

論文 架構内での変形を模した境界条件による鉄筋コンクリート造外部柱梁接合部部分架構の実験

楠原 文雄*1・藤原 圭佑*2・塩原 等*3

要旨: 架構内での変形状態を模するための梁先端の軸方向変位の拘束の有無を実験変数とした外部柱梁接合部の加力実験を行い、ト形部分架構では梁が柱に近づく側と遠ざかる側ではモーメントに対する強度・剛性などの特性が大きく異なること、梁の軸方向変位は拘束しない一般的な加力方法では部分架構の特性は強度・剛性が小さい梁と柱が遠ざかる側の特性に支配されること、より架構内の境界条件に近づくように梁先端の軸方向変位を拘束した場合には梁軸力を介して上下の柱間で応力の再配分が行われ強度・剛性が大きい梁が柱に近づく側のモーメントが大きくなることを明らかにした。

キーワード: 鉄筋コンクリート, 外部柱梁接合部, 境界条件, 梁軸力, 終局強度

1. はじめに

鉄筋コンクリート (RC) 造の耐震設計では柱梁接合部の破壊は許容されるべきではないとされ、設計法¹⁾などの多くでは柱梁接合部に生じるせん断力をせん断強度以下とすることで柱梁接合部の損傷を制御している。また、梁主筋の降伏が柱梁接合部の破壊に先行する場合にも塑性域での繰り返し载荷によって最終的に柱梁接合部が破壊する場合があります、このような破壊に対しては適切なせん断余裕度を柱梁接合部に対して確保することが求められている¹⁾。しかし、いずれについても設計式は実験資料の統計的処理により得られた知見に基づく実験式となっている。

外部柱梁接合部 (ト形接合部) の場合、一般にその加力実験は柱・梁の反曲点で切り出したト形の部分架構に対して行われ、**図-1** に示すように部分架構の梁先端は軸方向に拘束せず梁に軸力が生じないようにして行われることが多い。この場合、上下の柱のせん断力は等しくなるが、上下の柱の反曲点位置での回転角は等しいとは限らず、部分架構として切り出す前の架構内で成立していた反曲点位置での変形の連続性は保証されない。

一方、実際の架構ではいくつもの連続する柱の間で梁の軸力を介してせん断力のやりとりが行われるため、上下の柱でせん断力 (あるいは柱端のモーメント) は等しい必要はない。そのため、層崩壊を生じるような場合を除けば、柱の反曲点位置での変形の連続性から**図-2** に示すように上下の柱の反曲点位置の水平変位が等しく、梁と上柱、梁と下柱のなす角の変化量が等しい状態、つまり柱の反曲点と接合部芯 (柱の軸線と梁の軸線の交点) が直線上に並んでいる方が実際の架構の変形状態に近いと考えられる。

このように、実験に基づく設計法を採用しているにもかかわらず、その基となっている実験の試験体の境界条件は実験設備の制約等もあり架構内の状態を再現しているとはいいがたい。しかし、その差が実験結果に与える影響については、溝上らによるト形試験体と架構試験体の比較²⁾などがあるのみで、明らかとはいえない。

そこで、本研究では同一の RC 造外部柱梁接合部部分架構試験体を 2 体製作し、梁反曲点位置の軸方向変位の拘束の有無を実験変数とした水平加力実験を行い、加力方法の差が部分架構の終局強度、破壊性状や変形分布などの耐震性能に与える影響について検討を行った。

2. 実験の概要

2.1 試験体

試験体は柱および梁の反曲点位置で切り出した 1/3 スケールの平面ト形部分架構 (ト形柱梁接合部) 2 体である。同一の試験体を 2 体製作し、実験変数は梁先端の境界条件とした。試験体の諸元を表-1 に、試験体の形状および配筋を**図-3** に示す。試験体のコンクリートおよび鉄筋には普通強度のものを用いた。使用材料の材料試験結果を表-2 に示す。

柱・梁のスパン (反曲点から柱と梁の材軸の交点まで

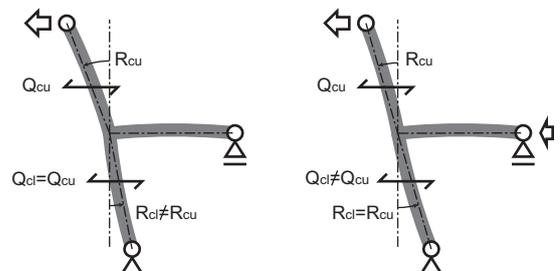


図-1 上下の柱のせん断力が等しいト形部分架構 **図-2** 上下の柱の変形が連続するト形部分架構

*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)

の距離)はいずれも700(mm),柱と梁断面寸法は同一で240×240(mm)である。柱幅が梁幅より大きいことが一般的ではあるが,この場合には梁端に生じるひび割れは表面から観察される状態とは異なり内部では柱と梁の入隅部から生じ柱主筋に沿って伸展しているなど,柱梁接合部表面と内部では破壊の様子が異なる³⁾。柱幅より梁幅が小さいと柱梁接合部内部の破壊の様子を外部から観察することが困難となるため,梁幅と柱幅は同一としている。梁引張主筋は4-D13(SD345, $p_t=0.98\%$)とし,梁主筋は端部に定着プレートを用いた機械式定着とした。梁主筋の定着長さは柱せいの0.6倍とした。日本建築学会の設計指針¹⁾による接合部せん断強度の梁曲げ降伏時接合部せん断力に対する余裕度はおよそ1.0である。また,柱引張主筋は3-D13(SD345, $p_t=0.73\%$)とし,柱の全せいを有効として求めた上下の柱の曲げ強度の和は,梁の曲げ強度時のモーメントに対して1.5倍程度となるようにした。柱梁接合部内の横補強筋は,設計指針で定められている最低補強筋量程度とし, $2\times\square$ -D6(SD295A, $p_{jw}=0.28\%$)である。

試験体K01は変形状態が実際の架構内の変形に近くなるよう,図-4(a)に示すように柱のピン(ローラー)支持した柱反曲点に対して梁の加力点の水平方向(梁軸方向)の変位を拘束した状態で梁先端に荷重を加えた。一方,試験体K02は一般的な加力との比較を行うための試験体で,梁先端は水平方向には拘束せず,梁に軸力が生じず上下の柱のせん断力が等しくなるようにして載荷した(図-4(b))。

表-1 試験体の諸元

		K01	K02
梁先端軸方向変位の拘束		拘束	拘束なし
梁	スパン (mm)	700	
	幅×せい (有効せい) (mm)	240×240 (216)	
	引張主筋 (引張主筋比)	4-D13(SD345) (0.98%)	
柱	スパン (mm)	700	
	幅×せい (有効せい) (mm)	240×240 (216)	
	引張主筋 (引張主筋比)	3-D13(SD345) (0.73%)	
接合部	横補強筋	$2\times\square$ -D6(SD295A)	
	横補強筋比 (%)	0.28	
梁主筋	定着方法	定着板 PL-16×35×35	
	定着部 (定着長/柱せい) (mm)	144 (0.6)	
柱梁曲げ強度比 $\Sigma M_{cu} / M_{bu}$		1.62	
接合部せん断余裕度 V_{ju} / V_j		1.02	

表-2 材料特性

コンクリート		鉄筋		
圧縮強度 (MPa)	引張割裂強度 (MPa)	種別	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)
26.6	2.32	D13(SD345)	380	547
		D6(SD295A)	334*	479

※ 0.2%オフセット耐力

2.2 加力方法

試験体は加力面内で90度回転させて図-5に示す加力フレームにPC鋼棒により緊結し,荷重は油圧ジャッキにより上部加力梁の南端に水平力を加えた。この加力装置は,軸剛性が十分大きいPC鋼棒を用いることで梁載荷点では水平方向に,柱載荷点では鉛直方向に加力フレームとの距離を一定に保ち,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ものである。

また,試験体下柱先端は両端ピンの治具により加力フレームの柱との距離が一定となるようにし,上柱先端はジャッキを介して加力フレームの柱に接続した。試験体K01では梁先端をローラー支承により支持し,鉛直下方向への変位を拘束した(図-5(a))。試験体K02では梁先端は鉛直方向には拘束していない(図-5(b))。

加力は図-6に示す載荷履歴に従い,変位制御により層間変形角4.0%まで正負交番繰り返し載荷した。柱に初期軸力は加えず,柱の変動軸力が梁せん断力の1/2となるように上柱先端のジャッキを制御した。なお,加力は,加力用ジャッキの引き方向を正加力とした。

梁のせん断力,柱せん断力はロードセルにより測定したPC鋼棒の引張力から求め,層せん断力は梁せん断力から換算して求めた。層間変形角は柱の載荷点に対する

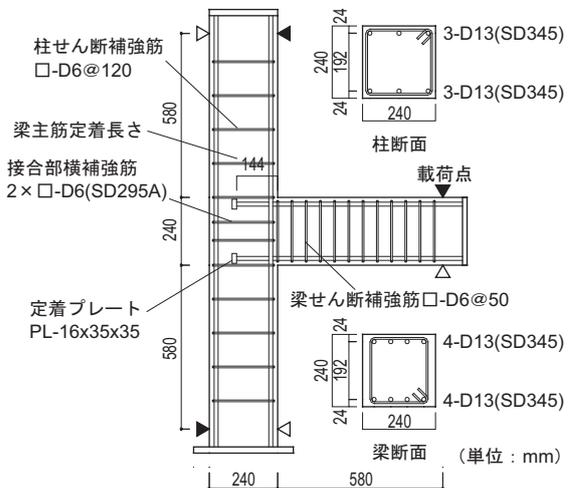


図-3 試験体の形状

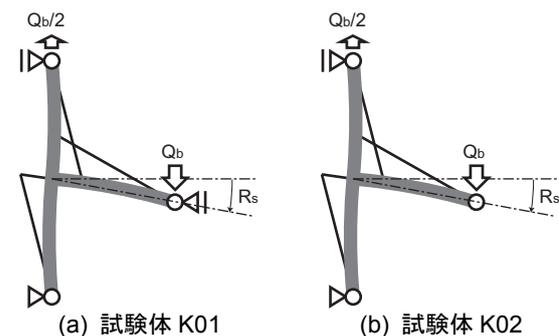
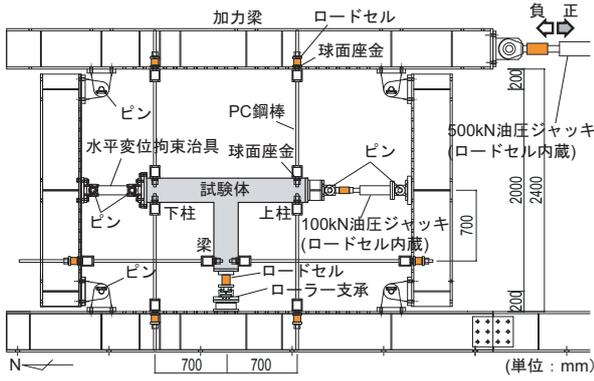
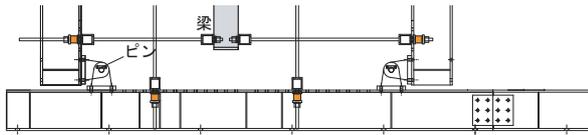


図-4 試験体の境界条件



(a) 試験体 K01



(b) 試験体 K02

図-5 加力装置

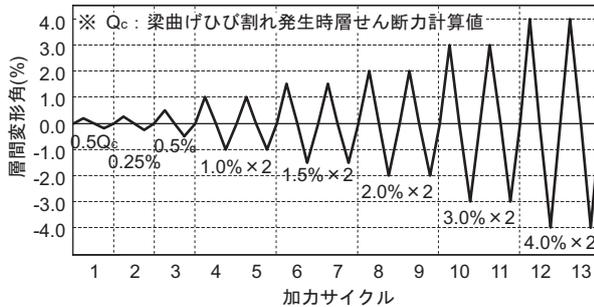


図-6 载荷履歴

梁の载荷点の水平変位を梁スパン（700mm）で除した変形角とした。また、梁および柱の主筋は梁主筋と柱主筋が交わる位置およびフェース位置で、接合部横補強筋および柱帯筋は中央位置で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 破壊状況

写真-1 に層間変形角 1.5%および 3.0%時の試験体の破壊状況を示す。

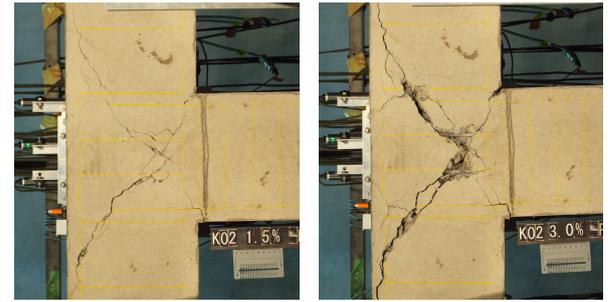
いずれの試験体も、層間変形角 0.25%の加力サイクルでまず柱梁接合部の梁が取り付けしている側の引張側入隅部から斜めに中央に向かうひび割れが発生し、柱と梁の主筋が交差する位置から柱および梁の主筋に沿って伸展した。次に層間変形角 0.18~0.27%で梁主筋の定着端から柱梁接合部の圧縮側の入隅部に向かって柱梁接合部中央に斜めひび割れが発生し、一時的に急激に耐力が低下して変形が増加した。この柱梁接合部中央の斜めひび割れは梁主筋の定着端から外側（梁と反対側）へ変形の増大とともにほぼまっすぐに伸展し、その後柱の外



層間変形角 1.5%

層間変形角 3.0%

(a) 試験体 K01



層間変形角 1.5%

層間変形角 3.0%

(b) 試験体 K02

写真-1 破壊状況

表-3 実験結果一覧

試験体		K01		K02	
梁先端の拘束		拘束		拘束なし	
ひび割れ	入隅	正	6.3 (0.05)	7.9 (0.05)	
		負	-2.6 (0.03)	-4.3 (-0.01)	
	対角	正	12.1 (0.27)	11.3 (0.18)	
		負	-12.3 (-0.25)	-10.0 (-0.20)	
鉄筋降伏	梁主筋	正	27.1 (1.20)	27.1 (2.40)	
		負	-29.9 (-1.50)	-22.7 (-1.20)	
	柱主筋	正	25.3 (3.52)	27.7 (1.31)	
		負	-27.4 (-1.60)		正加力時に降伏
接合部横補強筋			14.2 (0.38)	12.3 (0.26)	
最大層せん断力		正	29.6 (2.00)	28.0 (2.00)	
		負	-29.9 (-1.50)	-24.8 (-1.50)	

層せん断力(kN), 括弧内: 層間変形角(%)

側の主筋に沿って伸展した。

層間変形角 0.5%の加力サイクルで接合部横補強筋が降伏し、層間変形角 1.0%の加力サイクルで接合部パネルの中央でコンクリートの圧壊が始まった。

試験体 K01 の正負、試験体 K02 の負側の载荷では層間変形角 1.2~1.5%で柱主筋と交差する位置の梁主筋が降伏した。試験体 K02 の正側の载荷では層間変形角 1.3%で梁主筋と交差する位置の梁が取り付け側の上柱の柱主筋が降伏した。試験体 K02 では負側で引張側となる柱主筋は最大耐力後の正加力時に引張降伏した。また、試験体 K01 では最大耐力後の繰り返して梁が取り付け側の柱主筋が降伏し、柱主筋の降伏が先行した試験体 K02 の正側では最大耐力後の繰り返して梁主筋が降伏した。いずれの試験体も主筋の降伏は主筋の交差位置が端部フェース位置に先行し、梁が取り付けかない側（外側）の柱

主筋は実験終了まで降伏しなかった。

両試験体とも層間変形角 1.5%~2.0%で最大耐力に達し、以後接合部パネル中央のコンクリートの圧壊が進行した。また、引張側の入隅部から入った斜めひび割れと圧縮側の入隅部と梁主筋の定着端を結ぶ方向の斜めひび割れが拡大した。

いずれの試験体も梁または柱の主筋降伏後、柱梁接合部に損傷が集中する破壊となった。また、いずれも梁主筋の抜け出し破壊および側方割裂破壊の様子は観察されなかった。

3.2 層せん断力と層間変形角の関係

表-3 にひび割れ発生時および鉄筋の降伏時の層せん断力と層間変形角、最大層せん断力時の実験結果一覧を示す。また、図-7 に層せん断力と層間変形角の関係を示す。図-7 には、平面保持を仮定した断面解析で求めた梁曲げ終局時層せん断力計算値も比較のため示した。

いずれの試験体も柱梁曲げ強度比、接合部せん断余裕度とも 1 以上であるが、最大層せん断力は梁曲げ終局強度時の層せん断力の計算値より小さく、履歴ループもスリップ性状の著しいものとなった。

梁先端の軸方向変位を拘束した試験体 K01 は、層間変

形角 1.5%の加力サイクルで梁主筋が降伏し、正側ではその後も層せん断力は上昇して層間変形角 2.0%の加力サイクルピーク時が最大層せん断力となった。負側では梁主筋の降伏と同時に層間変形角 1.5%の加力サイクルピーク時に最大層せん断力となった。正負で最大層せん断力に差はなかった。

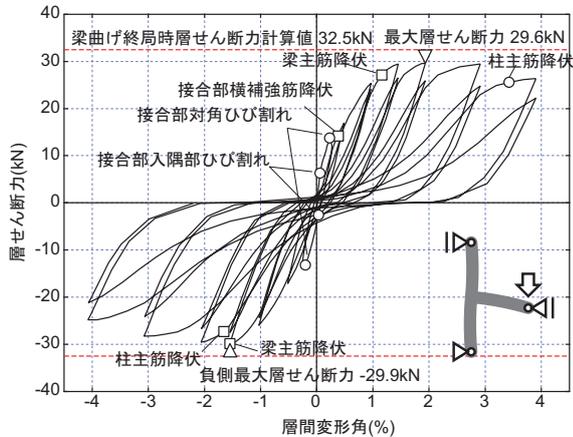
梁先端の軸方向変位を拘束していない試験体 K02 の正側では層間変形角 1.5%の加力サイクルで柱主筋が降伏した後ではほとんど層せん断力は上昇せず層間変形角 2.0%の加力サイクルピーク時が最大層せん断力となった。負側は層間変形角 1.5%の加力サイクルで梁主筋が降伏して加力サイクルピーク時に最大層せん断力となった。負側では最大層せん断力は正側に比べて 10%以上小さく、履歴ループも正負で対称とはならず、負側では正側で大変形を経験した後での同振幅位置での耐力の低下、変形の増大に伴う耐力低下とも大きかった。

主筋の降伏荷重、最大耐力とも梁先端の軸方向変位を拘束していない試験体 K02 が試験体 K01 に比べて小さかった。

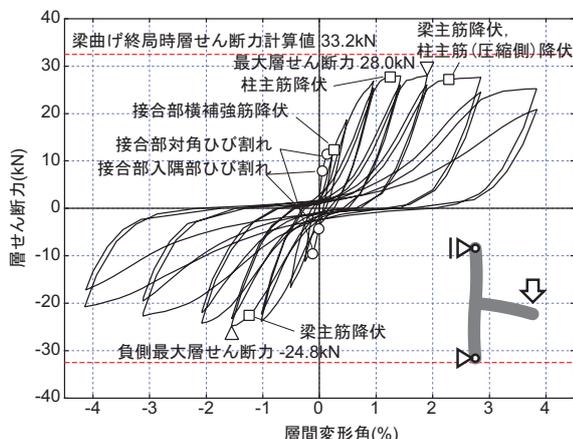
3.3 実験値と計算値の比較

表-4 に主筋降伏時および最大耐力について実験値と計算値の比較を示す。計算値は柱フェースおよび梁フェースを危険断面として平面保持を仮定して求めた主筋降伏時および曲げ終局時のモーメントを層せん断力に換算したものである。

いずれの試験体も梁主筋降伏時の層せん断力は計算値より小さく、梁先端の軸方向変位を拘束した試験体 K01 では 5~14%、拘束のない試験体 K02 では 19~28% 計算値より小さい荷重であった。また、試験体 K01 では最大耐力後ではあるが、いずれの試験体も計算値に対して 33~38% 小さい荷重で柱主筋の降伏が生じた。



(a) 試験体 K01



(b) 試験体 K02

図-7 層せん断力と層間変形角の関係

表-4 実験値と計算値の比較

	K01		K02		
	正	負	正	負	
梁主筋降伏	実験値	27.1	-29.9	25.6	-22.8
	計算値	31.5 ^{*1}			
柱主筋降伏	実験値 / 計算値	0.86	0.95	0.81	0.72
	計算値	41.1 ^{*2}			
最大耐力	実験値	29.6	-29.9	28.0	-24.8
	梁曲げ終局強度時計算値	32.5 ^{*1}			
	実験値 / 計算値	0.91	0.92	0.86	0.76
	柱曲げ終局強度時計算値	52.7 ^{*3}		46.3 ^{*2}	
実験値 / 計算値		0.56	0.57	0.61	0.54
接合部せん断強度時計算値		32.9			
実験値 / 計算値		0.90	0.91	0.85	0.75

層せん断力(kN), 斜体は最大耐力後の繰り返し時に降伏

※1 梁の軸力はゼロとした計算値, ※2 引張側の柱の計算値

※3 引張側と圧縮側の柱曲げ終局時節点モーメントの和を柱スパンで除したものを

いずれの試験体の最大耐力も計算値に対して 8~23% 小さかった。

3.4 ト形梁接合部のモーメントに対する抵抗機構

十字形柱梁接合部の耐力機構⁴⁾のアナロジーにより、ト形柱梁接合部についても柱梁接合部に作用するモーメントに対する耐力機構を考える。さらに、節点のモーメントの釣り合いから梁側のモーメントは上柱と下柱のモーメントの和であり、耐力機構も図-8に示すように梁と柱の2つの組み合わせの重ね合わせと考えることにする。また、以下では柱が梁から遠ざかる向きにモーメントが作用する組み合わせを開く側、柱と梁が近づく向きにモーメントが作用する組み合わせを閉じる側と呼ぶ。正加力時には上柱と梁の組み合わせが開く側、下柱と梁の組み合わせが閉じる側となり、負加力時はその逆である。

(1) 柱端の回転変位

図-9に節点モーメントと梁端に対する柱端の相対回転角の関係を示す。この回転角は文献5)の柱梁接合部の

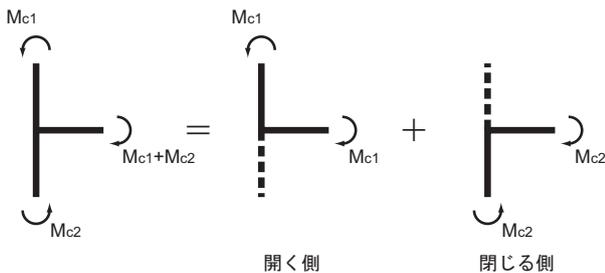


図-8 ト形柱梁接合部の抵抗機構の重ね合わせ

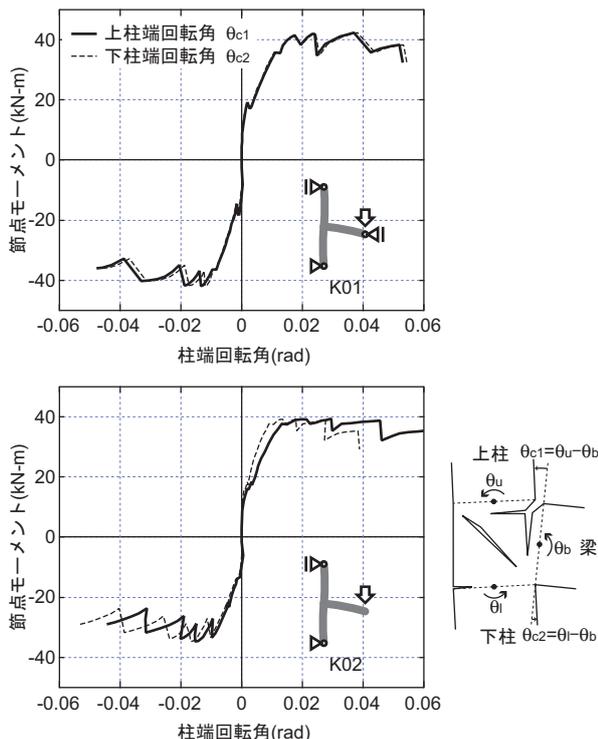


図-9 梁端に対する柱端の相対回転角

変形の測定法を用い、柱端と梁端の間の相対変位を直接測定したものである。また、この回転角には梁端部、柱端部に生じる曲げひび割れの拡大による剛体回転も含まれている。

梁先端の軸方向変位を拘束している試験体K01では柱梁接合部の中心は梁の軸方向に移動しないため、上下の柱端の回転角に差は生じない。一方、梁先端の変位を拘束していない試験体K02では、同じ節点モーメントに対して開く側の柱端部の回転角が大きく、閉じる側の柱端部の回転角が小さい。つまり、上下の柱端で対称な変形となっていない。

試験体K02では梁に軸力が生じないため上下の柱でせん断力が等しく、柱端のモーメントは等しい。つまり、図-9に示した柱端の回転角の実験結果は、柱と梁が遠ざかる側と近づく側ではモーメントに対する剛性が異なり、開く側の剛性が小さいため変形がそちらに集中し

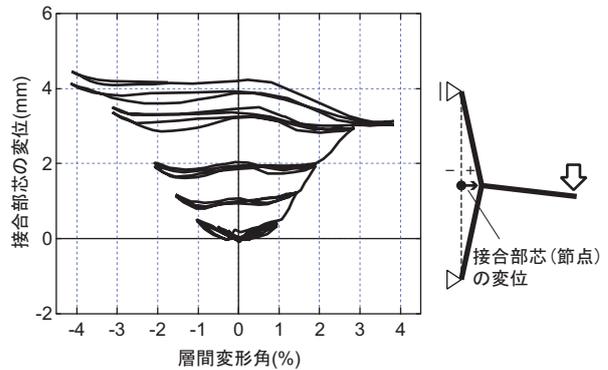


図-10 接合部芯の変位 (試験体 K02)

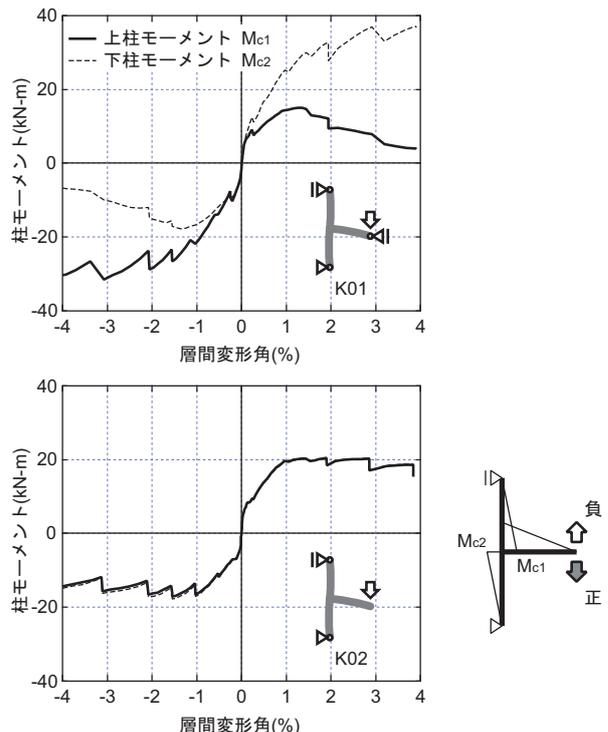


図-11 柱モーメント

たことを示している。このような変形が生じた結果、接合部芯は図-10 に示すように梁がとりつく側へ移動していた。この図-10 における接合部芯の変位は、柱の載荷点に固定した測定フレームに対する梁先端の変位から梁端に対する梁先端の変位および接合部芯に対する梁端の変位⁵⁾を減じたもので、梁がとりつく側への移動を正としたものである。

(2) 柱のモーメント

図-11 に上下の柱のモーメントと層間変形角の関係を示す。柱のモーメントは柱のせん断力に接合部芯から反曲点までの距離を乗じた節点位置のモーメントである。また、このモーメントには試験体を図-5 に示したように加力フレームに設置したことにより自重により生じるモーメントは含まれていない。

梁先端の変位を拘束している試験体 K01 では、接合部パネル中央の斜めひび割れ発生後から上下の柱のモーメントに差が生じ始め、梁主筋の降伏後には柱と梁が離れる向きの加力（開く側）ではモーメントが小さくなっていき、柱が梁に近づく向きの加力（閉じる側）の柱のモーメントが大きくなっている。これは、柱梁接合部の斜めひび割れ発生後は開く側と閉じる側で剛性が異なり、両者の変形が等しいように加力しているため、剛性が大きい閉じる側のモーメントが大きくなったためといえる。また、梁主筋の降伏後には開く側ではモーメントが減少している。

一方、梁先端の軸方向変位を拘束していない試験体 K02 では力の釣り合いから上下の柱のモーメントが等しいことが常に成り立っている。

(3) 境界条件によるモーメント抵抗機構の違い

前項までに示した実験結果は、ト形柱梁接合部では開く側と閉じる側ではモーメントに対する抵抗機構が異なり、ひび割れ発生後は剛性および抵抗モーメントの上限（強度）も異なるためと考えることができる。

つまり、梁先端の軸方向変位を拘束した試験体 K01 では2つの抵抗機構に生じる変形が常に等しいため、強度が小さい開く側からより大きなモーメントを負担することができる閉じる側へ変形の増大とともに応力の再配分により負担モーメントが移行していく。

一方、梁先端の軸方向変位を拘束していない試験体 K02 では上下の柱のせん断力が等しいことが力の釣り合いから常に成り立っているため、剛性、強度が小さい開く側に変形が集中する。また、部分架構の最大耐力は強度が小さい開く側の特性により決まり、そのため試験体 K01 に比べると最大耐力が小さくなったと考えられる。

4. まとめ

梁先端の軸方向の境界条件としたト形部分架構の加

力実験により得られた主な知見をまとめる。

- (1) 従来の設計法による接合部せん断余裕度が1程度のト形接合部において、梁主筋および柱の主筋の降伏により柱梁接合部に損傷が集中する接合部破壊となった。
- (2) 柱全せいを有効とした柱の曲げ強度に基づく柱と梁の曲げ強度の比は1.5程度であっても、柱主筋に降伏が生じた。
- (3) ト形部分架構において、梁が柱に近づく側と遠ざかる側では強度、剛性などの特性が大きく異なる。
- (4) ト形部分架構では、梁軸力を介して梁が柱に近づく側と遠ざかる側で応力の再配分が可能である場合には、架構の特性は近づく側と遠ざかる側の特性の平均的なものになる。
- (5) ト形部分架構で梁の軸方向の変位を拘束されない場合、架構の特性は強度、剛性が小さい梁と柱が遠ざかる側の特性に支配される。

ト形柱梁接合部のモーメントに対する耐力機構に基づく終局強度の定量的な評価法の確立や、履歴特性についての詳細な検討は今後の課題である。

謝辞 本研究は、平成21年度国土交通省建築基準整備促進補助金事業：主筋が接合部内に定着される柱梁接合部の耐力に関する調査（事業主体：東京大学 塩原等）および平成21年度科学研究費補助金 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（研究代表者：塩原等）より補助を受けて行われたものである。

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) 溝上ほか：ト型試験体と架構試験体の接合部の力学的挙動（その1, 2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、pp.555-558、1998.9
- 3) 楠原文雄、塩原等、田崎渉、朴星勇：柱と梁の曲げ強度の比が小さい鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の耐震性能、日本建築学会構造系論文集、第75巻、第656号、pp.1873-1882、2010.10
- 4) 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.31、pp.1641-1684、2008.9.
- 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及びその測定法、コンクリート工学年次論文集、Vol.28、No.2、pp.355-360、2006.7