

論文 柱と梁の曲げ終局強度が等しい十字形鉄筋コンクリート造柱梁接合部の破壊性状

楠原 文雄^{*1}・田崎 渉^{*2}・塩原 等^{*3}

要旨： 現行の設計法により柱梁接合部が梁曲げ降伏時にせん断余裕度を有するように設計した場合でも、柱と梁の曲げ強度が等しい場合には柱梁接合部に損傷が集中し、履歴性状はエネルギー吸収能に乏しいスリップ型となることを柱と梁を同断面・同配筋とした十字形鉄筋コンクリート造柱梁接合部の水平加力実験で証明した。また、柱梁接合部の曲げ終局強度の概念を用いてこのような現象を説明することが可能であることを示した。

キーワード： 鉄筋コンクリート, 柱梁接合部, 終局モーメント, 柱梁曲げ耐力比

1. はじめに

鉄筋コンクリート造骨組では、柱梁接合部の破壊あるいは損傷によって架構の強度低下やエネルギー吸収能の低下が生じないようにする必要があり、日本建築学会の設計指針¹⁾等では柱梁接合部のせん断力を制限している。

しかし、接合部せん断力が小さい場合であっても、梁降伏時の柱と梁の曲げ強度の値が近い場合には柱梁接合部内部で梁主筋が降伏して柱梁接合部に損傷が集中し、梁端にヒンジ形成時に比べて梁の主筋降伏時の層せん断力が小さいことが解析的に明らかにされた²⁾³⁾⁴⁾。そこで、柱と梁の曲げ強度が等しい十字形柱梁接合部の静的漸増振幅繰り返し載荷実験を行い、終局強度、履歴性状、損傷分布について検討する。

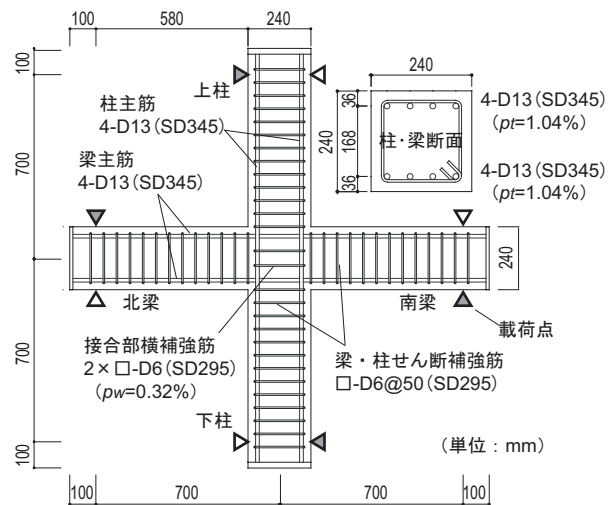


図-1 試験体の概要

2. 実験計画概要

2.1 試験体

試験体は柱・梁を同形状・同配筋とし、柱・梁の曲げ耐力比を1とした1/3スケールの平面十字形部分架構2体である。試験体の形状・配筋を図-1に、使用材料の特性を表-1に示す。

柱・梁の主筋量は、材料試験結果に基づく主筋降伏時の接合部せん断力は日本建築学会の設計指針¹⁾のせん断強度の0.73倍である。接合部内のせん断補強筋の補強筋比は0.32%である。

2.2 加力方法

試験体は同一のものを2体製作した。1体は、内部柱梁接合部の応力状態となるように加力した(試験体A01)。もう1体は、比較の対象として十字形部分架構の一方の梁には応力が生じないようにして一方の梁のみを加力

表-1 使用材料の特性

コンクリート		鉄筋		
圧縮強度 (N/mm ²)	引張割裂強度 (N/mm ²)	種別	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
33.5	2.14	D13(SD345)	378	547
		D6(SD295)	399*	531

※ 0.2%オフセット耐力

した(試験体A02)。

加力装置を図-2に示す。試験体はPC鋼棒により加力フレームに緊結する。載荷は両端ピン接合の柱により支持された上部加力梁の南端の油圧ジャッキにより水平力を加え、加力フレームの水平変形により地震時の架構内での変形に相当する変形を試験体に生じさせる。梁に緊結したPC鋼棒の引張力をロードセルにより測定し、梁のせん断力、層せん断力を求めた。また、本研究では

*1 東京大学 大学院工学系研究科建築学専攻 助教 修(工) (正会員)

*2 東京大学 大学院工学系研究科建築学専攻 修士課程 (正会員)

*3 東京大学 大学院工学系研究科建築学専攻 准教授 工博 (正会員)

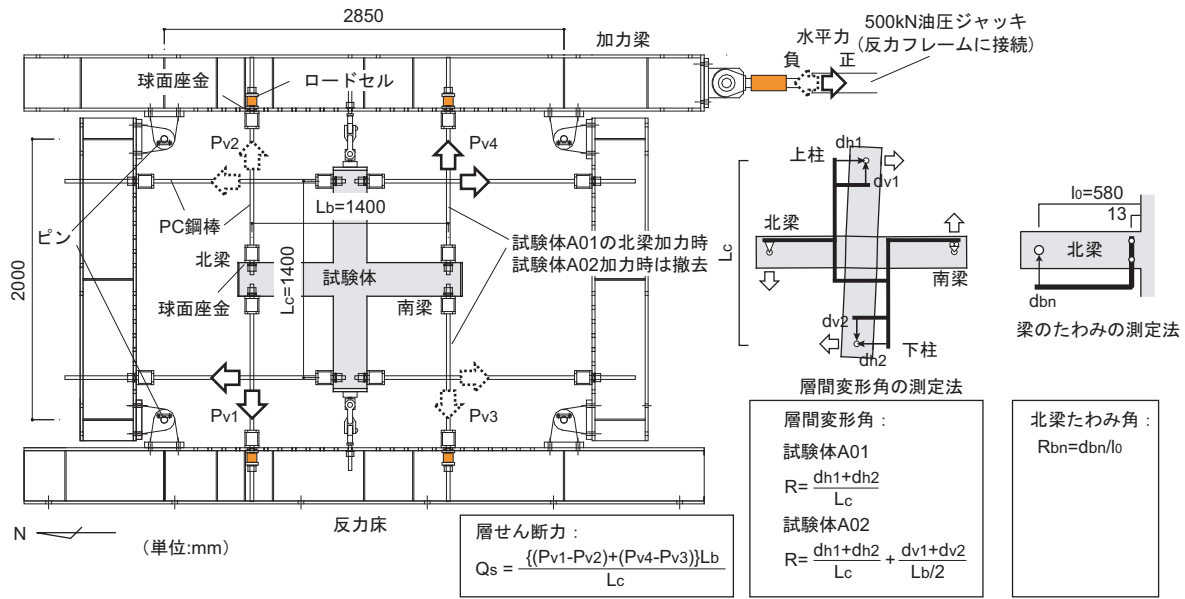


図-2 加力装置と測定方法

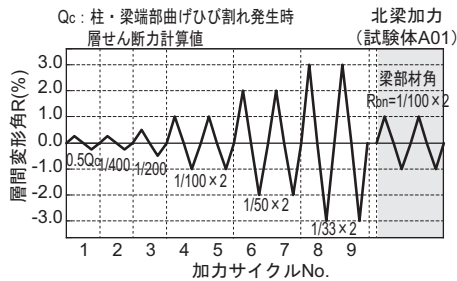
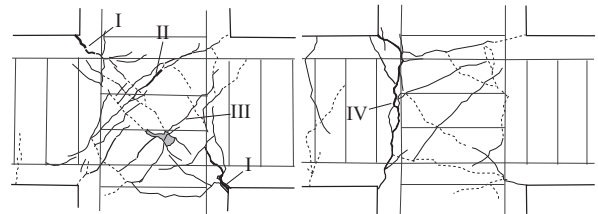


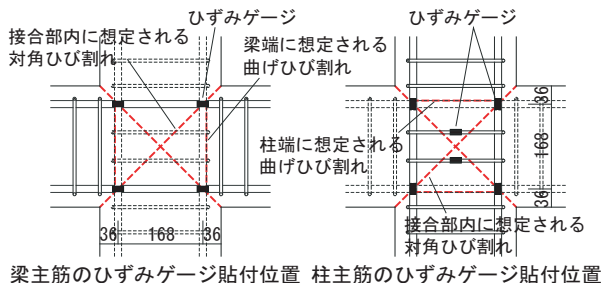
図-3 载荷履歴



(a) 試験体 A01

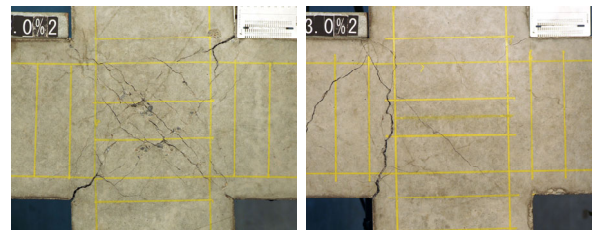
(b) 試験体 A02

図-5 ひび割れ状況（層間変形角 2.0% 正側 2 回目）



梁主筋のひずみゲージ貼付位置 柱主筋のひずみゲージ貼付位置

図-4 想定されるひび割れとひずみゲージ貼付位置



(a) 試験体 A01

(b) 試験体 A02

写真-1 最終破壊状況（層間変形角 3.0% 終了時）

柱と梁を対称とするため、柱に軸力は加えていない。

加力の変位制御による正負交番繰り返し载荷とした。载荷履歴を図-3に示す。試験体 A01 はまず両梁の先端を PC 鋼棒で加力フレームに緊結し、試験体は内部柱梁接合部の応力状態となる加力（以下、十字形加力）を層間変形角 3.0%まで行った後、南梁先端の PC 鋼棒を撤去し北梁のみを緊結した試験体 A02 と同様の境界条件の加力（以下、北梁加力）を行い、梁部材の履歴性状の確認を行った。試験体 A01 の北梁加力は梁のたわみ角で加力制御を行った。

試験体 A02 も試験体 A01 の十字形加力の層間変形角制御による载荷履歴と同様の载荷履歴とする予定であったが、測定器の設定ミスにより所定の振幅より小さい振

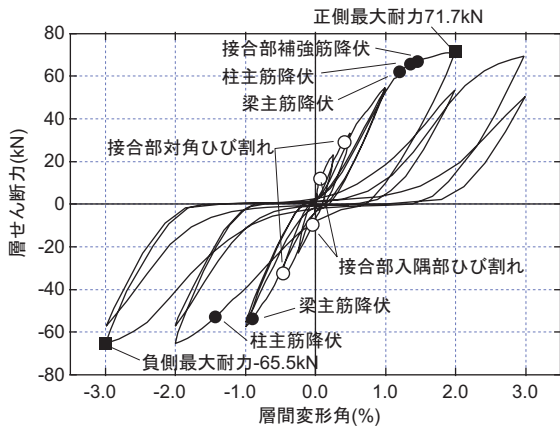
幅での加力となった。

接合部の対角方向に生じる斜めひび割れが拡大し接合部の変形が増大することを想定し、柱・梁主筋には接合部の対角線を横切る位置にひずみゲージを貼り付け（図-4）、鉄筋のひずみを測定した。また、接合部の横補強筋の中央にもひずみゲージを貼り付けた。

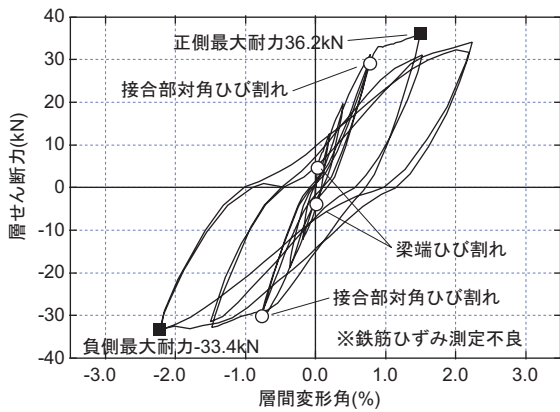
3. 実験結果

3.1 破壊状況

層間変形角 2% の 2 回目の加力サイクルの正方向ピーク時の接合部のひび割れ状況を図-5 に示す。図中の破線は負方向への加力時に生じたひび割れで、正方向加力



(a) 試験体 A01



(b) 試験体 A02

図-6 層せん断力と層間変形角の関係

時にはひび割れが閉じて目視では確認できないものである。また、最終破壊状況を写真-1に示す。

内部柱梁接合部の応力状態にある試験体 A01 では、層せん断力 9~12kN で柱・梁の入隅部から斜め方向にひび割れ (図-5 中の I) が、層間変形角 0.5%の加力サイクルで層せん断力 29~33kN 時に接合部対角方向の斜めひび割れが (同 II) 発生し、接合部横補強筋のひずみが降伏ひずみを超えた。層間変形角 2.0%の加力サイクルまでに柱・梁の主筋が降伏した後は、この入隅部からの斜めひび割れ (同 I) および複数の接合部内の斜めひび割れ (同 II, III) が拡大した。コンクリートの圧壊も生じ、接合部に損傷が集中した。

試験体 A02 は入隅部に生じたひび割れが柱主筋にそって進展し (図中 IV)、梁端部の曲げ破壊となった。

3.2 層せん断力と層間変形角の関係

表-2 に実験結果の一覧を、図-6 に層せん断力と層間変形角の関係を示す。試験体 A01 では層間変形角 2.0%の正側への加力時に柱・梁主筋が降伏し、負側への加力では履歴ループは過去の最大点を指向せず正側の最大点の対称の位置を指向し、最大耐力も負側が正側より 9% 小さかった。また、主筋の降伏後は同一振幅での 2 サイクル目で著しくスリップ性状の卓越した履歴ループとなり、同一振幅の加力における耐力低下も大きかった。

表-2 実験結果一覧

		A01	A02
柱・梁端曲げひび割れ 接合部入隅部斜めひび割れ (図-5 のひび割れ I)	正	12.0	4.6
	負	-9.6	-3.9
接合部対角ひび割れ (図-5 のひび割れ II, III)	正	29.0	29.0
	負	-32.6	-30.1
柱・梁主筋降伏 (接合部の対角線を横切る位置)	正	61.9	測定不良
		1.20	
	負	-56.0	
接合部補強筋降伏		66.9	
		1.45	
最大層せん断力	正	71.7	36.2
		2.00	1.50
	負	-65.5	-33.4
		-3.00	-2.21

上段：層せん断力(kN)，下段：層間変形角(%)

表-3 北梁のせん断力

		A01	A02
梁主筋降伏	正	61.9	測定不良
	負	-56.0	
	平均	60.0	
梁主筋降伏時計算値		59.8	
最大せん断力	正	70.3	73.8
	負	-68.1	-65.3
	平均	69.2	69.6
梁曲げ終局時計算値		62.7	
北梁加力時最大せん断力	正	78.0	—
	負	-69.9	

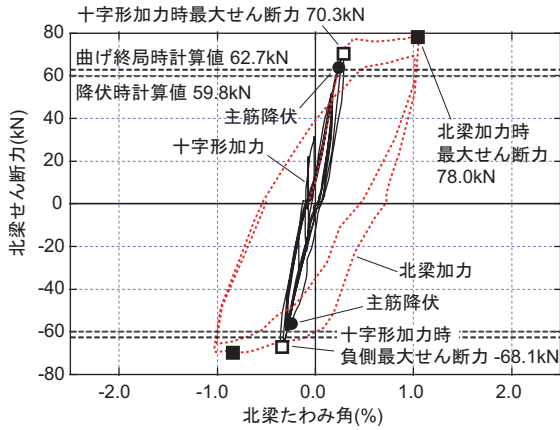
単位：(kN)

試験体 A02 は試験体 A01 と同一配筋であるにもかかわらず対照的に梁曲げ降伏による安定した紡錘形の履歴ループとなった。

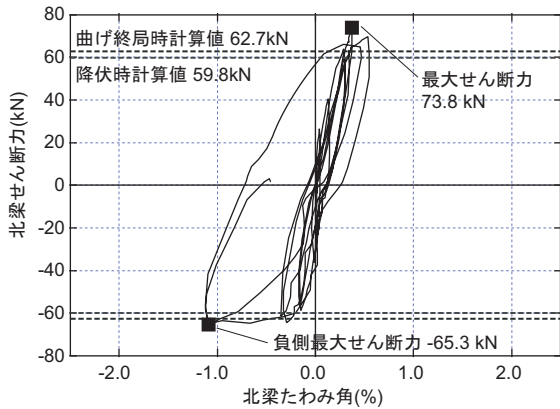
3.3 梁のせん断力とたわみ角の関係

表-3 に北梁に関する実験結果の一覧を、図-7 に北梁せん断力とたわみ角の関係を示す。梁のせん断力はロードセルで測定した荷重を加力治具等の重量によるせん断力分について補正したものであり、たわみ角は梁端 (柱フェース) から 13mm の位置に固定した測定フレームに対する載荷点の変位を梁端から反曲点までの距離 (580mm) で除したものである。また、図中には平面保持を仮定した断面解析による曲げ降伏モーメントと断面解析において圧縮縁のコンクリートのひずみが 0.3% に達したときの曲げ終局モーメントを梁端から反曲点までの距離で除した降伏時および曲げ終局時せん断力計算値を示す。

試験体 A01 では、層せん断力と層間変形角の関係にお



(a) 試験体 A01



(b) 試験体 A02

図-7 北梁のせん断力と部材角の関係

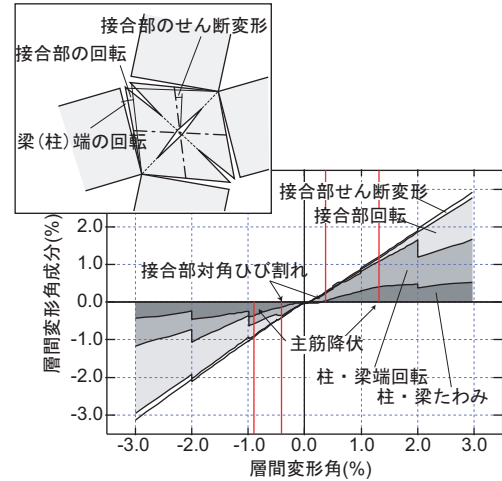
いては大きな塑性変形がみられるにもかかわらず、梁のたわみには塑性変形はみられず、ひび割れによりわずかにふくらみをもつのみとなっている。

図中の点線が十字形加力後の北梁加力時のせん断力とたわみ角の関係である。北梁加力では十字形加力時に生じた最大せん断力を超えて梁のせん断力が上昇し、梁のたわみの塑性化が生じた。また、十字形加力によって接合部が大きく損傷し履歴形状もスリップ状になった後であったが、梁の部材角 1%の繰り返しでは梁せん断力と梁たわみ角の関係は安定した紡錘形（図-7 中点線）となった。換言すると、十字形加力時には梁にはほとんど損傷が生じておらず、最大耐力も柱梁接合部が終局状態に達することによって決まっていたといえる。

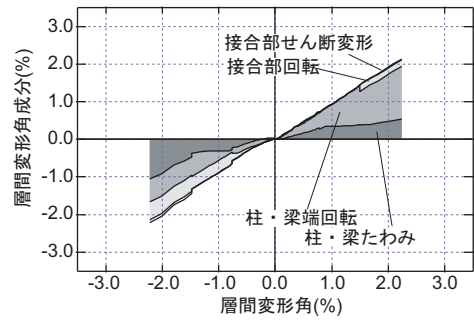
図-7(b)は試験体 A02 の北梁の梁せん断力とたわみ角の関係である、梁曲げ破壊となった試験体 A02 では梁のたわみ角にも塑性化が生じている。また、十字形加力時の試験体 A01 の北梁のせん断力は試験体 A02 の加力で生じた梁せん断力に対してほぼ等しいかわずかに小さいせん断力であった。

3.4 層間変形にしめる各部の変形成分

図-8(a)に試験体 A01 について十字形加力時の層間変形にしめる各部の変形成分⁵⁾を示す。これは、全体の変形を「梁・柱のたわみによる変形」、「梁・柱端部に生じ



(a) 試験体 A01



(b) 試験体 A02

図-8 層間変形にしめる各部の変形成分

るひび割れの開きによる変形」、「接合部パネルの回転による変形」および「接合部のせん断変形による変形」に分離するもので、「接合部のせん断変形」と「回転」をあわせたものが、接合部の対角方向の長さの変化をもとに求めた「接合部のせん断変形角」におおむね相当する。

負側での加力では、層間変形角 0.5%の加力サイクルで接合部の対角ひび割れが生じると、接合部の回転変形成分が増大し始めた。

その後、主筋の降伏後は繰り返し载荷により接合部の回転成分が増大し、接合部に変形と損傷が集中している。

一方、試験体 A02 には接合部の変形は小さくとどまっていた。

3.5 主筋のひずみ

図-9 に層せん断力と南梁端の主筋のひずみの関係を示す。南梁においては正加力時に下端筋が引張側、上端筋が圧縮側となる。

まず、接合部の入隅部から斜めにひび割れが発生すると引張側の主筋のひずみが増大する。続いて接合部内に対角方向のひび割れが発生すると、圧縮側の主筋（正加力時の上端筋、負加力時の下端筋）の引張ひずみも増大する。その後、層間変形の増大とともに圧縮側の鉄筋の引張ひずみも増大し、南梁の場合には上端筋は梁のモーメントに対して圧縮側となる正加力時に降伏ひずみに

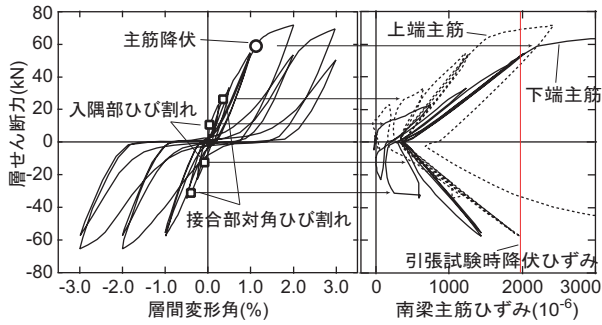


図-9 南梁主筋のひずみ

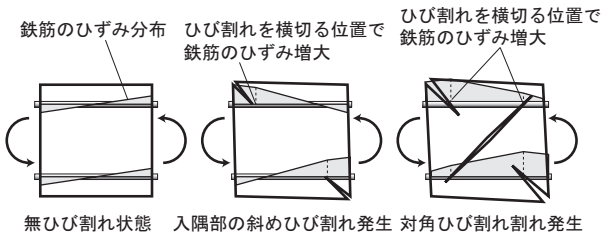


図-10 接合部のひび割れと鉄筋のひずみ

達した。

このような圧縮側の鉄筋の引張転化とその後の引張ひずみの増大は通し配筋された接合部の中央に定着板を有する試験体でも生じており⁶⁾、接合部内での付着劣化により生じたものではないと考えられる。これは、図-10に示すように接合部の対角ひび割れの発生後の接合部の回転変形にともなってひび割れが拡大し、ひび割れを横切る鉄筋のひずみが増大していると考えるのが妥当である。

このように曲げモーメントに対する抵抗機構においては圧縮側の鉄筋も入隅部の圧縮力と対になって外力に抵抗する要素であり、接合部の変形が増大すればより大きな引張力が生じ、より大きな外力に抵抗したのである。

4. 接合部の終局限界状態

4.1 柱梁接合部の終局モーメント

3章で述べたように試験体 A01 の十字形加力では柱梁接合部のせん断力が大きくないのに、柱・梁の主筋降伏後柱梁接合部に損傷と変形が集中し、耐力低下の大きい破壊形式となった。

従来の接合部せん断力による設計の考え方ではこのような現象はまったく想定していないものである。ここでは塩原の提案する接合部の破壊機構の理論^{3), 4)}との対応を検討する。

この理論によれば、柱と梁が対称な柱梁接合部の場合、接合部内を貫通する主筋が引張側の対角線を横切る位置で降伏し、圧縮側の鉄筋の応力の引張側主筋の応力に対する比を α (以下、接合部内主筋応力比) とすると、

接合部の終局モーメントは柱梁接合部の横補強筋による増大も含めると次式となる⁴⁾。

$$\begin{aligned}
 M_{ju} = & DT_y \left\{ \alpha + g(1-\alpha) - \frac{(1+\alpha^2)T_y}{bD\beta_3 f_c'} \right\} \\
 & + \frac{1}{2} DN \left\{ 1 - \frac{N+2(1+\alpha)T_y}{bD\beta_3 f_c'} \right\} \\
 & + \frac{1}{2} DV \left\{ 1 - \frac{V-2(1-\alpha)T_y}{bD\beta_3 f_c'} \right\} \\
 & + \frac{1}{4} D \Sigma a_w f_{wy} \left\{ 1 - \frac{\frac{1}{2} \Sigma a_w f_{wy} + 2(1+\alpha)T_y}{bD\beta_3 f_c'} \right\}
 \end{aligned} \quad (1)$$

ここに、 M_{ju} : 接合部の終局モーメント (節点モーメント)、 b : 柱幅・梁幅、 D : 柱せい・梁せい、 g : 主筋間隔距離の部材せいに対する比、 T_y : 主筋の降伏強度、 f_c' : コンクリートの圧縮強度、 β_3 : コンクリートストレスブロックの強度を表す係数、 N : 柱・梁の軸力、 V : 柱・梁のせん断力、 Σa_w : 横補強筋の断面積の総和、 f_{wy} : 横補強筋の降伏強度である。

ここで、 $V=M_{ju}/(L/2)$ (L : 柱・梁の反曲点間距離) であることを用いて式(1)を M_{ju} について解くと、 M_{ju} が求められる。

一方、柱・梁端の危険断面 (柱梁接合部の中心から $gD/2$ の位置) での曲げ終局モーメントを節点モーメントに換算したものは次式となる。これは、危険断面における圧縮力をストレスブロックを用いて表現し、ストレスブロックのコンクリートの応力をコンクリートの圧縮強度の β_3 倍として算出されるものである。

$$\begin{aligned}
 M_{bu} = & \left\{ DT_y \left(\frac{1+g}{2} + \alpha \frac{1-g}{2} - \frac{1}{2} \frac{(1+\alpha)^2 T_y}{bD\beta_3 f_c'} \right) \right. \\
 & \left. + \frac{1}{2} DN \left(1 - \frac{N+2(1+\alpha)T_y}{bD\beta_3 f_c'} \right) \right\} / (1-gD/L)
 \end{aligned} \quad (2)$$

この2種類の終局モーメントのうち、小さいほうで架構の終局強度は決まる。また、主筋降伏後の変形は小さいほうの終局モーメントに対応する変形が先に降伏状態に達するので、定性的にはその変形モードに変形が集中すると考えられる。

4.2 実験結果との比較

試験体 A01 は、部材の断面 $b \times D = 240 \times 240$ (mm) であり、主筋間隔比 $g = 0.7$ 、コンクリート強度 $f_c' = 33.5$ (N/mm²)、軸力 $N = 0$ 、 $L = 1400$ (mm)、 $\Sigma a_w = 128$ (mm²)、 $f_{wy} = 399$ (N/mm²)、 $T_y = 192$ (kN) である。また、コンクリートストレスブロックの強度を表す係数 β_3 は ACI 規準⁷⁾ に準じて 0.85 とする。

図-11 に式(1)、(2)による計算値と試験体 A01 の実験

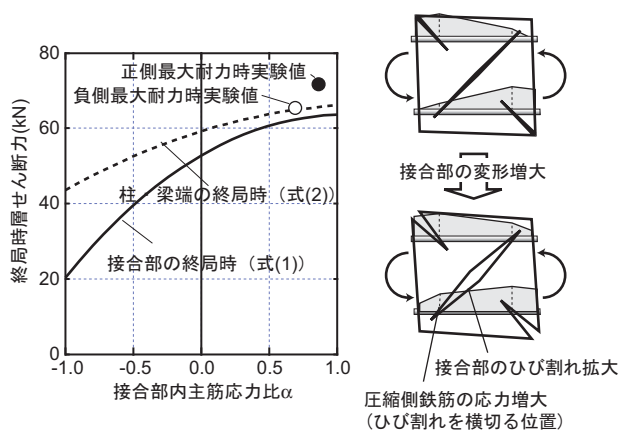


図-11 柱梁接合部の終局強度計算値と実験値の比較

図-12 ひび割れの拡大と鉄筋の応力

値を比較して示す。試験体 A01 と同形状・同配筋の柱梁接合部について、横軸を接合部内主筋応力比（圧縮側鉄筋の応力の引張側鉄筋の応力に対する比）、縦軸は終局モーメントを反曲点間距離の 1/2 で除して層せん断力に換算したものである。

また、実験値の圧縮鉄筋の応力度を柱・梁主筋が接合部の対角線を横切る位置（接合部中心から $gD/2$ の位置）に貼付したひずみゲージで検出されたひずみ履歴から、ひずみ硬化開始点まではバイリニア型としひずみ硬化域と繰り返し部分は Ramberg-Osgood モデルとした応力度-ひずみモデルにより変換して求め、正負の最大耐力時の α の値を求めた。応力度-ひずみモデルの各定数は鉄筋の引張り試験結果及び文献 8) により決めた。

図-11 に示す通り、圧縮側鉄筋の引張力の大きさにかわらず接合部の終局モーメントが柱・梁端の終局モーメントを下回っており、接合部内で降伏が生じ、接合部に変形が集中することが推測される。

また、図-11 では α の値が大きいほど（圧縮側鉄筋の引張力が大きいほど）終局モーメントは大きくなり、接合部の終局モーメントと柱・梁端の終局モーメントの差も小さくなっている。一方、図-12 に示す通り、接合部の変形が増大すると圧縮側鉄筋の引張力が増大し、結果としてより大きな外力に抵抗することが可能となる。そのため、引張主筋の降伏後、より大きな外力に抵抗しようとする接合部の回転変形が増大に伴う応力の再配分が生じ、圧縮側鉄筋の引張力が大きくなる。この場合、結果的に通し配筋された梁主筋はその付着強度に達していないのに平均付着力の低下が生じると考えられる。

実験値と計算値を比較すると、接合部の終局モーメントの計算値が柱・梁端の終局モーメントの計算値を下回っているため接合部の損傷が大きくなるとする計算による推定結果は主筋の降伏後接合部の変形が大きくなった実験結果と一致する。また、圧縮側の鉄筋の応力を

適切に仮定すれば、式(1)による終局強度の計算値は実験結果に対してよく一致しているといえる。

5. まとめ

柱と梁の曲げ強度が等しい場合、1) 現行の設計法では梁曲げ降伏時に柱梁接合部がせん断余裕度を有している場合でも柱梁接合部に損傷が集中し、層間変形に占める変形成分も接合部の回転変形成分が大きくなる。この場合、主筋の降伏に伴う梁・柱たわみの塑性変形は生じない。2) 履歴性状はスリップ形となり耐力同振幅の繰り返しによる耐力低下も大きい。

このような現象は、塩原の提案する接合部の破壊機構の理論により説明することが可能である。

謝辞 本研究は、日本学術振興会科学研究費補助金・基盤研究(B)、力学モデルによる鉄筋コンクリート柱・梁接合部の耐震設計法の確立（課題番号 20360248, 研究代表者：塩原等）により行われた。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，日本建築学会，1999
- 2) 朴 哲敏，塩原 等：鉄筋コンクリート造平面十字型柱梁接合部の破壊条件に関するパラメトリック解析，構造工学論文集，Vol.54B，pp.429-435，2008.4
- 3) 塩原 等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：見逃された破壊機構，日本建築学会構造系論文集，Vol. 73，No. 631，pp. 1641-1648，2008.9
- 4) 塩原 等：鉄筋コンクリート柱梁接合部：終局強度と部材端力の相互作用，日本建築学会構造系論文集，Vol. 74，No. 635，pp. 121-128，2009.1
- 5) 楠原 文雄，塩原 等：接合部回転角を含む RC 造柱梁接合部部分架構の変形成分と応力およびその測定法，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 28，No. 2，pp. 355-360，2006.7
- 6) 楠原 文雄，田崎 渉，塩原 等：梁主筋の定着方法が異なる鉄筋コンクリート造柱梁接合部の実験（その 1, 2），日本建築学会学術講演梗概集，C-2，pp.653-656，2007.8
- 7) American Concrete Institute: Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI-318-08) and Commentary—ACI318R-08, American Concrete Institute, 2008
- 8) 藤井俊二，青山博之，梅村魁：材料強度より求めた鉄筋コンクリート断面のモーメント-曲率関係，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，pp.1261-1262，1973.10