたい。

(謝辞) この一連の研究では東京大学教授青山博之博士にご指導を頂いています。末尾ながら深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 伊藤、佐藤他；『アンボンド型充填鋼管コンクリート構造に関する研究(その1～その4)』日本建築学会大会学術講演梗概集、1986.8 PPI417～1424
- 2) 渡辺、下戸他；『同上その11、その12』日本建築学会大会学術講演梗概集、1988.10 PPI375～1378
- 3) 日本建築学会；『鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説』

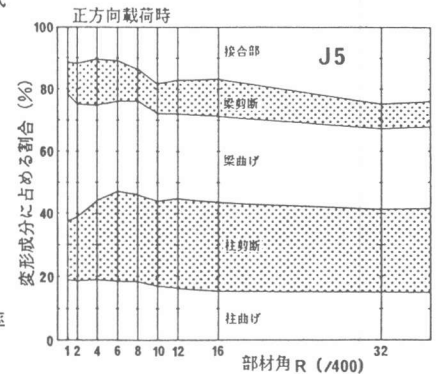
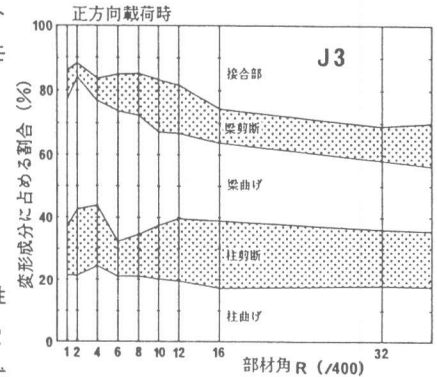


図-10 変形成分の割合