

2 方向水平力を受ける鉄筋コンクリート造立体隅柱梁接合部の耐震性能 および立体破壊モデルに基づく曲げ終局耐力の評価

SEISMIC PERFORMANCE AND ULTIMATE FLEXURAL CAPACITY EVALUATION BASED ON 3D JOINT-HINGING FAILURE MODEL FOR R/C CORNER COLUMN-BEAM JOINT UNDER BI-LATERAL LOADING

石塚 裕彬*, 北山 和宏**
Hiroaki ISHIZUKA and Kazuhiro KITAYAMA

Joint-hinging performance of R/C corner column-beam subassemblages was studied by testing three-dimensional column-beam subassemblage specimens without/with slabs under bi-lateral loading. When a column-to-beam capacity ratio was changed from 1.5 to 2.6 by the increase in the column compressive axial load in past tests or the amount of column longitudinal reinforcement in this tests, the column compressive axial load had a greater influence on enhancement of the ultimate joint-hinging capacity than the amount of column longitudinal reinforcement. A method based on three-dimensional joint-hinging failure model constructed herein can adequately evaluate the ultimate joint-hinging capacity of a corner joint under bi-lateral loading.

Keywords : Reinforced concrete, Corner column-beam joint, Bi-lateral loading, Seismic performance, 3D failure model, Joint-hinging failure

鉄筋コンクリート, 隅柱梁接合部, 2 方向水平力, 耐震性能, 立体破壊モデル, 接合部曲げ破壊

1. はじめに

現在の鉄筋コンクリート造建物の耐震設計では柱梁接合部の破壊を許容せず, これを防ぐため接合部のせん断耐力が入力せん断力を上回るように規定する¹⁾。しかし, 十分な接合部のせん断余裕度(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)を確保しても, 柱梁曲げ耐力比(接合部節点での梁曲げ終局モーメントに対する柱曲げ終局モーメントの比)が1に近い場合は柱梁接合部に損傷が集中し, 想定する耐力を発揮しないことが塩原により理論的に明らかにされた²⁾。特に隅柱梁接合部では, 地震時の変動軸力により柱梁曲げ耐力比が1に近づくことが予想され, 梁降伏型として設計した建物でも期待した耐力に達する前に接合部破壊が生じ, 接合部にヒンジが形成されることで層崩壊が生じる危険がある³⁾。過去の地震で隅柱梁接合部の破壊を生じた事例もあった⁴⁾。

塩原・楠原らは, 実験により柱梁曲げ耐力比, 接合部の横補強筋量やアスペクト比など種々の設計因子が接合部破壊に与える影響を指摘し⁵⁾⁶⁾, 新しい破壊機構を柱梁接合部の曲げモーメントに対する抵抗機構としてモデル化した。この接合部曲げ破壊機構の検証実験は平面試験体を中心に行われ, 塩原らの研究が多くを占めるが, それらは柱に軸力を導入していないなど実建物を模擬していない点が存在する。実建物を想定した柱梁接合部の曲げ破壊に着目した実験は限られ, 例えば十字形では石木ら⁷⁾, ト形では鈴木ら⁸⁾などの研究が行われたが, これらの実験ではいずれも平面試験体を使用した。一方, 立体隅柱梁接合部の実験研究は少なく, その多くが接合部

せん断破壊に着目したもの^{例えば9)~11)}で, 接合部曲げ破壊の検証はほとんどない。西村ら¹²⁾の研究では梁曲げ降伏型に設計した立体隅柱梁接合部試験体に水平2方向加力を行い, 接合部内の梁主筋付着性能が破壊性状に与える影響を検討し, 接合部曲げ破壊の可能性について指摘した。ただし, 立体隅柱梁接合部の曲げ破壊に着目して検証した研究は筆者が知る限り片江・北山による実験研究¹³⁾(以下, 既往実験)しかない。片江らは, 柱圧縮軸力を変数として柱梁曲げ耐力比を変化させ圧縮軸力および2方向水平力を載荷する実験を行い, 楠原らが提案する接合部曲げ破壊に対する強度評価手法¹⁴⁾の妥当性の検証および立体隅柱梁部分架構の挙動を考察した。この結果, 柱圧縮軸力を大きくして柱梁曲げ耐力比を上昇させると, 柱梁接合部の曲げ終局耐力が増大することを示した。しかし, 柱梁曲げ耐力比に影響を与える設計因子には柱軸力のほかに主筋量なども存在する。柱梁接合部の曲げ耐力を増大させるために, 既往実験¹³⁾のように柱圧縮軸力を変化させることは実務設計において現実的ではない。

そこで, 本研究では柱梁曲げ耐力比に影響する因子として現実的に操作可能な柱主筋量を選択して, 2方向水平力を載荷する立体隅柱梁接合部実験を行い, 隅柱梁接合部の地震時挙動や破壊性状について詳細に検討する。既往実験¹³⁾との比較のため, 梁の断面および配筋とそれぞれの試験体の柱梁曲げ耐力比を同等に設定した。既往実験¹³⁾では柱主筋量を一定とし柱圧縮軸力を変数としたが, 本実験では柱圧縮軸力を一定とし柱主筋量を変数とすることで, 設計因子の違いが隅柱梁接合部の力学的挙動に与える影響を検討する。本研

本論文は文献17)で発表された内容をまとめ, さらに検討を追加したものである。

* 首都大学東京大学院都市環境科学研究科建築学域 大学院生

** 首都大学東京大学院都市環境科学研究科建築学域 教授・工博

Grad. Stud., Dept. of Architecture and Building Engineering, Tokyo Metropolitan University

Prof., Dept. of Architecture and Building Engineering, Tokyo Metropolitan University, Dr.Eng.

究では立体隅柱梁部分架構にスラブを付加した実験も行い、スラブが柱梁接合部の曲げ降伏挙動に与える影響を検討する。

既往研究¹³⁾によれば、2方向水平力を受ける隅柱梁部分架構の接合部曲げ終局耐力は、楠原・塩原¹⁴⁾に基づき平面のト形接合部に対して算出した終局耐力を楕円補完することで算定できる。しかし柱梁接合部の立体的な破壊面や応力状態は不明である。そこで楠原・塩原の平面破壊モデル¹⁴⁾を参考に、本実験と既往実験¹³⁾の結果を用いて2方向水平力を受ける立体隅柱梁接合部の立体破壊モデルを構築し、柱梁接合部の曲げ終局耐力を簡易に算定する方法を提案する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

表1に試験体諸元と各種耐力の算定結果、表2に材料特性、図1に試験体の配筋と断面の形状を示す。試験体は立体隅柱梁部分架構2体とスラブ付き立体隅柱梁部分架構1体の計3体である。本実験をZシリーズ(試験体Z1~Z3)、比較対象として既往実験¹³⁾をKシリーズ(試験体K2, K3)と称する。柱の断面の違いによる柱梁接合部の損傷の影響を確認するため、本実験が300mm角、既往実験¹³⁾は350mm角と異なる。梁は全試験体で同一で、4-D19(SD345)を上下に配筋した。梁主筋は接合部内に機械式定着し、その定着長さは柱せいの0.85倍の255mmで、既往実験¹³⁾と同等にした。本実験の変数は柱主筋量であり、試験体Z1で8-D16(SD295A)とし、試験体Z2では柱梁曲げ耐力比を大きくするために柱主筋量を増やし8-D19(SD490)とした。接合部横補強筋は2-D6(SD295A)を75mm間隔で3組配置し、接合部横補強筋比は0.28%である。これは既往実験¹³⁾と同じく、指針¹⁾が定める最低鉄筋量とほぼ等しい。試験体Z3は試験体Z1に厚さ70mmのスラブを付加したもので、そのスラブ筋はD6(SD295A)を210mm間隔で配筋した。スラブ筋は梁内に90°折り曲げて定着し、その水平定着長さは136mmとした。表2に示すD6(SD295A)の降伏ひずみ(0.37%)は0.2%オフセット法によるが、部分架構実験でのD6の降伏の判定では試験体

表2 本実験の材料特性

鋼材	降伏応力度 [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]	降伏ひずみ [%]	破断伸び [%]
D6(SD295A)	350	510	0.37	17.4
D13(SD345)	371	571	0.18	17.2
D16(SD295A)	354	525	0.17	18.2
D19(SD345)	380	539	0.19	17.0
D19(SD490)	535	716	0.26	12.8

※鉄筋D6の降伏点は0.2%オフセット法により定めた。

コンクリート	圧縮強度 [N/mm ²]	圧縮強度時ひずみ [%]	ヤング係数 [kN/mm ²]	割裂引張強度 [N/mm ²]
試験体Z1	75.0	0.28	34.8	3.4
試験体Z2	76.4	0.29	34.2	3.6
試験体Z3	77.9	0.29	34.9	3.6

※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。

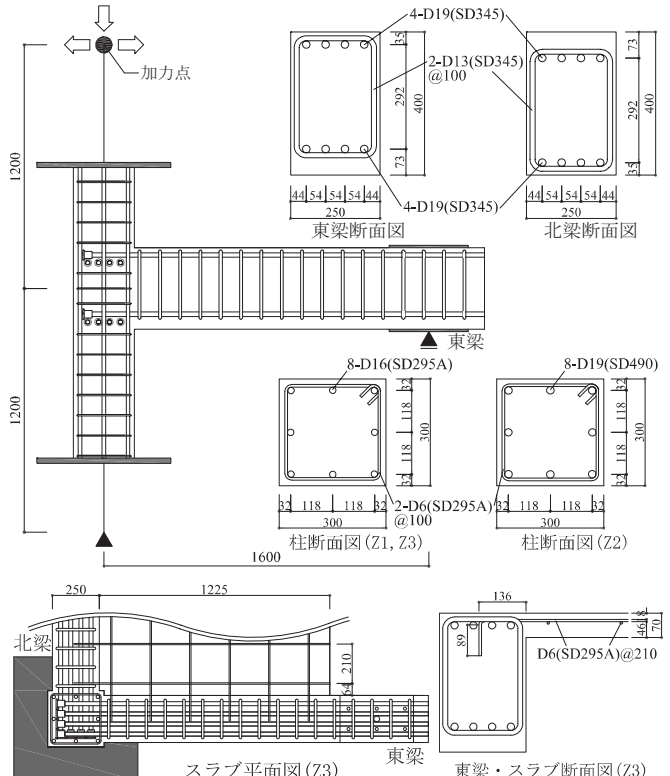


図1 試験体および断面形状

表1 試験体諸元および各種耐力の算定結果

試験体名	Z1	Z2	Z3	K2 ¹³⁾	K3 ¹³⁾
試験体形状	<p>北梁 東梁 立体隅柱梁接合部</p>		<p>北梁 東梁 スラブ付き 立体隅柱梁接合部</p>	<p>北梁 東梁 立体隅柱梁接合部</p>	
梁(両梁共通)	幅×せい	250×400[mm]			
	主筋	上端・下端ともに4-D19(SD345)			
	あばら筋	2-D13(SD345)@100			
柱	幅×せい	300×300[mm]			350×350[mm]
	主筋	8-D16(SD295A), pg=1.77%	8-D19(SD490), pg=2.55%	8-D16(SD295A), pg=1.77%	8-D13(SD295A), pg=0.83%
	帯筋	2-D6(SD295A)@100			2-D10(SD345)@100
接合部	横補強筋	2-D6(SD295A), 3組, pjw=0.28%			2-D10(SD345), 2組, pjw=0.28%
スラブ	スラブ筋	2-D6(SD295A), 3組			2-D10(SD345), 2組
柱圧縮軸力	264[kN](軸力比0.04)				770[kN](軸力比0.12)
梁曲げ終局時 層せん断力計算値	最大	75.8[kN]	76.0[kN]	80.9[kN]	75.9[kN]
	最小	62.8[kN]	62.9[kN]	64.6[kN]	65.1[kN]
接合部曲げ終局耐力時 層せん断力計算値	最大	74.4[kN]	87.6[kN]	76.9[kN]	88.7[kN]
	最小	61.5[kN]	78.0[kN]	61.5[kN]	82.0[kN]
柱曲げ耐力比	1.5	2.6	1.5	1.4	2.3
接合部せん断余裕度	1方向入力	1.6		1.5	1.6
	2方向入力	1.1			

pg: 柱主筋比, pjw: 接合部横補強筋比(pjw=aw/(b・s), aw: 一組のせん断横補強筋断面積, b: 柱幅, s: 接合部横補強筋の間隔)

の損傷状況を考慮し、材料試験による応力-ひずみ関係を完全弾塑性モデルに置換したときの2次勾配開始点である0.18%を使用した。

本実験(Zシリーズ)では低層建物の1階隅柱を想定し、柱の圧縮軸力比を0.04(264kN)とした。これは既往実験¹³⁾の試験体K2と等しく、試験体K3ではその3倍の軸力比0.12(770kN)を載荷し、柱梁曲げ耐力比を増大させた。使用したコンクリートは、本実験で呼び強度50N/mm²、既往実験¹³⁾で36N/mm²である。

梁および柱の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た。断面解析に用いた鉄筋およびコンクリートの構成則は、表2に示す材料特性を使用した完全弾塑性モデルおよびPopovics/Thorenfeldt/Collins¹⁵⁾モデルをそれぞれ用いた。接合部曲げ終局耐力は文献14)に基づき、ト形柱梁接合部の斜めひび割れ拡幅位置の鉄筋が全て降伏した時に部材に生じるモーメントから算出した。スラブ付き試験体Z3の各耐力は、スラブ有効幅0.2L(L=スパン3200mm)として算出した。表1には西へ水平1方向加力したときの柱梁曲げ耐力比を基準値として示す。試験体Z1の柱梁曲げ耐力比は1.5で試験体K2¹³⁾の1.4と同等であり、試験体Z2の柱梁曲げ耐力比2.6は試験体K3¹³⁾の2.3と同等である。なお柱梁曲げ耐力比は加力方向によって変化し、その値を図2に示す。試験体Z1は1.0から1.8、試験体Z2は1.7から3.0、試験体Z3は0.9から1.7まで変動する。接合部せん断余裕度は全試験体で1.6程度とし、柱梁接合部がせん断破壊しない設計とした。2方向加力時の接合部せん断耐力曲面を円と仮定すれば、東梁と北梁からの2方向せん断力に対して接合部せん断余裕度は1.1程度となり、2方向入力時にもせん断破壊しない。

2. 2 加力方法と測定項目

図3に加力装置を示す。梁端はローラー支持であり、梁は東と北に設置した。加力は柱頭に取り付けた三軸一点クレーブスを介し、水平2方向および鉛直方向の計3基のジャッキにより行う。各支持点はユニバーサルジョイントである。直交する北梁の支持条件および柱心から梁端支持点までの距離(1600mm)は東梁と同様である。また、試験体の柱軸回りの回転を水平パンタグラフで拘束した。

試験体柱頭に与える載荷経路は図4のように口の字形とした。第1サイクルは原点から西方向に所定の変位を与え(地点A)、その変位を保ちつつ南方向に変位を与え(地点B)、以降左回りに地点Cから地点Iへ1周し原点に戻る。第2サイクルは原点から東方向に加力し(地点J)、右回りに1周する。柱に一定圧縮軸力(軸力比0.04)を導入後、柱頭に水平力を載荷した。層間変形角(柱頭水平変位を柱の支持点間距離2400mmで除した値)0.25%、0.5%、1.0%、1.5%、2.0%、3.0%および4.0%をそれぞれ載荷し、層間変形角0.25%のみ第1サイクル、その他の層間変形角では第1および第2サイクルを1回ずつとした。梁せん断力、柱頭の鉛直力および水平力はロードセルで測定した。柱梁接合部の曲げ破壊機構¹⁴⁾に基づき、梁と柱のたわみおよび梁の回転角、接合部変位を測定した。ひずみゲージ添付位置は接合部内の破壊状態を検討するために、梁主筋は柱面から定着端に向かって0、32mm、95mm、118mm、および185mmの位置、柱の隅主筋は梁面と接合部入隅から斜めにひび割れが横切ると予想される位置および中段筋の中央部、接合部横補強筋は各辺の中央とした。これらの測定項目と測定位置は既往実験¹³⁾と同様である。

2. 3 試験体Z3の載荷時における不具合

スラブ付き試験体Z3のみ載荷時の不具合により、ある限定され

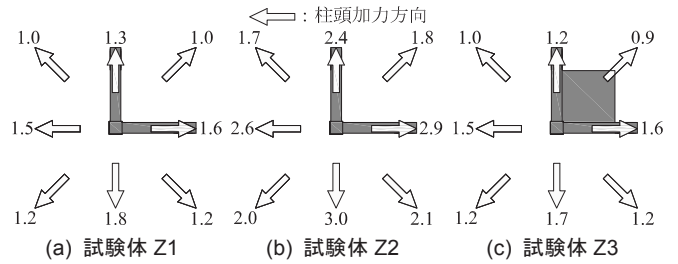


図2 加力方向ごとの柱梁曲げ耐力比

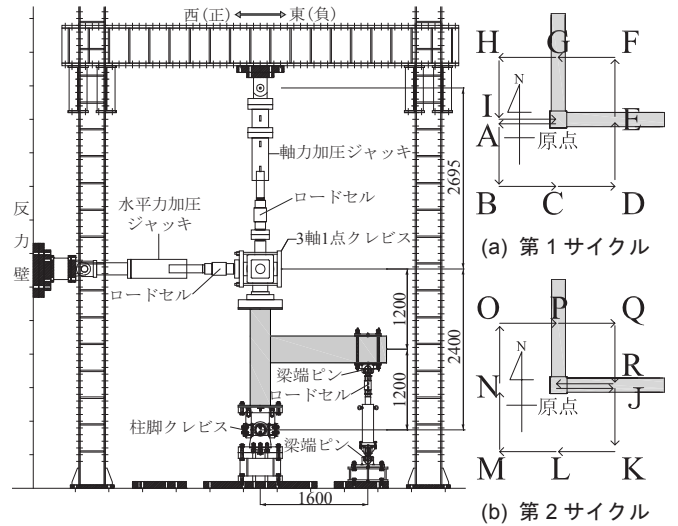


図3 加力装置

図4 載荷経路

た加力方向において柱脚クレーブスが固定状態となった。そのため、柱脚が固定となった載荷経路の一部およびこの不具合に伴って生じた事象を除いて検討を行った。詳細を付録Aに示す。

3. 実験結果

3. 1 破壊性状

層間変形角1.5%(最大耐力到達時あるいは直後)終了時の損傷状況を写真1、スラブ上面のひび割れを図5に示す。写真は南西方向から柱梁接合部を見ており、主要な接合部斜めひび割れを強調表示した。全試験体で梁曲げひび割れが層間変形角0.25%で発生し、スラブ付き試験体Z3はスラブ上面に曲げひび割れが生じた。以降、スラブ上面のひび割れは梁の材軸方向に沿って進展した。層間変形角1.0%では南面および西面接合部に主対角ひび割れが生じ、スラブ付き試験体Z3の主対角ひび割れはスラブのない試験体Z1よりも遅れて発生した。柱梁接合部のかぶりコンクリート圧壊は、柱主筋量の少ない試験体Z1では層間変形角1.0%の加力地点K、柱主筋量の多い試験体Z2では同変形の地点Q、スラブ付き試験体Z3では同変形の地点Iで生じた。層間変形角1.0%終了時の柱梁接合部における斜めひび割れの発生は、柱主筋量が少なくスラブのない試験体Z1が最も多かった。層間変形角2.0%終了時では全試験体が最大耐力を迎えた後であり、柱梁接合部のかぶりコンクリートが剥落し、柱主筋および接合部横補強筋が露出した。柱梁接合部内の柱主筋の座屈は、柱主筋量の少ない試験体Z1およびZ3が層間変形角3.0%サイクル時に、柱主筋量の多い試験体Z2が同4.0%サイクル時に各々生じた。柱梁接合部のコアコンクリートが圧壊し剥落したことで柱主筋の負担圧縮力が大きくなったこと、接合部横補強筋比が0.3%程度

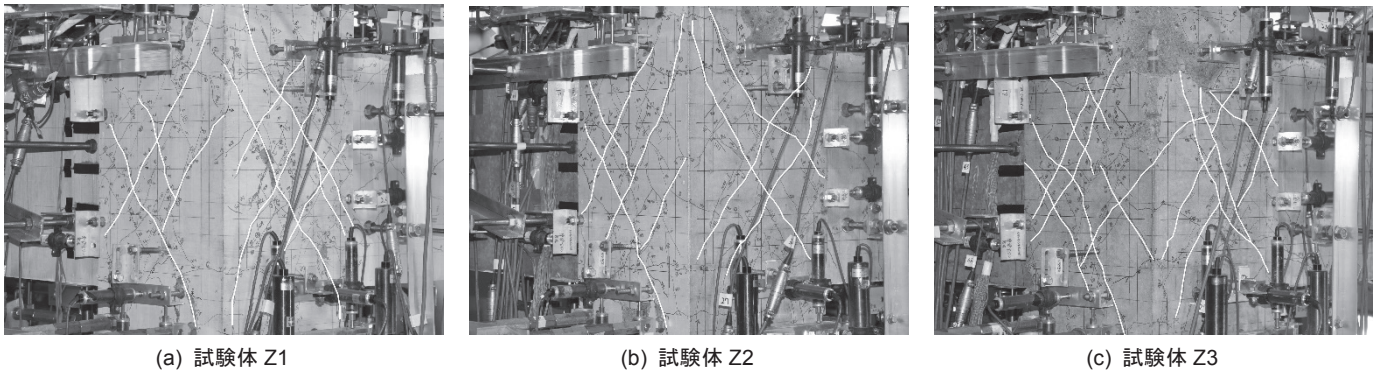


写真 1 試験体損傷状況（層間変形角 1.5%終了時）

と小さかったことが柱主筋の座屈に影響したと考えられる。

柱主筋量の少ない試験体 Z1 のほうが、試験体 Z2 よりも柱梁接合部の斜めひび割れやかぶりコンクリートの圧壊、各鉄筋の降伏が早期に生じており接合部の損傷が激しかった。柱主筋量を増やし柱梁曲げ耐力比を増大させることで、接合部の損傷は抑制されたと考える。既往実験¹³⁾と比較すると、柱梁曲げ耐力比が同等な試験体同士でも本実験の試験体の方が柱の断面が小さかったため発生したひび割れ本数が多く、柱梁接合部の損傷が激しかった。しかし、柱梁曲げ耐力比が 2.6 程度の試験体同士では、圧縮軸力を 3 倍にした試験体 K3 の柱主筋の座屈が早期の層間変形角 2.0% サイクル時に生じて軸力保持能力が低下し、水平耐力の低下が著しかった。

3. 2 層せん断力-層間変形角関係

図 6 に東西および南北方向の層せん断力-層間変形角関係を示す。層せん断力は、測定した梁せん断力を用いてモーメントの釣り合いから算出した。これにより、軸力の P- Δ 効果は考慮される。図中に梁曲げ終局耐力および接合部曲げ終局耐力¹⁴⁾の計算値、各鉄筋の降伏発生時を示す。載荷経路により南北方向加力のピークでは常に水平 2 方向加力状態となるが、加力地点 A および地点 J (図 4 参照) のみ 1 方向加力状態でのピークとなる。なお、図 6 の接合部曲げ終局耐力計算値は 1 方向加力状態のものである。各方向の実験値は接合部曲げ終局耐力計算値に達しなかったが、これは後述のように柱梁接合部が 2 方向加力時に曲げ破壊したためである。

柱主筋量の少ない試験体 Z1 は、梁主筋（危険断面位置および接合部内）が層間変形角 0.8%、接合部横補強筋が同 0.9%、柱主筋（隅角部）が同 1.0% サイクルの地点 B への加力中にそれぞれ降伏した。最大耐力は、東および南方向加力で層間変形角 1.0%、西および北方向加力で 1.5% 時に発現したが、計算による梁曲げ終局耐力には達しなかった。層間変形角 2.0% サイクルで接合部および梁付け根部分のかぶりコンクリートが、同 3.0% でコアコンクリートがそれぞれ圧壊し、耐力が最大時に対して 25% 低下した。その後接合部破壊が進行したため、層間変形角 3.0% の第 1 サイクル途中にて実験を中止した。

柱主筋量の多い試験体 Z2 では、梁主筋は層間変形角 0.7%、接合部横補強筋は同 0.9% で降伏した。柱主筋の降伏は試験体 Z1 よりも遅く、層間変形角 1.5% サイクルの地点 B で生じた。全加力方向とも層間変形角 1.5% で最大耐力が発現し、東および南方向加力では梁曲げ終局耐力を概ね発揮した。層間変形角 2.0% サイクルでは柱主筋に沿った上下柱隅部のコンクリートが剥落、同 3.0% では柱梁接合部のかぶりコンクリートが圧壊、同 4.0% ではコアコンクリートの圧壊に

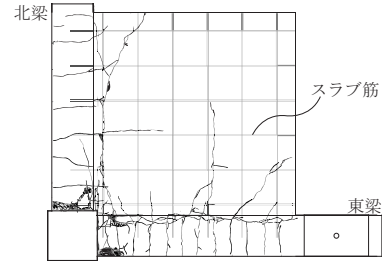


図 5 スラブ上面のひび割れ状況（実験終了時）

より柱主筋の座屈が生じた。耐力が最大の 50% に低下し、軸崩壊の危険から層間変形角 4.0% の第 2 サイクル途中で実験を中止した。

柱主筋量が少ないスラブ付き試験体 Z3 では、西および北方向加力の最大耐力は柱脚が固定となった (2.3 節) ため不明である。スラブ筋の降伏は層間変形角 0.5% サイクル中に、梁・柱主筋と接合部横補強筋の降伏は試験体 Z1 と同様に 1.0% サイクル中に生じた。最大耐力は東方向で層間変形角 1.0% 時、南方向で 1.5% 時に発現したが、梁曲げ終局耐力を発揮しなかった。試験体 Z1 と同様に層間変形角 2.0% サイクルで接合部および梁付け根のかぶりコンクリートが、同 3.0% で接合部コアコンクリートがそれぞれ圧壊し、柱主筋が座屈した。層間変形角 4.0% サイクルで耐力が最大時の半分まで低下し、軸崩壊の危険から第 1 サイクルの途中で実験を中止した。

柱主筋量の少ない試験体 Z1 および柱主筋量が少ないスラブ付き試験体 Z3 では上述の発現事象と、層間変形に占める柱梁接合部の変形成分の割合が大きかったことから (3.4 節)、柱梁接合部が曲げ破壊したと判断した。柱主筋量の多い試験体 Z2 は加力方向によっては梁曲げ終局耐力に達し、試験体 Z1 より接合部の損傷は少なかった。しかし最大耐力時には接合部内の柱・梁主筋と横補強筋が降伏し、加力方向によって柱梁接合部の変形成分の割合も大きかったことから、梁と柱梁接合部がほぼ同時に曲げ破壊したと判断した。

3. 3 層せん断力の 2 軸相関

図 7 に層せん断力の 2 軸相関を示す。これは、東西および南北方向の層間変形角 0.5% (接合部主対角ひび割れ発生前)、1.0% (接合部主対角ひび割れ発生) および 1.5% (最大耐力時または最大耐力発揮後) における、加力第 1 サイクルの層せん断力の描く軌跡である。図中に梁曲げ終局耐力 (前述)、接合部曲げ終局耐力¹⁴⁾および接合部せん断終局耐力¹⁾の計算値を各々示す。梁曲げ終局耐力線は矩形、接合部せん断終局耐力線は円形とした。接合部曲げ終局耐力線は各加力方向の計算終局耐力を楕円で結んだ。層せん断力の描く軌跡は地点 A から左回りに推移する。全試験体で層せん断力の描く軌跡が

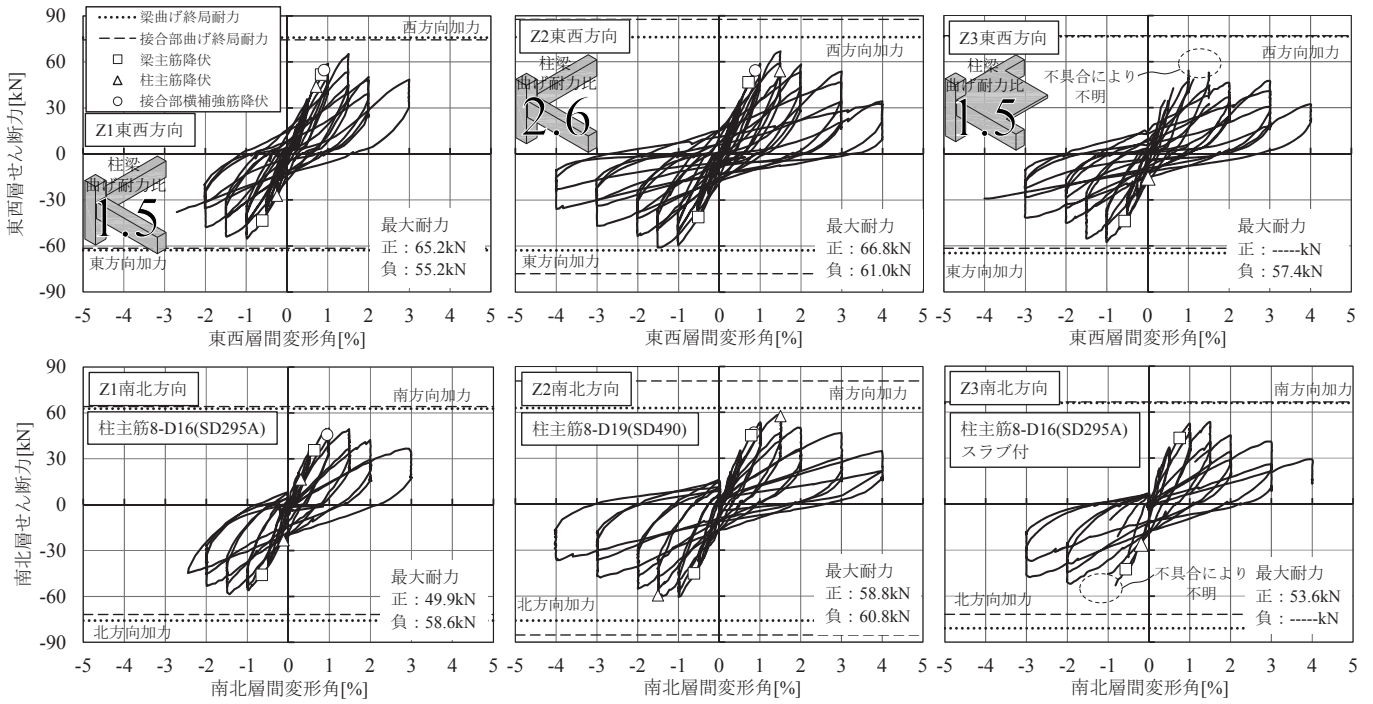


図6 層せん断力-層間変形角関係

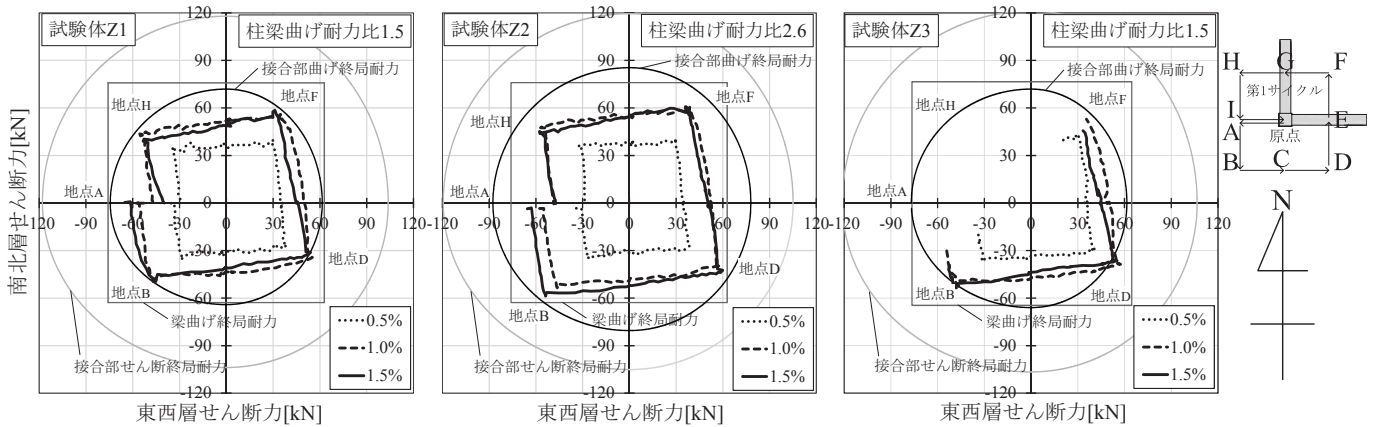


図7 層せん断力の2軸相関

接合部せん断終局耐力線より大きく内側に位置したため、柱梁接合部はせん断破壊しなかったと判断した。また、層間変形角 0.5%において柱梁接合部の損傷が少なかったため変位保持方向での耐力はほぼ低下せず、層せん断力の描く軌跡が矩形となった。

柱主筋量の少ない試験体 Z1 では、層間変形角 1.0%の二方向加力時に柱梁接合部の損傷が生じたため、変位保持方向で耐力低下して層せん断力の軌跡が曲線を描き、2 方向加力ピーク時に接合部曲げ終局耐力線と一致した。層間変形角 1.5%においても同様であった。

柱主筋量の多い試験体 Z2 では層間変形角 1.5%の加力地点 A において、層せん断力は梁曲げおよび接合部曲げ終局耐力線に達していない。しかし 2 方向加力した地点 B および D において、梁曲げ終局耐力線および接合部曲げ終局耐力線近くに実験値が位置した。地点 D から地点 F までの耐力低下は顕著であり、それ以降は変形の増大に伴い接合部の損傷が進展し、耐力が低下した。

柱主筋量が少ないスラブ付き試験体 Z3 は層間変形角 1.0%時に、試験体 Z1 と同じく層せん断力の描く軌跡が地点 B と地点 D で接合

部曲げ終局耐力線と一致した。地点 F では接合部の損傷が進展して耐力低下が生じ、実験値は接合部曲げ終局耐力線の内側に位置した。

最大耐力時での各層せん断力のベクトル和を比較すると、柱主筋量が試験体 Z1 と同一でスラブ付きの試験体 Z3 の耐力は、Z1 より 7%増加した。本実験は水平 2 方向加力するため直交する両方の梁の危険断面に曲げひび割れが生じる。スラブひび割れを横切るスラブ筋の引張力により、当該スラブ筋に直交する梁にねじれモーメントが発生し、その梁の圧縮側危険断面の摩擦を介して柱梁接合部へと伝達される。ねじれモーメントは柱の回転とは逆回りに作用するため、接合部の変形を拘束することで耐力が増大したと考える。

柱主筋量を増やした試験体 Z2 の耐力は加力方向によって試験体 Z1 の 6%から 19%増大した。柱梁接合部の曲げ終局耐力には柱梁曲げ耐力比が大きく影響するが⁹⁾、本研究では柱主筋量を 1.4 倍増やすことで柱梁接合部の曲げ終局耐力が最大で 19%増大した。一方、柱圧縮軸力を 3 倍にして同等の柱梁曲げ耐力比を設定した既往実験¹³⁾では、柱梁接合部の曲げ終局耐力が最大で 35%増大した。これよ

り柱梁曲げ耐力比が同等の場合、柱梁接合部の曲げ終局耐力に与える影響は柱主筋量よりも柱圧縮軸力のほうが大きいと考える。

水平2方向加力時の隅柱梁接合部曲げ終局耐力は既往実験¹³⁾と同様に、接合部曲げ終局耐力計算値¹⁴⁾の楕円補完で妥当に評価できた。

3.4 柱梁部分架構の変形成分

図8に2方向加力下の各方向層間変形に占める柱、梁および柱梁接合部の変形成分を示す。柱および梁の変形成分は各部材のたわみと危険断面位置での曲げひび割れの開口に起因する回転変形の成分を含む。柱梁接合部の変形成分は曲げ変形機構¹⁴⁾に基づき測定した実験値を用いて算出した。各々の変形成分は文献¹³⁾の算出法による。全試験体で柱の変形成分が層間変形に占める割合は最大でも20%程度であり、接合部や梁の変形成分比べると微小であった。

柱主筋量の少ない試験体 Z1 および柱主筋量が少ないスラブ付き試験体 Z3 では、最大耐力以前は梁の変形成分が支配的であり、50%程度を占めた。しかし最大耐力時では、梁の変形成分は柱梁接合部のそれより小さいかほぼ等しくなった。柱梁接合部の変形成分は最大で60%と大きかった。最大耐力以降、加力方向によっては接合部の変形成分が層間変形の大部分を占めた。試験体 Z3 の梁の変形成分は試験体 Z1 の半分程度であり、相対的に柱と接合部の変形成分が大きくなった。これは、スラブが付くことにより試験体 Z3 の梁の剛性が相対的に大きくなったことに起因すると考える。

柱主筋量の多い試験体 Z2 では、最大耐力直前の加力ピーク時において加力地点 H を除き試験体 Z1 および Z3 と同じく梁の変形成分が支配的であった。最大耐力時では、地点 B および D において梁の変形成分が60%程度と大きかった。しかし、地点 F および H では柱梁接合部の変形成分の割合が梁を上回り、68%および77%となった。これらの地点で接合部コンクリートの圧壊が生じ、柱梁接合部の変形割合が増大して耐力が低下した。最大耐力以降は試験体 Z1・Z3 と同じく、接合部の変形成分が層間変形に占める割合が増大した。

4. 水平2方向加力時の柱梁接合部の立体破壊モデル

4.1 隅柱梁接合部の立体破壊モデルの提案

楠原・塩原により提案された平面応力状態下のT形接合部曲げ変形機構¹⁴⁾と鉄筋の応力を図9に示す。柱梁接合部を含んだ上柱、下柱および梁の3部材に分割するひび割れ面を想定し、各部材がそれぞれ剛体回転する。ひび割れが開く位置で鉄筋が引張降伏し、柱梁接合部の変形の増大とともにコンクリートが圧壊し終局に至るのが接合部曲げ破壊である。本研究ではこれを2方向水平力を受ける立体隅柱梁接合部に拡張することを考える。その際、加力方向によって立体破壊面は異なるが、本研究では加力地点 B の水平2方向加力状態のときの柱梁接合部立体破壊モデルを本実験および既往実験¹³⁾の鉄筋のひずみおよびひび割れ状況などから検討し、モデルの構築を試みた。なお本実験および既往実験では、層間変形角 1.0%から1.5%程度で最大層せん断力に達し接合部曲げ破壊を生じた。

柱梁接合部を南東方向から見たときの立体破壊モデルを図10に示す。水平2方向加力状態でも、柱梁接合部に平面応力状態のような主対角ひび割れおよび入隅部からのひび割れが生じると仮定する。主対角ひび割れは入隅部から梁主筋定着端を結ぶ向きに生じ、定着端はひび割れを横切らず上柱部材に定着されるものとする。主対角ひび割れはその角度によっては柱端近傍の柱帯筋まで到達せず、そ

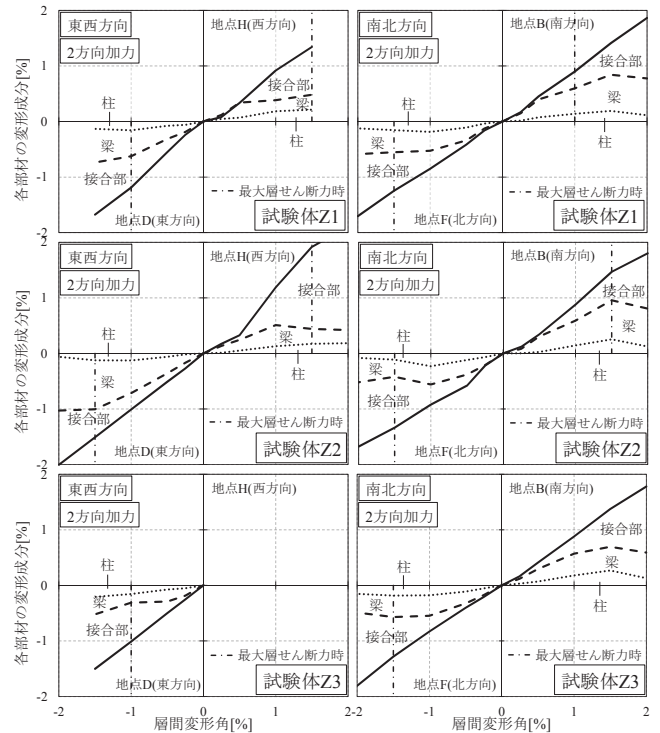


図8 各部材の変形成分 - 層間変形角関係

の際には当該帯筋を考慮しない。ひび割れの幅によりそれを横切る各鉄筋に引張力(柱の引張側主筋の応力 T_{c1} 、柱の圧縮側主筋の応力 T_{c2} 、梁の引張側主筋の応力 T_{b1} 、梁の圧縮側主筋の応力 T_{b2} 、柱梁接合部背面の柱主筋の応力 T_e 、柱の中段筋の応力 T_m および接合部横補強筋の応力 T_h)が作用して、接合部中心まわりにモーメントが生じる。図10(a)に水平2方向加力時の各部材の剛体回転の様子を示す。立体破壊モデルでは東梁および北梁とも、圧縮側の下端筋の1本のみが破壊面を横切るためこれ(引張力 T_{b2})を考慮する(図10(c))。

4.2 水平2方向加力時の柱梁接合部の曲げ終局耐力算定法

立体破壊モデル上に鉄筋の応力を示すと図10(c)のようになるが、斜め45度方向加力時の柱梁接合部の曲げ終局耐力を明快かつ簡便に計算できるよう、図11に示す鉛直平面上に立体応力状態下の応力を縮約する。東梁および北梁は加力地点 B への斜め45度方向加力において共に上端引張となり同様の挙動を呈するため、両梁が仮想的に緊結されたひとつの剛体として回転するとしてよい。そこで東梁と北梁はひとつの梁として縮約する。柱・梁主筋および接合部横補強筋の応力(T_{c1} 、 T_{c2} 、 T_e 、 T_m 、 T_{b1} 、 T_{b2} および T_h)を図12に示す応力集約線上に各々集約し(後述)、図11のような平面応力状態に縮約することで、柱梁接合部曲げ終局耐力の算定を行う。平面応力状態に縮約した図11の柱せいおよび梁主筋定着長さは、柱せい D_c と定着長さ D_h のそれぞれ $\sqrt{2}$ 倍となる。

両梁の梁主筋および接合部横補強筋に生じる軸力(東梁の引張側主筋の応力 $T_{b1,e}$ 、北梁の引張側主筋の応力 $T_{b1,n}$ 、東梁の圧縮側主筋の応力 $T_{b2,e}$ 、北梁の圧縮側主筋の応力 $T_{b2,n}$ 、東梁側の接合部横補強筋の応力 $T_{h,e}$ および北梁側の接合部横補強筋の応力 $T_{h,n}$)は、それぞれ斜め45度の加力方向とそれに直交する方向に分解でき(図10(b))、加力方向の分力の総和が柱梁接合部での曲げ抵抗に寄与する。そこで両梁の上端筋および下端筋の当該分力の総和が図11(b)の T_{b1} およ

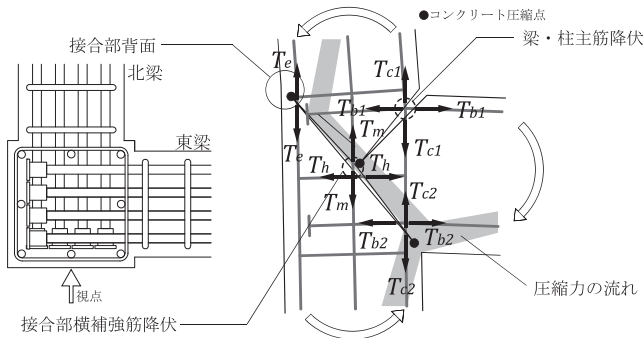


図9 平面応力状態下の接合部曲げ変形機構と鉄筋の応力¹⁴⁾

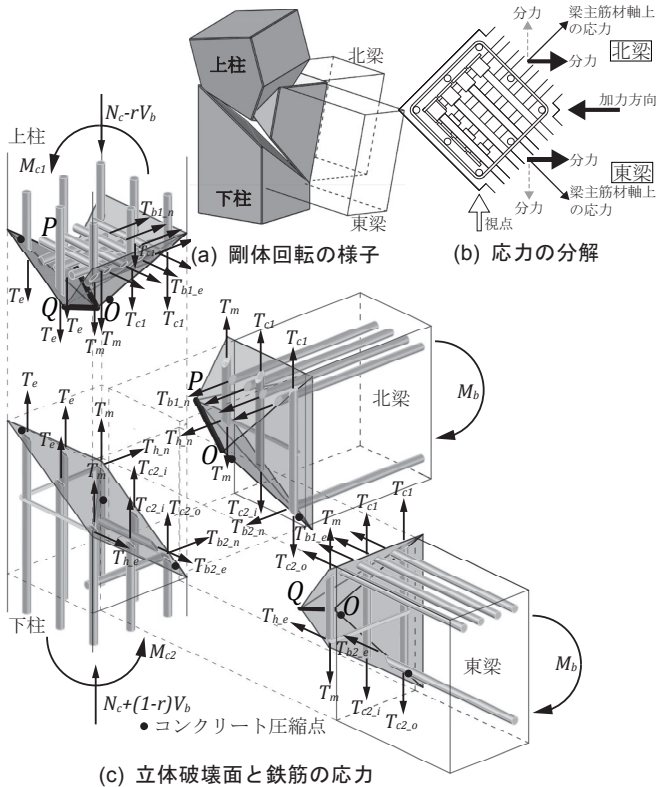


図10 水平2方向加力時(地点B)の柱梁接合部立体破壊モデル

び T_{b2} のようにそれぞれ集約された上端筋および下端筋に作用し、接合部横補強筋の当該分力の総和が T_h として集約された同横補強筋に作用すると考える。

次にコンクリート応力状態を考える。接合部中央部分に生じるコンクリート圧縮力 C_1 (図11(a))は、上柱に対して東梁および北梁が剛体回転して互いに接触する線分OPおよびOQの2本の線分上(図10(c)および図13)に作用する。線分OPは北梁と上柱、線分OQは東梁と上柱の接触部であり、図13左図に示すようにこれら2本の線分上に直方体状のコンクリート応力が分布する。点P・Qと点Oとは同一の水平面上に無いため、コンクリート圧縮力 C_1 の作用位置は水平切断面の位置により変化する。そこでコンクリート圧縮力 C_1 は簡便のため、図12に示す応力集約線上にある点Oをその圧縮縁とすることで、平面上に縮約できる。

図中および以下に示す式中の記号の定義は付録Bにまとめて記した。以下に示す柱梁接合部の曲げ終局耐力算定式は、平面応力状態の文献¹⁴⁾の算定法を基にして立体応力状態に拡張したものである。

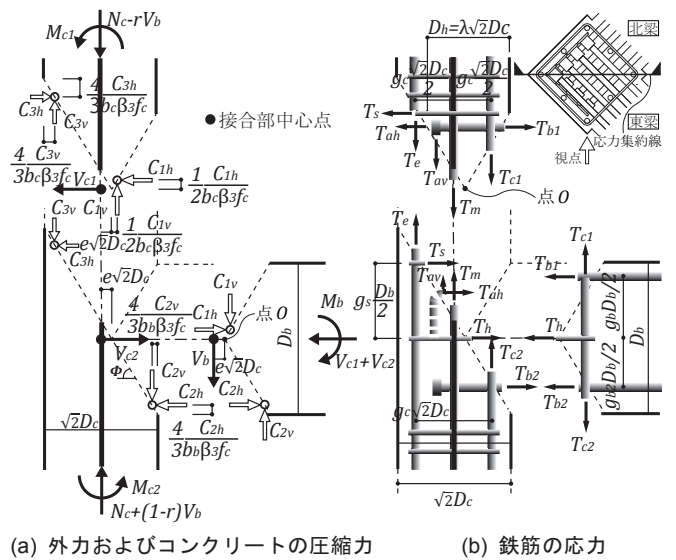


図11 立体破壊モデルの平面への縮約

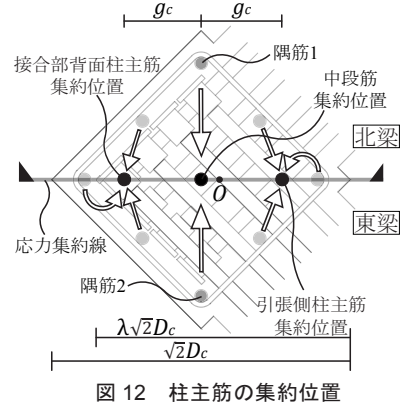


図12 柱主筋の集約位置

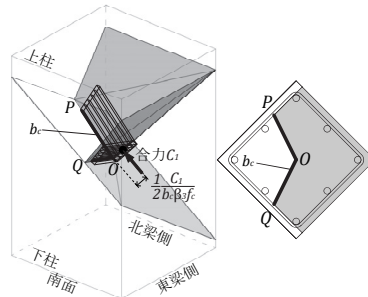


図13 コンクリート応力の作用幅 b_c

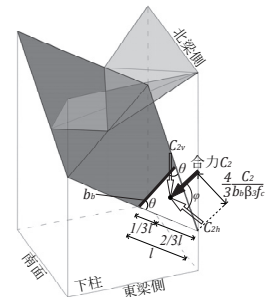


図14 作用幅 b_b

軸力は梁・柱の材軸上に作用するものとし、せん断力は接合部の中心点(材軸の交点)に作用するものとする。また、ト形接合部では加力方向により梁のせん断力に釣り合うよう上柱または下柱に変動軸力が生じる。そこで、上柱または下柱の変動軸力の大きさの梁せん断力に対する比を $r(0 \leq r \leq 1)$ として考慮する。

(1) コンクリート圧縮力の大きさと作用位置

曲げ終局時における柱梁接合部内のコンクリート圧縮力の流れは図11の立体応力状態でも図9中のハッチ部分と同じように、接合部入隅部および上柱上部から梁主筋定着端に向かって流れるものと仮定する。接合部背面柱主筋付近での上柱と下柱の圧縮力のやりとりはないものと仮定し¹⁴⁾、 $C_{3h} = C_{3v} = 0$ とする。

以上の仮定により、上柱および下柱での水平および鉛直方向の力の釣り合いから以下の関係を得る。

$$\left. \begin{aligned} C_{1h} &= T_{b1,n} + T_{b1,e} - T_s - T_{ah} - V_{c1} \\ C_{1v} &= T_{c1} + T_m + T_e + T_{av} + N_c - rV_b \\ C_{2h} &= T_{b2} + T_h + T_s + T_{ah} + V_{c2} \\ C_{2v} &= T_{c2,i} + T_{c2,o} + T_m + T_e + T_{av} + N_c + (1-r)V_b \end{aligned} \right\} (1)$$

ただし、

$$T_{ah} = T_a \sin \phi = T_a \frac{R_h}{\sqrt{1+R_h^2}}, \quad T_{av} = T_a \cos \phi = T_a \frac{1}{\sqrt{1+R_h^2}}$$

$$R = \frac{D_b}{\sqrt{2}D_c}, \quad R_h \equiv \tan \phi = \frac{\{(1+g_b)/2\}D_b}{D_h} = \frac{1+g_b}{2\lambda} R$$

(機械式定着の場合は定着端の応力 $T_a = 0$)

立体破壊面上の圧縮領域におけるコンクリート圧縮力の分布形状はACIによる等価長方形ストレスブロック¹⁶⁾を準用し、圧縮域深さは中立軸深さの β_1 倍、高さをコンクリート圧縮強度の β_3 倍として合力の作用位置を求める。柱梁接合部の中央部分では、コンクリートの圧縮合力を C_1 、コンクリート応力の作用する幅 b_c を図10(c)および図13に太線で示す線分OPおよびOQの長さの和とすると、その作用位置は立体破壊面上の圧縮縁(点O)から $C_1/(2b_c\beta_3f_c)$ となる。ただし、コンクリート応力は柱梁接合部のコア内に作用するものとする(図13右図)。

下柱に対する東梁および北梁の剛体回転によって接触する柱梁接合部入隅部の圧縮領域の形状は、二等辺三角形(図14の白抜き部分)となる。この三角形断面で長方形ストレスブロック¹⁶⁾を使用すると、コンクリート圧縮力の作用位置は圧縮縁から $4C_2/(3b_b\beta_3f_c)$ の距離となる。このとき、コンクリート応力の作用する幅 b_b (二等辺三角形の底辺)は、水平および鉛直方向のコンクリート圧縮力 C_{2h} および C_{2v} によって以下のように算出できる。

$$b_b = \sqrt{\frac{4(C_{2h}\cos\phi + C_{2v}\sin\phi)}{\beta_3f_c \cdot \tan\theta}} \quad (2)$$

(2) 柱梁接合部の曲げ終局モーメント

立体破壊面に生じる鉄筋の応力およびコンクリートの圧縮力による柱梁接合部の中心まわりのモーメントが外力と釣り合っており、これが曲げ終局時の抵抗モーメントである。上下の柱について外力と立体破壊面上の応力の釣り合いから次式が成り立つ。

$$M_{c1} = T_{b1,e} \frac{g_b D_b}{2} + T_{b1,n} \frac{g_{b2} D_b}{2} - T_{ah} \frac{g_b D_b}{2} - T_s \frac{g_s D_b}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{1h}^2}{b_c \beta_3 f_c} + T_{c1} \frac{g_c \sqrt{2} D_c}{2} - T_e \frac{g_c \sqrt{2} D_c}{2} - T_{av} \left(D_h - \frac{\sqrt{2} D_c}{2} \right) - C_{1v} \left(e \sqrt{2} D_c + \frac{1}{2} \frac{C_{1v}}{b_c \beta_3 f_c} \right) \quad (3a)$$

$$M_{c2} = T_{ah} \frac{g_b D_b}{2} - T_{b2} \frac{g_{b3} D_b}{2} + T_s \frac{g_s D_b}{2} + C_{2h} \left(\frac{D_b}{2} - \frac{4}{3} \frac{C_{2h}}{b_b \beta_3 f_c} \right) + T_e \frac{g_c \sqrt{2} D_c}{2} - T_{c2,i} \frac{g_{c2} \sqrt{2} D_c}{2} - T_{c2,o} \frac{g_{c3} \sqrt{2} D_c}{2} - T_{av} \left(D_h - \frac{\sqrt{2} D_c}{2} \right) + C_{2v} \left(\frac{\sqrt{2} D_c}{2} - \frac{4}{3} \frac{C_{2v}}{b_b \beta_3 f_c} \right) \quad (3b)$$

ここで、

$$e = \frac{\sqrt{2} D_c / 2 - (D_b / 2) / R_h}{\sqrt{2} D_c} = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{R}{R_h} \right)$$

柱梁接合部内で柱と梁の引張主筋、接合部横補強筋および柱中段

筋が降伏して接合部は曲げ終局状態になるとし、接合部モーメントは上下の柱の外力によるモーメントの和であるので、以下によって接合部の曲げ終局モーメント M_j を算出できる。

$$M_j = M_{c1} + M_{c2} \quad (4)$$

(3) 引張側梁・柱主筋および中段筋の応力

図15に接合部曲げ破壊型試験体の最大層せん断力時の梁主筋引張応力の実験値を示す。主筋応力は同図中に示した主筋位置に添付したひずみゲージの出力から算出した。引張側梁主筋(T_{b1})の全8本は、立体破壊面を横切るため全て引張降伏すると考えられる。しかし口の字形の載荷経路のため、加力地点Bへの加力では東西層せん断力が低下する。これにより一部の東梁主筋の応力が低下したため、東・北両梁の引張側主筋の合計応力(T_{b1})は7本降伏と同等程度であった。そこで梁主筋は7本が降伏するとして T_{b1} を計算する。両梁の引張側主筋によって接合部中心点まわりに生じるモーメントは、式(3)に示すように材軸からそれぞれの主筋までの距離を使用し各々算定する。引張側柱主筋(T_{c1})は3本とも降伏するとし(隅角部主筋の引張降伏は実験で確認したが、その他の2本ではひずみゲージを貼付しなかった。そのため一部に仮定を含む)、その集約位置は鉄筋の重心位置とする(図12)。

鉛直平面に縮約した本モデルでは図12の隅筋1および2を図11(b)のように中段筋と見立て、柱梁接合部中心点に集約する。ここで引張力(T_m)は2本とも引張降伏と仮定するが、隅筋1および2はひび割れが大きく開口する主対角方向の立体破壊面を横切るため、この仮定は妥当と考える。

(4) 圧縮側梁・柱主筋の応力

引張側主筋は引張降伏を仮定するのに対し、圧縮側の主筋には応力の再配分により曲げ抵抗モーメントが最大となる応力を用いる。曲げ抵抗モーメントが極大値に達した時が曲げ終局状態なので、圧縮側主筋の応力は曲げ抵抗モーメントを表す式(3)を圧縮側主筋の応力 T_{b2} および $T_{c2,o}$ あるいは $T_{c2,i}$ でそれぞれ偏微分し、微係数がゼロとなる応力として得られる。

2本ある梁の圧縮側主筋の位置は梁材軸からの距離が異なるが、両者は近い位置にあるため両者の重心位置に集約して考える。このとき圧縮側梁主筋の応力 T_{b2} は以下によって得られる。

$$T_{b2} = \frac{3}{16} (1 - g_{b3}) b_b D_b \beta_3 f_c - (T_h + T_s + T_{ah} + V_c) / 2 \quad (5a)$$

柱の圧縮側主筋は、外側主筋の応力 $T_{c2,o}$ と内側主筋の応力 $T_{c2,i}$ に分けることができる(図10)。しかし、式(3)を応力 $T_{c2,o}$ および $T_{c2,i}$ それぞれで偏微分すると各式に互いの項が残る極大値の条件が成立しない。そこで、外側主筋の応力 $T_{c2,o}$ のみ実験における測定値を使用

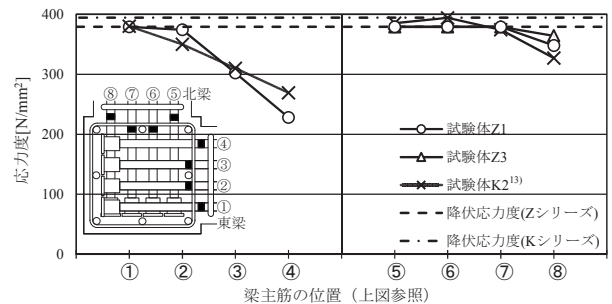


図15 引張側梁主筋 T_{b1} の応力度

することにした。接合部曲げ破壊型試験体における外側主筋の応力は降伏応力 T_{cy} の1/3程度であったため、応力 $T_{c2,o}$ は式(5b)とした。内側主筋の応力 $T_{c2,i}$ は式(3)を偏微分した式(5c)により得られる。

$$T_{c2,o} = -\frac{1}{3}T_{cy} \tag{5b}$$

$$T_{c2,i} = \frac{3}{16}(1 - g_{cy})b_b\sqrt{2}D_c\beta_3f_c \tag{5c}$$

$$-(T_{c2,o} + T_m + T_e + T_{av} + N_c + (1 - r)V_b)/2$$

ただし、主筋の応力が取りうる値の範囲は圧縮降伏から引張降伏の間である。式(5)で応力 T_{b2} および $T_{c2,i}$ を算定すると鉄筋の応力だけが大きくなる場合がある。しかし、圧縮鉄筋のひずみがコンクリートのひずみに対して大きくなることは変形の適合条件を考えると生じ得ない。そこで、圧縮側主筋の応力の下限はコンクリートの終局ひずみ ϵ_u と等しい圧縮ひずみが鉄筋に生じたときの応力とすると、圧縮側主筋の応力の制限は以下となる。ここで終局時のコンクリートのひずみは0.3%とした。

$$T_{by} \geq T_{b2} \geq -T_{by} \quad \text{かつ} \quad T_{b2} \geq -E_s\epsilon_u A_b = -\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y}T_{by} \tag{6a}$$

$$T_{cy} \geq T_{c2,i} \geq -T_{cy} \quad \text{かつ} \quad T_{c2,i} \geq -E_s\epsilon_u A_c = -\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y}T_{cy} \tag{6b}$$

(5) 柱梁接合部背面の柱主筋の応力

以上の計算において柱梁接合部背面の柱主筋(図12参照)の応力 T_e は未知数であるが、前提条件より上柱および下柱の節点モーメントは互いに等しい($M_{c1} = M_{c2}$)ので、応力 T_e に関する2次方程式を解いて算出できる。これらの主筋の集約位置は予備的な検討の結果、柱梁接合部の曲げ終局モーメントにあまり大きな影響を与えなかった。そこで引張側主筋と同じく3本の主筋の重心位置に集約した。

4. 3 計算値と実験値との比較

4.2節の提案手法によって計算した柱梁接合部の曲げ終局耐力と実験による水平2方向加力時の各方向層せん断力のベクトル和の最大値とを比較し、提案手法の妥当性を検証する。加力地点Bおよび地点Fにおける接合部曲げ破壊型試験体の計算値と実験結果を図16に示す。図10の柱梁接合部立体破壊モデルは加力地点Bのときを示すが、地点Fは地点Bの負荷荷時であることから変形機構は上下対称となり柱の軸力のみが異なるため本モデルを適用できる。

試験体Z1およびスラブ付きの試験体Z3では計算値が実験値を最大で12%上回り、既往実験¹³⁾の試験体K2では7%上回ったが、立体破壊モデルに基づく提案手法は2方向水平力を受ける隅柱梁接合部の曲げ終局耐力をほぼ適切に評価できたと考える。計算値が実験値を上回った理由として、接合部中央部分におけるコンクリート応力

の作用する幅 b_c が応力集中によってさらに小さくなる可能性などが挙げられるが、その検討は仮定の妥当性を含め今後の課題である。

なお試験体Z2(梁および接合部の曲げ破壊がほぼ同時に発生)およびK3¹³⁾(梁曲げ破壊先行後に接合部曲げ破壊が発生)では、実験で測定された梁主筋のひずみがひずみ硬化域まで達した点など4.2節に示した仮定とは異なったため、本提案手法を適用できなかった。立体隅柱梁部分架構の破壊モードの違いが影響を与えたと考える。

5. 結論

本研究では接合部曲げ破壊に着目し、柱主筋量およびスラブの有無を変数とした鉄筋コンクリート造立体隅柱梁部分架構に一定圧縮軸力および2方向水平力を載荷する実験を行い、隅柱梁接合部の力学的挙動に与える影響を検討した。また、柱圧縮軸力を変数とした既往研究¹³⁾を比較対象とし、設計因子の違いによる影響を検討した。水平2方向加力時の隅柱梁接合部の立体破壊モデルを構築し、それに基づき柱梁接合部の曲げ終局耐力算定法を提案した。柱主筋量の少ない部分架構は、スラブの有無にかかわらず接合部曲げ破壊が先行した。柱主筋量の多い部分架構は梁曲げ破壊と接合部曲げ破壊がほぼ同時に生じた。以下に本研究により得た知見をまとめる。

- (1) 柱梁曲げ耐力比を1.5から2.6程度へ増大させるために柱主筋量を1.4倍に増やす、あるいは柱圧縮軸力を3倍にすることで、柱梁接合部の曲げ終局耐力は最大で19%あるいは35%各々増大した。これより柱梁曲げ耐力比が同等の場合、柱梁接合部の曲げ終局耐力に与える影響は柱主筋量よりも柱圧縮軸力のほうが大きいと判断した。
- (2) スラブの有無を変数とした接合部曲げ破壊型の立体隅柱梁部分架構を比較すると、スラブが付くことで層せん断力のベクトル和は最大で7%上昇した。スラブ筋の引張力によって当該スラブ筋に直交する梁に発生したねじれモーメントは、その梁の圧縮側危険断面に生じる摩擦を介して柱梁接合部に伝達される。そのモーメントが柱の回転とは逆回りに作用し、柱梁接合部の曲げ変形を拘束することで曲げ終局耐力が増大した。
- (3) 2方向水平力を受ける隅柱梁接合部の立体破壊モデルの構築を試み、それに基づいて柱梁接合部曲げ終局耐力の算定法を提案した。提案手法による耐力計算値と実験結果は10%程度の差に収まり、2方向水平力を受ける立体隅柱梁接合部の曲げ終局耐力をほぼ適切に評価できた。ただし計算結果はいずれも実験値を過大評価したため、提案モデルにおける仮定等についてさらに検討を要する。

なお、本提案は両梁の上端筋または下端筋がともに引張となる斜め45度方向加力時に限定したものである。一方の梁の上端筋が引張となり、他方の梁の下端筋が引張となる斜め45度方向加力時の立体破壊モデルは今後の課題である。

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(研究代表者：塩原等・東京大学教授)により実施した。ご助言いただいた塩原等博士、実験実施および検討にご協力いただいた晋沂雄・本学特任助教、遠藤俊貴・元本学助教、鉄筋等を提供していただいた株式会社東京鉄鋼に深謝する。

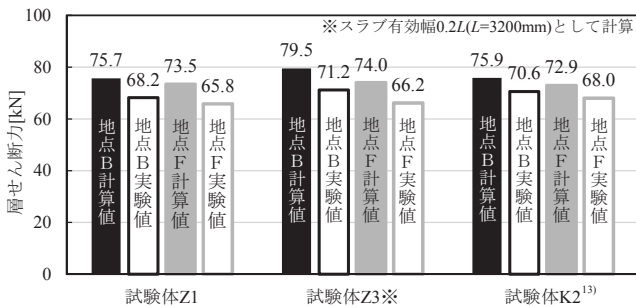


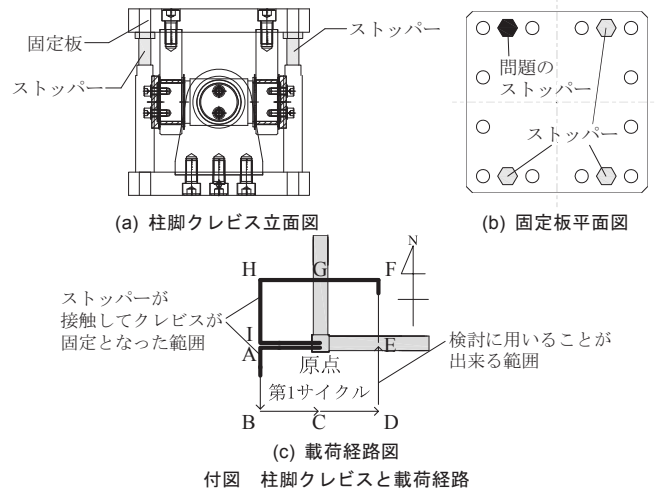
図16 計算値と実験値の比較

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，1999
- 2) 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
- 3) 楠原文雄，金秀禧，塩原等：接合部降伏する鉄筋コンクリート造骨組の地震応答解析，日本建築学会構造系論文集，Vol.78，No.686，pp.847-855，2013.4
- 4) Jack P.Moehle：Assessment of the Collapse of a Concrete Frame Intended to Meet U.S. Seismic Requirements, The Fifth U.S.-Japan Workshop on Performance-Based Earthquake Engineering Methodology for Reinforced Concrete Building Structures, pp.45-59, 2003.9
- 5) 楠原文雄，塩原等，田崎達，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，Vol.75，No.656，pp.1873-1882，2010.10
- 6) 楠原文雄，塩原等：柱と梁の曲げ強度の比が小さい鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の耐震性能，日本建築学会構造系論文集，Vol.78，No.693，pp.1939-1948，2013.11
- 7) 石木健士郎，平林幸泰，北山和宏，近藤慶一，福山洋，壁谷澤寿一：RC十字形柱梁接合部パネルの破壊機構に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.497-498，2011.8
- 8) 鈴木裕介，太田哲朗，伊藤衛，足立智弘，迫田丈志，前田匡樹：RC造ト形柱梁接合部の構造性能に及ぼす横補強筋及び軸力の影響，その1，その2，その3，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp.361-366，2014.9
- 9) Sangjoon Park, Khalid M.Mosalam：Experimental Investigation of Nonductile RC Corner Beam-Column Joints with Floor Slabs, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.139, No.1, pp.1-14, 2013.1
- 10) 石田健吾，藤井栄，森田司郎，崔建宇：二方向地震力を受ける鉄筋コンクリート隅柱・梁接合部のせん断耐力，コンクリート工学年次論文集，Vol.18，No.2，pp.953-958，1996
- 11) 崔建宇，藤井栄，渡邊史夫：二方向荷重をうける隅柱・梁接合部のせん断性能と柱軸力の関係，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.2，pp.451-456，2002
- 12) 西村康志郎，村岡瞬，柳浦嵩史，大西直毅：梁曲げ降伏する鉄筋コンクリート隅柱梁接合部の応力伝達に関する実験研究，日本建築学会構造系論文集，Vol.79，No.699，pp.621-630，2014.5
- 13) 片江拡，北山和宏：3方向加力される鉄筋コンクリート立体隅柱梁接合部の耐震性能に関する実験研究，日本建築学会構造系論文集，Vol.80，No.713，pp.1133-1143，2015.7
- 14) 楠原文雄，塩原等：鉄筋コンクリート造ト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
- 15) Popovics, S.：A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve of Concrete, Cement and Concrete Research, Vol. 3, No. 5, pp. 583-599, 1973
- 16) American Concrete Institute：Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI318R-14), 2014
- 17) 石塚裕彬，北山和宏，片江拡，遠藤俊貴：2方向水平力を受ける鉄筋コンクリート造立体隅柱梁接合部の耐震性能に関する実験研究，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.183-186，2015.9

付録A

スラブ付き試験体Z3の載荷時における不具合の詳細を示す。試験体を設置する際に柱脚クレビスの固定板を水平にするため，付図の平面図(b)のように固定板の隅角部に4個のストッパーが付く。このストッパーは立面図(a)のようにねじを回して上にあげることによって固定板に接触し，これを水平にする。試験体設置後，ストッパーをおろすことで固定が解除されピンとして機能する。しかし，実験時の不手際から平面図に黒塗りした北西のストッパーの固定が解除されず，ピンとなるべきクレビスが北および西方向加力時に固定状態となった。柱脚クレビスが固定となったのは，層間変形角0.25%から1.5%までの載荷のうち，載荷経路図(付図(c))の太線で描いた区間である。層間変形角2.0%では，加力第1サイクルの原点から地点AとBの間までの太線で描いた区間で不具合が生じた。そこで本論では柱脚クレビスが固定された部分およびこの不具合に伴って生じた事象を除外して検討を行った。



付図 柱脚クレビスと載荷経路

付録B

- A_b, A_c ：梁および柱主筋の断面積
- C_{1h}, C_{1v} ：柱梁接合部中央部分のコンクリート圧縮力の水平，鉛直成分
- C_{2h}, C_{2v} ：柱梁接合部入隅部のコンクリート圧縮力の水平，鉛直成分
- C_{3h}, C_{3v} ：柱梁接合部背面のコンクリート圧縮力の水平，鉛直成分
- D_b, D_c ：梁および柱の断面せい
- D_h ：梁主筋の45度方向から見た水平定着長さ
- E_s ：鉄筋のヤング係数
- H, L ：柱および梁の反曲点間距離
- M_{c1}, M_{c2} ：上柱および下柱の曲げモーメント
- M_j ：柱梁接合部の曲げ終局モーメント
- N_b, N_c ：梁および柱の軸力
- R ：45度方向から見た柱せいに対する梁せいの比
- R_h ：主筋水平定着長さに対する梁の有効せいの比
- T_a ：梁主筋の折り曲げ定着部における主対角ひび割れを横切る位置での応力
- T_{ah}, T_{av} ：梁主筋の折り曲げ定着部における主対角ひび割れを横切る位置での応力の水平，鉛直成分
- $T_{b1,e}, T_{b1,n}$ ：東梁および北梁の引張側主筋の応力
- $T_{b2,e}, T_{b2,n}$ ：東梁および北梁の圧縮側主筋の応力
- T_{by} ：梁主筋の降伏応力
- T_{c1} ：柱の引張側主筋の応力
- $T_{c2,o}, T_{c2,i}$ ：柱の圧縮側主筋の内側および外側主筋の応力
- T_{cy} ：柱主筋の降伏応力
- T_e ：柱梁接合部背面の柱主筋の応力
- T_h ：接合部横補強筋の応力
- T_m ：柱の中段筋の応力
- T_s ：柱端近傍の柱帯筋の応力
- V_b ：梁のせん断力
- V_{c1}, V_{c2} ：上柱および下柱のせん断力
- b_b, b_c ：入隅部および接合部中央部分の立体破壊面に生じるコンクリート応力の作用する幅
- f_c ：コンクリートの圧縮強度
- g_c ：柱材軸から引張側および接合部背面柱主筋までの距離の断面せいの半分に対する比
- g_{c2} ：柱材軸から圧縮側の内側柱主筋までの距離の断面せいの半分に対する比
- g_{c3} ：柱材軸から圧縮側の外側柱主筋までの距離の断面せいの半分に対する比
- g_b ：梁材軸から引張側主筋までの距離の断面せいの半分に対する比
- g_{b2} ：梁材軸から圧縮側主筋までの距離の断面せいの半分に対する比
- g_{b3} ： g_b と g_{b2} の平均
- r ：梁せん断力の大きさに対する上柱または下柱の変動軸力の比
- β_1, β_2 ：コンクリートの応力分布を等価長方形ストレスブロックに置換する場合の係数でACI規準¹⁶⁾による
- ϵ_u, ϵ_y ：コンクリートの終局ひずみおよび鉄筋の降伏ひずみ
- λ ：柱せいに対する梁主筋定着長さの比
- φ ：コンクリート圧縮力 C_2 と水平軸とのなす角度
- θ ：柱梁接合部入隅部のコンクリート圧縮力が作用する二等辺三角形の底角

SEISMIC PERFORMANCE AND ULTIMATE FLEXURAL CAPACITY EVALUATION BASED ON 3D JOINT-HINGING FAILURE MODEL FOR R/C CORNER COLUMN-BEAM JOINT UNDER BI-LATERAL LOADING

Hiroaki ISHIZUKA and Kazuhiro KITAYAMA***

* Grad. Stud., Dept. of Architecture and Building Engineering, Tokyo Metropolitan University

** Prof., Dept. of Architecture and Building Engineering, Tokyo Metropolitan University, Dr.Eng.

Static loading tests to reinforced concrete (R/C) three-dimensional (3D) corner column-beam subassemblage specimens were carried out by Katae and Kitayama (2014) to investigate the effect of column compressive axial load on failure mechanics of joint-hinging proposed by Shiohara. The Shiohara's proposal pointed out that failure mode of a R/C beam-column-joint frame depends greatly on a column-to-beam capacity ratio and joint-hinging failure tends to develop when a column-to-beam capacity ratio is close to unity. Note that a column-to-beam capacity ratio can be varied by changing not only the magnitude of column axial load but also the amount of column longitudinal reinforcement.

Therefore three 3D corner column-beam subassemblage specimens (two without slabs and one with a slab having a thickness of 70 mm) were tested under bi-lateral loading and constant column axial load where a column-to-beam capacity ratio of 1.5 and 2.6 was set by placing column longitudinal reinforcement of 8-D16 and 8-D19 respectively. All 3D subassemblage specimens failed in joint-hinging with an increase in story drift.

It is revealed by Katae and Kitayama (2014) that the ultimate flexural capacity of corner column-beam joints under bi-lateral loading can be estimated based on the new mechanism of joint-hinging by assuming that the orbit on the rectangular coordinates plane defined by joint-hinging capacities in both directions orthogonal to each other traces an ellipse curve under bi-lateral loading. Three-dimensional (3D) failure surfaces and stress flow conditions in a corner column-beam joint under bi-lateral loading, however, are not clarified yet. Then a 3D joint-hinging failure model was constructed for a corner joint based on test results referring to a plane joint-hinging failure model proposed by Kusuhaara and Shiohara. A quick evaluation method for the ultimate joint-hinging capacity was proposed based on the 3D failure model in a corner column-beam joint under bi-lateral loading.

General conclusions are drawn from the study as follows.

- (1) When a column-to-beam capacity ratio increased from 1.5 to 2.6, the ultimate joint-hinging capacity computed as a resultant force of two orthogonal story shear forces under bi-lateral loading increased to 1.19 times by large amount of column longitudinal reinforcement. This indicates that the ultimate joint-hinging capacity was enhanced by the increase in a column-to-beam capacity ratio due to increasing the amount of column longitudinal reinforcement.
- (2) When a column-to-beam capacity ratio was changed from 1.5 to 2.6 by the increase in the column compressive axial load in past tests or the amount of column longitudinal reinforcement in this tests, the column compressive axial load had a greater influence on enhancement of the ultimate joint-hinging capacity under bi-lateral loading than the amount of column longitudinal reinforcement.
- (3) A slab contributed to enhancing the ultimate joint-hinging capacity by 1.07 times that without a slab for 3D corner column-beam subassemblages with a column-to-beam capacity ratio of 1.5, failing in joint-hinging. Torsional moment at the end of a transverse beam caused by tensile force of slab reinforcing bars in the longitudinal direction, whose rotating direction is counter to that of upper and lower columns, is carried to a beam-column joint and restrains rotation of the upper and lower columns. This is the reason for enhancement of the ultimate joint-hinging capacity due to a slab.
- (4) Proposed method based on 3D failure model herein can adequately evaluate the ultimate joint-hinging capacity of a corner column-beam joint under bi-lateral loading since there is a discrepancy within 10 % between predicted ultimate capacity and test result.

(2016年2月2日原稿受理, 2016年8月1日採用決定)