

3方向加力された鉄筋コンクリート立体隅柱梁接合部の破壊機構に関する実験的研究
(その3: 水平2方向载荷時の検討)

正会員 ○片江 拓1*
同 北山 和宏2**

鉄筋コンクリート 隅柱梁接合部 接合部破壊
3方向加力 柱軸力 柱梁曲げ耐力比

1. はじめに

本研究では塩原・東大教授が提唱する柱梁接合部の曲げ破壊機構¹⁾の検証を目的とし、鉄筋コンクリート造立体隅柱梁部分架構を対象とした一定軸力および2方向水平力を载荷する実験を行った。本報では既報²⁾に続き、水平2方向加力時の挙動について詳細に検討する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

本研究では柱圧縮軸力を変数とした立体隅柱梁接合部試験体2体を用いた。表1に試験体諸元、図1に試験体形状および断面形状、表2に材料特性を示す。試験体形状および配筋は両試験体で共通である。柱断面寸法は350×350mm、梁幅は250mm、梁せいは400mmである。梁主筋は接合部内に機械式定着し、その定着投影長さは300mm(柱せいの0.86倍)である。柱主筋比は0.83%、接合部横補強筋比は0.28%とし、建築基準法および学会指針³⁾に定められる最低鉄筋量とほぼ等しくした。柱梁曲げ耐力比(梁曲げ終局時接合部節点モーメントに対する柱曲げ終局時接合部節点モーメントの比)は試験体K2(柱圧縮軸力260kN)で1.43、試験体K3(柱圧縮軸力770kN)で2.30である。接合部せん断余裕度(梁曲げ終局時接合部入力せん断力に対する接合部せん断耐力の比)は1.6(水平2方向加力時は1.1)である。梁曲げ終局耐力は平面保持を仮定した断面解析により算出し、接合部のせん断耐力は文献³⁾に基づき算出した。

2.2 実験概要

梁端はローラー支持、柱脚はピン支持とし、柱頭を水平2方向および鉛直方向の計三基のジャッキで加力した。水平パンタグラフを用い柱軸回りの回転を拘束し、柱に

圧縮軸力を導入後、柱頭を水平方向に载荷した。载荷は変位制御とし、層間変形角0.25%、0.5%、1%、1.5%、2%、3%および4%をそれぞれ载荷した。層間変形角は柱頭加力点の水平変位を柱頭と柱脚の支持点間距離(2400mm)で除した値である。図2に立体試験体の柱頭の载荷経路を示す。载荷経路は口の字形とした。同サイクル中の水平2方向加力時の層間変位は1方向加力時に対し $\sqrt{2}$ 倍となる。層間変形角0.25%は第1サイクルのみ、それ以外では第1サイクルおよび第2サイクルを1回ずつ载荷した。

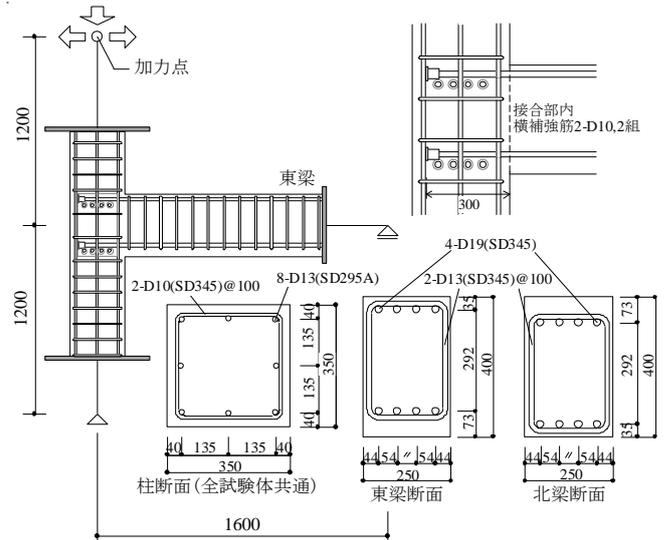


図1 試験体形状・断面

表2 材料特性

鋼材	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	降伏ひずみ %	破断伸び %
D13(SD295A)	379	530	0.18	18.2
D19(SD345)	394	568	0.19	18.2
コンクリート	圧縮強度 N/mm ²	割裂引張強度 N/mm ²	圧縮強度時ひずみ %	ヤング係数※ ×10 ³ N/mm ²
試験体K2	50.5	3.4	0.23	31.1
試験体K3	52.2	4.1	0.23	31.8

※コンクリートのヤング係数は圧縮強度の1/3時の割線剛性とした。

表1 試験体諸元

試験体名	K2	K3
形状	立体隅柱梁接合部	
梁(両梁共通)	幅×せい	250×400(mm)
	梁主筋	上端・下端ともに4-D19(SD345)
	スターラップ	2-D13(SD345)@100
柱	幅×せい	350×350(mm)
	柱主筋	8-D13(SD295A)
	フープ	2-D10(SD345)@100
接合部横補強筋	2-D10(SD345), 2組	
柱圧縮軸力(軸力比)	260kN(0.04)	770kN(0.12)
柱梁曲げ耐力比	1.4	2.3
接合部せん断余裕度(二方向加力時)	1.6(1.1)	

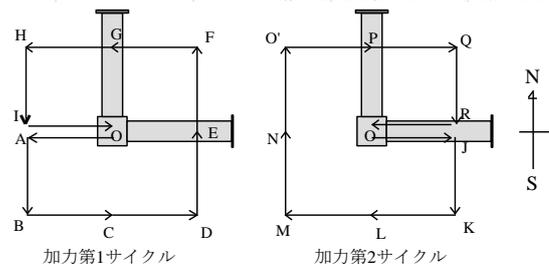


図2 柱頭の载荷経路

3. ベクトル和による層せん断力-層間変形角関係

図3に試験体 K2 (柱圧縮軸力が 260kN) および K3 (柱圧縮軸力が 770kN) の水平 2 方向のベクトル和による層せん断力-層間変形角関係を示す。図3は層せん断力および層間変形角に図2に示す加力地点 O から C までのベクトル和を用いた履歴の包絡線である。図4に加力地点 A から C までの層せん断力の二軸相関を示す。試験体 K2 は層間変形角 1% サイクルの加力地点 A (1 方向加力) で西方向の最大耐力 (70.6kN) に達しており、加力地点 B (2 方向加力) の耐力は地点 A から増大していない。これは層間変形角 1% の地点 A で接合部曲げ終局耐力に達し、その後の 2 方向加力で接合部曲げ終局耐力曲線上を推移したためである。一方、試験体 K3 では層間変形角 0.8% で東梁が曲げ降伏し剛性が低下したが、層間変形角 1.0% の地点 A から南方向に加力することで北梁が曲げ降伏し、地点 B では地点 A からさらに耐力が二割程度増大した。

加力地点 B における最大耐力の実験値と接合部曲げ終局耐力の計算値を比較すると、試験体 K2 では実験値が 8%、試験体 K3 では実験値が 4% とわずかに上回った。しかし試験体 K3 では図4に示すように層間変形角 1% サイクルの地点 B で計算による梁曲げ終局耐力線にも達した。試験体 K2 では層間変形角 2% サイクルで接合部パネルのかぶりコンクリートが、層間変形角 3% サイクルでコアコンクリートがそれぞれ圧壊した。試験体 K3 では層間変形角 1% で梁曲げ降伏が先行したが、層間変形角 2% サイクル中に接合部パネルのかぶりコンクリートおよびコアコンクリートが圧壊し、脆性的に接合部が破壊した。図3から試験体 K3 において地点 B での耐力が接合部破壊により層間変形角 2% から層間変形角 3% にかけて急激に低下したのが確認できる。2 方向加力した地点 B における耐力が、試験体 K2 では最大耐力に対して層間変形角 3% サイクルで 71% に低下したのに対して、試験体 K3 では 54% となり、試験体 K2 より著しく耐力が低下した。

4. まとめ

柱軸力を変数とした RC 造立体隅柱梁部分架構に 3 方向載荷する実験を行い、以下の知見を得た。

- (1) 柱圧縮軸力が 260kN の試験体 K2 (柱梁曲げ耐力比 1.4) は 1 方向加力時に接合部曲げ終局状態となり、水平 2 方向加力時 (1 方向加力時に対して層間変位が $\sqrt{2}$ 倍) でも最大耐力のベクトル和は増大しなかった。柱圧縮軸力が 770kN の試験体 K3 (柱梁曲げ耐力比 2.3) では水平 2 方向加力することで東梁および北梁が曲げ終局状態となり 1 方向加力時より耐力が増大した。
- (2) 水平 2 方向加力時 (南西方向) の耐力が試験体 K2 は最大耐力に対して層間変形角 4.2% 時 (3% サイクル地点 B)

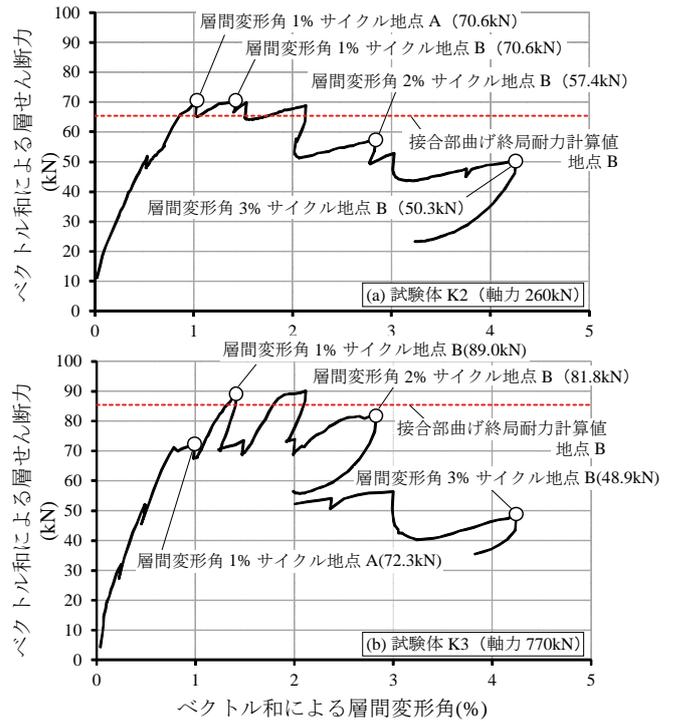


図3 ベクトル和による層せん断力-層間変形角関係

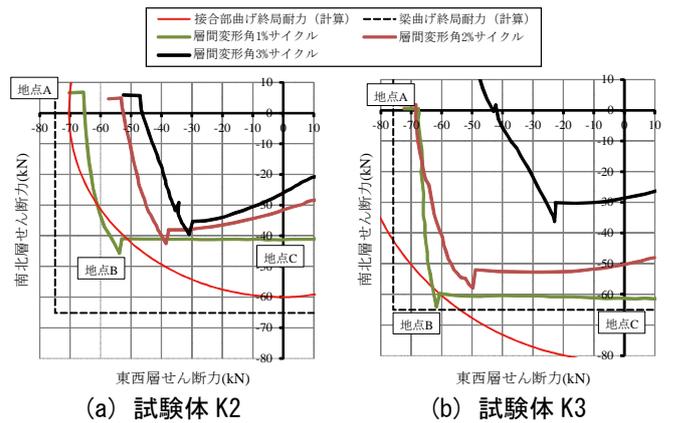


図4 層せん断力の二軸相関

で 71%、試験体 K3 は 54% となり、軸力を 3 倍とすることで接合部が脆性破壊し、耐力がより急激に低下した。

参考文献

- (1) 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
- (2) 片江弘，佐藤宏一，北山和宏，遠藤俊貴：3 方向加力された鉄筋コンクリート立体隅柱梁接合部の破壊機構に関する実験的研究 (その 1、その 2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 IV, pp.421-424, 2014.9
- (3) 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，1999
- (4) 楠原文雄，塩原等：鉄筋コンクリート造 T 形柱梁接合部の終局モーメント算定法，日本建築学会構造系論文集，Vol.78, No. 693, pp.1949-1958, 2013.11

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 (研究代表者：塩原等・東京大学教授) によって実施した。

*1 ピーエス三菱 (元首都大学東京 大学院) 修士 (工学)
*2 首都大学東京 教授・工博

1* P.S.Mitsubishi Construction, M.Eng.
2* Professor, Tokyo Metropolitan University, Dr.Eng.