

博士論文

鉄筋コンクリート造柱梁接合部の
性能評価法に関する研究

楠原文雄

論文の内容の要旨

論文題目 鉄筋コンクリート造柱梁接合部の性能評価法に関する研究

氏名 楠原 文雄

現在の主な鉄筋コンクリート造骨組の耐震設計法でとりいれられている接合部せん断力を制限する方法では柱梁接合部の損傷を防止できず、接合部せん断力が設計法に規定されたせん断強度以下であっても架構の強度が設計で期待する梁曲げ強度時の耐力に達しないことがある。柱梁接合部の破壊は接合部パネルのせん断抵抗機構の劣化によるものではなく、モーメントに対する抵抗機構が終局状態に達して生じ、柱と梁の曲げ強度が近いと広く起こる現象であることが理論的にも実験的にもすでに明らかになっている。そして、柱梁接合部の破壊が生じると柱と梁の一体性が失われ、地震時には層崩壊の危険性が高くなる。しかし、このような柱梁接合部の破壊を防止する設計は、柱の曲げ強度を著しく大きくする必要があるので必ずしも合理的ではなく、また、柱梁接合部の破壊によって急激な耐力低下は生じないことから、柱梁接合部の復元力特性、履歴特性等を評価することが可能であれば、設計において柱梁接合部の破壊を排除する必要はないと考えられる。

以上を踏まえ、本論文は鉄筋コンクリート造柱梁接合部について、終局強度の算定法および柱梁接合部の部材としての性能評価方法を、接合部パネルのモーメントに対する抵抗機構の力学モデルに基づき導いたものである。

本論文は7章により構成されており、以下に本論文の構成に沿って各章ごとに内容の要旨を述べる。

第1章では、本研究の背景と目的を述べている。

第2章では、関連する既往の研究についてまとめている。

まず、柱梁接合部のせん断力に対する抵抗機構に関する研究について述べている。また、L形接合部については、接合部パネル内に生じるコンクリートの圧縮束とこれに釣り合う梁・柱主筋の引張力によるモーメントを考える耐荷機構について述べている。

次に、本研究の基礎となっている塩原による一連の研究について述べ、柱梁接合部の終局モーメント、柱梁接合部の釣合破壊、限界補強量などについて述べている。

さらに、柱梁接合部の復元力特性についての研究について述べている。いずれも接合部パネルに作用するせん断力とせん断変形角の関係をモデル化するものであった。

最後に、国内外の代表的な設計基規準における柱梁接合部に関する規定について述べている。とりあげた設計基規準はいずれも柱梁接合部に生じるせん断力をせん断強度以下となるように制限するものであった。

第3章では、十字形柱梁接合部の終局モーメントの算定法について述べている。

柱梁接合部に作用するモーメントに対する変形機構と耐荷機構のモデルを基に、柱と梁の形状、配筋、作用する外力が同一ではない一般的な十字形柱梁接合部について、さまざまな設計因子を直接とりこんだ柱梁接合部の終局モーメントを算定式が示されている。

終局モーメントは、柱梁接合部を接合部パネルの2つの対角線により分割した4つセグメントに作用する外力と内力の釣り合い条件、および、終局時には柱梁接合部内で引張側の梁・柱主筋および接合部横補強筋が降伏しているという破壊条件より導いた。また、主筋の降伏と斜めストラット上のコンクリートの圧壊が同時に生じる釣り合い破壊について、釣合破壊時の主筋の伸びに適合する柱梁接合部の変形とコンクリートの圧縮ひずみによる柱梁接合部の変形が等しいという変形の適合条件よりコンクリートストラットの幅を求め、このときのコンクリートの応力と釣り合う鉄筋量を限界補強量として算定する方法を示した。

十字形部分架構の水平加力実験の結果との比較した結果、算定式はコンクリート強度、主筋量、柱梁強度比、スパン長さ等の設計因子が終局モーメントに与える影響を評価できていた。ただし、主筋間距離比の影響については、主筋量が多く、主筋間距離比が0.5に近いような場合については終局モーメントの計算値は実験値に対して過小評価であった。

また、既往の実験データベースの実験結果との比較を行い、実験で主筋降伏前に接合部破壊した試験体は主筋量が算定された限界補強量上回っていることを示し、限界補強量によって破壊形式を制御する妥当性を示した。また、実験における最大耐力と、梁・柱の曲げ終局時および柱梁接合部の終局モーメントのうち最小のものを部分架構の最大耐力とする計算値の比較では、実験値と計算値の対応はよかった。しかし、柱梁接合部の終局モーメントが梁・柱の曲げ強度時のモーメントを上回っている場合でも、実験では主筋降伏後の接合部破壊が生じたと報告された試験体も多く、柱梁接合部の強度を確保するだけでは柱梁接合部の損傷を抑えることはできないことがわかった。

第4章では、ト形柱梁接合部の終局モーメントの算定法について述べている。

ト形柱梁接合部について、十字形接合部と同様に柱梁接合部のモーメントに対する抵抗機構に基づき終局モーメントの定式化を行った。ト形接合部では鉄筋の降伏位置および拡大するひび割れに応じた4つの終局状態を仮定し、それぞれについて外力と内力の釣り合いと鉄筋の降伏条件から終局モーメントを定式化した。また、十字形柱梁接合部の場合と同様に釣り合い破壊時の鉄筋の伸びとコンクリートのひずみから釣り合い破壊時のコンクリートストラットの幅を求め、限界補強量を算定する方法を示した。

ト形柱梁接合部部分架構の水平加力実験との比較では、本論文で示した終局モーメントの算定

法は主筋量，横補強筋量，柱梁強度比，梁主筋の定着長さといった設計因子の効果を評価することが可能であった。

また，既往の実験データベースの実験結果との比較を行い，限界補強量による主筋降伏前の接合部破壊の判別が可能であり，部分架構の最大耐力は柱・梁・柱梁接合部の終局強度のうち最小のものを架構の最大耐力とすることで算定することができることを確認した。

第5章では，L形柱梁接合部の終局モーメントの算定法について述べている。

L形柱梁接合部について，開く方向と閉じる方向に分けて十字形接合部と同様に柱梁接合部のモーメントに対する抵抗機構に基づき終局モーメントの定式化を行った。

開く方向では梁と柱の主筋の定着端を結ぶ向きに形成される圧縮ストラットに沿ったひび割れ面が開く変形機構および梁端，柱端のいずれかのひび割れが開く変形機構についてそれぞれの終局状態を仮定し，終局モーメントを定式化した。また，鉄筋の伸びとコンクリートのひずみによる接合部パネルの変形の適合条件を用いて限界補強量を定式化した。

閉じる方向では，梁の上端主筋の折り曲げ位置と柱と梁の入隅部を結ぶ向きに形成される圧縮ストラットに沿ったひび割れ面が開く変形機構および梁端，柱端のいずれかのひび割れが開く変形機構についてそれぞれの終局状態を仮定し，終局モーメントを定式化した。また，他の場合と同様にして限界補強量の定式化を行った。

開く方向については，L形接合部部分架構の水平加力実験との比較により，計算値が主筋量，接合部横補強筋量，梁下端主筋の定着長さの影響を適切に評価できることが確認された。全体としては実験値と計算値の対応はよかったが，柱端のひび割れ面における終局モーメントが実験値より小さくなっており，過小評価する傾向となった。

既往の実験データベースの実験結果との比較では，限界補強量は開く方向の終局モーメントはおおむね妥当であるが，閉じる方向については過大な算定値となっていることがわかった。また，開く方向については柱梁接合部の終局モーメントを考慮することでおおむね最大耐力の推定ができること，閉じる方向については主筋が降伏していればほとんどの場合に梁曲げ強度時の計算値が発揮されていることがわかった。閉じる方向では本論文の終局強度では考慮していない主筋の定着耐力の不足や補強筋の不足により斜めひび割れが拡大する破壊が生じたために終局モーメントの計算値が過大となる場合があった。

第6章では，柱梁接合部の復元力特性，等価粘性減衰定数および主筋降伏前の接合部破壊を防止するための限界補強量の実用的な算定法が示されている。

柱梁接合部の復元力特性は，接合部パネルに作用するモーメントと接合部パネルのフェースの回転角の関係で表し，柱梁接合部の変形には接合部パネルからの主筋の抜け出しによる部材端のひび割れによる回転も含むものとして定義した。復元力特性上の特性点は斜めひび割れ発生日，主筋の降伏点，最大耐力点とした。

各特性点における接合部パネルの変形角は，そのときのコンクリートのひずみもしくは主筋の

ひずみに適合するように定めた。特性点でのモーメントはそのときのコンクリートの応力、もしくは主筋の応力を仮定して内力と外力の釣り合いから定めた。ここで、終局モーメントは 3～5 章で求めた各形状の柱梁接合部の終局モーメントの算定法を簡略化したものである。

等価粘性減衰定数は、繰り返し載荷時の柱梁接合部の復元力特性について、除荷時の残留変形、スリップ型の履歴特性の硬化開始点の変形角とモーメントを算定する方法を示し、これに基づいて定振幅の繰り返し載荷時の履歴吸収エネルギーから算定式を導いた。

最後に、主筋降伏前の接合部破壊を防止するための限界補強量の算定式を、3～5 章で求めた理論式を簡略化して定めた。

各算定式の妥当性は、部分架構の水平加力実験および実験データベースの実験結果との比較により確認した。骨格曲線上の特性点については各点のモーメントは比較的精度よく推定が可能で、設計因子の影響も表すことができるものであった。変形角はややばらつきのある結果となった。

限界補強量の算定式は L 形接合部の閉じる方向を除いて妥当なものであった。

第 7 章は、本論文のまとめと今後の課題を述べている。

謝辞

本論文は、筆者が2003年に東京大学大学院工学系研究科に着任して以来、助手、助教として携わってきた鉄筋コンクリート造柱梁接合部に関する研究の成果をまとめたものです。論文のとりまとめにあたっては大変多くの方々にご支援賜りました。ここに厚く御礼申し上げます。

東京大学大学院工学系研究科教授 塩原等先生には、研究者として大学で教育、研究に携わる機会を与えていただきました。筆者の力不足により論文のとりまとめに大変時間を要してしまいましたが、最後まで温かくご指導いただきました。心から感謝の意を申し上げます。また、常識にとらわれずものごとを見つめ研究に取り組まれる先生の姿勢は、今後とも筆者にとっての最良の範としてまいりたいと思います。

東京大学地震研究所教授 壁谷澤寿海先生、東京大学大学院工学系研究科社会基盤学専攻教授 前川宏一先生、東京大学生産技術研究所教授 中埜良昭先生、東京大学地震研究所准教授 楠浩一先生には、本論文の審査にあたり多くの時間を割いていただき、多くの貴重なご意見をいただきました。また、本論文の内容にとどまらず、筆者の今後の研究活動にとっても貴重なご助言もいただきました。厚く御礼申し上げます。

大学4年生で卒業論文として初めて建築構造の研究に触れて以来、今日に至るまでには多くの方々にお世話になってまいりました。あらためて深い謝意を表します。

東京大学名誉教授 小谷俊介先生には、筆者が大学4年生のときに卒業論文の所属研究室としてその研究室の扉をたたいてから修士課程を修了するまでの3年間、厳しくも温かいご指導をいただきました。筆者に最初に研究者としてあるべき姿を教えていただいたのが先生でした。

東京大学名誉教授 久保哲夫先生には、先生が東京大学にご在任中の9年半にわたり大変お世話になりました。学生と接する姿勢、研究への取り組み方など多くのことを学ばせていただきました。

筆者が助手として東京大学に着任して以来、関わりのあった多くの学生諸氏にも大変お世話になりました。筆者が手がけた多くの実験や試験体のデータベースの作成等は、学生諸氏の献身的な協力なしには成し遂げられないものでした。

最後に、論文をまとめるにあたっては少なからず家族との時間を犠牲にしてきました。筆者の研究活動を支えてくれた妻と、疲れたときに笑顔でいやしてくれた2人の子供たちに感謝いたします。

2016年3月

楠原 文雄

目次

1. 序論	
1. 序論.....	1-1
1.1 研究の背景と目的.....	1-1
1.2 本論の構成.....	1-6
引用文献.....	1-7
2. 既往の研究	
2.1 柱梁接合部のせん断抵抗機構に関する研究.....	2-1
2.2 L形接合部の曲げ耐力機構に着目した研究.....	2-3
2.3 塩原による一連の研究.....	2-4
2.4 柱梁接合部の復元力特性のモデル化に関する研究.....	2-7
2.5 耐震設計における柱梁接合部に関する規定.....	2-9
2.5.1 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.....	2-9
2.5.2 日本建築学会 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説.....	2-12
2.5.3 American Concrete Institute Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI318).....	2-15
2.5.4 Standards New Zealand.....	2-16
引用文献.....	2-18
3. 十字形接合部の終局モーメント	
3.1 十字形接合部の破壊過程.....	3-1
3.2 柱梁接合部のモーメントに対する抵抗機構.....	3-3
3.2.1 仮想断面に生じる応力.....	3-3
3.2.2 コンクリートの応力の大きさ.....	3-3
3.2.3 コンクリートの応力の作用位置.....	3-4
3.2.4 接合部の抵抗モーメント.....	3-4
3.3 柱梁接合部の終局強度.....	3-8
3.3.1 柱・梁主筋の降伏による接合部の終局状態.....	3-8
3.3.2 接合部の終局モーメント.....	3-9
3.4 接合部の釣り合い破壊.....	3-11
3.4.1 接合部パネルの変形と接合部中央のコンクリートのひずみ.....	3-11
3.4.2 接合部パネルの変形と主筋の伸び.....	3-11
3.4.3 接合部パネルの変形と主筋の応力.....	3-12
3.4.4 釣り合い破壊時の鉄筋の応力と中立軸位置.....	3-12
3.4.5 接合部の限界補強量.....	3-13
3.4.6 接合部の釣合モーメント.....	3-14
3.5 設計因子が柱梁接合部の終局モーメントにおよぼす影響.....	3-17

3.6	理論値と実験値の比較.....	3-22
	引用文献.....	3-29
4.	ト形接合部の終局モーメント	
4.1	ト形接合部の破壊過程.....	4-1
4.2	柱梁接合部の斜めひび割れ面のモーメントに対する抵抗機構.....	4-4
4.2.1	仮想断面に生じる応力.....	4-4
4.2.2	コンクリートの応力の大きさと作用位置.....	4-4
4.2.3	接合部の抵抗モーメント.....	4-6
4.2.4	柱・梁主筋の降伏による接合部の終局状態.....	4-7
4.3	接合部の釣り合い破壊.....	4-12
4.3.1	接合部パネルの変形と接合部中央のコンクリートのひずみ.....	4-12
4.3.2	接合部パネルの変形と主筋の伸び.....	4-12
4.3.3	主筋の応力と伸び.....	4-14
4.3.4	釣り合い破壊時の鉄筋の応力と中立軸位置.....	4-15
4.3.5	接合部の限界補強量.....	4-15
4.3.6	接合部の釣合モーメント.....	4-15
4.4	外側柱主筋と横補強筋の降伏による終局モーメント.....	4-19
4.5	柱端のひび割れ面のモーメントに対する抵抗機構.....	4-19
4.5.1	仮想断面に生じる応力.....	4-19
4.5.2	接合部の抵抗モーメント.....	4-20
4.5.3	接合部の終局モーメント.....	4-20
4.6	掻き出し破壊面のモーメント抵抗機構.....	4-23
4.6.1	仮想断面に生じる応力と変形機構が形成される条件.....	4-23
4.6.2	接合部の抵抗モーメント.....	4-23
4.6.3	接合部の終局モーメント.....	4-24
4.7	設計因子が柱梁接合部の終局モーメントにおよぼす影響.....	4-26
4.8	理論値と実験値の比較.....	4-32
	引用文献.....	4-40
5.	L形接合部の終局モーメント	
5.1	L形接合部の開く方向の破壊過程と変形機構.....	5-1
5.2	柱梁接合部の斜めひび割れ面のモーメントに対する抵抗機構.....	5-3
5.2.1	仮想断面と作用する外力.....	5-3
5.2.2	鉄筋の応力と作用位置.....	5-4
5.2.3	コンクリートの応力の大きさと作用位置.....	5-4
5.2.4	柱梁接合部の抵抗モーメント.....	5-6
5.2.5	開く方向の終局モーメント.....	5-6

5.3	開く方向における L 形接合部の釣り合い破壊	5-9
5.3.1	接合部パネルの変形と接合部中央のコンクリートのひずみ	5-9
5.3.2	接合部パネルの変形と主筋の伸び	5-9
5.3.3	釣り合い破壊時の主筋の応力と伸び	5-10
5.3.4	接合部の限界補強量	5-11
5.3.5	接合部の釣り合いモーメント	5-11
5.4	梁端のひび割れ面のモーメントに対する抵抗機構	5-14
5.5	柱端のひび割れ面のモーメントに対する抵抗機構	5-16
5.6	L 形接合部の閉じる方向の破壊過程と接合部の変形機構	5-18
5.6.1	仮想断面と作用する外力	5-18
5.6.2	鉄筋の応力と作用位置	5-19
5.7	閉じる方向の終局モーメント	5-23
5.7.1	梁主筋が梁端付近で降伏する場合	5-23
5.7.2	柱主筋が柱端付近で降伏する場合	5-26
5.7.3	梁主筋が折り曲げ部で降伏する場合	5-28
5.8	閉じる方向における L 形接合部の釣り合い破壊	5-30
5.8.1	接合部パネルの変形と接合部中央のコンクリートのひずみ	5-30
5.8.2	接合部パネルの変形と主筋の伸び	5-31
5.8.3	釣り合い破壊時の主筋の応力と伸び	5-31
5.8.4	接合部の限界補強量	5-32
5.8.5	接合部の釣り合いモーメント	5-33
5.9	理論値と実験値の比較	5-35
	引用文献	5-44
6.	柱梁接合部の性能評価式	
6.1	はじめに	6-1
6.2	柱梁接合部の復元力特性	6-1
6.3	ひび割れ点	6-3
6.3.1	十字形接合部	6-3
6.3.2	ト形接合部	6-7
6.3.3	L 形接合部	6-10
6.3.4	ひび割れ強度およびひび割れ時の変形角の算定式	6-14
6.3.5	算定式の精度	6-16
6.4	主筋降伏時	6-26
6.4.1	十字形接合部	6-26
6.4.2	ト形接合部	6-30
6.4.3	L 形接合部	6-35
6.4.4	接合部内での主筋降伏時の算定式	6-44

6.4.5	算定式の精度.....	6-47
6.5	終局モーメント時.....	6-55
6.5.1	十字形接合部.....	6-55
6.5.2	ト形接合部.....	6-57
6.5.3	L形接合部.....	6-61
6.5.4	終局時のモーメントと変形角の算定式.....	6-65
6.5.5	算定式の精度.....	6-67
6.6	柱梁接合部の履歴吸収エネルギー.....	6-75
6.6.1	除荷剛性.....	6-75
6.6.2	スリップ後の硬化開始点.....	6-75
6.6.3	定振幅繰り返し载荷時のエネルギー吸収量と等価粘性減衰定数.....	6-76
6.6.4	実験値との比較.....	6-77
6.7	主筋降伏前の接合部破壊の防止.....	6-81
6.7.1	十字形接合部.....	6-81
6.7.2	ト形接合部.....	6-83
6.7.3	L形接合部.....	6-86
6.7.4	限界補強量の算定式.....	6-88
6.7.5	算定式の精度.....	6-90
	引用文献.....	6-93
7.	結論	
7.1	本研究のまとめ.....	7-1
7.2	今後の課題.....	7-11
	引用文献.....	7-14

付録

A1. 柱と梁の強度に近い柱梁接合部部分架構の水平加力実験	
A1.1 十字形柱梁接合部部分架構の水平加力実験	A-1
A1.1.1 試験体概要	A-1
A1.1.2 実験結果の概要	A-4
A1.2 ト形柱梁接合部部分架構の水平加力実験	A-42
A1.2.1 試験体概要	A-42
A1.2.2 実験結果の概要	A-46
A1.3 L形柱梁接合部部分架構の水平加力実験	A-78
A1.3.1 試験体概要	A-78
A1.3.2 実験結果の概要	A-78
A2. 既往の実験データベース	
A2.1 収集データの概要	A-91
A2.2 試験体の諸元	A-93
A2.3 既往の柱梁接合部の性能評価式の精度	A-100
引用文献	A-107
試験体の引用文献	A-107

1. 序論

1.1 研究の背景と目的

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、日本建築学会の設計指針[1.1]など現行の耐震設計法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間接的に柱梁接合部の損傷を制御している。そして、この接合部せん断力に関する規定を満足すれば、その柱梁接合部に接続する梁・柱はその強度を発揮することができるかとされている。また、柱梁接合部のせん断破壊が防止されていれば柱梁接合部の変形は無視できるほど小さくなると考えられており、構造解析における骨組み架構のモデル化では柱梁接合部は剛域とすることが一般的である。

柱梁接合部の破壊を防止するための終局強度を導出するための接合部パネル内のせん断抵抗機構のモデル化については様々な提案がされているが、柱梁接合部に関わる多くの設計因子の影響すべてを考慮できるものではなく、種々のケースすべてに適応できる精度良いモデルは未だに得られていない。そのため、例えば日本建築学会の設計指針[1.1]における接合部の強度式は実験資料に基づく経験式である。また、既往の実験結果を統計的に分析、検討した研究[1.2]なども行われており、各種の影響因子が柱梁接合部の耐震性能に与える効果の有意性は収集データから示されているが、それらの効果のメカニズムについては十分に解明されておらず、必ずしも設計法には反映されていない。

設計指針等における接合部せん断力に関する規定を満足する、すなわち柱梁接合部のせん断終局強度が想定する降伏機構形成時の接合部せん断力を上回っていれば、梁または柱の主筋の降伏が柱梁接合部の破壊に先行することは種々の実験により確かめられている。既往の実験データベースの分析でもせん断余裕度（学会指針[1.1]に規定された接合部せん断強度の梁曲げ強度時の接合部せん断力に対する比）が1以上の範囲には梁降伏前の接合部破壊（J型破壊）した試験体はほとんど存在しない（図 1-1）。

一方、接合部せん断力に関する規定を満足し梁主筋が降伏すれば梁はその曲げ強度を発揮していると考えられてきた。既往の実験における試験体のデータベースについて、接合部せん断余裕度と実験における最大層せん断力の梁曲げ終局強度時層せん断力計算値に対する比をプロットすると（図 1-2）、梁主筋の降伏前に接合部破壊した（J型破壊）試験体のほとんどは接合部せん断余裕度1以下にプロットされており、梁主筋降伏前に接合部が破壊して梁曲げ強度を発揮できないケースはこの接合部せん断余裕度を指標に防止できることもわかる。しかし、接合部せん断余裕度1以上に分布する試験体のうち50%程度は梁主筋降伏後の接合部破壊（BJ型）で柱梁接合部の損傷が大きかったと報告されており、さらに、接合部せん断余裕度1以上の試験体のうち15%程度の試験体では梁曲げ終局強度時の層せん断力計算値に達していない。すなわち、接合部せん断余裕度1以上であるので実際に設計される条件を満たしているにもかかわらず、設計で期待される架構の強度が発揮されない場合がかなりあることを示している。

このような柱梁接合部のせん断強度の余裕度によらず柱梁接合部に損傷が集中し、梁曲げ降伏ヒンジが形成されず架構の耐力が発揮されない現象は、近年、塩原によって指摘され、理論的に説明されている[1.3][1.4][1.5]。塩原は、柱梁接合部を含む架構の耐力の低下は接合部パネル内のせん断抵抗機構の劣化によるものではなく、

柱梁接合部内で梁および柱の主筋が降伏し柱梁接合部に作用するモーメントに対する抵抗機構が終局状態に達して柱梁接合部に生じた斜めひび割れが拡大して接合部の変形と破壊が進行するとした。このような柱梁接合部の破壊は柱曲げ強度と梁曲げ強度の比（柱梁強度比）が 1.0 から 2.0 の場合に広く生じる現象であり、柱梁接合部部分架構の実験によっても実証され、柱梁強度比が 0.8～1.5 程度の範囲では梁（もしくは柱）主筋が降伏しているにも関わらず梁（柱）の曲げ強度の計算値より低い強度しか発揮されず、柱梁強度比がちょうど 1.0 の場合には梁曲げ強度の計算値の 70%から 85%程度の強度しか発揮されないことが確認されている[1.6][1.7][1.8]。

このように柱梁接合部では梁および柱の主筋の降伏によりコンクリートの圧壊が顕著に生じなくてもひび割れの拡大により剛性が著しく低下し、変形が増大しても外力に対する抵抗が増加しない接合部降伏とも呼ぶべき現象が生じる。そして、この接合部降伏が生じると架構の履歴特性は梁曲げ降伏型のエネルギー吸収能に富んだ紡錘型の履歴とは異なり、スリップ性状の強いエネルギー吸収能に乏しいものとなる。さらに、剛性が低下するだけでなく、柱梁接合部の斜めひび割れの拡大や圧壊が生じて塑性化が著しく進むと柱梁接合部の変形は一樣なせん断変形とはいえなくなる[1.9]。そのため、このような接合部破壊がある層の上下で同時に生じると柱の上下に降伏ヒンジが生じた場合と同様に骨組が不安定になり層崩壊が生じてしまう。柱梁接合部をコンクリート、鉄筋および付着を表わす 1 軸パネのみで構成した柱梁接合部のマクロエレメントを用いた無限均等ラーメンの地震応答解析でも、入力地震動を徐々に大きくして骨組が崩壊するまで地震応答解析を行うと柱梁強度比が小さく 1 に近いほど特定の層に変形が集中し、層間変形角が急増する地震動の大きさは小さく、また骨組が崩壊する地震動のレベルも小さくなることが明らかになっている[1.10]。

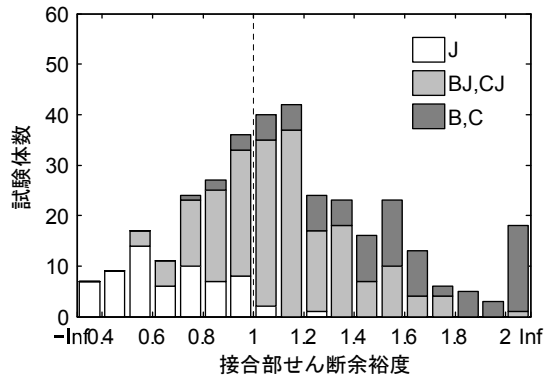
等価線形化法をはじめとする地震時の架構の応答を推定し応答に対して架構の状態を検証する性能評価型の設計では、架構の変形と水平力の関係を定めることが必要となる。また、地震時の応答の推定には架構の減衰性能の評価も必要となる。

従来は保証設計で接合部せん断力のチェックを行い、その上で接合部パネルを剛域もしくはせん断パネルでモデル化して骨組の解析を行っているが、ここまで述べてきたように柱梁強度比が 1 から 2 程度の範囲では接合部降伏が広く生じ、架構の保有水平耐力、履歴エネルギー吸収能を危険側に評価する恐れがある。これを防ぐためには保証設計で接合部せん断力についての確認するだけで不十分である。接合部降伏は柱と梁の曲げ強度が近いと生じる現象であるから、従来の骨組のモデル化手法をそのまま用いるためには例えば保証設計により柱梁強度比の確保などにより接合部降伏が生じないようにする設計法も考えられる。しかし、この方法では柱の曲げ強度を大きくとらなければならなくなる。しかし、柱梁強度比を確保する以外にも耐震壁など他の要素と組み合わせる方法で架構の耐震性能を確保する方法もありえるなど、柱梁強度比を確保することで接合部降伏を防止する方法は架構の耐震安全性の確保の点からは必ずしも合理的ではない。

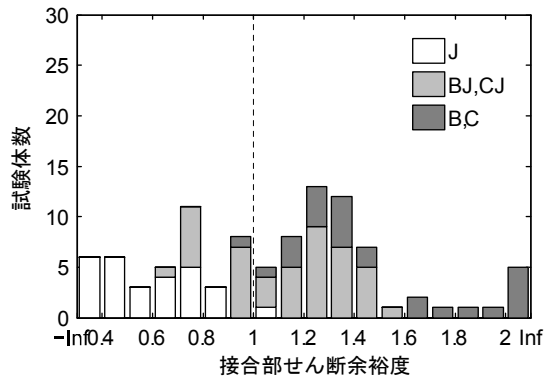
一方、柱梁接合部は破壊が生じても急激な耐力低下はなく、梁・柱・耐震壁のせん断破壊のような脆性的な破壊ではない。そのため、柱梁接合部の地震時の性能を適切に評価し、架構の耐力、変形性能、減衰性能を精確に評価することが可能であれば、設計において接合部破壊を排除する必要はないと考えられる。そのためには、柱梁接合部も 1 つの部材としてみなし、復元力特性を設定し、外力と変形における等価粘性減衰の評価が必要となる。

以上を踏まえ、本論文では、まず接合部降伏する場合の柱梁接合部の終局強度の理論的な算定方法を構築する。ここで、柱梁接合部の外力に対する抵抗機構および変形機構は塩原の提案する 9 自由度モデル[1.3]を基礎としている。塩原は対称性を仮定し 3 自由度に縮約した十字形柱梁接合部の終局モーメントの算定式を示しているが、本論文の算定方法はこのモデルを対称性の仮定を除いて拡張し、さらにト形およびL形柱梁接合部についても検討する。

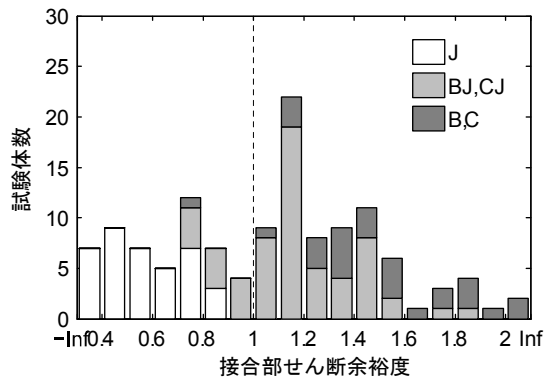
さらに、そこでの検討を踏まえ、実務において必要な柱梁接合部の性能評価に必要な、復元力特性、等価粘性減衰定数の設定方法、および、これらを用いた柱梁接合部のモデル化では考慮していない破壊形式を防止するための保証設計に必要な項目について、その方法を提案することを最終的な本論文の目的とする。



(a) 十字形接合部

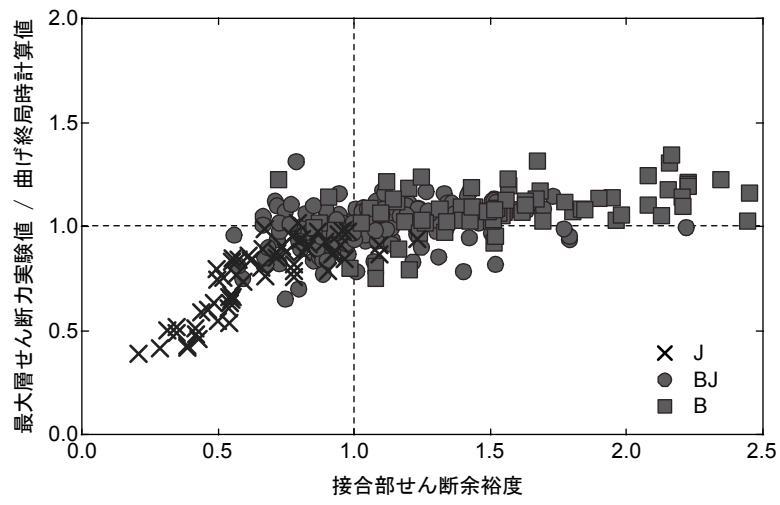


(b) ト形接合部（折り曲げ定着）

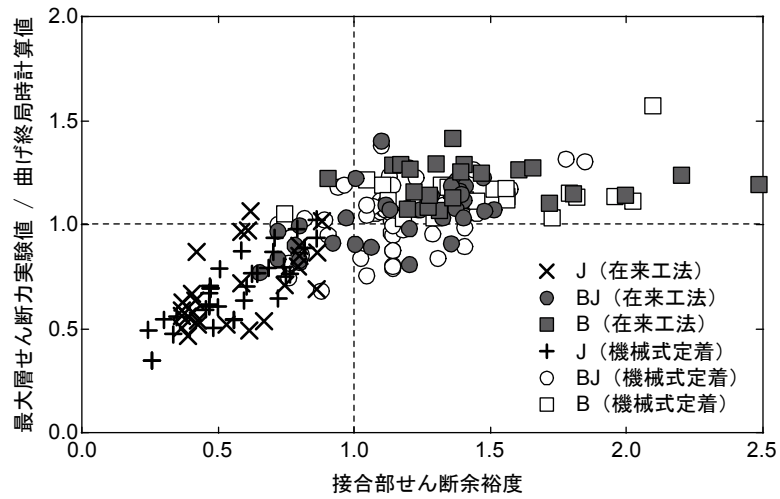


(b) ト形接合部（機械式定着）

図 1-1 既往の実験データベースにおける接合部せん断余裕度と破壊形式



(a) 十字形接合部



(b) ト形接合部

図 1-2 接合部せん断余裕度と最大耐力の関係

1.2 本論の構成

本論文の構成は以下の通りである。

第1章 序論

本研究の背景と目的について述べる。

第2章 既往の研究

鉄筋コンクリート造柱梁接合部の耐力機構および復元力特性の設定方法に関する既往の研究について述べ、さらに現在の耐震設計における柱梁接合部に関する規定について述べる。

第3章 十字形柱梁接合部の終局モーメント

第4章 ト形柱梁接合部の終局モーメント

第5章 L形柱梁接合部の終局モーメント

それぞれ、十字形、ト形、L形柱梁接合部について、理論的な終局モーメントの算定方法について述べる。また、実験結果との比較により、構築した算定方法が柱梁接合部の終局強度に対する影響因子の効果を反映できるかの確認を行い、適用性を検討する。

第6章 柱梁接合部の性能評価式

柱梁接合部の復元力特性の設定方法、等価粘性減衰定数の算定方法および保証設計における主筋降伏前の接合部破壊の防止方法について述べる。復元力特性は柱梁接合部に作用するモーメントと接合部パネルのフェースの回転角の関係で表し、骨格曲線上の特性点は斜めひび割れ点、降伏点、最大耐力点とする。評価式の精度は、部分架構の実験結果との比較および既往の実験データベースを用いて検討する。

第7章 結論

本論文のまとめおよび今後の課題について述べる。

付録

A1 柱と梁の強度が近い柱梁接合部部分架構の水平加力実験

筆者らが行った柱と梁の強度が近い十字形、ト形、L形接合部部分架構の水平加力実験の概要を示す。

A2 既往の実験データベース

文献調査により収集した、既往の柱梁接合部部分架構の実験における試験体データベースの概要について示す。

引用文献

- [1.1] 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
- [1.2] 寺岡勝, 狩野芳一, 小林勝巳: 鉄筋コンクリート造内部柱・梁接合部のせん断強度に関する調査及び検討—普通コンクリートを用い, 直交梁のない場合—, 構造工学論文集, Vol.37B, pp. 365-378, 1991.3
- [1.3] 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
- [1.4] 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
- [1.5] 塩原等: 鉄筋コンクリート柱梁接合部: 梁曲げ降伏型接合部の耐震設計, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 74, No. 640, pp. 1145-1154, 2009.6
- [1.6] 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, Vol. 75, No. 656, pp. 1873-1882, 2010.10
- [1.7] 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
- [1.8] 楠原文雄, 焦博文, 塩原等, 田尻清太郎, 壁谷澤寿一, 福山洋: 鉄筋コンクリート造 L 形柱梁接合部の耐震性能に及ぼす柱梁曲げ強度比の影響に関する実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp. 485-486, 2012.9
- [1.9] 楠原文雄, 塩原等: 多軸複合応力を受ける鉄筋コンクリート造柱梁接合部の復元力特性と損傷特性, コンクリート工学年次論文報告集, 第 29 巻, pp.235-240, 2006.7
- [1.10] 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

2. 既往の研究

2.1 柱梁接合部のせん断抵抗機構に関する研究

(1) Pulay らの研究[2.1]

柱梁接合部に作用するせん断力を接合部内で伝達抵抗機構として、コンクリートストラット機構とトラス機構の組み合わせによる抵抗機構を提案している。コンクリートストラット機構は接合部パネルの圧縮側のコーナーを結ぶコンクリートの圧縮束であり、トラス機構は水平および鉛直の補強筋と主筋により構成される。

そして、梁端部にヒンジが形成されるとストラット機構による伝達割合が低下し、水平せん断力の大半はトラス機構により伝達されるようになるとしている。この考えに基づいて 1982 年版の NZ 規準では柱梁接合部に作用するせん断力はすべて接合部内の補強筋で処理しなければならないとされている。

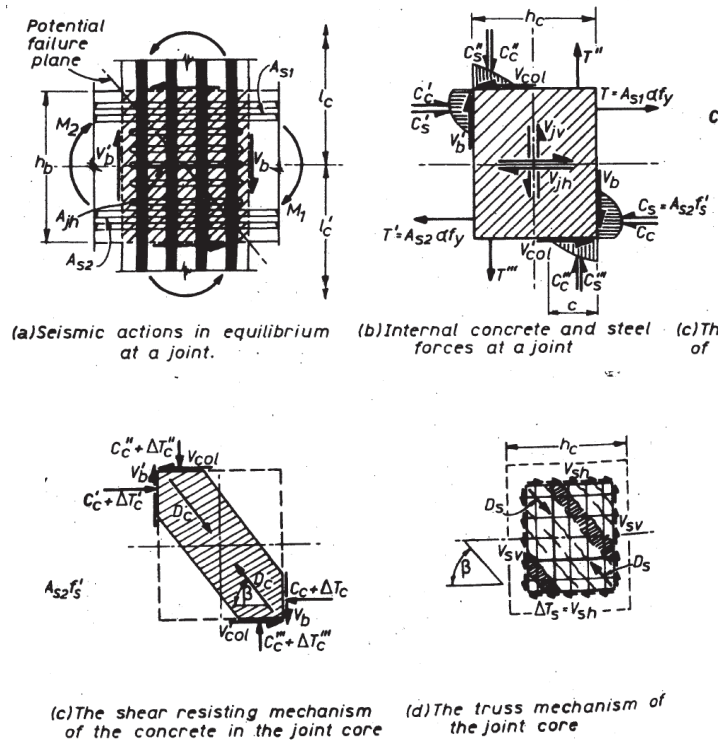


図 2-1 柱梁接合部のせん断抵抗機構による応力[2.1]

(2) 市之瀬による研究[2.2][2.3]

Paulay らの理論の軸力の影響を考慮することができない、梁の上下の主筋量が異なる場合の影響を考慮することができない、トラス機構の角度を任意にとることができないため水平および鉛直の補強筋量を別々に算定する必要があるといった問題点を克服するため、(i)トラス機構、(ii)準ストラット機構 a (上端筋の付着力のみを負担するストラット機構)、(iii)準ストラット機構 b (上端筋および下端筋の付着力のみを負担するストラット機構) より構成される柱梁接合部のせん断抵抗機構を提案している。そして、力の釣り合いから、付着が良好でコンクリートの圧縮強度が無限に大きいという条件下で必要な柱梁接合部の横補強筋量の算定式を提案している。[2.2]

さらに、市之瀬は抵抗機構を9つまで増やすことにより付着が不十分な場合も含むせん断抵抗機構を提案している。[2.3]

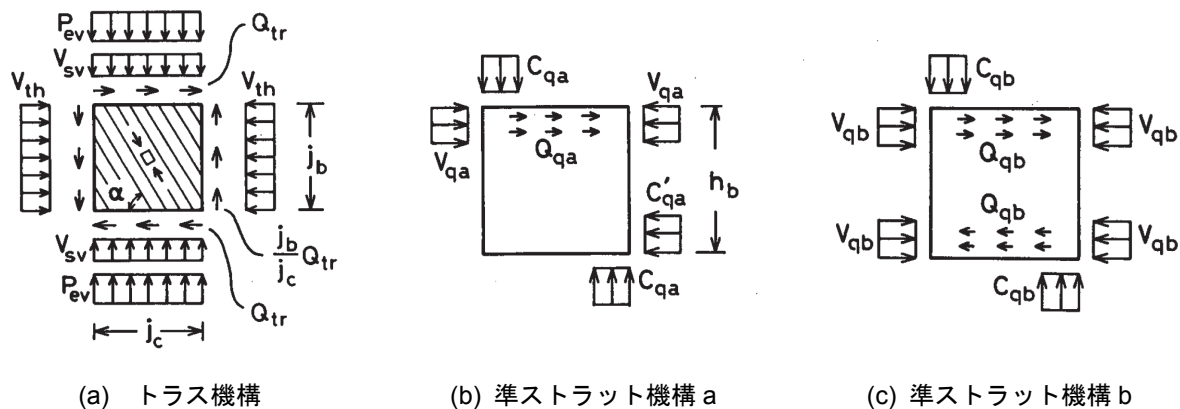


図 2-2 接合部のせん断抵抗機構[2.2]

(3) 藤井らによる研究[2.4][2.5]

対象を外部柱梁接合部に限定して耐荷機構を提案し、接合部まわりの応力条件、配筋を与えることにより接合部に形成される抵抗機構を解析に求める方法を示している。ここで、接合部のせん断抵抗機構は、(i) コンクリート束機構、(ii) 一様トラス機構、(iii) 束・扇型トラス合成機構からなるものとしている。[2.4]

さらに、藤井らはこのモデルを内部接合部の場合に拡張した簡易な解析法を提案した。内部柱接合部では6種類の基本的なせん断抵抗機構を用い、各機構の構成力と梁、柱から作用する外力の釣り合い式から接合部に形成される抵抗機構を同定している。[2.5]

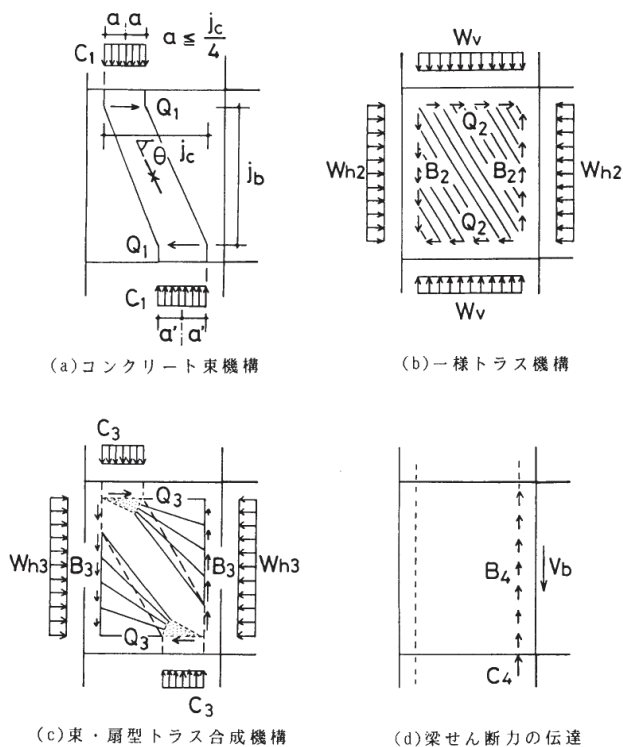


図 2-3 せん断抵抗機構モデル[2.4]

2.2 L形接合部の曲げ耐力機構に着目した研究

(1) 青田らによる研究[2.6]

開く方向の加力では、梁あるいは柱の主筋が降伏していても実験における最大耐力は梁曲げ終局時の計算値に比べて小さい場合があることを指摘し、この現象に対して、接合部パネル内に生じるコンクリートの圧縮束の圧縮力と釣り合う梁・柱の主筋の引張力によるモーメントを考え、入隅部で交わる梁・柱の主筋から圧縮束までの斜め方向の距離を有効せいとした曲げ強度式を提案している。

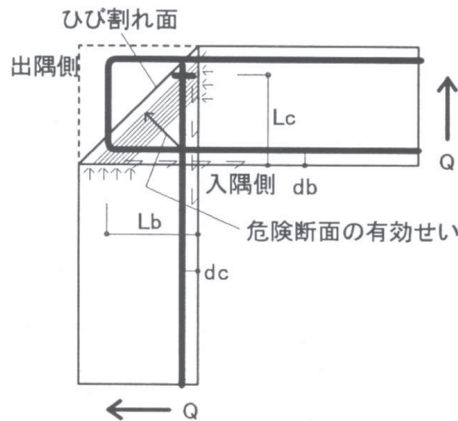


図 2-4 開く方向の载荷における接合部の抵抗機構[2.6]

(2) 崔らによる研究[2.7]

崔らは自ら実施した実験結果に基づき、L字形接合部の耐力機構には、ストラット機構とトラス機構からなるせん断耐力機構のほか、曲げ耐力機構も存在することを指摘している。開く方向においては梁端部に生じるコンクリートの圧縮力が主として柱主筋の定着端の高さ付近に生じるとして梁端における曲げ強度を求める方法を示している。そして、接合部の曲げ強度は閉じる方向の加力では梁上端主筋の定着強度の影響が大きく、開く方向の加力では接合部横補強筋と梁および柱主筋の定着長さの影響を受けることを明らかにした。

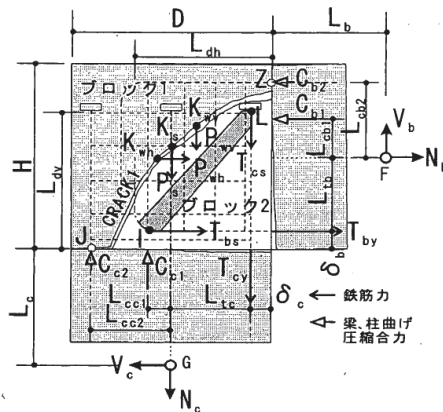


図 2-5 梁、柱曲げ圧縮力に対する抵抗機構モデル[2.7]

2.3 塩原による一連の研究

(1) 柱梁接合部の破壊に関する指摘[2.8][2.9]など

柱梁接合部の破壊とは、接合部パネルのコンクリートの圧壊が生じせん断力に対する抵抗機構が健全であっても、柱梁接合部内での主筋の引張降伏や主筋の弾性変形の増大によって接合部パネルの斜めひび割れの拡大して柱梁接合部の変形が増大する現象であると指摘した。

さらに、接合部パネルを斜めひび割れで分割した4つの領域に分割し、それぞれのセグメント上の力の釣り合いと材料の降伏条件を用いることで外力と内部応力の関係を導き、十字形接合部の終局強度と破壊モードの推定ができることを示した。

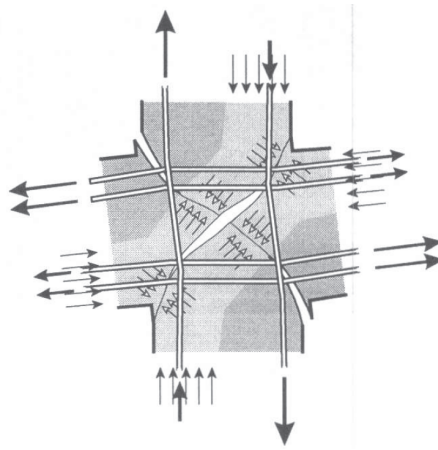


図 2-6 接合部の変形機構[2.8]

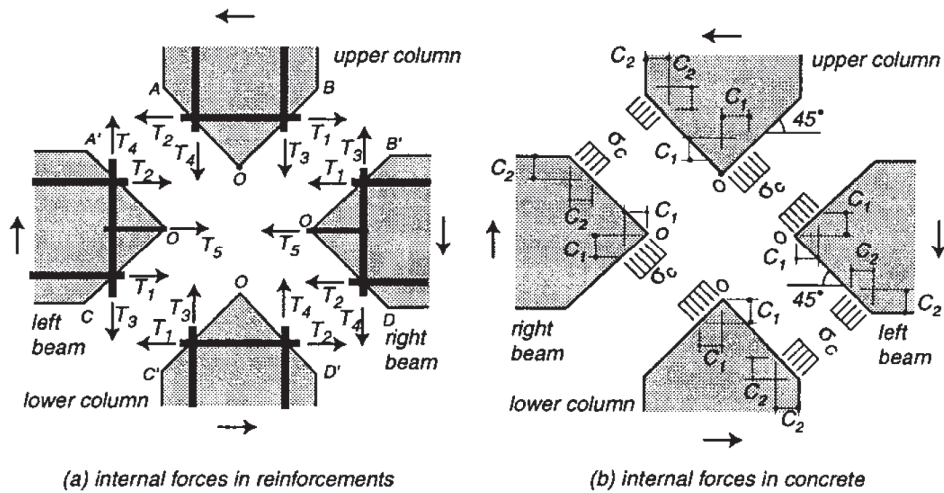


図 2-7 柱梁接合部パネルに生じている内力[2.9]

(2) 数値モデルを用いた解析的研究[2.10]など

前述のモデルをもとに、主筋の付着性状等の条件も導入し、柱梁接合部の終局強度および破壊モードに与えるコンクリート強度、せん断補強筋量、柱軸力比などの影響を定量的に検討した[2.11]。

さらに、十字形接合部の実験の観察に基づいて提案されたモデルをト形接合部[2.12]、L形接合部[2.13]にも拡張し、十字形接合部の場合と同様に終局強度や破壊モードの推定が可能であることを示した。ト形接合部、

L形接合部についても柱梁接合部に関する諸元が終局強度や破壊モードに与える影響を定量的に検討している。これらの一連の研究では力の釣り合いと材料の破壊条件から導かれた支配方程式は高次であったため、数値解析により解を得ている。

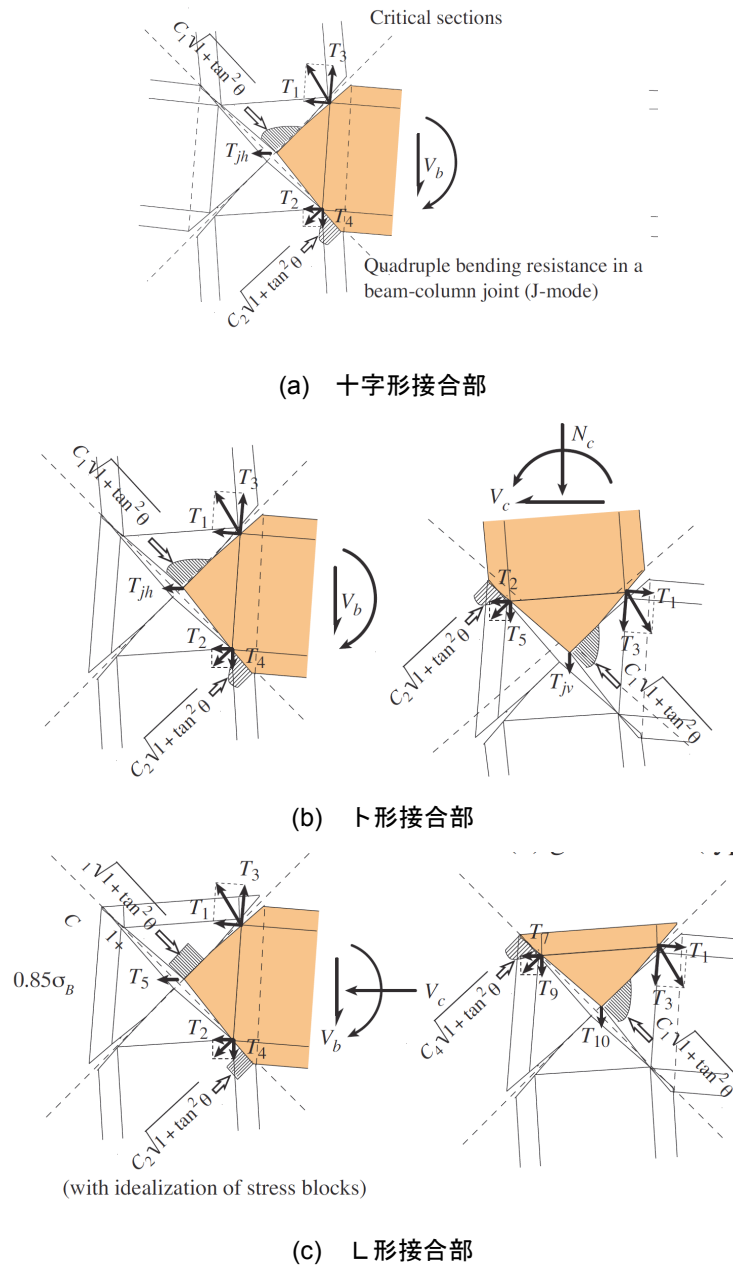


図 2-8 柱梁接合部のモーメントに対する抵抗機構と変形[2.10]

(3) 柱梁接合部の破壊に対する新しい概念の提唱[2.14] [2.15] [2.16]

柱梁接合部を斜めひび割れにより分割される 4 つのフリーボディからなり、相対的に 9 つの自由度をもつ 9 自由度モデルを提案した。このモデルを用いて斜めひび割れ発生前および発生後のコンクリートの応力と鉄筋の応力の状態を説明している。

9 自由度モデルに基づき接合部内の応力分布から、柱主筋と梁主筋が降伏し、かつ、接合部中央に形成され

るコンクリートの圧縮束のひずみ度がコンクリートの圧壊時のひずみに達する状態を柱梁接合部の終局状態を定義し、このときの節点モーメントを柱梁接合部の終局モーメントと定義している。そして、力の釣り合いから柱の曲げ強度と梁の曲げ強度が等しく、接合部横補強筋のないもっとも単純な十字形柱梁接合部の終局モーメントを直接与える代数式を導いた。そして、この柱梁接合部の終局モーメントは梁断面が曲げ終局モーメントに達するときの節点モーメントに比べて常に小さいことを明らかにした。

さらに、梁曲げ降伏型の柱梁接合部においては、梁の主筋降伏後には接合部の変形の増大につれて接合部内で斜めひび割れが発生し、それに伴って柱主筋には付加引張力が生じ、柱主筋も降伏に至り終局モーメントに達すると仮定し、梁曲げ強度と柱曲げ強度が等しくない場合の終局モーメントを表す代数式を導いている。この代数式から柱梁強度比（梁と柱の曲げ終局時の節点モーメントの比）および接合部に作用する圧縮軸力、横補強筋による受動的な拘束力などが柱梁接合部の終局モーメントの増大に及ぼす効果を定量的に明らかにした。

また、主筋量を増していくと、コンクリートの主ひずみが接合部中央で圧壊するひずみに達すると同時に柱・梁主筋が降伏に達する現象が生じるとし、これを柱梁接合部の釣合破壊と定義している。対称な外力が作用する柱梁接合部に対して釣合破壊時のモーメントを表す式を導いた。さらに、釣合破壊が生じるときの柱・梁の主筋量を限界補強量と定義し、限界補強量を表す式を導いた。

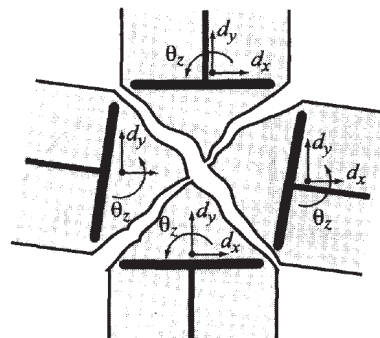


図 2-9 柱梁接合部の9自由度モデル[2.14]

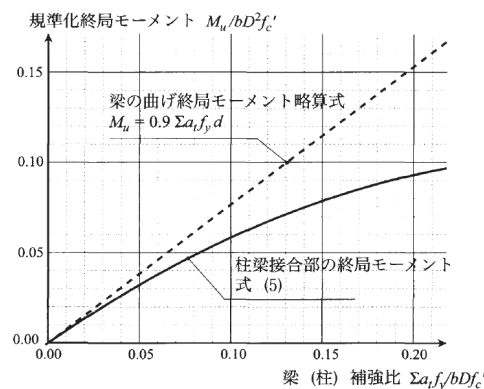


図 2-10 柱梁接合部の終局モーメントと梁曲げ終局時の節点モーメントの関係の例[2.14]

2.4 柱梁接合部の復元力特性のモデル化に関する研究

(1) 北山による研究[2.17]

接合部パネルのせん断変形角とせん断応力度の関係の包絡線を斜めひび割れ発生とせん断強度到達とによって剛性が急変する折れ線で構成したモデルを提案している。梁降伏型の骨組みを想定し、接合部のせん断強度が不明であっても梁降伏により接合部入力せん断力が一定になることを前提として、既往の実験結果を用いて初期剛性と斜めひび割れ強度およびひび割れ発生後の第2剛性を求め、包絡線のモデル化を行っている。ひび割れ強度は主応力式によって定め、初期剛性はコンクリートのせん断弾性剛性によって定めている。第2剛性は実験結果よりコンクリート圧縮強度、接合部横補強筋、柱中段筋、柱軸力等の影響を表す係数を定め定式化している。

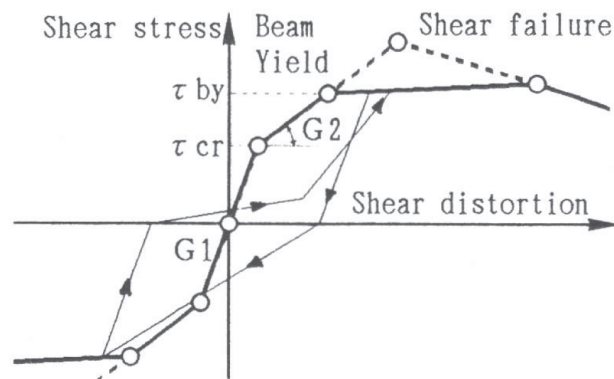


図 2-11 せん断変形角-応力度関係のモデル[2.17]

(2) 佐々木らによる研究[2.18] [2.19]

接合部パネルの終局強度に至るまでの接合部せん断力-せん断変形角関係の包絡線をトリリニア型にモデル化している。モデルの折れ点は①せん断ひび割れ発生点、②せん断圧縮破壊発生点、③せん断強度点としている。そして、梁主筋の降伏が先行する場合は、基本的にはこのモデルに従い接合部せん断力が上昇するが、梁曲げ降伏により荷重は増大せず、変形のみ進むものとしている。そして、折れ点の評価式について、自らが行った多数の試験体の実験結果を基に適合性が高いことを示している。[2.18]

さらに、最大耐力以降の包絡線の定式化、繰り返し载荷による耐力低下および除荷時の変位の評価式を提案し、実験結果を用いた精度の検証を行った。[2.19]

また、復元力特性のモデル化に併せ、せん断変形角とひび割れ幅、コンクリートの圧壊等の接合部パネルの損傷状況の関係式を実験式の整理から導き、これらをもとに柱梁接合部の損傷評価方法を提案している。[2.19]

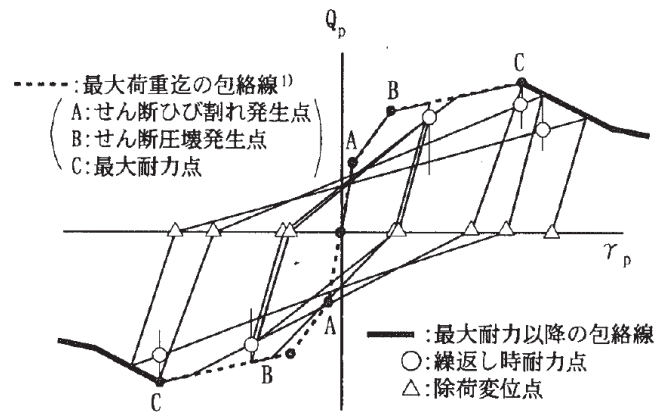


図 2-12 接合部パネルの復元力モデル[2.19]

2.5 耐震設計における柱梁接合部に関する規定

2.5.1 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[2.20]

全体降伏型を基本とする降伏機構を想定した骨組で、機構保証設計の一環として終局限界状態に対して柱梁接合部の破壊を防止するための規定が設けられている。

(1) 設計目標

柱梁接合部は、骨組が降伏機構を形成して終局限界変形に至るまで破壊しないように設計する。さらに、繰返し荷重によって顕著な剛性低下やスリップ性状を生じないように設計する。

(2) せん断力に対する設計

柱梁接合部のせん断力に対する設計では、せん断信頼強度 V_{ju} が終局限界状態設計用せん断力 V_j を上回るように設計する。せん断信頼強度 V_{ju} は次式により算定する。この式は実験結果を回帰して得られた実験式である。

$$V_{ju} = \kappa \phi F_j b_j D_j \quad (2-1)$$

ここで、

κ : 柱梁接合部の形状による係数 ($\kappa=1.0$: 十字形柱梁接合部, $\kappa=0.7$: ト形および T 形柱梁接合部, $\kappa=0.4$: L 形および Γ 形柱梁接合部), ϕ : 直交梁の有無による補正係数 ($\phi=1.0$: 両面直交梁付き柱梁接合部, $\phi=0.85$: 上記以外の柱梁接合部), F_j : 柱梁接合部のせん断強度の基準値 = $0.8\sigma_B^{0.7}$ (N/mm²), σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²), b_j : 柱梁接合部の有効幅 (mm) $b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2}$, b_b : 梁幅, b_{a1} : $b_1/2$ 又は $D_j/4$ の小さい方の数値 (mm), b_{a2} : $b_2/2$ 又は $D_j/4$ の小さい方の数値 (mm), b_1, b_2 : 梁両側面から梁に平行する柱側面までの長さ (mm), D : 柱せい, 又は 90 度折曲げ筋水平投影長さ (mm)

また、設計用せん断力は図 2-13 の記号を用いて次式で表される。

$$V_j = T + C_s' + C_c' - V_c = T + T' - V_c \quad (2-2)$$

ここで、ト形柱梁接合部では $C_s' + C_c' = T' = 0$ とする。

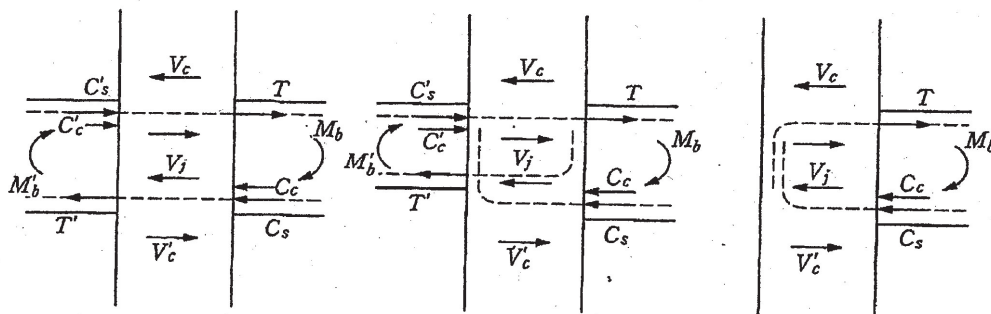


図 2-13 接合部のせん断力[2.20]

(3) 梁降伏後の接合部せん断破壊の防止

柱梁接合部は、梁降伏後のせん断破壊を防止するために、梁端部降伏ヒンジに要求される変形性能に応じて、適切なせん断余裕度を確保する。

解説では、梁降伏後のせん断破壊を防止するために必要なせん断余裕度は、架構に要求される塑性率 μ から次式により算定できるとされている。

$$\alpha = \{2.4 + \mu / (0.4 p_{jw} + 0.88)\} / 4.6 \geq 1 \quad (2-3)$$

ここで、

α ：せん断余裕度， μ ：塑性率， p_{jw} ：接合部横補強筋比

(4) 梁および柱の通し配筋

柱梁接合部両端に、降伏ヒンジを計画する梁または柱の主筋を接合部内に通し配筋する場合、接合部内の設計用付着応力度が付着強度を超えないようにする。

設計用付着応力度は次式による。

$$\tau_j = \frac{(1 + \gamma) \sigma_{yu} \cdot d_b}{4D} \quad (2-4)$$

ここで、

γ ：複筋比で1以下とする， σ_{yu} ：主筋の上限強度算定用強度， d_b ：主筋径， D ：梁主筋の付着検討の際には柱せい，柱主筋の付着検討の際には梁せい

柱および梁の主筋の柱梁接合部内での付着強度は次式による。

$$\tau_u = 0.7 \left(1 + \frac{\sigma_0}{\sigma_B} \right) \sigma_B^{2/3} \quad (2-5)$$

ここで、

σ_B ：コンクリートの圧縮強度， σ_0 ：柱の圧縮軸応力度で柱主筋の付着強度の場合には0とする

なお、接合部内である程度の付着劣化を許容する以下に示す緩和規定が設けられており、この緩和措置を講じた場合は、部材せいと主筋径の関係を満足することを確認することとしている。

$$1.25 \tau_u \geq \tau_j \quad (2-6)$$

ただし、

$$\frac{d_b}{D} \leq \frac{\mu_i \cdot \sigma_B^{2/3}}{\sigma_{yu}} \quad (2-7)$$

(5) 横補強筋

接合部の横補強筋比 p_{jw} は 0.003 以上とする。ただし、 p_{jw} は次式で定義する。

$$p_{jw} = \sum A_{jw} / (b_c \cdot j) \quad (2-8)$$

ここで、

b_c : 柱幅, j : 梁の上下の主筋の重心間距離, $\sum A_{jw}$: この区間の横補強筋断面積の総和

(6) 主筋の抜け出し量の定量化

柱梁接合部に通し配筋される主筋の、危険断面における負担力と、抜け出し量との関係を適切に定める。

解説では、柱・梁部材の変形を材端ばねモデルによって表現する際に、柱梁接合部からの通し主筋の抜け出しによる回転を付加するための鉄筋の負担力と抜け出し量の関係の定量化の一例が示されている。

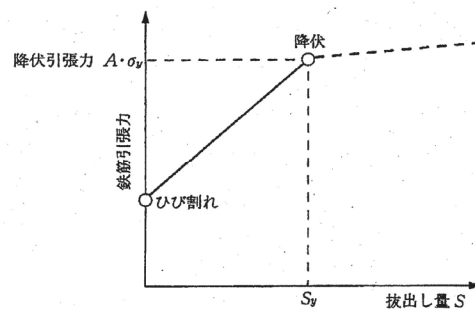


図 2-14 鉄筋の引張力－抜け出し量関係[2.20]

(7) 接合部の復元力特性

柱梁接合部のせん断応力度－せん断変形角関係を、適切にモデル化する。

柱梁接合部はせん断ばねで表すことが望ましいとし、せん断ばねの復元力特性の一例として図 2-15 に示すトリニアモデルが示されている。せん断破壊後の耐力低下域の剛性は与えられていない。

斜めせん断ひび割れ強度

柱梁接合部の斜めひび割れの発生は、主応力度がコンクリートの引張強度に達した時と考え、次式により算定する。なお、接合部のせん断抵抗断面積はせん断力に対する設計時と同一とする。

$$\tau_{cr} = \sqrt{\sigma_0 \cdot f_t + f_t^2} \quad (2-9)$$

ここで、

τ_{cr} : 斜めせん断ひび割れ発生時のせん断応力度, σ_0 : 柱軸応力度, f_t : コンクリートの引張強度で $0.47\sqrt{\sigma_B}$ (σ_B : コンクリートの圧縮強度) としてよい。

初期剛性

$$G_1 = \frac{E_c}{2(1+\nu)} \quad (2-10)$$

ここで,

G_1 : 初期剛性, E_c : コンクリートの弾性剛性, ν : コンクリートのポアソン比で $4 \times 10^{-5} \sigma_B + 0.169$ としてよい

第2剛性

$$G_2 = G_{2i} \cdot K_0 \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \quad (2-11)$$

ここで,

G_2 : 第2剛性, G_{2i} : 基準となる第2剛性で $16260(\text{kgf/cm}^2)$ とする, K_0 : コンクリート強度を考慮する係数, K_1 : 接合部横補強筋を考慮する係数, K_2 : 柱中段筋を考慮する係数, K_3 : 柱軸応力度を考慮する係数

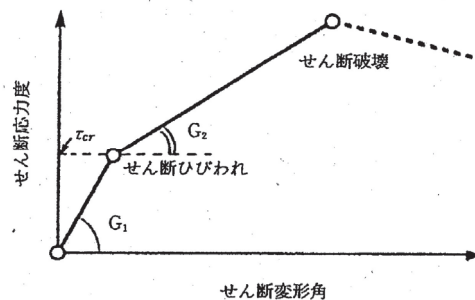


図 2-15 柱梁接合部のせん断応力度—せん断変形角の関係[2.20]

2.5.2 日本建築学会 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針 (案)・同解説[2.21]

柱梁接合部の性能評価法として, 復元力特性および各種限界状態の評価式が示されている。ただし, 接合部の横補強筋比は 0.3%以上とされている。

(1) 骨格曲線

せん断ひび割れ発生点, パネルコンクリートの圧壊開始点, 最大耐力点, 耐力低下点を結んだ4折れ線でモデル化する。

せん断ひび割れ発生点 (A 点)

主応力度式およびコンクリートのせん断弾性剛性を用いて評価する。

$${}_p\tau_{sc} = \sqrt{f_t^2 + f_t \cdot \sigma_0} \quad (2-12)$$

$${}_p\gamma_{sc} = {}_p\tau_{sc} / G_c \quad (2-13)$$

ここで、

f_t : コンクリートの引張強度で、 $0.4\sqrt{\sigma_B}$ (σ_B : コンクリートの圧縮強度), σ_0 : 柱軸応力度, G_c : コンクリートのせん断弾性剛性

パネルコンクリートの圧壊開始点 (B 点)

主応力度式およびコンクリートのせん断弾性剛性を用いて評価する。

$${}_p\tau_{fc} = 0.85 {}_p\tau_{juc} \quad (2-14)$$

$${}_p\gamma_{fc} = 0.4\% \quad (2-15)$$

ここで、

${}_p\tau_{ju}$: 最大耐力点のせん断応力度で次項による

最大耐力点 (C 点)

$${}_p\tau_{ju} = \frac{V_{ju}}{b_j D_j} = \kappa \phi F_j \quad (2-16)$$

$${}_p\gamma_u = 1.0\% \quad (2-17)$$

ここで、

κ : 柱梁接合部の形状による係数 ($\kappa=1.0$: 十字形柱梁接合部, $\kappa=0.7$: ト形および T 形柱梁接合部, $\kappa=0.4$: L 形および Γ 形柱梁接合部), ϕ : 直交梁の有無による補正係数 ($\phi=1.0$: 両面直交梁付き柱梁接合部, $\phi=0.85$: 上記以外の柱梁接合部), F_j : 柱梁接合部のせん断強度の基準値 = $0.8\sigma_B^{0.7}$ (N/mm²), σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²), b_j : 柱梁接合部の有効幅 (mm) $b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2}$, b_b : 梁幅, b_{a1} : $b_1/2$ 又は $D_j/4$ の小さいの数値 (mm), b_{a2} : $b_2/2$ 又は $D_j/4$ の小さい方の数値 (mm), b_1, b_2 : 梁両側面から梁に平行する柱側面までの長さ (mm), D : 柱せい, 又は 90 度折曲げ筋水平投影長さ (mm)

耐力低下点 (D 点)

最大耐力以降の挙動は、実験結果に基づく次式による。

$${}_p\tau_{jd} = 0.8 {}_p\tau_{ju} \quad (2-18)$$

$${}_p\gamma_{jd} = 2.0\% \quad (2-19)$$

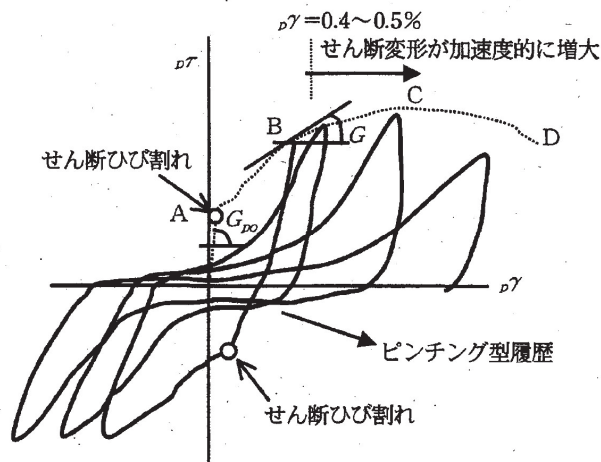


図 2-16 接合部のせん断応力度—せん断変形角曲線の模式図[2.21]

(2) 履歴特性

履歴特性は、履歴吸収エネルギー量を精度よく評価できるように原点指向型モデルなどでモデル化する。

(3) 各種限界状態の評価法

使用限界状態

使用限界状態における柱梁接合部パネルのせん断変形角は、以下に示す各状態に対応するせん断変形角のうち最小のもの以下とする。通常の場合、0.4%としてよい。

- (a) 残留ひび割れ幅の最大値が 0.2mm になるせん断変形角
- (b) かぶりコンクリートの圧壊がおこりはじめるせん断変形角
- (c) 接合部に隣接する梁または柱部材が降伏するときのせん断変形角

修復限界状態 I

修復限界状態 I における柱梁接合部パネルのせん断変形角は、以下に示す各状態に対応するせん断変形角のうち最小のもの以下とする。通常の場合、0.625%としてよい。

- (a) 残留ひび割れ幅の最大値が 0.5mm になるせん断変形角
- (b) かぶりコンクリートのはく落がおこりはじめるせん断変形角

修復限界状態 II

修復限界状態 II における柱梁接合部パネルのせん断変形角は、以下に示す各状態に対応するせん断変形角のうち最小のもの以下とする。通常の場合、1.0%としてよい。

- (a) 残留ひび割れ幅の最大値が 1.0mm になるせん断変形角
- (b) コアコンクリートが損傷をうけはじめるときのせん断変形角
- (c) 主筋が座屈しはじめるときのせん断変形角

安全限界状態

安全限界状態における柱梁接合部パネルのせん断変形角は、以下に示す各状態に対応するせん断変形角のうち

ち最小のもの以下とする。通常の場合、2.0%としてよい。

- (a) 設計せん断力と軸力を安定して維持できる限界のせん断変形角
- (b) 梁、柱主筋の端部定着破壊が生じるせん断変形角
- (c) 主筋が座屈しはじめるときのせん断変形角

2.5.3 American Concrete Institute Building Code Requirements for Structural Concrete(ACI318)[2.22]

(1) せん断終局強度

柱梁接合部のせん断強度は次式による。なお、設計用せん断力の算定にあたっては引張鉄筋の降伏強度は1.25倍する。

$$\begin{aligned}
 V_n &= 1.7\sqrt{f'_c}A_j \quad (\text{柱梁接合部の4面が拘束されている場合}) \\
 V_n &= 1.2\sqrt{f'_c}A_j \quad (\text{柱梁接合部の2面または3面が拘束されている場合}) \\
 V_n &= 1.0\sqrt{f'_c}A_j \quad (\text{上記以外})
 \end{aligned}
 \tag{2-20}$$

ここで、

f'_c : コンクリートの圧縮強度, A_j : 接合部の有効断面積

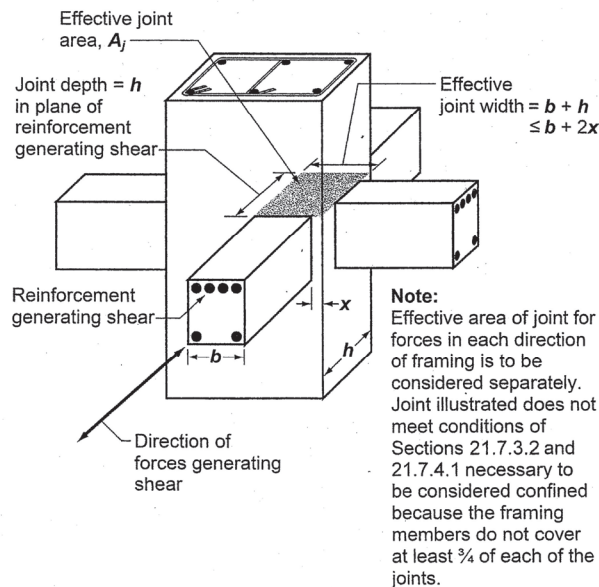


図 2-17 柱梁接合部の有効断面積[2.22]

(2) 接合部横補強筋

柱梁接合部内の横補強筋の断面積は次式のいずれも下回ってはならない。

$$\begin{aligned}
 A_{sh} &= 0.3(s_b f'_c / f_{yt}) [(A_g / A_{ch}) - 1] \\
 A_{sh} &= 0.09s_b f'_c / f_{yt}
 \end{aligned}
 \tag{2-21}$$

ここで、

s : 梁の主筋間距離, b_c : 横補強筋の柱幅方向の中心間距離, f'_c : コンクリートの圧縮強度, f_{yh} : 横補強筋の降伏強度, A_g : 柱の断面積, A_{ch} : 横補強筋で囲まれたコアコンクリートの断面積

2.5.4 Standards New Zealand[2.23]

(1) 接合部の水平せん断応力度

$$v_{jh} = \frac{V_{jh}}{b_j h_c} \leq 0.20 f'_c \quad (2-22)$$

ただし、

$$b_j = b_c \quad \text{もしくは} \quad b_j = b_w + 0.5h_c \quad \text{の小さいほう}$$

ここで、

v_{jh} : 接合部の水平せん断応力度, V_{jh} : 接合部の全せん断力, f'_c : コンクリートの圧縮強度, f_{yh} : 横補強筋の降伏強度, b_j : 接合部の有効幅, h_c : 柱せい, b_c : 柱幅, b_w : 梁幅

(2) 接合部の横補強筋

接合部の横補強筋の断面積は次式に定める値以上とする。また、 $0.4V_{jh}/f_{yh}$ を下回ってはならない。また、下式では $0.8 \leq 6v_{jh}/f'_c \leq 1.2$ とする。

内部柱梁接合部

$$A_{jh} = \frac{6v_{jh}}{f'_c} \alpha_i \frac{f_y}{f_{yh}} A_s^* \quad (2-23)$$

ただし、

$$\alpha_i = 1.4 \quad \text{もしくは} \quad \alpha_i = 1.4 - 1.6 \frac{C_j N^*}{f'_c A_g}, \quad C_j = \frac{V_{jh}}{V_{jx} + V_{jz}}$$

外部柱梁接合部

$$A_{jh} = \frac{6v_{jh}}{f'_c} \beta \left(0.7 - \frac{C_j N^*}{f'_c A_g} \right) \frac{f_y}{f_{yh}} A_s^* \quad (2-24)$$

ここで、

v_{jh} : 接合部の水平せん断応力度, f'_c : コンクリートの圧縮強度, f_y : 主筋の降伏強度, f_{yh} : 横補強筋の降伏強度, A_s^* : 梁上端主筋と下端主筋の断面積の大きいほう, N^* : 終局限界状態における最小の軸力, A_g : 柱の断面積, V_{jh} : 接合部の全せん断力, V_{jx} , V_{jz} : x方向およびz方向の水平せん断力

(3) 接合部の縦補強筋

柱中段筋および柱梁接合部内のあばら筋によって構成される接合部の縦補強筋の断面積は、次式に定める値以上とする。

$$A_{jv} = \alpha_v \frac{h_b}{h_c} A_{jh} \frac{f_{yh}}{f_{yv}} \quad (2-25)$$

ただし,

$$\alpha_v = \frac{0.7}{1 + N^*/f_c' A_g}$$

ここで,

h_b : 梁せい, h_c : 柱せい, f_{yh} : 横補強筋の降伏強度, f_{yv} : 縦補強筋の降伏強度

引用文献

- [2.1] By T. Paulay, R. Park, M. J. N. Priestley: Reinforced Concrete Beam-Column Joints Under Seismic Actions, *ACI J.*, No. 75, pp. 585–593, 1978
- [2.2] 市之瀬敏勝: 付着良好な梁降伏型 RC 内部接合部の必要せん断補強筋量, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 383, pp. 88–97, 1988.1
- [2.3] 市之瀬敏勝: 付着強度を考慮した梁降伏型 RC 内部接合部のせん断抵抗機構, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 400, pp. 59–69, 1989.6
- [2.4] 藤井栄, 森田司郎: 鉄筋コンクリート外部柱・梁接合部のせん断抵抗機構, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 398, pp. 61–71, 1989.4
- [2.5] 枅井哲也, 藤井栄, 森田司郎: 鉄筋コンクリート内部柱・梁接合部におけるせん断抵抗機構, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 14, No. 2, pp. 373–378, 1992.6
- [2.6] 青田晃治, 渡邊朋之, 成瀬忠, 森本敏幸: 最上階柱梁接合部におけるプレート定着工法に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 23, No. 3, pp. 391–396, 2001.6
- [2.7] 崔建宇, 藤井栄, 西山峰広, 渡邊忠夫: 建物最上層における L 字形接合部の耐力機構モデル, 日本建築学会構造系論文集, No. 567, pp. 101–109, 2003.5
- [2.8] 楠原文雄, 塩原等: 接合部破壊が先行する RC 柱はり接合部の接合部せん断力と接合部破壊の因果関係, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 19, No. 2, pp. 1005–1010, 1997.6
- [2.9] Hitoshi Shiohara: New Model for Shear Failure of RC Interior Beam-Column Connections, *J. Struct. Eng. ASCE*, Vol. 127, No. 2, pp. 152–160, 2001
- [2.10] Hitoshi Shiohara: Quadruple flexural resistance in R/C beam-column joints, Proc. of 13th World Conference on Earthquake Engineering, 2004
- [2.11] 楠原文雄, 塩原等: 曲げモーメント抵抗機構モデルによる RC 造十字型柱梁接合部の終局強度および破壊モードの解析, コンクリート工学年次論文集, Vol. 26, No. 2, pp. 487–492, 2004.6
- [2.12] Hitoshi Shiohara: New Model for Joint Shear Failure of R/C Exterior Beam-Column Joints, Proc. of 4th U.S.-Japan Workshop on Performance Based Earthquake Resistant Engineering for Reinforced Concrete Structures, 2003
- [2.13] 辛勇雨, 塩原等: 鉄筋コンクリート L 字型柱梁接合部のせん断終局強度の解析, 構造工学論文集, Vol. 50B, pp. 87–96, 2004
- [2.14] 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
- [2.15] 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
- [2.16] 塩原等: 鉄筋コンクリート柱梁接合部: 梁曲げ降伏型接合部の耐震設計, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 74, No. 640, pp. 1145–1154, 2009.6
- [2.17] 北山和宏: 鉄筋コンクリート柱・梁接合部の復元力特性に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 14, No. 2, pp. 431–436, 1992.6
- [2.18] 佐々木聡, 寺岡勝, 狩野芳一: RC 造内柱・梁接合部パネルのせん断力-せん断変形角関係, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 15, No. 2, pp. 571–576, 1993.6

- [2.19] 佐々木聡, 林和也, 寺岡勝, 高森直樹: 鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部のせん断挙動と損傷の評価: その1~3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp. 805-810, 2000.9
- [2.20] 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
- [2.21] 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針 (案)・同解説. 日本建築学会, 2004
- [2.22] American Concrete Institute: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-08) and Commentary. American Concrete Institute, 2008
- [2.23] Standards New Zealand: NZS3101. Standards New Zealand, 1995

3. 十字形接合部の終局モーメント

3.1 十字形接合部の破壊過程

接合部で破壊が生じた十字形柱梁接合部の水平加力実験（A1.1 参照）では、破壊過程はおおむね以下のよう
にまとめることができる。

すなわち、①接合部パネルの入隅部から斜めひび割れの発生、②入隅部から生じたひび割れが梁主筋、柱主筋に沿って伸展、③接合部パネル中央の対角線方向の斜めひび割れの発生、④接合部横補強筋の降伏、⑤梁主筋の降伏、⑥柱主筋の降伏、⑦接合部パネル中央のコンクリートの圧壊となる。梁、柱の主筋量が多い場合は⑤あるいは⑥の主筋降伏の過程を経ないで接合部パネルのコンクリートの圧壊が生じる。

塩原による 9 自由度モデル[3.1]はこのような損傷状況と、それにいたる変形機構に適合するように提案されており、柱、梁端からモーメントが作用する接合部では、柱および梁端と接する接合部の 4 つの辺が並進と回転の自由度を持って変形するとするものである。(図 3-2)

接合部には主として柱端および梁端の回転により変形が生じ、接合部パネルの中央では直交する対角方向のうち一方向では部材端同士は遠ざかり、他方では近づく。また、接合部パネルのコーナー付近のうち 2 箇所では部材端同士は遠ざかり、他の 2 箇所では部材端同士は近づく。その結果、部材端同士が遠ざかる方向では引張ひずみによりひび割れが生じる。一方、部材端同士が近づく方向では圧縮ひずみが生じることになる。その結果、ひび割れを横切る位置では鉄筋のひずみが増大し、やがて降伏する。また、コンクリートの圧縮力が大きくなれば圧壊が生じることになる。(図 3-3)

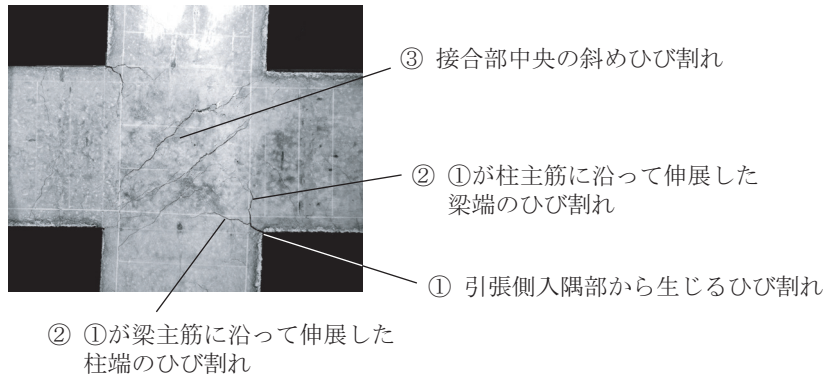


図 3-1 十字形接合部のひび割れ

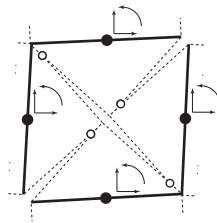


図 3-2 十字形接合部の自由度

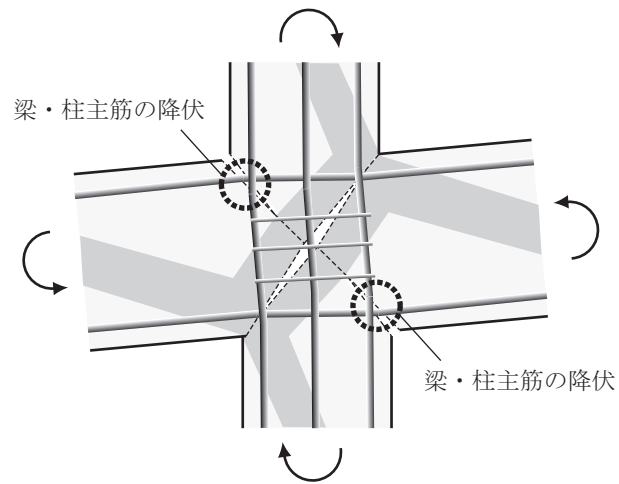


図 3-3 十字形接合部の終局時の変形

3.2 柱梁接合部のモーメントに対する抵抗機構

3.2.1 仮想断面に生じる応力

柱、梁端の変形により接合部内に生じるひずみに基づいて応力を仮定し、材料の塑性条件や力の釣合条件などを用いて接合部の耐震性能を規定する力学性状を求める。

上下・左右の直交する材軸についての外力、変形分布及び応力分布が対称な場合[3.1][3.2][3.3]と同様に接合部パネルの対角線を仮想断面とし、仮想断面により分割された4つのフリーボディを考える。ただし、簡単のため、上下の柱および左右の梁では作用する外力および変形分布、応力分布は材軸の交点に対してそれぞれ点対称とする。

前節で述べたような変形機構を想定すると、仮想断面を横切る鉄筋及びコンクリートの応力は図3-4のように分布していると考えられる。このとき、鉄筋は軸応力のみが生じるものとし、ダボ作用は無視する。また、仮想断面上においてもコンクリートは直応力下でのせん断力の伝達は可能とし、コンクリートの応力の向きは必ずしも仮想断面に直交しないものとする。さらに、分布するコンクリートの応力はその重心位置に合力として作用するものとする。また、コンクリートの引張応力は無視する。

仮想断面上の応力と外力の定義を図3-5に示す。接合部の横補強筋と柱中段筋は複数の鉄筋の応力をそれぞれの合力として材軸上に作用するものとして扱う。また、軸力は材軸上に作用するものとし、せん断力は接合部の中心（材軸の交点）に作用するものとする。

3.2.2 コンクリートの応力の大きさ

図3-5の対角線AD、BCを切断面とした場合の力の釣り合いより、接合部パネル中央のいわゆる斜めストラットのコンクリート応力 C_{1x} 、 C_{1y} および接合部パネル入隅部のコンクリート応力 C_{2x} 、 C_{2y} と鉄筋の応力には以下の関係が成り立つ。

$$\begin{aligned} C_{1x} &= T_b + (N_b + T_h)/2 - V_c/2 \\ C_{1y} &= T_c + (N_c + T_m)/2 - V_b/2 \\ C_{2x} &= T_{b2} + (N_b + T_h)/2 + V_c/2 \\ C_{2y} &= T_{c2} + (N_c + T_m)/2 + V_b/2 \end{aligned} \tag{3-1}$$

ここで、

C_{1x} 、 C_{1y} ：接合部中央のコンクリート応力の水平、鉛直成分、 C_{2x} 、 C_{2y} ：接合部入隅部のコンクリート応力の水平、鉛直成分、 T_b ：梁の引張主筋の応力、 T_{b2} ：梁の圧縮側主筋の応力、 T_c ：柱の引張主筋の応力、 T_{c2} ：柱の圧縮側主筋の応力、 T_h ：接合部横補強筋の応力、 T_m ：柱中段筋の応力、 N_b ：梁の軸力、 N_c ：柱の軸力、 V_b ：梁のせん断力、 V_c ：柱のせん断力

つまり、軸力およびせん断力が作用せず、接合部横補強筋および柱中段筋もない状態では、斜めストラットの応力の水平および鉛直成分はそれぞれ梁および柱の引張主筋の応力に等しく、入隅部の応力の水平および鉛直成分は圧縮鉄筋の応力に等しくなる。また、仮定した対称性から軸力およびせん断力による応力の増減は斜めストラットと入隅部に1/2ずつ分配されることになる。

3.2.3 コンクリートの応力の作用位置

仮想断面上のコンクリートの応力の分布は力の釣り合いと変形の適合条件を満足するように応力の大きさと変形状態によって変化し、合力の作用位置も変化する。しかし、ここでは以下の抵抗モーメントの算出にあたって簡単なように、圧縮ゾーンにおける圧縮力の分布形状はストレスブロックの考え方を準用する。すなわち、ストレスブロックの応力の幅は圧縮ゾーンの大きさの 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。

また、接合部入隅部近傍でのコンクリートの応力の流れを考えると、入隅部のコンクリート応力の水平成分は梁端のコンクリートの圧縮力と、鉛直成分は柱端のコンクリートの圧縮力と釣り合っている。このとき、梁幅が柱幅に対して小さい場合には梁端のコンクリートの圧縮力は奥行き方向に急激に広がることはできない。そこで、入隅部のコンクリート応力の奥行き方向の幅は梁幅と仮定する。

一方、接合部中央では奥行き方向に十分に広がることができるとし、コンクリート応力の奥行き方向の幅は柱幅とする。ただし、柱幅が梁幅に対して極端に大きい場合についてはなんらかの制限が必要であり、その大きさについての検討は今後の課題である。

以上の仮定からコンクリートの応力の作用位置を定めると、引張主筋の応力と接合部中央のコンクリートの圧縮応力、圧縮鉄筋の応力と接合部入隅部のコンクリートの圧縮応力のそれぞれの応力中心間距離は次式によって表すことができる。

$$\begin{aligned}
 j_{1x} &= \frac{g_b D_b}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{1x}}{b_c \beta_3 f_c} = \frac{1}{2} \left(g_b - \frac{T_b + (N_b + T_h)/2 - V_c/2}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right) D_b \\
 j_{1y} &= \frac{g_c D_c}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{1y}}{b_c \beta_3 f_c} = \frac{1}{2} \left(g_c - \frac{T_c + (N_c + T_m)/2 - V_b/2}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) D_c \\
 j_{2x} &= \frac{(1-g_b) D_b}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2x}}{b_b \beta_3 f_c} = \frac{1}{2} \left((1-g_b) - \frac{T_{b2} + (N_b + T_h)/2 + V_c/2}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right) D_b \\
 j_{2y} &= \frac{(1-g_c) D_c}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2y}}{b_b \beta_3 f_c} = \frac{1}{2} \left((1-g_c) - \frac{T_{c2} + (N_c + T_m)/2 + V_b/2}{b_b D_c \beta_3 f_c} \right) D_c
 \end{aligned} \tag{3-2}$$

ここで、

j_{1x}, j_{1y} : 柱、梁の引張主筋から接合部中央のコンクリート応力の作用位置までの距離、 j_{2x}, j_{2y} : 柱、梁の圧縮側の主筋から接合部入隅部のコンクリート応力の作用位置までの距離、 g_c : 柱の引張主筋と圧縮側主筋の応力の重心間距離の柱せいに対する比（主筋間距離比）、 g_b : 梁の引張主筋と圧縮側主筋の応力の重心間距離の梁せいに対する比（主筋間距離比）、 b_b : 梁幅、 b_c : 柱幅、 D_b : 梁せい、 D_c : 柱せい、 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高さのコンクリート圧縮強度に対する比

3.2.4 接合部の抵抗モーメント

仮想断面に生じている鉄筋およびコンクリートの応力による接合部の中心まわりのモーメントが外力モーメントと釣り合っており、すなわち接合部の抵抗モーメントである。

接合部の横補強筋および柱中段筋がなく、また、軸力、せん断力は作用せずに外力としてはモーメントだけが作用している接合部では、式(3-1)からも明らかなように T_b と C_{1x} 、 T_c と C_{1y} 、 T_{b2} と C_{2x} 、 T_{c2} と C_{2y} がそれぞれ

偶力となり、接合部の抵抗モーメントは4組の偶力によるモーメントの和として式(3-3)で表わされる。

$$M_j = T_b j_{1x} + T_{b2} j_{2x} + T_c j_{1y} + T_{c2} j_{2y} \quad (3-3)$$

ここで、

M_j ：接合部の抵抗モーメント

これに加えて横補強筋、柱中段筋の応力や軸力が材軸上に作用すると仮想断面上ではその反力として3.2.2項で述べたように接合部中央の斜めストラットと入隅部のコンクリートの応力がそれぞれ横補強筋、柱中段筋の応力および軸力の1/2ずつ増加する。よって、材軸上に作用する梁、柱の軸方向の力とその反力による抵抗モーメントの増分は式(3-4)となる。

$$\begin{aligned} \Delta M_{j1} &= -\frac{N_b + T_h}{2} \left(\frac{g_b D_b}{2} - j_{1x} \right) + \frac{N_b + T_h}{2} \left(\frac{g_b D_b}{2} + j_{2x} \right) \\ &\quad - \frac{N_c + T_m}{2} \left(\frac{g_c D_c}{2} - j_{1y} \right) + \frac{N_c + T_m}{2} \left(\frac{g_c D_c}{2} + j_{2y} \right) \\ &= \frac{N_b + T_h}{2} (j_{1x} + j_{2x}) + \frac{N_c + T_m}{2} (j_{1y} + j_{2y}) \end{aligned} \quad (3-4)$$

ここで、

ΔM_{j1} ：接合部の抵抗モーメントの軸力による増分

また、せん断力が作用する場合には式(3-1)にも示されるように仮想断面上では接合部中央と入隅部でコンクリートの応力が作用するせん断力の1/2ずつ増減する。よって、接合部の中心に作用するせん断力による接合部の抵抗モーメントの増分は式(3-5)となる。

$$\begin{aligned} \Delta M_{j2} &= \frac{V_c}{2} \left(\frac{g_b D_b}{2} - j_{1x} \right) + \frac{V_c}{2} \left(\frac{g_b D_b}{2} + j_{2x} \right) \\ &\quad + \frac{V_b}{2} \left(\frac{g_c D_c}{2} - j_{1y} \right) + \frac{V_b}{2} \left(\frac{g_c D_c}{2} + j_{2y} \right) \\ &= \frac{V_c}{2} g_b D_b + \frac{V_b}{2} g_c D_c - \frac{V_c}{2} (j_{1x} - j_{2x}) - \frac{V_b}{2} (j_{1y} - j_{2y}) \end{aligned} \quad (3-5)$$

ここで、

ΔM_{j2} ：接合部の抵抗モーメントのせん断力による増分

式(3-3)～(3-5)の和が一般的な場合の接合部の抵抗モーメントとなり、鉄筋の応力のみを用いると次式のように表される。

$$\begin{aligned}
M_j = & \frac{1}{2} \left(g_b - \frac{T_b + (N_b + T_h)/2 - V_c/2}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right) \left(T_b + \frac{N_b + T_h}{2} - \frac{V_c}{2} \right) D_b \\
& + \frac{1}{2} \left((1 - g_b) - \frac{T_{b2} + (N_b + T_h)/2 + V_c/2}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right) \left(T_{b2} + \frac{N_b + T_h}{2} + \frac{V_c}{2} \right) D_b \\
& + \frac{1}{2} \left(g_c - \frac{T_c + (N_c + T_m)/2 - V_b/2}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) \left(T_c + \frac{N_c + T_m}{2} - \frac{V_b}{2} \right) D_c \\
& + \frac{1}{2} \left((1 - g_c) - \frac{T_{c2} + (N_c + T_m)/2 + V_b/2}{b_b D_c \beta_3 f_c} \right) \left(T_{c2} + \frac{N_c + T_m}{2} + \frac{V_b}{2} \right) D_c \\
& + g_b \frac{V_c}{2} D_b + g_c \frac{V_b}{2} D_c
\end{aligned} \tag{3-6}$$

この式(3-6)に対して、3.3節以降では接合部の終局時の鉄筋の応力を仮定し、接合部の終局モーメントを求める。

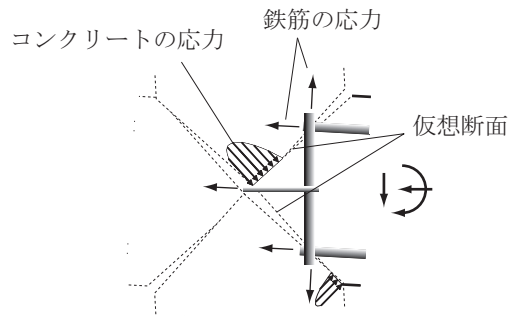
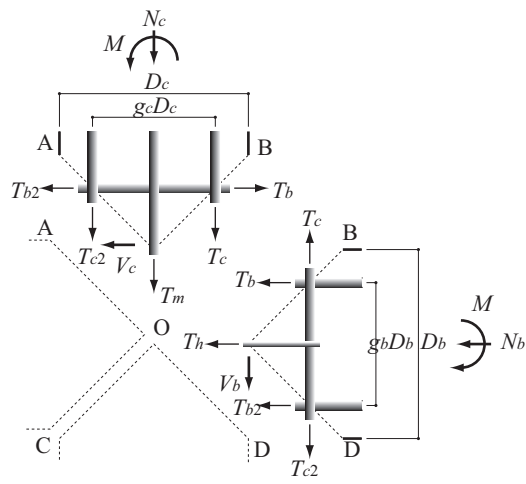
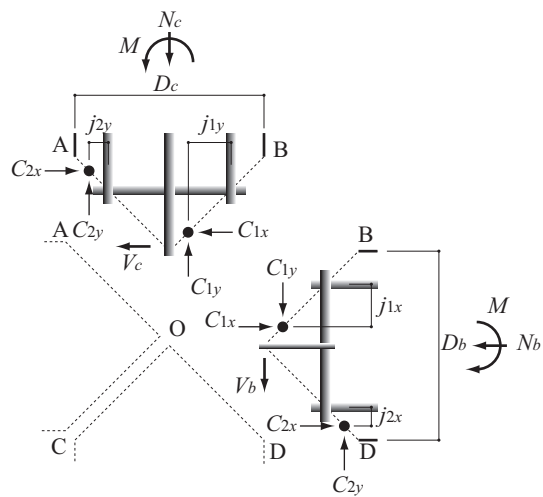


図 3-4 仮想断面上の応力分布



(a) 鉄筋の応力



(b) コンクリートの応力

図 3-5 仮想断面に生じる応力

3.3 柱梁接合部の終局強度

3.3.1 柱・梁主筋の降伏による接合部の終局状態

接合部内で柱と梁の引張主筋および接合部横補強筋、柱中段筋がやがてすべて降伏して接合部は終局状態となるとし、そのときの接合部の抵抗モーメントを終局モーメントとしてその算定式を示す。このとき、コンクリートは接合部中央および入隅部で圧縮強度に達しているものとする。また、終局時には横補強筋は降伏していることも考慮し、このコンクリートの圧縮強度には横補強筋による拘束効果は考慮しない。

引張主筋は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抵抗モーメントが最大となるような応力が生じると仮定する。一般に引張主筋の降伏後に接合部の変形が増大すると接合部の対角方向の斜めひび割れは拡大し、それを横切る位置で圧縮側の主筋の引張力が増加する。式(3-6)の第2項および第4項が示すように圧縮側の鉄筋の引張力の増大によっても接合部の抵抗モーメントは増大し、やがて減少に転じる。つまり、この抵抗モーメントが極大値に達したときを終局状態と仮定する。抵抗モーメントが最大となる圧縮側主筋の応力は、抵抗モーメントの大きさを表す式(3-6)を圧縮側主筋の応力 T_{b2} , T_{c2} で偏微分し、微係数がゼロとなる応力として得られ、極大値となる条件は次のようになる。

$$\begin{aligned} T_{b2} &= \frac{1}{2}(1-g_b)b_b D_b \beta_3 f_c - \frac{N_b + T_h}{2} - \frac{V_c}{2} \\ T_{c2} &= \frac{1}{2}(1-g_c)b_b D_c \beta_3 f_c - \frac{N_c + T_m}{2} - \frac{V_b}{2} \end{aligned} \quad (3-7)$$

ただし、主筋の応力がとりうる値の範囲は圧縮降伏から引張降伏の間である。例えば圧縮側の主筋量が小さい場合や主筋位置が断面中心位置に寄っている（主筋間距離比が小さい）場合には抵抗モーメントが極大値となる前に圧縮側の主筋も引張降伏する場合があります、このときには圧縮側の主筋の応力も引張降伏時の強度とする。

また、柱や梁の軸力が大きい場合、軸力だけでコンクリート応力の分布域が主筋位置を超えて広がる場合も考えられる。圧縮域が大きくなるとその作用位置が接合部の中心に近づき抵抗モーメントは小さくなってしまいうため、変形の適合条件を無視すればコンクリートの圧縮域はある程度大きくなった後は圧縮主筋の圧縮力が大きくなってコンクリートの圧縮力の作用位置は変化しない方が抵抗モーメントは大きくなる。特に高強度鉄筋を用いている場合、式(3-7)で圧縮側の主筋の応力を算定すると鉄筋の応力だけが大きくなる。しかし、変形の適合を考えると圧縮鉄筋のひずみがコンクリートのひずみに対して極端に大きくなることはありえない。そこで、圧縮側の主筋の応力の下限としてコンクリートの終局ひずみと等しい圧縮ひずみが鉄筋に生じたときの応力を考慮する。

以上の圧縮側の鉄筋の応力に関する制限をまとめると以下となる。

$$\begin{aligned} T_{by} \geq T_{b2} \geq -T_{by} \quad \text{かつ} \quad T_{b2} \geq -E_s \varepsilon_u A_b = -\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} T_{by} \\ T_{cy} \geq T_{c2} \geq -T_{cy} \quad \text{かつ} \quad T_{c2} \geq -E_s \varepsilon_u A_c = -\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} T_{cy} \end{aligned} \quad (3-8)$$

以上のように鉄筋およびコンクリートの応力は材料強度に達するか、抵抗モーメントが最大となるように定め、初期応力の影響は考慮しない。

3.3.2 接合部の終局モーメント

式(3-6)をみると、仮想断面で分割したフリーボディに作用する応力と外力のうち、水平方向の成分と鉛直方向の成分の連成項はなく、それぞれの寄与分の和となっている。また、せん断力の影響を示す項を別に表すことにし、式(3-6)から求まる抵抗モーメントを水平方向の鉄筋の応力と梁軸力によるモーメント M_{jh} と鉛直方向の鉄筋の応力および柱軸力によるモーメント M_{jv} 、さらにせん断力の影響を示す係数 γ_h および γ_v を用いて、式(3-9)の形で表すことにする。

$$M_j = \frac{1}{2}(M_{jh} + M_{jv}) + \frac{1}{2} \left(\gamma_h D_b \frac{V_c}{2} + \gamma_v D_c \frac{V_b}{2} \right) \quad (3-9)$$

ここで、

M_{jh} : 水平方向の応力による接合部の抵抗モーメント, M_{jv} : 鉛直方向の応力による接合部の抵抗モーメント, γ_h, γ_v : せん断力の影響を表す係数, H : 柱の反曲点間距離, L : 梁の反曲点間距離

水平成分によるモーメント M_{jh} 、鉛直成分によるモーメント M_{jv} 、せん断力の影響を示す係数 γ_h および γ_v は、梁、柱の圧縮側主筋の応力により場合分けされ、それぞれ式(3-11)~(3-18)に示すように導かれる。

さらに、梁、柱のせん断力と接合部の抵抗モーメント（節点モーメント）の関係 ($M_j = V_b L / 2 = V_c H / 2$) を考慮すると、式(3-9)は式(3-10)のように右辺にせん断力の項を含まない形に変形でき、接合部の形状と鉄筋の応力が定まれば接合部の抵抗モーメントを陽に算定することができる。せん断力の影響を示す係数 γ_h および γ_v にはせん断力の影響を示す項が残る場合があるが、一般に他の項に比べて十分に小さいためこれは無視する。

$$M_j = \left[\frac{1}{2}(M_{jh} + M_{jv}) \right] / \left[1 - \frac{1}{2} \left(\gamma_h \frac{D_b}{H} + \gamma_v \frac{D_c}{L} \right) \right] \quad (3-10)$$

(1) 圧縮側主筋の応力は抵抗モーメント極大時の応力の場合

引張側主筋は降伏強度であり、圧縮側主筋の応力は式(3-7)により表されるので、これらを式(3-6)に代入して整理すると以下となる。

$$M_{jh} = \left(g_b - \frac{T_{by} + (N_b + T_{hy})/2}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right) \left(T_{by} + \frac{N_b + T_{hy}}{2} \right) D_b + \frac{1}{4} (1 - g_b)^2 b_b D_b^2 \beta_3 f_c \quad (3-11)$$

$$\begin{aligned} \gamma_h &= g_b + 2 \frac{T_{by} + (N_b + T_{hy})/2}{b_c D_b \beta_3 f_c} - \frac{V_c/2}{b_c D_b \beta_3 f_c} \\ &\cong g_b + 2 \frac{T_{by} + (N_b + T_{hy})/2}{b_c D_b \beta_3 f_c} \end{aligned} \quad (3-12)$$

$$M_{jv} = \left(g_c - \frac{T_{cy} + (N_c + T_{my})/2}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) \left(T_{cy} + \frac{N_c + T_{my}}{2} \right) D_c + \frac{1}{4} (1 - g_c)^2 b_b D_c^2 \beta_3 f_c \quad (3-13)$$

$$\gamma_v \cong g_c + 2 \frac{T_{cy} + (N_c + T_{my})/2}{b_c D_c \beta_3 f_c} \quad (3-14)$$

ここで、

T_{by} : 梁主筋の降伏強度, T_{cy} : 柱主筋の降伏強度, T_{hy} : 接合部横補強筋の降伏強度, T_{my} : 柱中段筋の降伏強度

(2) 圧縮側主筋の応力は降伏もしくは圧縮ひずみの制限による場合

圧縮側主筋の応力 T_{b2} , T_{c2} を引張側の主筋の応力に対する比 α_b , α_c で表し、式(3-6)を整理すると以下となる。

$$M_{jh} = \left\{ 1 - \left(1 + \frac{b_c}{b_b} \right) \frac{T_{by} + (N_b + T_{hy})/2}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right\} \left(T_{by} + \frac{N_b + T_{hy}}{2} \right) D_b - (1 - \alpha_b) \left\{ (1 - g_b) - \frac{b_c}{b_b} \frac{(1 + \alpha_b) T_{by} + (N_b + T_{hy})}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right\} T_{by} D_b \quad (3-15)$$

$$\gamma_h = 1 + 2 \left\{ \left(1 - \frac{b_c}{b_b} \right) \frac{T_{by} + (N_b + T_{hy})/2}{b_c D_b \beta_3 f_c} + (1 - \alpha_b) \frac{b_c}{b_b} \frac{T_{by}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right\} - \left(1 + \frac{b_c}{b_b} \right) \frac{V_c/2}{b_c D_b \beta_3 f_c} \cong 1 + 2 \left\{ \left(1 - \frac{b_c}{b_b} \right) \frac{T_{by} + (N_b + T_{hy})/2}{b_c D_b \beta_3 f_c} + (1 - \alpha_b) \frac{b_c}{b_b} \frac{T_{by}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right\} \quad (3-16)$$

$$M_{jv} = \left\{ 1 - \left(1 + \frac{b_c}{b_b} \right) \frac{T_{cy} + (N_c + T_{my})/2}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} \left(T_{cy} + \frac{N_c + T_{my}}{2} \right) D_c - (1 - \alpha_c) \left\{ (1 - g_c) - \frac{b_c}{b_b} \frac{(1 + \alpha_c) T_{cy} + (N_c + T_{my})}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} T_{cy} D_c \quad (3-17)$$

$$\gamma_v \cong 1 + 2 \left\{ \left(1 - \frac{b_c}{b_b} \right) \frac{T_{cy} + (N_c + T_{my})/2}{b_c D_c \beta_3 f_c} + (1 - \alpha_c) \frac{b_c}{b_b} \frac{T_{cy}}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} \quad (3-18)$$

ここで、

α_b : 梁の引張主筋と圧縮側主筋の応力の比, α_c : 柱の引張主筋と圧縮側主筋の応力の比

ただし、

$$\alpha_b = T_{b2}/T_{by}, \quad \alpha_c = T_{c2}/T_{cy}$$

3.4 接合部の釣り合い破壊

前節では接合部内で柱、梁の引張主筋が降伏した状態を接合部の終局状態とした。しかし、コンクリート断面に対して主筋量が過剰になると主筋の降伏の前にコンクリートの圧壊が始まる。このような破壊を接合部の釣り合い破壊と呼んでいる[3.1] [3.2] [3.3]。

塩原は釣り合い破壊を圧縮ストラットの幅が広がってストラットの縁が主筋位置に達して引張主筋のひずみが圧縮に転じ抵抗モーメントが減少する状態とし、釣り合い破壊の条件を定式化した[3.1] [3.2] [3.3]。

ただし、この条件が成り立つのは主筋の軸剛性が無限に大きく、鉄筋のひずみが極めて小さくても主筋に接合部中央の斜めストラットの応力に釣り合う引張力を生じることができる場合に限られる。そのため、通常の配筋量の接合部に適用すると釣り合い破壊が生じる鉄筋量を過大に評価する場合がある。

そこで、ここでは接合部の変形機構をモデル化し、接合部パネルの変形と接合部中央のコンクリートのひずみの関係、接合部の変形と鉄筋に生じる応力の関係をそれぞれ仮定し、鉄筋の降伏と同時にコンクリートのひずみが終局ひずみに達する状態を釣り合い破壊としてあらためて釣り合い破壊の条件を定式化する。

3.4.1 接合部パネルの変形と接合部中央のコンクリートのひずみ

接合部パネルの変形状態を図 3-6 のように仮定する。また、接合部の対角方向の斜めストラットではコンクリートには斜めストラットの方に一様に圧縮ひずみが生じているとする。この変形機構における接合部パネルの辺（柱、梁端）の回転角と対角方向の斜めストラットのひずみの関係は、図中の中立軸位置をあらわす記号を用いて次式のように表すことができる。

$$\varepsilon_u = \frac{x_1(\theta_b + \theta_c)}{\sqrt{D_c^2 + D_b^2}} = \frac{1}{R+1/R} \xi_1(\theta_b + \theta_c) \quad (3-19)$$

ただし、

$$\xi_1 = \frac{x_1}{D_b \cos \phi} = \frac{x_1}{D_c \sin \phi}, \quad R = \tan \phi = \frac{D_b}{D_c}$$

ここで、

x_1 : 接合部中央コンクリートストラットの圧縮ゾーンの幅, R : 梁せいの柱せいに対する比 (接合部アスペクト比), θ_b : 梁端の回転角, θ_c : 柱端の回転角

3.4.2 接合部パネルの変形と主筋の伸び

図 3-6 の変形機構における通し配筋された梁および柱主筋の接合部内での伸びは、梁、柱側からの鉄筋の抜け出しがないと仮定すると幾何学的に以下のように接合部パネルの回転角と関係付けられる。

$$\begin{aligned} \Delta L_b &\cong D_b \theta_b - D_c \varepsilon_u - x_{2x}(\theta_b + \theta_c) \\ &= (\theta_b - \xi_{2x}(\theta_b + \theta_c) - \varepsilon_u/R) D_b \end{aligned} \quad (3-20)$$

$$\begin{aligned} \Delta L_c &\cong D_c \theta_c - D_b \varepsilon_u - x_{2y}(\theta_b + \theta_c) \\ &= (\theta_c - \xi_{2y}(\theta_b + \theta_c) - R \varepsilon_u) D_c \end{aligned} \quad (3-21)$$

ここで、

ΔL_b : 接合部内での梁主筋の伸び, ΔL_c : 接合部内での柱主筋の伸び, x_{2x}, x_{2y} : 接合部入隅部コンクリートストラットの圧縮ゾーンの幅, ξ_{2x}, ξ_{2y} : 基準化した接合部入隅部のコンクリートストラットの圧縮ゾーンの幅

ただし、

$$\xi_{2x} = \frac{x_{2x}}{D_b}, \quad \xi_{2y} = \frac{x_{2y}}{D_c}$$

3.4.3 接合部パネルの変形と主筋の応力

接合部内での主筋のひずみ分布は斜めひび割れ間では線形と仮定する。すると、通し主筋の斜めひび割れを横切る位置での主筋の応力を鉄筋の弾性係数と鉄筋の断面積で除して接合部内の平均ひずみを求め、これに長さを乗じたものが主筋の伸び量となる。

$$\Delta L_b = \frac{(T_b + T_{b2})/2}{E_s A_b} g_b D_c \quad (3-22)$$

$$\Delta L_c = \frac{(T_c + T_{c2})/2}{E_s A_c} g_c D_b \quad (3-23)$$

接合部の変形に適合するように求めた式(3-20)～(3-21)による主筋の伸びと、鉄筋のひずみから求めた式(3-22)～(3-23)による主筋の伸びは等しいので、これらから接合部パネルの回転角と主筋の応力の関係が次のように導かれる。

$$\theta_b + \theta_c = \frac{\frac{1}{R} g_b \frac{(T_b + T_{b2})/2}{E_s A_b} + R g_c \frac{(T_c + T_{c2})/2}{E_s A_c} + \left(R + \frac{1}{R}\right) \varepsilon_u}{1 - (\xi_{2x} + \xi_{2y})} \quad (3-24)$$

3.4.4 釣り合い破壊時の鉄筋の応力と中立軸位置

接合部の変形と主筋の応力の関係を示す式(3-24)を、接合部の変形とコンクリートのひずみの関係を示す式(3-19)に代入して整理すれば、主筋の応力とコンクリートのひずみの関係を示す次式を得ることができる。

$$\frac{1}{1+R^2} g_b \frac{(T_b + T_{b2})/2}{E_s A_b} + \frac{1}{1+1/R^2} g_c \frac{(T_c + T_{c2})/2}{E_s A_c} = \frac{1 - \xi_1 - (\xi_{2x} + \xi_{2y})}{\xi_1} \varepsilon_u \quad (3-25)$$

ここで、釣り合い破壊が生じるときには主筋のひずみは降伏ひずみである。一方、圧縮側の主筋の応力は3.3節と同様に決定し、引張主筋の応力に対する比を梁主筋、柱主筋でそれぞれ α_b, α_c とする。また、入隅部における回転中心は入隅部のコンクリートの応力の大きさから圧縮域の幅を用いて次式により求めることができる。

$$\xi_{2x} = \frac{C_{2x}}{b_b D_b \beta_1 \beta_3 f_c} = \frac{1}{\beta_1} \frac{T_{b2} + (N_b + T_h)/2 + V_c/2}{b_b D_b \beta_3 f_c} \quad (3-26)$$

$$\xi_{2y} = \frac{C_{2y}}{b_b D_c \beta_1 \beta_3 f_c} = \frac{1}{\beta_1} \frac{T_{c2} + (N_c + T_m)/2 + V_b/2}{b_b D_c \beta_3 f_c}$$

すると、圧縮ゾーンの幅を表わす ξ_1 は式(3-25)より次のように表わすことができる。

$$\xi_1 = \frac{1 - (\xi_{2x} + \xi_{2y})}{1 + \frac{1}{1+R^2} g_b \frac{1+\alpha_b}{2} \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u} + \frac{1}{1+1/R^2} g_c \frac{1+\alpha_c}{2} \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u}} \quad (3-27)$$

ここで、鉄筋の降伏が生じていない状態では変形が小さいため斜めストラットの向きは接合部中央に生じたひび割れの向き、すなわち対角線に平行であると仮定する。すると、斜めストラットの圧縮域の幅 x_1 を用いてコンクリートの応力の水平および鉛直成分は次式のように表される。

$$\begin{aligned} C_{1x} &= b_c x_1 \beta_1 \beta_3 f_c \cos \phi = \frac{1}{1+R^2} \xi_1 b_c D_c \beta_1 \beta_3 f_c \\ C_{1y} &= b_c x_1 \beta_1 \beta_3 f_c \sin \phi = \frac{1}{1+1/R^2} \xi_1 b_c D_c \beta_1 \beta_3 f_c \end{aligned} \quad (3-28)$$

この式(3-28)と式(3-1)のコンクリートの応力と鉄筋の応力の関係を用いれば釣り合い破壊時の引張主筋の応力を定めることができる。

主筋降伏前に柱梁接合部でコンクリートが圧壊した実験結果との比較など、主筋のひずみが降伏ひずみに達していない場合にはこの式(3-27)を用いることはできない。この場合はコンクリートの圧縮域の幅 x_1 を未知数として式(3-28)とコンクリートと鉄筋の応力の関係を表わす式(3-1)を用いて引張主筋の応力と表わし、これと圧縮側の主筋の応力および式(3-26)より求めた入隅部の回転中心位置を式(3-25)に代入すれば、係数 ξ_1 の2次方程式が得られる。これを解くことにより接合部中央の圧縮域の幅を求めることができる。このとき解にはせん断力の項が含まれるため、本来はプログラム等を用いた収束計算等が必要である。しかし、一般的なスパン長さの架構では鉄筋の応力に比べてせん断力の大きさは十分に小さいこと、 ξ_{2x} 、 ξ_{2y} も1より十分に小さいため式(3-24)においてその変動の影響はわずかとなることから、簡単のためにはせん断力の影響は無視しても問題ないであろう。

3.4.5 接合部の限界補強量

主筋と斜めストラットのコンクリートが、同時にそれぞれ降伏ひずみと終局ひずみに達するときの主筋量を接合部の釣り合い破壊を生じさせないための限界補強量と呼ぶ。前項までの計算で求めた釣り合い破壊時の圧縮域の幅を示す係数 ξ_1 を用いると、限界補強量は次式により表される。

$$\begin{aligned} T_{bb} &= \frac{1}{1+R^2} \xi_1 b_c D_c \beta_1 \beta_3 f_c - \frac{N_b + T_h}{2} + \frac{V_c}{2} \\ T_{cb} &= \frac{1}{1+1/R^2} \xi_1 b_c D_c \beta_1 \beta_3 f_c - \frac{N_c + T_m}{2} + \frac{V_b}{2} \end{aligned} \quad (3-29)$$

3.4.6 接合部の釣合モーメント

釣り合い破壊時のモーメントは、引張主筋の応力を限界補強量に相当する引張力とすることで求めることができる。実際の設計にあつては、釣り合い破壊が生じないように主筋量を式(3-29)より求まる限界補強量以下となるように決定することになるので、釣合モーメントを求める必要はないが、実験結果を用いた検証に用いるために以下にその算定式を示す。

梁や柱の主筋の降伏強度が前項の限界補強量を上回っている場合、接合部の終局モーメントは主筋の応力を式(3-29)の限界補強量時の応力として算定する。式(3-29)による限界補強量を式(3-6)に代入したものを前節と同じように式(3-9)の形に整理すると、水平および鉛直成分によるモーメント及びせん断力の影響を表す係数は梁および柱の圧縮鉄筋の応力により場合分けされ以下のようなになる。

圧縮側主筋の応力は抵抗モーメント極大時の応力の場合

$$M_{jh} = \frac{1}{1+R^2} \left(g_b - \frac{1}{1+R^2} \beta_1 \xi_1 \right) \beta_1 \xi_1 b_c D_b^2 \beta_3 f_c + \frac{1}{4} (1-g_b)^2 b_b D_b^2 \beta_3 f_c \quad (3-30)$$

$$\gamma_h = 2g_b \quad (3-31)$$

$$M_{jv} = \frac{1}{1+1/R^2} \left(g_c - \frac{1}{1+1/R^2} \beta_1 \xi_1 \right) \beta_1 \xi_1 b_c D_c^2 \beta_3 f_c + \frac{1}{4} (1-g_c)^2 b_b D_c^2 \beta_3 f_c \quad (3-32)$$

$$\gamma_v = 2g_c \quad (3-33)$$

圧縮側主筋は圧縮ひずみの制限による場合

$$M_{jh} = \frac{1}{1+R^2} \left(g_b - \frac{1}{1+R^2} \beta_1 \xi_1 \right) \beta_1 \xi_1 b_c D_b^2 \beta_3 f_c + \left\{ (1-g_b) - \frac{T_{b2} + (N_b + T_h)/2}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right\} \left(T_{b2} + \frac{(N_b + T_h)/2}{2} \right) D_b \quad (3-34)$$

$$\begin{aligned} \gamma_h &= 1+g_b - 2 \frac{b_c T_{b2} + (N_b + T_h)/2}{b_b b_c D_b \beta_3 f_c} - \frac{b_c V_c/2}{b_b b_c D_b \beta_3 f_c} \\ &\cong 1+g_b - 2 \frac{b_c T_{b2} + (N_b + T_h)/2}{b_b b_c D_b \beta_3 f_c} \end{aligned} \quad (3-35)$$

$$M_{jv} = \frac{1}{1+1/R^2} \left(g_c - \frac{1}{1+1/R^2} \beta_1 \xi_1 \right) \beta_1 \xi_1 b_c D_c^2 \beta_3 f_c + \left\{ (1-g_c) - \frac{T_{c2} + (N_c + T_m)/2}{b_b D_c \beta_3 f_c} \right\} \left(T_{c2} + \frac{(N_c + T_m)/2}{2} \right) D_c \quad (3-36)$$

$$\gamma_h \cong 1+g_c - 2 \frac{b_c T_{c2} + (N_c + T_m)/2}{b_b b_c D_c \beta_3 f_c} \quad (3-37)$$

一般に釣り合い破壊時の接合部の変形は小さく、接合部横補強筋や柱中段筋は降伏しているとは限らない。横補強筋や柱中段筋の応力を大きくとると式(3-29)に示す釣り合い破壊を防止するための限界補強量は小さくなるため設計上は安全側となるが、接合部の釣合モーメントを精確に算定するためには接合部の変形と横補強筋もしくは柱中段筋のひずみの関係を求め、釣り合い破壊時のこれら鉄筋の応力を算定する必要がある。

なお、梁降伏型に設計され柱に十分な曲げ補強がなされている場合のように、柱、梁のうち一方が降伏した後に変形の増大に伴って他方の主筋の引張力が増大し、その降伏前にコンクリートに圧壊が生じ終局状態となる場合も考えられる。この場合、斜めストラットの向きは対角線方向ではなくコンクリートの圧壊が生じるときの鉄筋の応力は式(3-29)に示した限界補強量に相当する応力とは異なる。しかし、水平成分と鉛直成分のうち一方が主筋の降伏により応力が増加していない分、コンクリートに生じる応力は小さいはずである。そこで、このように柱、梁の一方のみが限界補強量を超えて曲げ補強されている場合には、その主筋の応力のみを式(3-29)の限界補強量時の応力と仮定し、式(3-30)～(3-37)の値を用いて接合部の終局モーメントを算定することにする。つまり、梁、柱それぞれについて個別に主筋量が限界補強量を上回っているかを判定し、上回っている場合はその主筋の応力は限界補強量時の応力として接合部の終局モーメントを算定する。

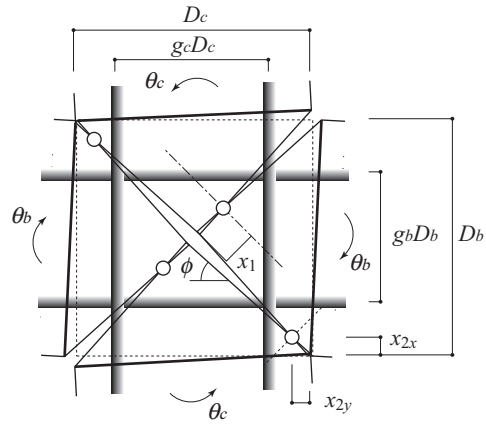


図 3-6 柱梁接合部の変形

3.5 設計因子が柱梁接合部の終局モーメントにおよぼす影響

ここでは、前節までに述べた柱梁接合部の終局モーメントにおよぼす設計因子の影響について述べる。検討対象の設計因子は、コンクリート強度、梁の引張主筋比、柱梁強度比、柱軸力、接合部横補強筋比とした。また、検討は普通強度の材料を組み合わせた場合と高強度材料の組み合わせの場合について行った。基準となる柱梁接合部の諸元を表 3-1 に示す。

設計因子の変動による終局強度の変化を設計因子ごとに図 3-7～図 3-11 に示す。図中の終局強度は節点モーメントを柱梁接合部の体積で除した応力度で表し、 M_{ju} ：主筋降伏による柱梁接合部の終局モーメント、 M_{jb} ：柱梁接合部の釣合モーメント、 M_{bu} ：梁曲げ終局時の節点モーメント、 M_{js} ：学会指針[3.4]による接合部せん断強度時の節点モーメントである。

表 3-1 検討に用いた十字形柱梁接合部の諸元

	普通強度	高強度
梁スパン×柱スパン	6000×3500(mm)	
梁断面	450×650(mm)	
梁有効せい	580(mm)	
柱断面	620×620(mm)	
柱有効せい	550(mm)	
柱軸力比	0.15	
接合部横補強筋比	0.3(%)	
梁引張主筋比	1.5(%)	
柱梁強度比	1.0, 1.5, 2.0	
コンクリート強度	30(N/mm ²)	48(N/mm ²)
梁・柱主筋降伏強度	345(N/mm ²)	490(N/mm ²)
横補強筋降伏強度	295(N/mm ²)	685(N/mm ²)

コンクリート強度の影響

梁の曲げ強度 M_{bu} はコンクリート強度の影響をほとんど受けないが、同様に鉄筋の降伏によって終局状態となる柱梁接合部の終局モーメント M_{ju} はコンクリート強度が増大すると大きくなる。柱梁強度比 1 では材料強度によらずその増大は小さい。一方、柱梁強度比 1.5, 2.0 のケースではコンクリート強度が小さい範囲ではコンクリート強度の増大により終局モーメントが大きくなるが、梁曲げ強度を上回ったあたりから増大が鈍化している。

柱梁接合部の釣合モーメント M_{jb} は原稿の設計法で用いられている接合部せん断強度と同様にコンクリート強度の増大により大きくなる。ただし、釣合モーメントは接合部せん断強度時のモーメントより常に大きく、現行の設計で用いられている接合部せん断強度はその分破壊に対して余裕をもっていることがわかる。

梁主筋量の影響

梁の曲げ強度 M_{bu} は梁主筋量にほぼ比例して増大する。柱梁接合部の終局モーメント M_{ju} も梁主筋量が増加す

ると大きくなるが、柱梁強度比 1 のケースでは梁の曲げ強度に比べると増加の勾配は緩やかで、主筋量が釣り合い鉄筋量に達すると釣合モーメント M_{jb} に一致する。一方、柱梁強度比が 1.5, 2.0 では主筋量が小さい範囲では柱梁接合部の終局モーメントも梁の曲げ強度と同様の勾配で増大していく。柱梁強度比が一定であるから、梁主筋量の増大とともに柱主筋量も増加しており、柱主筋量が釣り合い鉄筋量に達すると終局モーメントの増加の勾配は小さくなる。

柱梁接合部の釣合モーメントも主筋量の増大によりわずかに増加する。

柱梁強度比の影響

梁主筋量が一定で柱主筋量を増すと柱と梁の曲げ強度の比が大きくなる。梁の曲げ強度 M_{bu} はどうぜん柱梁強度比が増加しても一定であるが、柱梁接合部の終局モーメント M_{ju} は柱梁強度比の増加にもなって増加する。梁主筋量が小さい場合は柱梁強度比の増大によって柱梁接合部の終局モーメントは梁の曲げ強度を上回るようになるが、梁主筋量が多いケースでは柱梁強度比を大きくしても梁曲げ強度に達しない場合もある。

柱梁接合部の釣合モーメント M_{jb} は、梁主筋量の場合と同様に柱主筋量の増大にもなってわずかに増加する。

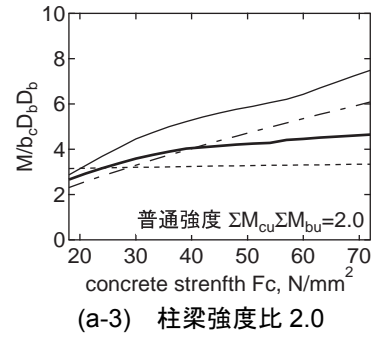
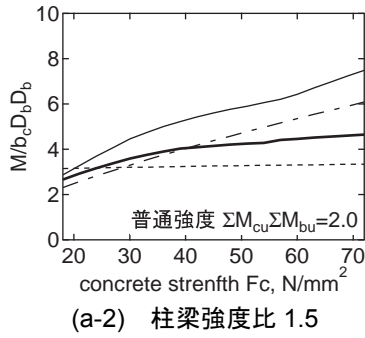
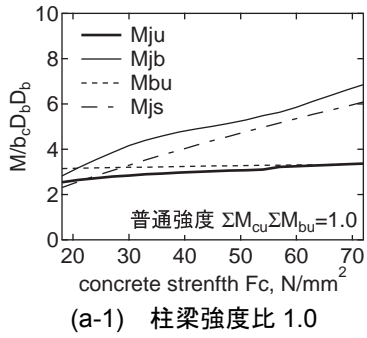
柱軸力比の影響

梁曲げ強度 M_{bu} 、接合部せん断強度 M_{js} は柱軸力の影響は受けない。柱梁接合部の終局モーメント M_{ju} 、柱梁接合部の釣合モーメント M_{jb} も柱軸力の影響は小さく、柱軸力比の増大による変動は小さい。

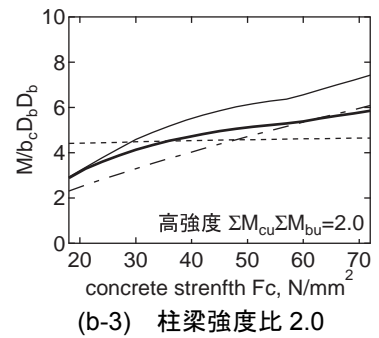
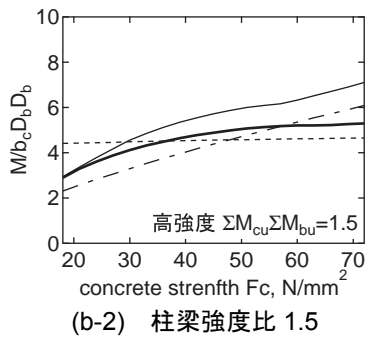
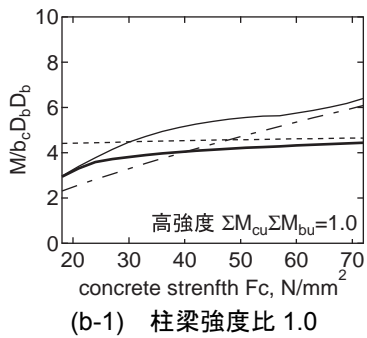
接合部横補強筋量の影響

梁曲げ強度 M_{bu} 、接合部せん断強度 M_{js} は接合部横補強筋量の影響は受けない。柱梁接合部の釣合モーメント M_{jb} に対しても接合部横補強筋量は影響しない。

柱梁接合部の終局モーメント M_{ju} は横補強筋量の増大によって増加し、柱梁強度比 1 以外のケースではやがて柱梁接合部の釣合モーメント M_{jb} に一致する。

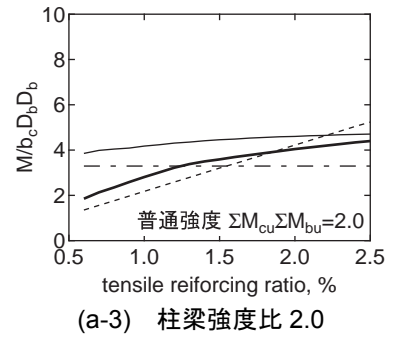
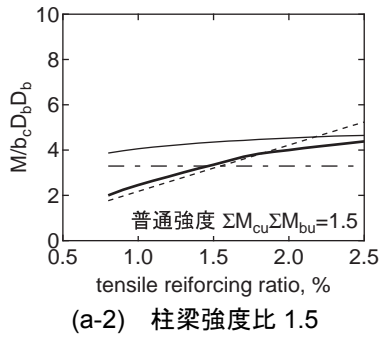
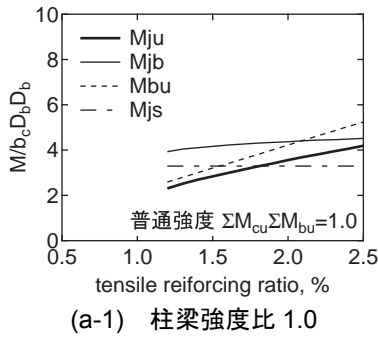


(a) 普通強度

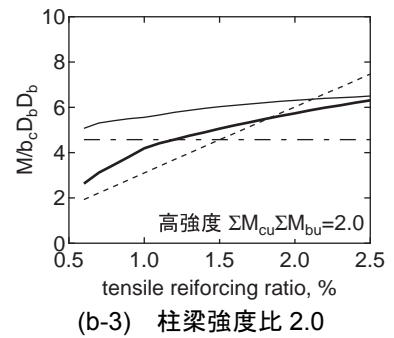
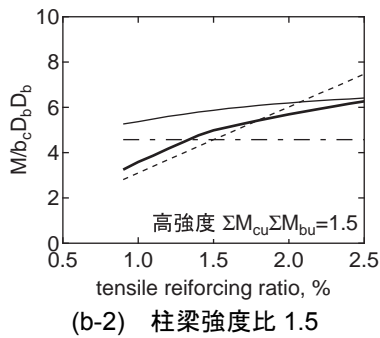
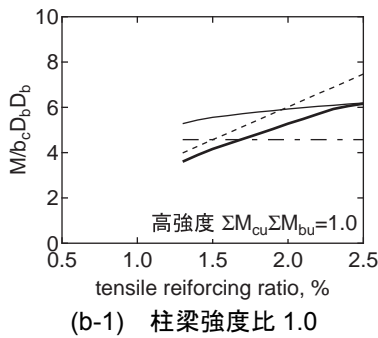


(b) 高強度

図 3-7 コンクリート強度の影響

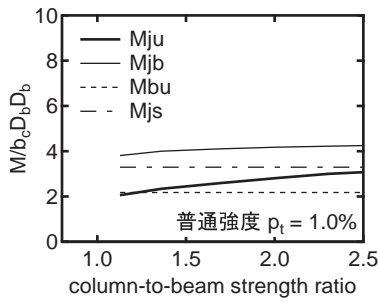


(a) 普通強度

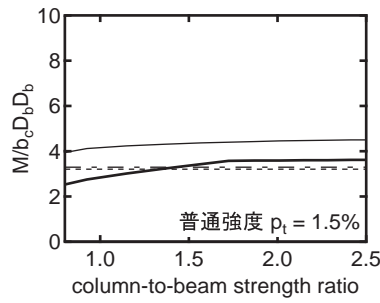


(b) 高強度

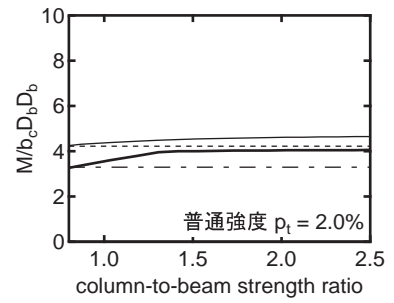
図 3-8 梁主筋量の影響



(a-1) 梁引張主筋比 1.0%

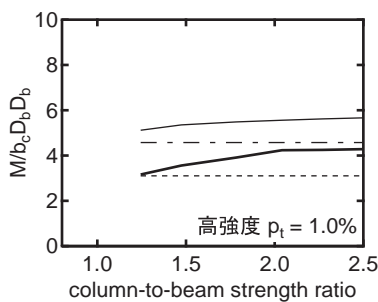


(a-2) 梁引張主筋比 1.5%

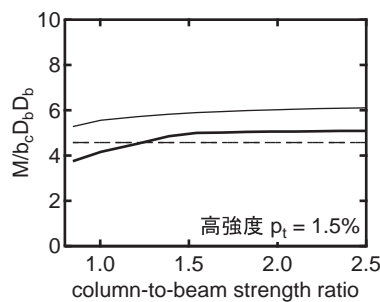


(a-3) 梁引張主筋比 2.0%

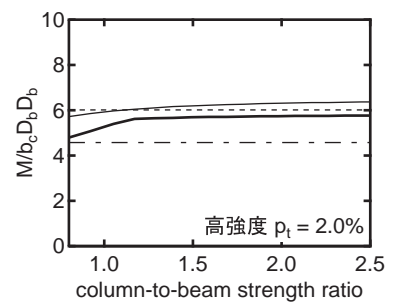
(a) 普通強度



(b-1) 梁引張主筋比 1.0%



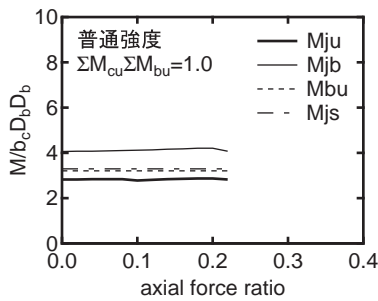
(b-2) 梁引張主筋比 1.5%



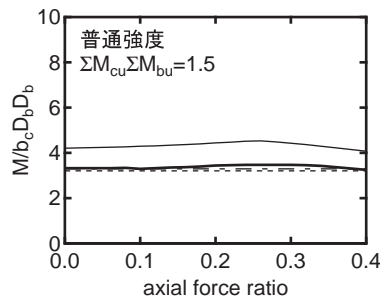
(b-3) 梁引張主筋比 2.0%

(b) 高強度

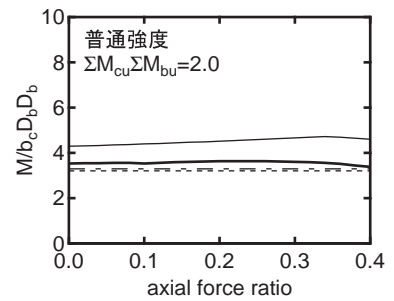
図 3-9 柱梁強度比の影響



(a-1) 柱梁強度比 1.0

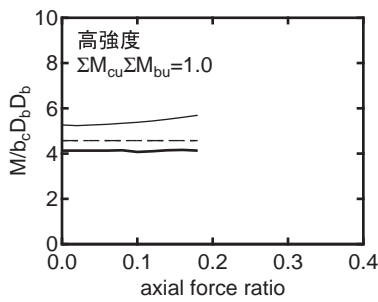


(a-2) 柱梁強度比 1.5

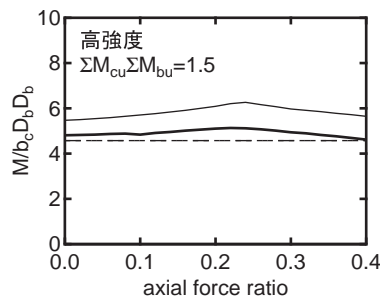


(a-3) 柱梁強度比 2.0

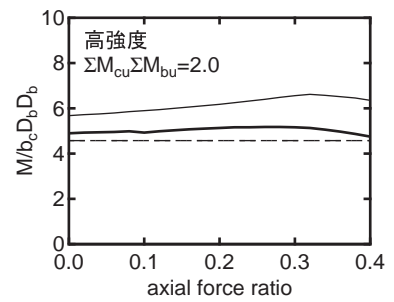
(a) 普通強度



(b-1) 柱梁強度比 1.0



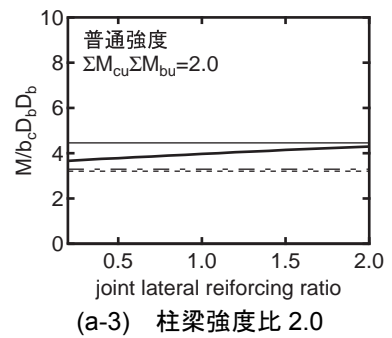
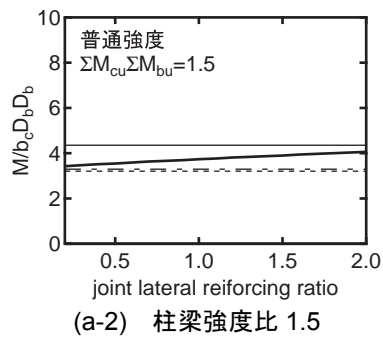
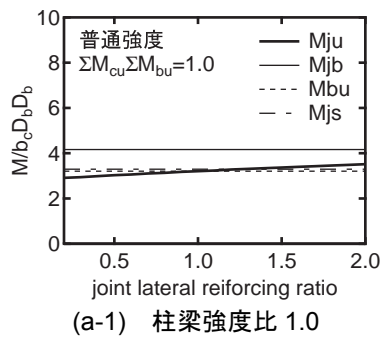
(b-2) 柱梁強度比 1.5



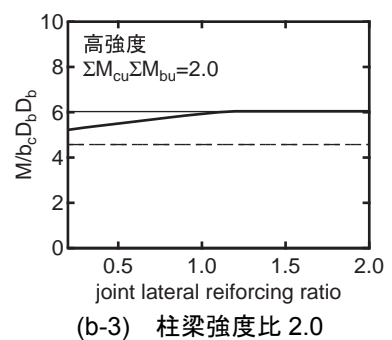
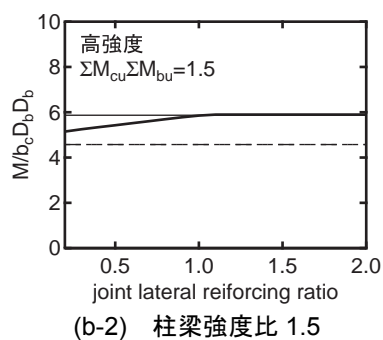
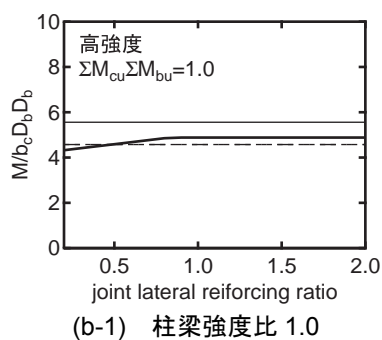
(b-3) 柱梁強度比 2.0

(b) 高強度

図 3-10 柱軸力比の影響



(a) 普通強度



(b) 高強度

図 3-11 接合部横補強筋量の影響

3.6 理論値と実験値の比較

(1) 柱梁強度比が小さい柱梁接合部部分架構の実験との比較

筆者らが行った柱梁強度比が小さく、主筋の降伏により接合部破壊が生じた試験体（A1.1 参照）について、理論値と実験値の比較を行う。

図 3-12～図 3-16 に実験の変動因子と終局時の節点モーメントの実験値および計算値の関係を示す。モーメントは前節と同様に終局時のモーメントを柱梁接合部の体積で除して基準化して示してある。また、梁端および柱端で曲げ終局に達する終局モーメントを平面保持とコンクリートのストレスブロックを仮定した断面解析によって求め、節点モーメントに換算したものをあわせて図中に示した。

部分架構試験体の最大耐力の計算値を柱梁接合部の終局モーメント、梁・柱の曲げ終局時の最小のものとすると、いずれの変動因子に対しても計算値と実験値の対応はよい。

コンクリート強度については、主筋量が小さいケースではコンクリート強度の増大により柱梁接合部の終局モーメント、梁・柱の終局モーメントとも大きくなるが、柱梁接合部の終局モーメントの増大の割合の方が大きく、主筋量によっては柱梁強度比が 1 であっても柱梁接合部の終局モーメントが梁・柱の曲げ終局時のモーメントを上回るようになる。また、主筋量が多い場合はコンクリート強度が小さいと試験体 B03 のように主筋量が限界補強量以上となり、終局モーメントは限界補強量時のモーメントつまり釣り合いモーメントと等しくなる。

主筋量については、主筋量の増大により梁・柱の曲げ終局時のモーメントに対する柱梁接合部の終局モーメントの低下量が大きくなる。さらに主筋量が大きくなると限界補強量に達し、終局モーメントは柱梁接合部の釣り合い破壊が生じる時のモーメント、すなわち釣り合いモーメントと等しくなる。柱梁接合部に接続する柱と梁のせいが異なる場合には、計算値は実験値をやや過小評価する傾向がある。

柱梁強度比については、柱梁強度比が 1 付近で柱・梁曲げ終局時のモーメントに対する柱梁接合部の終局モーメントの低下量が最も大きく、柱梁強度比が 1 から離れるに従い低下量は小さくなりやがて梁・柱の曲げ終局時のモーメントを柱梁接合部の終局モーメントを上回る。また、柱梁強度比が 1 より大きく梁主筋の降伏が先行し、その後に柱主筋が降伏して終局モーメントに達する場合には、柱主筋を増して柱梁強度比を大きくしていても柱の主筋量が限界補強量に達すると柱梁接合部の終局モーメントはほとんど増大しなくなる。

主筋間距離比については、実験では主筋間距離比の変動による最大耐力の変動は小さい。理論値は主筋量が小さい場合は主筋間距離比による変動は小さく、実験値と同様の結果となっている。しかし、主筋量が大きく限界補強量を超えるような試験体については計算値は主筋間距離比の減少により小さくなり、実験とは異なる傾向となった。

スパン長さに対しては、柱梁接合部の終局モーメント、梁・柱の曲げ終局時のモーメントともスパンが小さくなり、すなわち柱梁接合部に作用するモーメントに対する部材端から入力されるせん断力の比が大きくなると節点モーメントは増大する。その増大量は柱梁接合部の終局モーメントの方が大きい。

(2) 実験データベースの実験結果との比較

既往の実験データベースの試験体（A2 参照）について、梁主筋の降伏強度の限界補強量に対する比と破壊形式の関係を図 3-17 示す。降伏強度の限界補強量に対する比が 1 を超えると主筋降伏前にコンクリートが終局状態に達することを表わしている。

主筋が降伏した試験体（B破壊あるいはB J破壊）は降伏強度の限界補強量に対する比が1以下の範囲に分布しており、主筋が降伏するようにするためには主筋量を限界補強量以下とすることがあることがわかる。しかし、1より小さい（主筋量は限界補強量以下）範囲にもJ型の試験体が含まれている。理由との1つとして、本論文で扱っているモデルでは主筋は接合部に生じる斜めひび割れを横切る位置で降伏するとしているのに対し、実験の多くでは柱・梁フェースでのみ鉄筋のひずみを測定しており、必ずしも接合部内での主筋の降伏の有無は確認されていないことが考えられる。

また、図 3-18 に柱梁接合部の終局モーメントの梁・柱の曲げ終局時のモーメントに対する比（接合部強度比）と文献で報告されている破壊形式の関係を示す。また、図 3-19 に実験の最大耐力の梁・柱の曲げ終局時計算値に対する比を接合部強度比に対してプロットしたものを示す。梁・柱の曲げ終局時のモーメントは、平面保持を仮定した断面解析により断面の終局モーメントを求め、梁・柱端で終局モーメントに達するとして節点モーメントに換算したものである。

梁または柱の曲げ破壊と報告されている試験体（B, C破壊）のほとんどは柱梁接合部の終局モーメントが梁・柱の曲げ終局時のモーメントより大きい範囲に分布している。しかし、この範囲にも梁・柱主筋の降伏をともなう接合部破壊（BJ, CJ破壊）の試験体も多くあり、架構の耐力は梁・柱の曲げ終局時の耐力が確保されてても、柱梁接合部の破壊を防ぐことができていない場合が多くあることがわかる。

また、図 3-19 をみると、ややばらつきはあるものの柱梁接合部の終局モーメントと梁・柱の曲げ終局時のモーメントのうち最小のものを架構の耐力とした計算値と実験値の対応はよい。

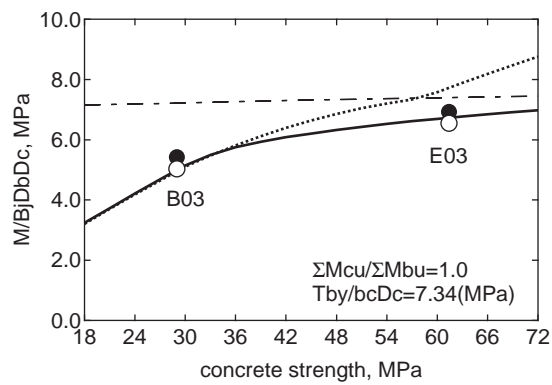
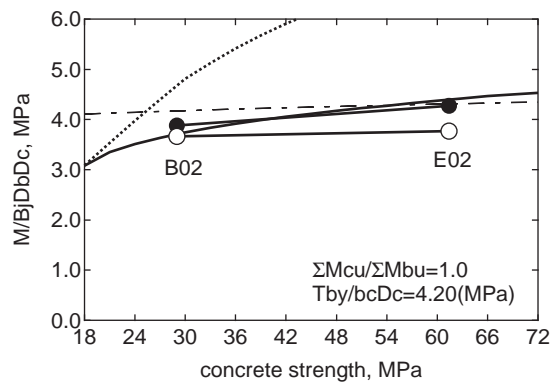
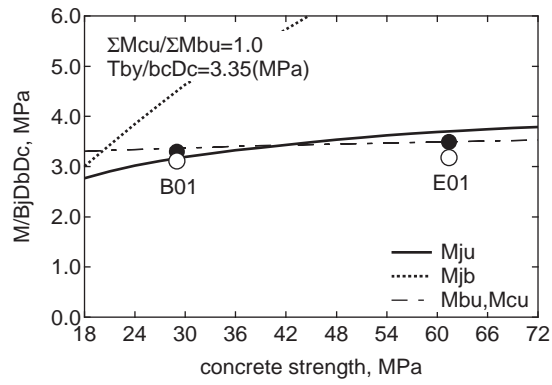


図 3-12 終局モーメントに与えるコンクリート強度の影響

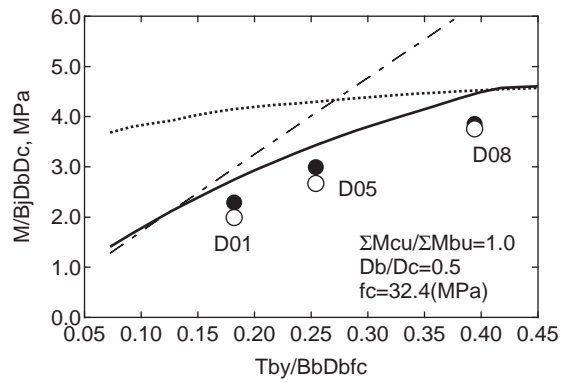
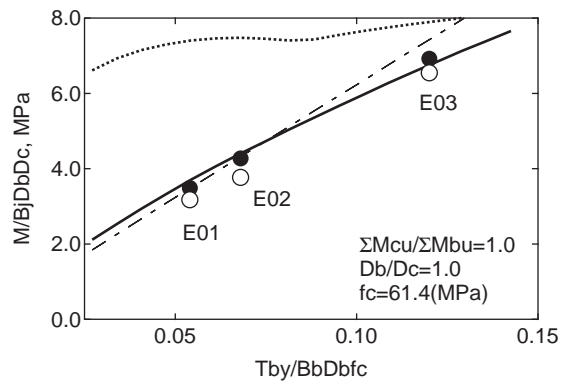
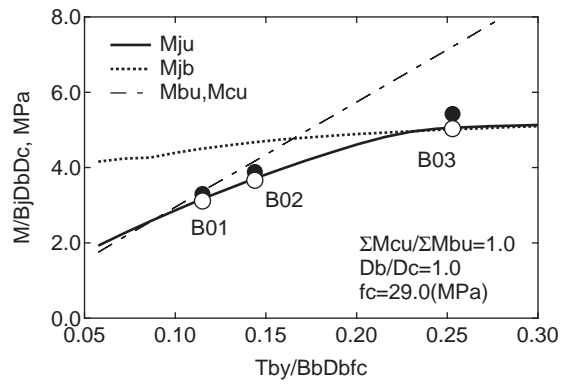


図 3-13 終局モーメントに与える主筋量の影響

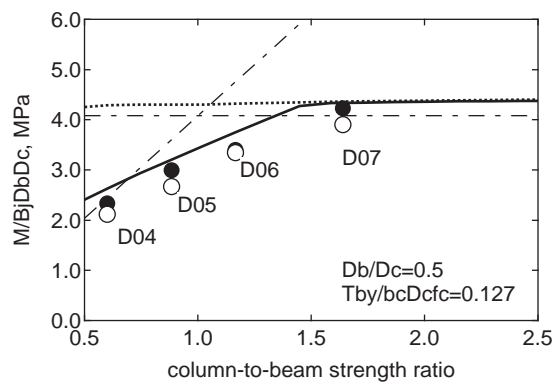
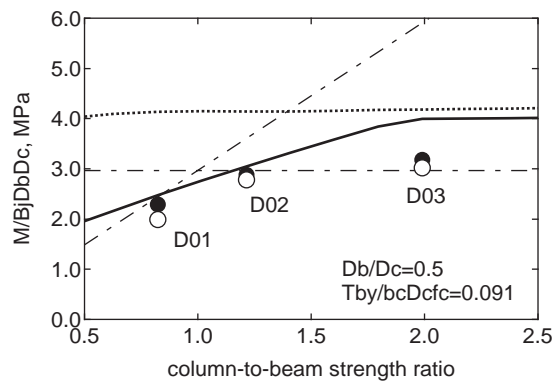
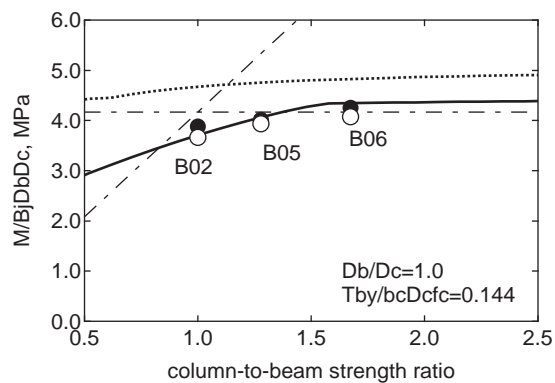
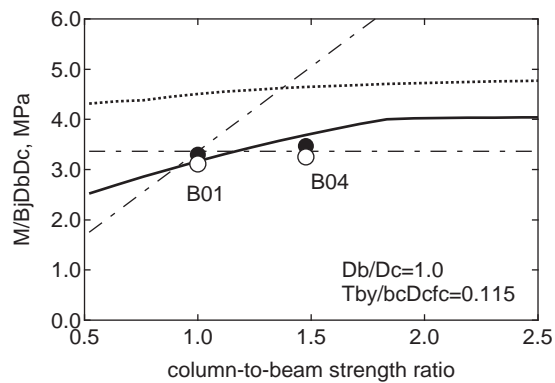


図 3-14 終局モーメントに与える柱梁強度比の影響

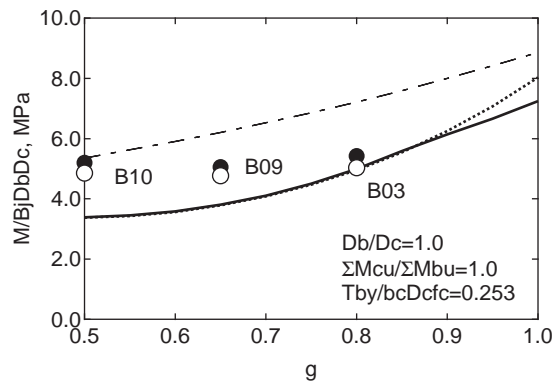
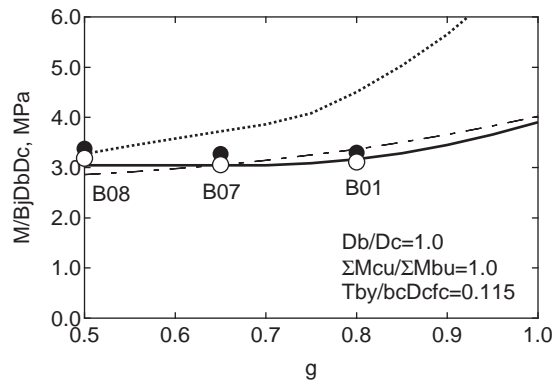


図 3-15 終局モーメントに与える主筋間距離比の影響

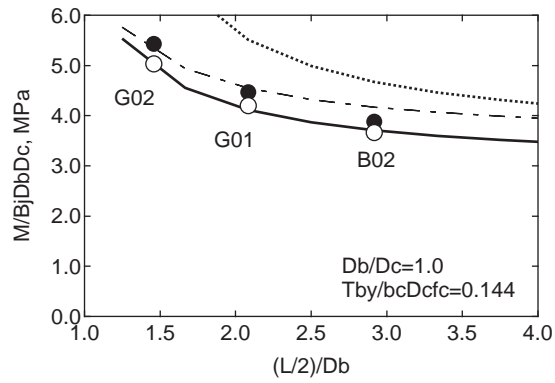


図 3-16 終局モーメントに与えるスパン長さの影響

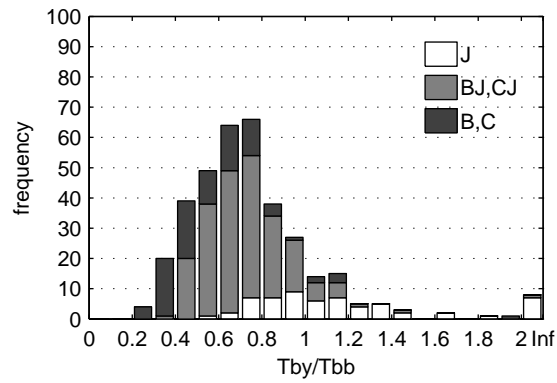


図 3-17 限界補強量と破壊形式

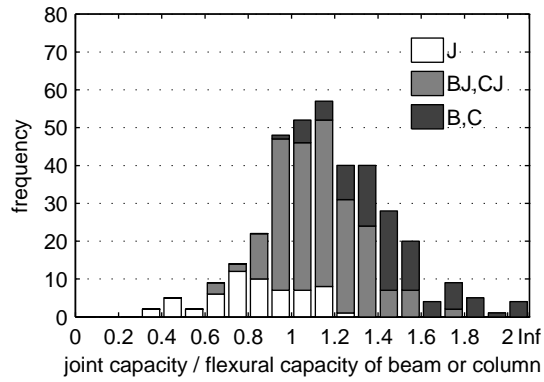


図 3-18 接合部強度比と破壊形式

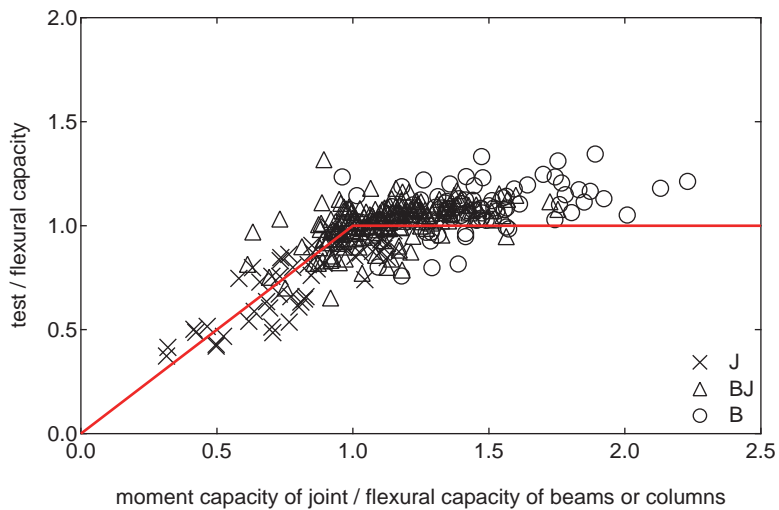


図 3-19 終局モーメントの実験値と計算値

引用文献

- [3.1] 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
- [3.2] 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
- [3.3] 塩原等: 鉄筋コンクリート柱梁接合部: 梁曲げ降伏型接合部の耐震設計, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 74, No. 640, pp. 1145–1154, 2009.6
- [3.4] 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

4. ト形接合部の終局モーメント

4.1 ト形接合部の破壊過程

ト形柱梁接合部の実験（A1.2 参照）における代表的なひび割れ状況を図 4-1 に示す。ト形接合部の場合、まず接合部の引張側の入隅部からのひび割れ（図 4-1 中①）が生じ、この入隅部から生じたひび割れが梁・柱主筋が交差する位置から柱・梁の主筋に沿って伸展する（図 4-1 中②）。その後、梁主筋の定着端と圧縮側の入隅部を結ぶ向きに斜めひび割れ（図 4-1 中③）が生じる。この斜めひび割れは、機械式定着であれば定着具の裏側を通り柱の梁の取り付いていない側（以下、外側）まで伸展し変形の増大とともにひび割れ幅は拡大する。柱の外側が圧縮側になる加力でも柱外側まで伸展した斜めひび割れは完全に閉じなくなる。また、柱端の梁フェースから離れた位置から梁主筋の定着端に向かう斜めのひび割れ（図 4-1 中④）が生じる。

ここで、十字形柱梁接合部の破壊機構と同様に、接合部の 4 つの辺のうち、上下の柱と梁がそれぞれ並進および回転の自由度を持つと考える。梁がとりついておらず梁の軸力の反力のみが作用する柱の柱梁接合部の自由面側（外側）の部分は、図 4-2 のように下柱に従属して変形するものとする。従って、ト形接合部では 6 つの独立な自由度を扱うことになる。

本論では、ト形接合部の実験で観察される前述の事実と柱梁接合部が有する変形の自由度の仮定より、ト形接合部の終局時の変形機構を図 4-3 のように仮定する。すなわち、1) 梁主筋と梁側の柱主筋の引張ひずみが増大し、柱梁接合部中央の斜めひび割れと入隅部から生じた斜めひび割れが拡大して接合部の変形が増大する変形機構（図 3(a)：変形機構 I）、2) 梁がとりつかない側（外側）の柱主筋と柱梁接合部の横補強筋の引張ひずみが増大し、柱梁接合部中央の斜めひび割れが拡大する変形機構（図 4-3 (b)：変形機構 II）、3) 梁側の柱主筋の引張ひずみが増大し、梁が遠ざかる側の柱（図 4-3 中では上柱）端のひび割れと接合部中央の斜めひび割れが拡大する変形機構（図 4-3 (c)：変形機構 III）、4) 梁主筋定着端から接合部側および柱側に伸展した斜めひび割れが拡大し引張側の梁主筋が抜け出してくる変形機構（図 4-3 (d)：変形機構 IV）である。ここで、変形機構 I は 3 章で述べた十字形接合部の終局状態に類似のものであり、変形機構 IV は従来掻き出し破壊と呼ばれているものである。

部分架構の終局強度には、いずれかの変形機構におけるモーメントに対する抵抗機構が鉄筋の降伏もしくはコンクリートの圧壊により上限に達するか、梁端もしくは柱端のひび割れ（図 4-1 中②）のみが拡大する梁または柱の曲げ破壊によって達すると考えるものとする。

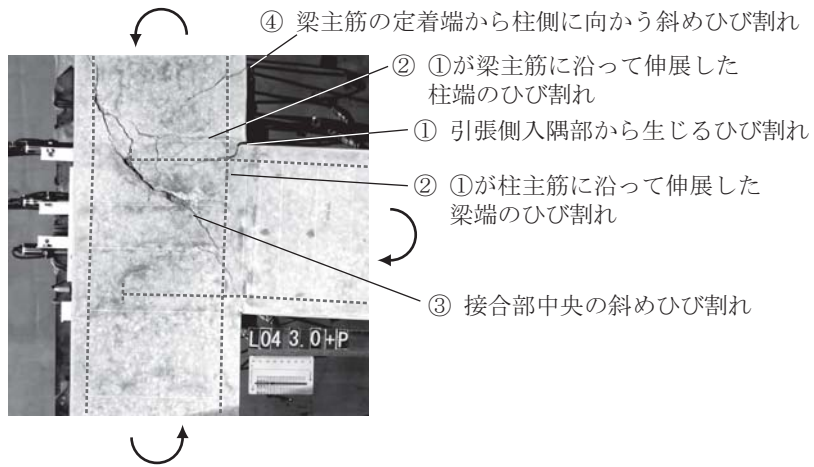


図 4-1 ト形接合部のひび割れ

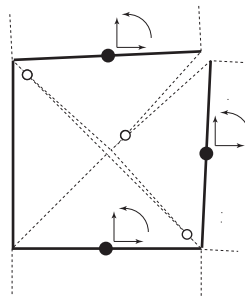


図 4-2 ト形接合部の自由度

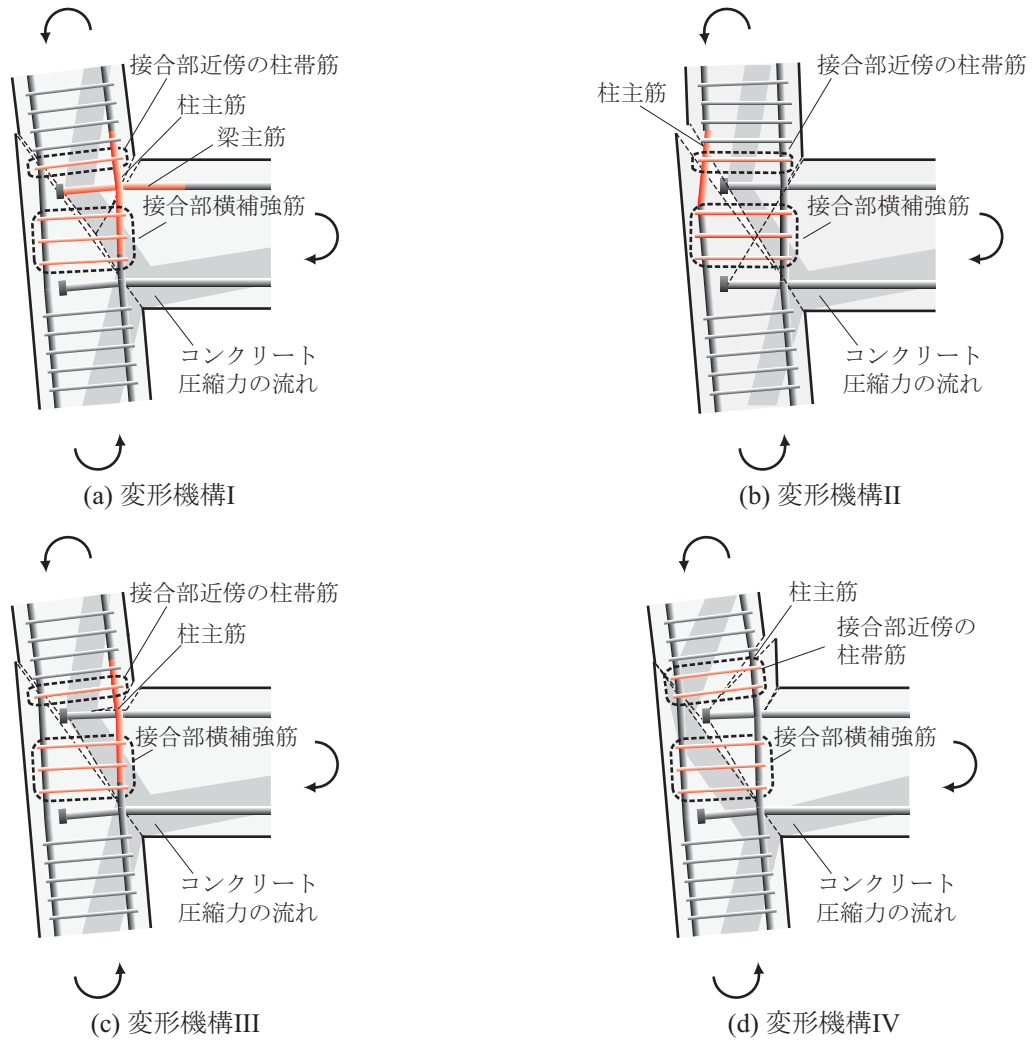


図 4-3 ト形接合部の終局時の変形

4.2 柱梁接合部の斜めひび割れ面のモーメントに対する抵抗機構

4.2.1 仮想断面に生じる応力

本節では 4.1 節で仮定した変形機構のうち、柱梁接合部中央の斜めひび割れと入隅部から生じ接合部中央に向かって伸展したひび割れのいずれかもしくは両方が拡大する変形機構 I および変形機構 II について考える。

まず、圧縮側の柱と梁の入隅部と梁の引張主筋の定着端を結ぶ線を柱の外側の面まで延長した線と、引張側の柱と梁の入隅部から梁の圧縮鉄筋の定着端に向かって伸ばした線により構成される仮想断面を設定し、仮想断面上の応力および柱梁接合部に作用する外力を図 4-4 のように仮定する。

コンクリートは仮想断面上においても直応力下でのせん断力の伝達は可能とし、コンクリートの応力の向きは必ずしも仮想断面に直交しないものとする。さらに、分布するコンクリートの応力はその重心位置に合力として作用するものとする。鉄筋は軸応力のみが生じるものとする。また、接合部の横補強筋と柱中段筋は複数の鉄筋の応力をそれぞれの合力として材軸上に作用するものとして扱う。

梁の引張主筋の定着端では、機械式定着の場合は梁主筋の引張力は上柱側のコンクリート内部に定着され、斜めひび割れを越えないものとする。すなわち、梁主筋の定着端側のひび割れを横切る応力は $T_{ah} = T_{av} = 0$ である。これは、実験においても柱と梁の入隅部から梁主筋の定着端を結ぶ向きに生じる斜めひび割れは定着端の背面を通り柱まで伸展するため、梁主筋はこのひび割れをまたがないことと対応したものである。一方、折り曲げ定着の場合、仮想断面は梁主筋の定着部の水平部と鉛直部の延長線上の交点と圧縮側の入隅部を結ぶ線とし、応力の向きは仮想断面に直交する向きとする。

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（材軸の交点）に作用するものとする。また、左右が対称な十字形接合部と異なり T 形接合部では上柱に作用する軸力に加え梁のせん断力に釣り合うように変動軸力が柱に生じる。実験の場合には上下の柱の変動軸力の大きさは加力方法によって異なる。架構の中にあっても柱と梁が遠ざかる側（図 4-3 等では上柱側）と近づく側のどちらが上階側にくるかは地震力の方向によって変わり、変動軸力が生じる側も変わってくる。そこで、以下では柱と梁が遠ざかる側の柱の変動軸力の大きさの梁せん断力に対する比を r ($0 \leq r \leq 1$) として定式化を行うこととした。

4.2.2 コンクリートの応力の大きさと作用位置

終局時の接合部内のコンクリートの応力の流れは図 4-3 中のハッチ部分のように仮定し、柱内のコンクリート圧縮力は梁主筋定着端付近に向かって流れるものとする。柱および柱梁接合部内の圧縮ストラットの水平成分とは梁主筋の定着力が釣り合うことになるためである。そのため、柱外側主筋付近での上柱と下柱間の圧縮力のやりとりはないもの仮定し、 $C_{3x} = C_{3y} = 0$ とする。これは、T 形柱梁接合部の実験[4.1]でこの部分で観察されたひび割れが最大耐力時にも閉じていなかった観察事実にも合わせた仮定である。

ただし、梁の主筋近傍に多量の柱帯筋や接合部横補強筋が配され柱内のコンクリートの圧縮力の一部は外側の柱主筋近傍に向かいこのひび割れが大きく開かない場合や、柱軸力が大きい場合には必ずしもこの仮定は成り立たない。しかし、この位置に圧縮力が生じる場合を場合分け等すると理論式がひじょうに複雑となることから、その鉛直成分については厳密には作用位置が異なるものの外側の柱主筋の応力の一部として表わすものとしてコンクリートの応力としては扱わずゼロとする。また、水平成分は下柱側に含まれる三角形部分にも斜めストラット生じるものとし、やはりひび割れはまたがないものと仮定し、柱外側主筋付近のコンクリートの圧縮力は常にゼロとした。

前節および以上の仮定により、上柱、下柱それぞれについての水平、鉛直方向の力の釣り合いから以下の関

係が成り立つ。

$$\begin{aligned}
 C_{1x} &= T_{b1} - T_s - T_{ah} - V_{c1} \\
 C_{1y} &= T_{c1} + T_m + T_e + T_{av} + N_c - rV_b \\
 C_{2x} &= T_{b2} + T_h + T_s + T_{ah} + V_{c2} \\
 C_{2y} &= T_{c2} + T_m + T_e + T_{av} + N_c + (1-r)V_b
 \end{aligned} \tag{4-1}$$

ただし、

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

$$T_{ah} = T_a \sin\phi = T_a \frac{R_h}{\sqrt{1+R_h^2}}, \quad T_{av} = T_a \cos\phi = T_a \frac{1}{\sqrt{1+R_h^2}} \quad (\text{機械式定着の場合は } T_a=0)$$

ここで、

C_{1x} , C_{1y} : 接合部中央のコンクリート応力の水平, 鉛直成分, C_{2x} , C_{2y} : 接合部入隅部のコンクリート応力の水平, 鉛直成分, T_a : 梁主筋の斜めひび割れを横切る位置での応力, T_{ah} : 梁主筋の斜めひび割れを横切る位置での応力の水平成分, T_{av} : 梁主筋の斜めひび割れを横切る位置での応力の鉛直成分, T_b : 梁の引張主筋の応力, T_{b2} : 梁の圧縮側主筋の応力, T_c : 梁側の柱主筋の応力, T_{c2} : 柱の圧縮側主筋の応力, T_e : 外側の柱主筋の応力, T_h : 接合部横補強筋の応力, T_m : 柱中段筋の応力, T_s : 柱端近傍の柱帯筋の応力, V_b : 梁のせん断力, V_{c1} : 上柱のせん断力, V_{c2} : 下柱のせん断力, r : 上柱の変動軸力の梁せん断力の大きさに対する比, D_b : 梁せい, D_c : 柱せい, D_h : 梁主筋の水平定着長さ, R : 梁せいの柱せいに対する比 (接合部アスペクト比), R_h : 梁主筋の定着端と柱梁接合部の圧縮側の入隅部を結ぶ線が水平となす角の正接, g_b : 梁の引張主筋と圧縮側主筋の応力の重心間距離の梁せいに対する比 (主筋間距離比), λ : 梁主筋の水平定着長さの柱せいに対する比

仮想断面上のコンクリートの応力の分布は力の釣り合いと変形の適合条件を満足するように応力の大きさと変形状態によって変化し, 合力の作用位置も変化する。しかし, 本論文では以下の抵抗モーメントの算出にあたって簡単なように, 圧縮ゾーンにおける圧縮力の分布形状はストレスブロックの考え方を準用する。すなわち, ストレスブロックの応力の幅は圧縮ゾーンの大きさの 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ものとし, コンクリートの合力を C_i , 断面の幅を b_i とすると作用位置は仮想断面上の圧縮縁から $C_i / (2b_i\beta_3f_c)$ となる。

ここで, 接合部入隅部近傍でのコンクリートの応力の流れを考えると, 入隅部のコンクリート応力の水平成分は梁端のコンクリートの圧縮力と, 鉛直成分は柱端のコンクリートの圧縮力と釣り合っている。このとき, 梁幅が柱幅に対して小さい場合には梁端のコンクリートの圧縮力は奥行き方向に急激に広がることはできない。そこで, 入隅部のコンクリート応力の奥行き方向の幅は梁幅と仮定する。一方, 接合部中央では奥行き方向に十分に広がることができるとし, コンクリート応力の奥行き方向の幅は柱幅とする。

4.2.3 接合部の抵抗モーメント

仮想断面に生じている鉄筋およびコンクリートの応力による接合部の中心まわりのモーメントが外力モーメントと釣り合っており、すなわち接合部の抵抗モーメントである。

上下の柱について、外力モーメントと仮想断面上の応力の釣り合いから次式が成り立つ。

$$M_{c1} = (T_{b1} - T_{ah}) \frac{g_b D_b}{2} - T_s \frac{g_s D_b}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{1x}^2}{b_c \beta_3 f_c} + (T_{c1} - T_e) \frac{g_c D_c}{2} - T_{av} \left(D_h - \frac{D_c}{2} \right) - C_{1y} \left(e D_c + \frac{1}{2} \frac{C_{1y}}{b_c \beta_3 f_c} \right) \quad (4-2)$$

$$M_{c2} = (T_{ah} - T_{b2}) \frac{g_b D_b}{2} + T_s \frac{g_s D_b}{2} + C_{2x} \left(\frac{D_b}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2x}}{b_b \beta_3 f_c} \right) + (T_e - T_{c2}) \frac{g_c D_c}{2} + T_{av} \left(D_h - \frac{D_c}{2} \right) + C_{2y} \left(\frac{D_c}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2y}}{b_b \beta_3 f_c} \right) \quad (4-3)$$

ただし、

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

ここで、

D_b : 梁せい, D_c : 柱せい, D_h : 梁主筋の水平定着長さ, b_b : 梁幅, b_c : 柱幅, 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高さのコンクリート圧縮強度に対する比

接合部モーメントは上下の柱の外力モーメントの和であり、式(4-1)を用いて鉄筋の応力で表わすと次式となる。

$$\begin{aligned} M_j &= M_{c1} + M_{c2} \\ &= \frac{1}{2} \left\{ g_b - \frac{T_{b1} - T_{ah} - T_s - V_{c1}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right\} (T_{b1} - T_{ah} - T_s - V_{c1}) D_b \\ &\quad + \frac{1}{2} \left\{ (g_c - 2e) - \frac{T_{c1} + T_m + T_e + T_{av} + N_c - rV_b}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} (T_{c1} + T_m + T_e + T_{av} + N_c - rV_b) D_c \\ &\quad + \frac{1}{2} \left\{ (1 - g_b) - \frac{T_{b2} + T_{ah} + T_s + T_h + V_{c2}}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right\} (T_{b2} + T_{ah} + T_s + T_h + V_{c2}) D_b \\ &\quad + \frac{1}{2} \left\{ (1 - g_c) - \frac{T_{c2} + T_m + T_e + T_{av} + N_c + (1-r)V_b}{b_b D_c \beta_3 f_c} \right\} (T_{c2} + T_m + T_e + T_{av} + N_c + (1-r)V_b) D_c \\ &\quad + g_b \left(T_{ah} + T_s + \frac{T_h}{2} \right) D_b \\ &\quad + \frac{1}{2} g_b (V_{c1} + V_{c2}) D_b + \frac{1}{2} g_c V_b D_c \end{aligned} \quad (4-4)$$

この式(4-4) について接合部の終局時の鉄筋の応力を仮定することで接合部の終局モーメントを求める。なお、架構内にあつては上下の柱のせん断力は架構の状態に応じて刻々と変化し、上下の柱のせん断力の差により梁

に軸力が生じるが、以下では基本的なケースとして上下の柱のせん断力の大きさは等しく ($V_c=V_{c1}=V_{c2}$)、梁の軸力はないケースを扱う。

また、ト形接合部では梁と柱が近づく側 (図 4-3 では下柱側) と遠ざかる側 (図 4-3 では上柱側) では剛性、強度が異なり、架構の中では応力の再配分により強度が大きい閉じる側のモーメントが大きくなっていく。そのため、一般的なト形接合部部分架構の実験の場合とは異なり終局強度時の上下のモーメントの比も架構の状態に応じて刻々と変化する[4.2]。しかし、ここでは実験との比較も念頭に基本的なケースとして上下の柱のモーメントの比が 1、すなわち上下の柱のせん断力が等しい条件下では上下の柱の反曲点までの距離が等しい場合を検討する。この場合は、上下の柱のモーメントが等しいので式(4-2)と式(4-3)によるモーメントが等しく、式(4-5)に示すように $M_{c1}-M_{c2}=0$ が成り立つ。この式(4-5)は T_e に関する 2 次方程式であり、これを解くことにより外側柱主筋の応力 T_e を求めることができる。

$$\begin{aligned}
 M_{c1}-M_{c2} &= \frac{1}{2} \left\{ g_b - \frac{T_{b1}-T_{ah}-T_s-V_{c1}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right\} (T_{b1}-T_{ah}-T_s-V_{c1}) D_b \\
 &+ \frac{1}{2} \left\{ (g_c - 2e) - \frac{T_{c1}+T_m+T_e+T_{av}+N_c-rV_b}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} (T_{c1}+T_m+T_e+T_{av}+N_c-rV_b) D_c \\
 &- \frac{1}{2} \left\{ (1-g_b) - \frac{T_{b2}+T_{ah}+T_s+T_h+V_{c2}}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right\} (T_{b2}+T_{ah}+T_s+T_h+V_{c2}) D_b \\
 &- \frac{1}{2} \left\{ (1-g_c) - \frac{T_{c2}+T_m+T_e+T_{av}+N_c+(1-r)V_b}{b_b D_c \beta_3 f_c} \right\} (T_{c2}+T_m+T_e+T_{av}+N_c+(1-r)V_b) D_c \quad (4-5) \\
 &- g_b \left(T_{ah}+T_s+\frac{T_h}{2} \right) D_b - (g_s-g_b) T_s D_b \\
 &- 2g_c \left(T_e+T_{av}+\frac{T_m+N_c}{2} \right) D_c + 2 \left(\frac{1+g_c}{2} - \lambda \right) T_{av} D_c \\
 &+ \frac{g_b}{2} (V_{c1}-V_{c2}) D_b + \frac{g_c}{2} \frac{1-2r}{2} V_b D_c \\
 &= 0
 \end{aligned}$$

4.2.4 柱・梁主筋の降伏による接合部の終局状態

まず、引張側の入隅部のひび割れを横切る梁主筋および柱主筋が降伏して終局状態にいたる変形機構 I を考える。

(1) 終局時の鉄筋の応力

接合部内で柱と梁の引張主筋および接合部横補強筋、柱中段筋がやがてすべて降伏して接合部は終局状態となるとし、そのときの接合部の抵抗モーメントを終局モーメントとしてその算定式を示す。

引張主筋は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抵抗モーメントが最大となるような応力が生じると仮定する。一般に引張主筋の降伏後に接合部の変形が増大すると接合部の対角方向の斜めひび割れは拡大し、それを横切る位置で圧縮側の主筋の引張力が増加する。式(4-4)の第 3 項および第 4 項が示すように圧縮側の鉄筋の引張力の増大によっても接合部の抵抗モーメントは増大し、やがて減少に転じる。つまり、この抵抗モーメントが極大値に達したときを終局状態と仮定する。抵抗モーメントが最大となる圧縮側主筋の応力は、抵抗モーメントの大きさを表す式(4-4)を圧縮側主筋の応力 T_{b2} , T_{c2} で偏微分し、微係数がゼロとなる応力として得られ、極大値となる条件は次のようになる。

$$\begin{aligned}
T_{b2} &= \frac{1}{2}(1-g_b)b_b D_b \beta_3 f_c - T_h - T_s - T_{ah} - V_c \\
T_{c2} &= \frac{1}{2}(1-g_c)b_b D_c \beta_3 f_c - T_m - T_e - T_{av} - N_c - (1-r)V_b
\end{aligned}
\tag{4-6}$$

ただし、主筋の応力がとりうる値の範囲は圧縮降伏から引張降伏の間である。例えば圧縮側の主筋量が小さい場合や主筋位置が断面中心位置に寄っている（主筋間距離比が小さい）場合には抵抗モーメントが極大値となる前に圧縮側の主筋も引張降伏する場合があります、このときには圧縮側の主筋の応力も引張降伏時の強度とする。

また、柱や梁の軸力が大きい場合、軸力だけでコンクリート応力の分布域が主筋位置を超えて広がる場合も考えられる。圧縮域が大きくなるとその作用位置が接合部の中心に近づき抵抗モーメントは小さくなってしまいうため、変形の適合条件を無視すればコンクリートの圧縮域はある程度大きくなった後は圧縮主筋の圧縮力が大きくなってコンクリートの圧縮力の作用位置は変化しない方が抵抗モーメントは大きくなる。特に高強度鉄筋を用いている場合、式(4-6)で圧縮側の主筋の応力を算定すると鉄筋の応力だけが大きくなる。しかし、変形の適合を考えると圧縮鉄筋のひずみがコンクリートのひずみに対して極端に大きくなることはありえない。そこで、圧縮側の主筋の応力の下限としてコンクリートの終局ひずみと等しい圧縮ひずみが鉄筋に生じたときの応力を考慮する。

以上の圧縮側の鉄筋の応力に関する制限をまとめると以下となる。

$$\begin{aligned}
T_{by} \geq T_{b2} \geq -T_{by} \quad \text{かつ} \quad T_{b2} \geq -E_s \varepsilon_u A_b = -\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} T_{by} \\
T_{cy} \geq T_{c2} \geq -T_{cy} \quad \text{かつ} \quad T_{c2} \geq -E_s \varepsilon_u A_c = -\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} T_{cy}
\end{aligned}
\tag{4-7}$$

ここで、

T_{by} : 梁主筋の降伏強度, T_{cy} : 柱主筋の降伏強度, E_s : 鉄筋のヤング率, A_b : 梁主筋の断面積, A_c : 柱主筋の断面積, ε_u : コンクリートの終局ひずみ, ε_y : 鉄筋の降伏ひずみ

(2) 上下の柱のモーメントが等しい場合の接合部の終局モーメント

式(4-5)をみると、十字形接合部の場合と同様に仮想断面で分割したフリーボディに作用する応力と外力のうち、水平方向の成分と鉛直方向の成分の連成項はなく、それぞれの寄与分の和となっている。また、右辺にせん断力に関する項が残っていると終局モーメントを陽に求めることができないため、せん断力の影響を示す項を別に表すことにし、式(4-4)から求まる抵抗モーメントを水平方向の鉄筋の応力と梁軸力によるモーメント M_{jh} と鉛直方向の鉄筋の応力および柱軸力によるモーメント M_{jv} 、さらにせん断力の影響を示す係数 γ_h および γ_v を用いて、式(4-8)の形で表すことにする。

$$M_j = \frac{1}{2}(M_{jh} + M_{jv}) + \frac{1}{2} \left(\gamma_h D_b V_c + \gamma_v D_c \frac{V_b}{2} \right)
\tag{4-8}$$

水平成分によるモーメント M_{jh} , 鉛直成分によるモーメント M_{jv} , せん断力の影響を示す係数 γ_h および γ_v は, 梁, 柱の圧縮側主筋の応力により場合分けされ, それぞれ式(4-11)~(4-19)に示すように導かれる。

さらに, 梁, 柱のせん断力と接合部の抵抗モーメント (節点モーメント) の関係 ($M_j = V_b L / 2 = V_c H$) を考慮すると, 式(4-8)は式(4-9)のように右辺にせん断力の項を含まない形に変形でき, 接合部の形状と鉄筋の応力が定まれば接合部の抵抗モーメントを陽に算定することができる。せん断力の影響を示す係数 γ_h および γ_v にはせん断力の影響を示す項が残る場合があるが, 一般に他の項に比べて小さいためこれは無視する。

$$M_j = \left[\frac{1}{2} (M_{jh} + M_{jv}) \right] \left/ \left[1 - \frac{1}{2} \left(\gamma_h \frac{D_b}{H} + \gamma_v \frac{D_c}{L} \right) \right] \right. \quad (4-9)$$

圧縮側主筋の応力は抵抗モーメント極大時の応力の場合

このとき, 外側の柱主筋の応力は式(4-5)に式(4-6) を代入して得られる次式の解である。ただし, ここではせん断力の影響は無視することとした。

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2} \left\{ (3g_c + 2e) + \frac{(T_e + T_{av} + (T_m + N_c)/2) + 2(T_{cl} + (T_m + N_c)/2)}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} \left(T_e + T_{av} + \frac{T_m + N_c}{2} \right) D_c \\ & = \frac{1}{2} \left\{ g_b - \frac{T_{bl} - T_{ah} - T_s}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right\} (T_{bl} - T_{ah} - T_s) D_b + \frac{1}{2} \left\{ (g_c - 2e) - \frac{T_{cl} + (T_m + N_c)/2}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} \left(T_{cl} + \frac{T_m + N_c}{2} \right) D_c \\ & \quad - \frac{1}{8} (1 - g_b)^2 b_b D_b^2 \beta_3 f_c - \frac{1}{8} (1 - g_c)^2 b_b D_c^2 \beta_3 f_c \\ & \quad - g_b \left(T_{ah} + T_s + \frac{T_h}{2} \right) D_b - (g_s - g_b) T_s D_b + 2 \left(\frac{1 + g_c}{2} - \lambda \right) T_{av} D_c \end{aligned} \quad (4-10)$$

引張側主筋は降伏強度であり, 圧縮側主筋の応力は式(4-6)により表されるので, これらを式(4-4)に代入して式(4-8)の形に整理する。すると, 水平方向の鉄筋の応力と梁軸力によるモーメント M_{jh} と鉛直方向の鉄筋の応力および柱軸力によるモーメント M_{jv} , さらにせん断力の影響を示す係数 γ_h および γ_v は以下となる。

$$M_{jh} = \left(g_b - \frac{T_{by} - T_s - T_{ah}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right) (T_{by} - T_s - T_{ah}) D_b + 2g_b \left(T_{ah} + T_s + \frac{T_h}{2} \right) D_b + \frac{1}{4} (1 - g_b)^2 b_b D_b^2 \beta_3 f_c \quad (4-11)$$

$$\gamma_h \cong g_b + 2 \frac{T_{by} - T_s - T_{ah}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \quad (4-12)$$

$$M_{jv} = \left\{ (g_c - 2e) - \frac{T_{cy} + T_m + T_e + T_{av} + N_c}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} (T_{cy} + T_m + T_e + T_{av} + N_c) D_c + \frac{1}{4} (1 - g_c)^2 b_b D_c^2 \beta_3 f_c \quad (4-13)$$

$$\gamma_v \cong 2r \left\{ \frac{1-r}{r} g_c + 2e + 2 \frac{T_{cy} + T_m + T_e + T_{av} + N_c}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} \quad (4-14)$$

圧縮側主筋の応力は降伏もしくは圧縮ひずみの制限による場合

このとき, 外側の柱主筋の応力は式(4-6) を整理して得られる次式の解である。ただし, ここではせん断力の影響は無視することとした。

$$\begin{aligned}
& \frac{1}{2} \left\{ 2(g_c + e) + \frac{(1 - b_c/b_b)(T_e + T_{av} + 3/2 \cdot (T_m + N_c)) + 2(T_{cy} - b_c/b_b T_{c2})}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} \left(T_e + T_{av} + \frac{T_m + N_c}{2} \right) D_c \\
&= \frac{1}{2} \left\{ g_b - \frac{T_{b1} - T_{ah} - T_s}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right\} (T_{by} - T_{ah} - T_s) D_b \\
&- \frac{1}{2} \left\{ (1 - g_b) - \frac{\alpha_b T_{by} + T_{ah} + T_s + T_h}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right\} (\alpha_b T_{by} + T_{ah} + T_s + T_h) D_b \\
&+ \frac{1}{2} \left\{ (g_c - 2e) - \frac{T_{cy} + (T_m + N_c)/2}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} \left(T_{cy} + \frac{T_m + N_c}{2} \right) D_c \\
&- \frac{1}{2} \left\{ (1 - g_c) - \frac{\alpha_c T_{cy} + (T_m + N_c)/2}{b_b D_c \beta_3 f_c} \right\} \left(\alpha_c T_{cy} + \frac{T_m + N_c}{2} \right) D_c \\
&- g_b \left(T_{ah} + T_s + \frac{T_h}{2} \right) D_b - (g_s - g_b) T_s D_b + 2 \left(\frac{1 + g_c}{2} - \lambda \right) T_{av} D_c
\end{aligned} \tag{4-15}$$

圧縮側主筋の応力 T_{b2} , T_{c2} を引張側の主筋の応力に対する比 α_b , α_c で表し、同様に式(4-5)を式(4-8)の形に整理すると以下となる。

$$\begin{aligned}
M_{jh} &= \left\{ 1 - \left(1 + \frac{b_c}{b_b} \right) \frac{T_{by} - T_{ah} - T_s}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right\} (T_{by} - T_{ah} - T_s) D_b \\
&- (1 - \alpha_b) \left\{ (1 - g_b) - 2 \frac{b_c (1 + \alpha_b)/2 \cdot T_{by} + T_{ah} + T_s + T_h}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right\} T_{by} D_b \\
&+ 2 \left\{ 1 - 2 \frac{b_c T_{by} + T_h/2}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right\} \left(T_{ah} + T_s + \frac{T_h}{2} \right) D_b
\end{aligned} \tag{4-16}$$

$$\gamma_h \cong 1 + 2 \left\{ \left(1 - \frac{b_c}{b_b} \right) \frac{T_{by} - T_s - T_{ah}}{b_c D_b \beta_3 f_c} + (1 - \alpha_b) \frac{b_c T_{by}}{b_b D_b \beta_3 f_c} - 2 \frac{b_c T_{ah} + T_s + T_h/2}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right\} \tag{4-17}$$

$$\begin{aligned}
M_{jv} &= \left\{ (1 - 2e) - \left(1 + \frac{b_c}{b_b} \right) \frac{T_{cy} + T_m + T_e + T_{av} + N_c}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} (T_{cy} + T_m + T_e + T_{av} + N_c) D_c \\
&- (1 - \alpha_c) \left\{ (1 - g_c) - 2 \frac{b_c (1 + \alpha_c)/2 \cdot T_{cy} + T_m + T_e + T_{av} + N_c}{b_b D_c \beta_3 f_c} \right\} T_{cy} D_c
\end{aligned} \tag{4-18}$$

$$\gamma_v \cong 2r \left\{ \left(\frac{1-r}{r} + 2e \right) + 2 \left(1 - \frac{1-r}{r} \frac{b_c}{b_b} \right) \frac{T_{cy} + T_m + T_e + T_{av} + N_c}{b_c D_c \beta_3 f_c} + 2(1 - \alpha_c) \frac{1-r}{r} \frac{b_c}{b_b} \frac{T_{cy}}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} \tag{4-19}$$

ただし、

$$\alpha_b = T_{b2}/T_{by}, \quad \alpha_c = T_{c2}/T_{cy}$$

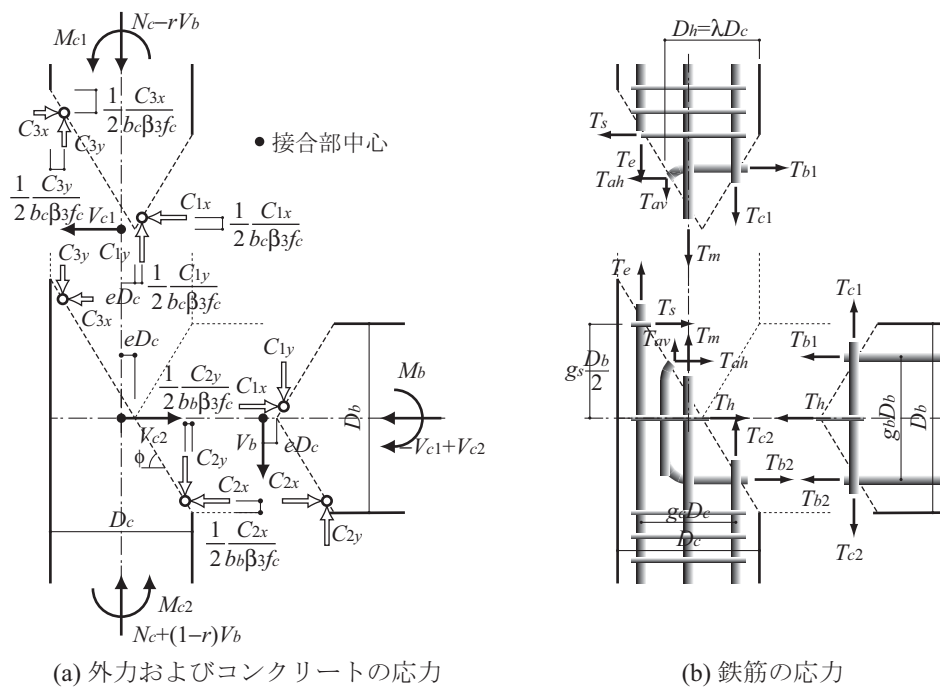


図 4-4 変形機構 I, II の仮想断面上の応力

4.3 接合部の釣り合い破壊

4.2節では接合部内で柱、梁の引張主筋が降伏した状態を接合部の終局状態とした。しかし、コンクリート断面に対して主筋量が過剰になると主筋の降伏の前にコンクリートの圧壊が始まる。このような破壊を接合部の釣り合い破壊と呼んでいる⁷⁾。

ここでは接合部の変形機構を十字形接合部の場合と同様にモデル化し、接合部パネルの変形と接合部中央のコンクリートのひずみの関係、接合部の変形と鉄筋に生じる応力の関係をそれぞれ仮定し、鉄筋の降伏と同時にコンクリートのひずみが終局ひずみに達する状態である釣り合い破壊の条件を定式化する。

4.3.1 接合部パネルの変形と接合部中央のコンクリートのひずみ

接合部パネルの変形状態を図 4-5 のように仮定する。また、接合部の対角方向の斜めストラットではコンクリートには斜めストラットの方向に一樣に圧縮ひずみが生じているとする。この変形機構における接合部パネルの辺（柱、梁端）の回転角と対角方向の斜めストラットのひずみの関係は、図中の圧縮ゾーンの幅をあらわす記号 x_1 を用いて式(4-20)のように表すことができる。ここで、 D_c' は梁側の柱フェースから圧縮側入隅部と梁主筋の定着端を結ぶ斜めひび割れの線を梁フェース高さまで延長して得られる点までの距離、 ξ_1 は引張側の入隅部から圧縮側入隅部と梁主筋の定着端を結ぶ斜めひび割れの線までの距離に対する圧縮ゾーンの幅 x_1 の比である。

$$\varepsilon_u = \frac{x_1(\theta_b + \theta_c)}{\sqrt{D_c'^2 + D_b^2}} = \frac{R_h}{1 + R_h^2} \xi_1(\theta_b + \theta_c) \quad (4-20)$$

ただし、

$$\xi_1 = \frac{x_1}{D_b \cos\phi} = \frac{x_1}{D_c' \sin\phi}, \quad R_h = \tan\phi = \frac{D_b}{D_c'}, \quad D_c' = \frac{R}{R_h} D_c = (1 - 2e) D_c$$

ここで、

x_1 : 接合部中央コンクリートストラットの圧縮ゾーンの幅、 θ_b : 梁端の回転角、 θ_c : 上柱端の回転角、
 ξ_1 : 基準化した接合部中央のコンクリートストラットの幅

4.3.2 接合部パネルの変形と主筋の伸び

図 4-5 の変形機構における梁の引張主筋および梁側の柱主筋の接合部内での伸びは、梁、柱側からの鉄筋の抜け出しがないと仮定すると幾何学的に以下のように接合部パネルの回転角と関係付けられる。ここで、梁主筋が機械式定着されている場合にはその定着端は上柱側の三角形の部分とともに移動し、折り曲げ定着の場合には定着端は下柱側の三角形の部分に固定され移動しないものとする。また、入隅部から生じるひび割れは実験におけるひび割れの状況（図 4-1）に合わせ、梁主筋と柱主筋の交差位置から鉛直および水平に伸びるものとしている。

梁主筋の伸び

折り曲げ定着の場合

$$\begin{aligned}\Delta L_b &\cong \left\{ \frac{1+g_b}{2} D_b - x_{2x} \right\} \theta_b \\ &= \left(\frac{1+g_b}{2} - \xi_{2x} \right) \theta_b D_b\end{aligned}\tag{4-21}$$

ただし,

$$\xi_{2x} = \frac{x_{2x}}{D_b}$$

ここで,

L_b : 接合部内での梁主筋の伸び, x_{2x} : 接合部入隅部コンクリートストラットの圧縮ゾーンの幅, ξ_{2x} : 基準化した接合部入隅部のコンクリートストラットの幅

機械式定着の場合

$$\begin{aligned}\Delta L_b &\cong \left(\frac{1+g_b}{2} D_b - \frac{1-g_c}{2} D_c R_h \right) \theta_b - D_c' \varepsilon_u \\ &= \left\{ \left(\frac{1+g_b}{2} - \frac{1-g_c}{2} \frac{R_h}{R} \right) \theta_b - \frac{1}{R_h} \varepsilon_u \right\} D_b\end{aligned}\tag{4-22}$$

柱主筋の伸び

折り曲げ定着, 機械式定着とも共通に以下となる。

$$\begin{aligned}\Delta L_c &\cong \left(D_h - \frac{1-g_c}{2} D_c \right) \theta_c + \left(\frac{1-g_c}{2} D_c - x_{2y} \right) \theta_b - D_b \varepsilon_u \\ &= \left\{ \left(\frac{1+g_b}{2} - \frac{1-g_c}{2} \frac{R_h}{R} \right) \theta_c + \left(\frac{1-g_c}{2} - \xi_{2y} \right) \frac{R_h}{R} \theta_b - R_h \varepsilon_u \right\} D_c'\end{aligned}\tag{4-23}$$

ただし,

$$\xi_{2y} = \frac{x_{2y}}{D_c}$$

ここで,

L_c : 接合部内での柱主筋の伸び, x_{2y} : 接合部入隅部コンクリートストラットの圧縮ゾーンの幅, ξ_{2y} : 基準化した接合部入隅部のコンクリートストラットの幅

この式(4-21)~(4-23)より鉄筋の伸びと接合部の変形角の関係が導かれ, さらに式(4-20)の関係を用いることで, 基準化した接合部中央の圧縮域の幅 ξ_1 と主筋の伸び ΔL_b , ΔL_c の関係が次のように導かれる。

折り曲げ定着の場合

$$\begin{aligned}\theta_b + \theta_c &= \left(R_h + \frac{1}{R_h} \right) \frac{\varepsilon_u}{\xi_1} \\ &= \frac{(1-K) \frac{1}{R_h} \frac{\Delta L_b}{D_c'} + R_h \left(\frac{\Delta L_c}{D_b} + \varepsilon_u \right)}{\frac{1+g_b}{2} - \frac{1-g_c}{2} \frac{R_h}{R}}\end{aligned}\quad (4-24)$$

ここに,

$$K = \frac{R_h}{R} \left(1 - g_c - \xi_{2y} - \xi_{2x} \frac{R}{R_h} \right) \bigg/ \left(\frac{1+g_b}{2} - \xi_{2x} \right)$$

機械式定着の場合

$$\begin{aligned}\theta_b + \theta_c &= \left(R_h + \frac{1}{R_h} \right) \frac{\varepsilon_u}{\xi_1} \\ &= \frac{(1-K) \frac{1}{R_h} \left(\frac{\Delta L_b}{D_c'} + \varepsilon_u \right) + R_h \left(\frac{\Delta L_c}{D_b} + \varepsilon_u \right)}{\frac{1+g_b}{2} - \frac{1-g_c}{2} \frac{R_h}{R}}\end{aligned}\quad (4-25)$$

ここに,

$$K = \frac{R_h}{R} \left(\frac{1-g_c}{2} - \xi_{2y} \right) \bigg/ \left(\frac{1+g_b}{2} - \frac{1-g_c}{2} \frac{R_h}{R} \right)$$

4.3.3 主筋の応力と伸び

接合部内での主筋のひずみ分布は斜めひび割れ間では線形と仮定する。すると、通し主筋の斜めひび割れを横切る位置での主筋の応力を鉄筋の弾性係数と鉄筋の断面積で除して接合部内の平均ひずみを求め、これに長さに乗じたものが主筋の伸び量となる。ここで、 T_{b3} は梁の主筋の定着部手前での引張力であり、折り曲げ定着であれば斜めひび割れを横切る位置での梁主筋の引張力と等しく $T_{b3} = T_a = \sqrt{T_{ah}^2 + T_{av}^2}$ である。

$$\begin{aligned}\Delta L_b &= \frac{(T_{b1} + T_{b3})/2}{E_s A_b} \left(D_h - \frac{1-g_b}{2} D_c \right) \\ &= \frac{(T_{b1} + T_{b3})/2}{E_s A_b} \left\{ g_b - \left(1 - \frac{R_h}{R} \right) \frac{1-g_b}{2} \right\} D_c'\end{aligned}\quad (4-26)$$

$$\Delta L_c = \frac{(T_{c1} + T_{c2})/2}{E_s A_c} g_c D_b \quad (4-27)$$

接合部の変形に適合するように求めた式(4-21)~(4-23)による主筋の伸びと、鉄筋のひずみから求めた式(4-26)~(4-27)による主筋の伸びは等しいので、この式(4-26)~(4-27)の結果を式(4-25)もしくは式(4-26)に代入すれば鉄筋の引張力と接合部の変形角の関係が求まる。

4.3.4 釣り合い破壊時の鉄筋の応力と中立軸位置

鉄筋の降伏が生じていない状態では変形が小さいため斜めストラットの向きは接合部中央の斜めひび割れ、すなわち梁主筋の定着端と圧縮側の柱と梁の入隅部を結ぶ向きに平行とする。すると、斜めストラットの圧縮域の幅 x_1 を用いてコンクリートの応力の水平および鉛直成分は次式のように表される。

$$C_{1x} = b_c x_1 \beta_1 \beta_3 f_c \cos \phi = \frac{1}{1+R_h^2} \xi_1 b_c D_b \beta_1 \beta_3 f_c \quad (4-28)$$

$$C_{1y} = b_c x_1 \beta_1 \beta_3 f_c \sin \phi = \frac{1}{1+1/R_h^2} \xi_1 b_c D_c' \beta_1 \beta_3 f_c \quad (4-29)$$

この式(4-28)～(4-29)と式(4-1)のコンクリートの応力と鉄筋の応力の関係を用いれば釣り合い破壊時の引張主筋の応力を定めることができる。また、圧縮側の主筋の応力は 4.2 節と同様に決定することにする。さらに、入隅部における回転中心は、入隅部のコンクリートの応力の大きさから圧縮域の幅を用いて次式により求める。

$$\xi_{2x} = \frac{C_{2x}}{b_b D_b \beta_1 \beta_3 f_c} = \frac{1}{\beta_1} \frac{T_{b2} + T_h + T_s + T_{ah} + V_c}{b_b D_b \beta_3 f_c} \quad (4-30)$$

$$\xi_{2y} = \frac{C_{2y}}{b_b D_c \beta_1 \beta_3 f_c} = \frac{1}{\beta_1} \frac{T_{c2} + T_m + T_e + T_{av} + N_c + (1-r)V_b}{b_b D_c \beta_3 f_c} \quad (4-31)$$

4.3.5 接合部の限界補強量

式(4-25)に式(4-26)～(4-27)を代入し、さらに上に仮定した釣り合い破壊時の主筋の応力と式(4-30)～(4-31)より求めた入隅部の回転中心位置を代入すれば、接合部中央の圧縮域の幅を示す係数 ξ_1 の 2 次方程式が得られ、これを解けば接合部中央の圧縮域の幅を定めることができる。このとき式(4-6)で表わす T_{b2} , T_{c2} , あるいは式(4-30)～(4-31)で表わす ξ_{2x} , ξ_{2y} にせん断力の項があるため解にせん断力の項が含まれる場合があり、本来はプログラム等を用いた収束計算等が必要となる。しかし、一般的なスパン長さの架構では鉄筋の応力に比べてせん断力の大きさは十分に小さいこと、 ξ_{2x} , ξ_{2y} も 1 より十分に小さいため式(4-25)においてその変動の影響はわずかとなることから、簡単のためにはせん断力の影響は無視しても問題ない。

主筋と斜めストラットのコンクリートが、同時にそれぞれ降伏ひずみと終局ひずみに達するときの主筋の引張力を接合部の釣り合い破壊を生じさせないための限界補強量と呼ぶ。前項までの計算で求めた釣り合い破壊時の圧縮域の幅を示す係数 ξ_1 を用いると、限界補強量は次式により表される。

$$T_{bb} = \frac{1}{1+R_h^2} \xi_1 b_c D_b \beta_1 \beta_3 f_c + T_s + T_{ah} + V_c \quad (4-32)$$

$$T_{cb} = \frac{1}{1+1/R_h^2} \xi_1 b_c D_c' \beta_1 \beta_3 f_c - T_m - T_e - T_{av} - N_c + rV_b \quad (4-33)$$

4.3.6 接合部の釣合モーメント

釣り合い破壊時のモーメントは、引張主筋の応力を限界補強量に相当する引張力とすることで求めることができる。実際の設計にあっては、釣り合い破壊が生じないよう主筋量を式(4-32)～(4-33)より求まる限界補強量

以下となるように決定することになるので釣合モーメントを求める必要はないが、実験結果との比較等に用いることができるよう以下にその算定式を示す。

梁や柱の主筋の降伏強度が前項の限界補強量を上回っている場合、接合部の終局モーメントは主筋の応力を式(4-32)～(4-33)の限界補強量時の応力として算定する。式(4-32)～(4-33)による限界補強量を式(4-4)に代入したものを $D_c' = (1-2e)D_c$ に注意して前節と同じように式(4-8)の形に整理すると、水平および鉛直成分によるモーメント及びせん断力の影響を表す係数は梁および柱の圧縮鉄筋の応力により場合分けされ以下のようなになる。

圧縮側主筋の応力は抵抗モーメント極大時の応力の場合

$$M_{jh} = \frac{1}{1+R_h^2} \left(g_b - \frac{1}{1+R_h^2} \beta_1 \xi_1 \right) \beta_1 \xi_1 b_c D_b^2 \beta_3 f_c + 2g_b \left(T_{ah} + T_s + \frac{T_h}{2} \right) D_b + \frac{1}{4} (1-g_b)^2 b_b D_b^2 \beta_3 f_c \quad (4-34)$$

$$\gamma_h = 2g_b \quad (4-35)$$

$$M_{jv} = \frac{1-2e}{1+1/R_h^2} \left(g_c - 2e - \frac{1-2e}{1+1/R_h^2} \beta_1 \xi_1 \right) \beta_1 \xi_1 b_c D_c^2 \beta_3 f_c + \frac{1}{4} (1-g_c)^2 b_b D_c^2 \beta_3 f_c \quad (4-36)$$

$$\gamma_v = 2g_c \quad (4-37)$$

圧縮側主筋は圧縮ひずみの制限による場合

$$M_{jh} = \frac{1}{1+R_h^2} \left(g_b - \frac{1}{1+R_h^2} \beta_1 \xi_1 \right) \beta_1 \xi_1 b_c D_b^2 \beta_3 f_c + 2g_b \left(T_{ah} + T_s + \frac{T_h}{2} \right) D_b + \left\{ (1-g_b) - \frac{\alpha_b T_{by} + T_h + T_s + T_{ah}}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right\} (\alpha_b T_{by} + T_h + T_s + T_{ah}) D_b \quad (4-38)$$

$$\gamma_h \cong g_b + \left(1 - 2 \frac{b_c}{b_b} \frac{\alpha_b T_{by} + T_h + T_s + T_{ah}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right) \quad (4-39)$$

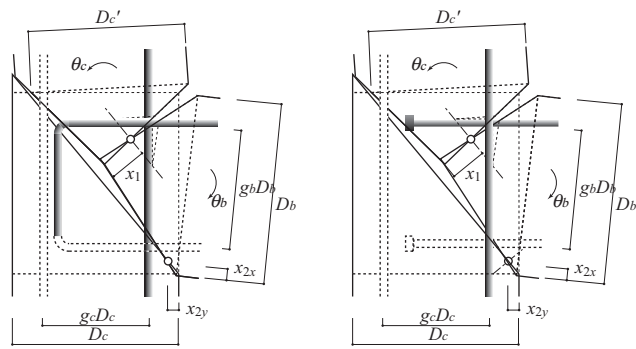
$$M_{jv} = \frac{1-2e}{1+1/R_h^2} \left(g_c - 2e - \frac{1-2e}{1+1/R_h^2} \beta_1 \xi_1 \right) \beta_1 \xi_1 b_c D_c^2 \beta_3 f_c + \left\{ (1-g_c) - \frac{\alpha_c T_{cy} + T_m + T_e + T_{av} + N_c}{b_b D_c \beta_3 f_c} \right\} (\alpha_c T_{cy} + T_m + T_e + T_{av} + N_c) D_c \quad (4-40)$$

$$\gamma_h \cong 2r \left\{ g_c + \frac{1-r}{r} \left(1 - 2 \frac{b_c}{b_b} \frac{\alpha_c T_{cy} + T_m + T_e + T_{av} + N_c}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) \right\} \quad (4-41)$$

一般に釣り合い破壊時の接合部の変形は小さく、接合部横補強筋や柱中段筋は降伏しているとは限らない。横補強筋や柱中段筋の応力を大きくとると式(4-32)～(4-33)に示す釣り合い破壊を防止するための限界補強量は小さくなるため設計上は安全側となるが、接合部の釣合モーメントを精確に算定するためには接合部の変形と横補強筋もしくは柱中段筋のひずみの関係を求め、釣り合い破壊時のこれら鉄筋の応力を算定する必要がある。一方、柱端部の帯筋も釣り合い破壊時には降伏していない場合もあると考えられる。式(4-32)～(4-33)が示すように柱端部の帯筋の応力が大きいと梁主筋の限界補強量は大きくなるため、設計上安全側とするためには柱端

部の帯筋の応力 T_s はゼロとすべきである。

なお、梁降伏型に設計され柱に十分な曲げ補強がなされている場合のように、柱、梁のうち一方が降伏した後に変形の増大に伴って他方の主筋の引張力が増大し、その降伏前にコンクリートに圧壊が生じ終局状態となる場合も考えられる。この場合、斜めストラットの向きは対角線方向ではなくコンクリートの圧壊が生じるときの鉄筋の応力は式(4-32)～(4-33)に示した限界補強量に相当する応力とは異なる。しかし、水平成分と鉛直成分のうち一方が主筋の降伏により応力が増加していない分、コンクリートに生じる応力は小さいはずである。そこで、このように柱、梁の一方のみが限界補強量を超えて曲げ補強されている場合には、その主筋の応力のみを式(4-32)～(4-33)の限界補強量時の応力と仮定し、接合部の終局モーメントを算定することにする。つまり、梁、柱それぞれについて個別に主筋量が限界補強量を上回っているかを判定し、上回っている場合はその主筋の応力は限界補強量時の応力として接合部の終局モーメントを算定すればよい。



(a) 折り曲げ定着

(b) 機械式定着

図 4-5 柱梁接合部の変形

4.4 外側柱主筋と横補強筋の降伏による終局モーメント

梁せいが大きく柱せいが小さい縦長の接合部などでは、上柱側と下柱側のモーメントが等しい ($M_{c1} - M_{c2} = 0$) という条件 (式(4-5)) を満たす外側柱主筋の応力 T_e が柱主筋の降伏強度を超える場合がある。この場合は、梁主筋あるいは梁側の柱主筋の降伏に先行して外側の柱主筋が降伏することを意味する。すなわち、外側柱主筋と柱梁接合部の横補強筋の降伏により柱梁接合部中央の斜めひび割れが拡大する変形機構 II である。

このときの接合部モーメント (節点モーメント) は、外側の柱主筋の応力 T_e を柱主筋の降伏強度として式(4-3) を用いて求めた下柱側の抵抗モーメントの 2 倍であるから、いままでと同様に式(4-8)の形で表わすと各成分は以下となる。

圧縮側主筋の応力は抵抗モーメント極大時の応力の場合

外側柱主筋は降伏強度であり、圧縮側主筋の応力は式(4-6)により表されるので、これらを式(4-3)に代入して整理すると以下となる。

$$M_{jh} = 2 \left\{ 2g_b \left(T_{ah} + T_s + \frac{T_h}{2} \right) D_b + (g_s - g_b) T_s D_b + \frac{1}{4} (1 - g_b)^2 b_b D_b^2 \beta_3 f_c \right\} \quad (4-42)$$

$$\gamma_h = 2g_b \quad (4-43)$$

$$M_{jv} = 2 \left\{ 2g_c \left(T_{cy} + T_{av} + \frac{T_m + N_c}{2} \right) D_c - 2 \left(\frac{1 + g_c}{2} - \lambda \right) T_{av} D_c + \frac{1}{4} (1 - g_c)^2 b_c D_c^2 \beta_3 f_c \right\} \quad (4-44)$$

$$\gamma_v = 2 \cdot 2(1 - r) g_c \quad (4-45)$$

圧縮側主筋は圧縮ひずみの制限による場合

$$M_{jh} = 2 \times \left[2g_b \left(T_{ah} + T_s + \frac{T_h}{2} \right) D_b + (g_s - g_b) T_s D_b + \left\{ (1 - g_b) - \frac{b_c}{b_b} \frac{T_{b2} + T_h + T_s + T_{ah}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right\} \times (T_{b2} + T_h + T_s + T_{ah}) D_b \right] \quad (4-46)$$

$$\gamma_h \cong 2 \left(1 - 2 \frac{b_c}{b_b} \frac{T_{b2} + T_h + T_s + T_{ah}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right) \quad (4-47)$$

$$M_{jv} = 2 \times \left[2 \left\{ 1 - 2 \frac{b_c}{b_b} \frac{T_{cy} + (T_{av} + T_m + N_c)/2}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} \left(T_{cy} + \frac{T_{av} + T_m + N_c}{2} \right) D_c + 2 \left(\lambda - \frac{1}{2} \right) T_{av} D_c - (1 - \alpha_c) \left\{ (1 - g_c) - \frac{b_c}{b_b} \frac{2 \cdot 2 \left(T_{cy} + (T_{av} + T_m + N_c)/2 \right) - (1 - \alpha_c) T_{cy}}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} T_{cy} D_c \right] \quad (4-48)$$

$$\gamma_v \cong 2 \cdot 2(1 - r) \left(1 - 2 \frac{b_c}{b_b} \frac{(1 + \alpha_c) T_{cy} + T_m + T_{av} + N_c}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) \quad (4-49)$$

4.5 柱端のひび割れ面のモーメントに対する抵抗機構

4.5.1 仮想断面に生じる応力

本章では 2 章で仮定した変形機構のうち、梁から遠ざかる側の柱端のひび割れと接合部中央の斜めひび割れが拡大する変形機構 III について考える。

モーメントに対する抵抗機構を考える仮想断面は、変形機構で想定するひび割れに合わせて図 4-6 のように

設定し、仮想断面上の応力を同図中のように仮定する。また、コンクリートおよび鉄筋の応力については 4.2 節と同様に仮定する。さらに、変形機構 I, II の場合と同様に柱外側の斜めひび割れ上のコンクリートの圧縮力 C_{3x} , C_{3y} はゼロと仮定する。

すると、上柱、下柱それぞれについての水平、鉛直方向の力の釣り合いから以下の関係が成り立つ。

$$\begin{aligned}
 C_{4x} &= -T_s - V_{c1} \\
 C_{4y} &= T_{c1} + T_m + T_e + N_c - rV_b \\
 C_{2x} &= T_{b2} + T_h + T_s + T_{ah} + V_{c2} \\
 C_{2y} &= T_{c2} + T_m + T_e + T_{av} + N_c + (1-r)V_b
 \end{aligned} \tag{4-50}$$

ここで、

C_{4x} , C_{4y} : 引張側の柱端部のコンクリート応力の水平、鉛直成分

4.5.2 接合部の抵抗モーメント

上下の柱についてのモーメントの釣り合いは以下ようになる。

$$\begin{aligned}
 M_{c1} &= -T_s \frac{g_s D_b}{2} - C_{4x} \frac{g_b D_b}{2} \\
 &\quad + (T_{c1} - T_e) \frac{g_c D_c}{2} + C_{4y} \left\{ \left(\lambda - \frac{1}{2} \right) D_c - \frac{1}{2} \frac{C_{4y}}{b_c \beta_3 f_c} \right\}
 \end{aligned} \tag{4-51}$$

$$\begin{aligned}
 M_{c2} &= (T_{ah} - T_{b2}) \frac{g_b D_b}{2} + T_s \frac{g_s D_b}{2} + C_{2x} \left(\frac{D_b}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2x}}{b_b \beta_3 f_c} \right) \\
 &\quad + (T_e - T_{c2}) \frac{g_c D_c}{2} + T_{av} \left(\lambda - \frac{1}{2} \right) D_c + C_{2y} \left(\frac{D_c}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2y}}{b_b \beta_3 f_c} \right)
 \end{aligned} \tag{4-52}$$

よって、接合部の抵抗モーメントは以下となる。

$$\begin{aligned}
 M_j &= M_{c1} + M_{c2} \\
 &= \left\{ \left(\lambda - \frac{1-g_c}{2} \right) - \frac{T_{c1} + T_m + T_e + N_c - rV_b}{2b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} (T_{c1} + T_m + T_e + N_c - rV_b) D_c \\
 &\quad + \frac{1}{2} \left\{ (1-g_b) - \frac{T_{b2} + T_{ah} + T_s + T_h + V_{c2}}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right\} (T_{b2} + T_{ah} + T_s + T_h + V_{c2}) D_b \\
 &\quad + \frac{1}{2} \left\{ (1-g_c) - \frac{T_{c2} + T_m + T_e + T_{av} + N_c + (1-r)V_b}{b_b D_c \beta_3 f_c} \right\} (T_{c2} + T_m + T_e + T_{av} + N_c + (1-r)V_b) D_c \\
 &\quad + \left(T_{ah} + T_s + \frac{T_h}{2} \right) g_b D_b + T_{av} \left(\lambda - \frac{1-g_c}{2} \right) D_c \\
 &\quad + (V_{c1} + V_{c2}) \frac{g_b D_b}{2} + V_b \frac{g_c D_c}{2}
 \end{aligned} \tag{4-53}$$

4.5.3 接合部の終局モーメント

ここで、4.2節の柱・梁主筋の降伏による接合部の終局状態の場合と同様に上下の柱のせん断力は等しいとし、さらに上下の柱のせん断力によるモーメントが等しいと仮定すれば、外側柱主筋の応力 T_e は式(4-51)～(4-52)の

M_{c1} と M_{c2} を用いた $M_{c1} - M_{c2} = 0$ の解である。また、3章と同様に式(4-8)の形で接合部の終局モーメントを表わすと以下の通りとなる。

圧縮側主筋の応力は抵抗モーメント極大時の応力の場合

$$M_{jh} = 2g_b \left(T_{ah} + T_s + \frac{T_h}{2} \right) D_b + \frac{1}{4} (1 - g_b)^2 b_b D_b^2 \beta_3 f_c \quad (4-54)$$

$$\gamma_h = 2g_b \quad (4-55)$$

$$M_{jv} = \left\{ 2 \left(\lambda - \frac{1 - g_c}{2} \right) - \frac{T_{cy} + T_m + T_e + N_c}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} (T_{cy} + T_m + T_e + N_c) D_c \\ + 2 \left(\lambda - \frac{1 - g_c}{2} \right) T_{av} D_c + \frac{1}{4} (1 - g_c)^2 b_b D_b^2 \beta_3 f_c \quad (4-56)$$

$$\gamma_v = 2 \cdot 2r \left\{ \left(\frac{1 + (1 - r)/r \cdot g_c}{2} - \lambda \right) + \frac{T_{cy} + T_m + T_e + N_c}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} \quad (4-57)$$

圧縮側主筋は圧縮ひずみの制限による場合

$$M_{jh} = \left\{ (1 - g_b) - \frac{\alpha_b T_{by} + T_{ah} + T_s + T_h}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right\} (\alpha_b T_{by} + T_{ah} + T_s + T_h) D_b + 2g_b \left(T_{ah} + T_s + \frac{T_h}{2} \right) D_b \quad (4-58)$$

$$\gamma_h \cong (1 + g_b) + 2 \frac{b_c}{b_b} \frac{\alpha_b T_{by} + T_{ah} + T_s + T_h}{b_c D_b \beta_3 f_c} \quad (4-59)$$

$$M_{jv} = \left\{ 2\lambda - \left(1 + \frac{b_c}{b_b} \right) \frac{T_{cy} + T_m + T_e + N_c}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} (T_{cy} + T_m + T_e + N_c) D_c \\ + \left\{ 2\lambda - \frac{b_c T_{av} + 2(T_{cy} + T_m + T_e + N_c)}{b_b} \right\} T_{av} D_c \quad (4-60) \\ - (1 - \alpha_c) \left\{ (1 - g_c) - 2 \frac{b_c (1 + \alpha_c) / 2 \cdot T_{cy} + T_e + T_m + T_{av} + N_c}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} T_{cy} D_c$$

$$\gamma_h \cong 2 \left\{ (1 - 2\lambda) + 2r \left(1 - \frac{1 - r}{r} \frac{b_c}{b_b} \right) \frac{T_{cy} + T_m + T_e + N_c}{b_c D_c \beta_3 f_c} + 2(1 - r) \left((1 - \alpha_c) \frac{b_c}{b_b} \frac{T_{cy}}{b_c D_c \beta_3 f_c} - \frac{b_c}{b_b} \frac{T_{av}}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) \right\} \quad (4-61)$$

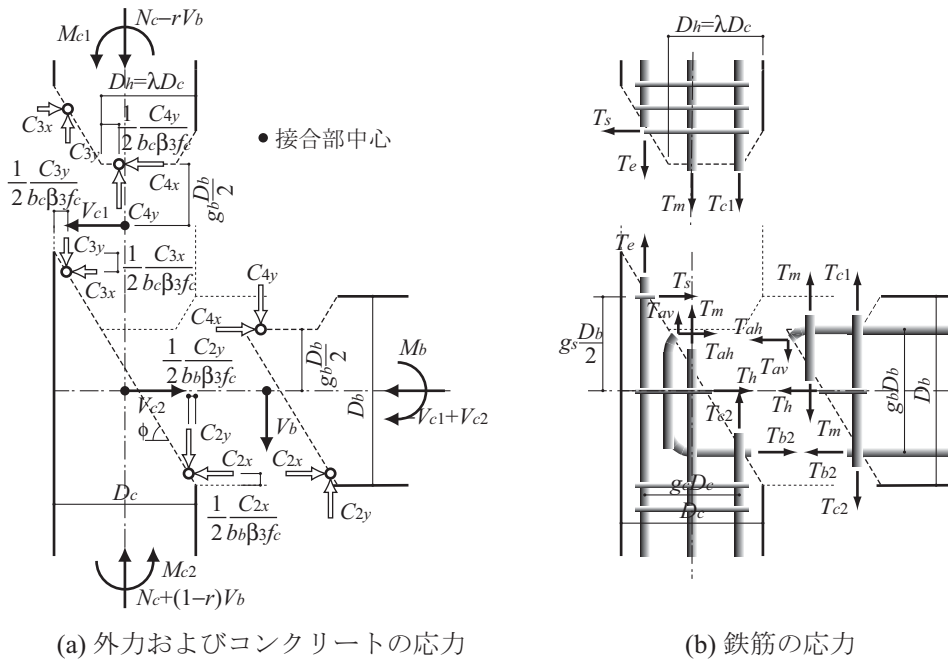


図 4-6 変形機構 III の仮想断面上の応力

4.6 掻き出し破壊面のモーメント抵抗機構

4.6.1 仮想断面に生じる応力と変形機構が形成される条件

ここでは、梁主筋定着端から接合部側および柱側に伸展した斜めひび割れが拡大し引張側の梁主筋が抜け出してくる変形機構 IV を考える。

モーメントに対する抵抗機構を考える仮想断面は、変形機構で想定するひび割れに合わせて図 4-7 のように設定し、仮想断面上の応力を同図中のように仮定する。この変形機構では変形機構 I～III とは異なり、図 4-3(d) に示したように開く側の柱の圧縮ストラットは梁主筋の定着端ではなく、柱外側の主筋付近に向かってしていると仮定する。すなわち、 $C_{sx}=C_{sy}=0$ である。

ところで、ここで仮定しているようなひび割れ面に対して変形機構 I～III と同様に柱の圧縮ストラットは梁主筋の定着端付近に向かい、柱外側の主筋付近のコンクリートの接触がないような変形機構も考えられる。この場合、上柱側のフリーボディに注目すると作用するモーメントに対しては、前節の変形機構 III に比べると抵抗要素として柱端部の帯筋の応力 T_w がある分だけ変形機構 III の抵抗モーメントに比べて大きくなる。すなわち、変形機構 III が卓越し、このような終局時の変形は生じない。しかし、このような変形機構が生じるためには図中左向きに作用する上柱のせん断力に対して上柱を梁側に引き戻す力が必要で、これが小さいと梁側のフリーボディとの間に作用するコンクリートの応力が負になってしまい成立しない。

逆にいうと、変形機構 IV は梁定着端付近に圧縮力が生じることができない場合にのみ生じるともいえ、変形機構 IV のような破壊が生じる条件は以下となる。

$$V_{c1} > T_w \quad (4-62)$$

梁側のフリーボディ上の力の釣り合いから鉄筋の応力とコンクリートの応力の間には以下の関係が成り立つ。

$$\begin{aligned} C_{2x} &= T_{ah} + T_w + T_h + T_{b2} + (V_{c2} - V_{c1}) \\ C_{2y} &= -T_{c1} + T_{c2} + T_{av} + V_b \end{aligned} \quad (4-63)$$

4.6.2 接合部の抵抗モーメント

梁側のフリーボディに注目すると接合部の抵抗モーメントは以下のように表わされる。

$$\begin{aligned} M_j &= (T_{ah} - T_{b2}) \frac{g_b D_b}{2} + T_w \frac{g_w D_b}{2} + C_{2x} \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2x}}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right) D_b \\ &\quad + (T_{c1} - T_{c2}) \frac{g_c D_c}{2} + T_{av} \left(\lambda - \frac{1}{2} \right) D_c + C_{2y} \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2y}}{b_b D_c \beta_3 f_c} \right) D_c \\ &= \left(T_{ah} + T_w + \frac{T_h}{2} \right) g_b D_b + T_w (g_w - g_b) D_b + \frac{1}{2} \left\{ (1 - g_b) - \frac{C_{2x}}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right\} C_{2x} D_b \\ &\quad + T_{av} \left(\lambda - \frac{1 - g_c}{2} \right) D_c + \frac{1}{2} \left\{ (1 - g_c) - \frac{C_{2y}}{b_b D_c \beta_3 f_c} \right\} C_{2y} D_c \\ &\quad + (V_{c2} - V_{c1}) \frac{g_b D_b}{2} + V_b \frac{g_c D_c}{2} \end{aligned} \quad (4-64)$$

4.6.3 接合部の終局モーメント

ここで、4.2節の柱・梁主筋の降伏による接合部の終局状態の場合と同様に上下の柱のせん断力は等しいと仮定する。

さらに、4.2節と同様に終局時には梁と柱の入隅部のコンクリートの応力は抵抗モーメントが最大となるように定まると仮定する。すると式(4-64)を C_{2x} および C_{2y} でそれぞれ偏微分して微係数がゼロとなる場合なのでコンクリートの応力の大きさは以下ようになる。

$$\begin{aligned} C_{2x} &= \frac{1}{2}(1-g_b)b_b D_b \beta_3 f_c \\ C_{2y} &= \frac{1}{2}(1-g_c)b_b D_c \beta_3 f_c \end{aligned} \quad (4-65)$$

これらを用い、さらにいままでと同様に式(4-8)の形で接合部の終局モーメントを表わすと以下の通りとなる。

$$M_{jh} = 2 \left\{ \left(T_{ah} + T_w + \frac{T_h}{2} \right) g_b D_b + T_w (g_w - g_b) D_b \right\} + \frac{1}{4} (1-g_b)^2 b_b D_b^2 \beta_3 f_c \quad (4-66)$$

$$\gamma_h = 0 \quad (4-67)$$

$$M_{jv} = 2T_{av} \left(\lambda - \frac{1-g_c}{2} \right) D_c + \frac{1}{4} (1-g_c)^2 b_b D_c^2 \beta_3 f_c \quad (4-68)$$

$$\gamma_h = 2g_c \quad (4-69)$$

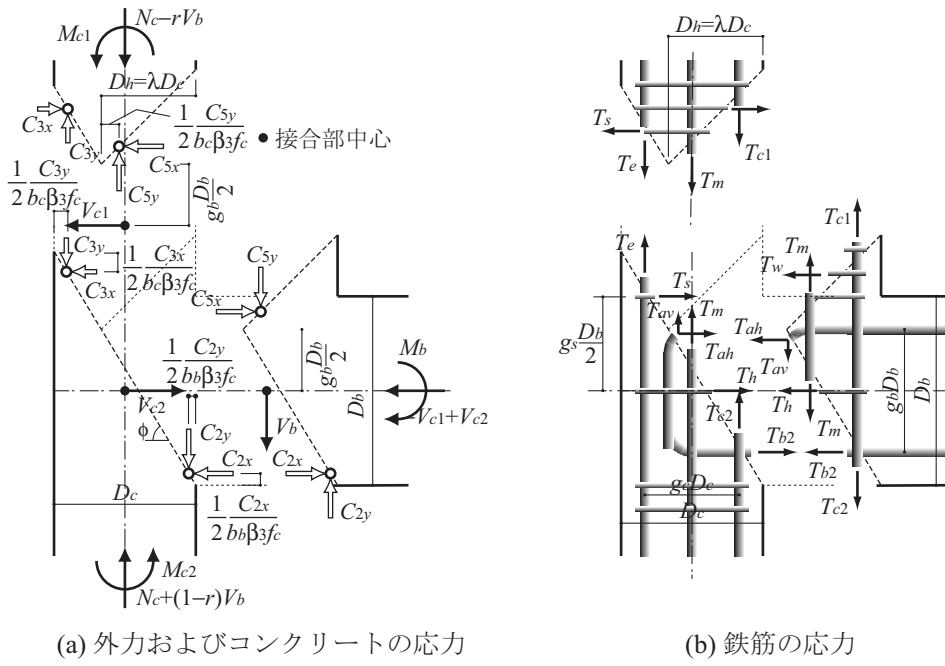


図 4-7 変形機構 IV の仮想断面上の応力

4.7 設計因子が柱梁接合部の終局モーメントにおよぼす影響

ここでは、前節までに述べた柱梁接合部の終局モーメントにおよぼす設計因子の影響について述べる。変動する設計因子として、コンクリート強度、梁の引張主筋比、柱梁強度比、柱軸力、接合部横補強筋比、梁主筋の定着長さについて検討する。また、検討は普通強度の材料を組み合わせた場合と高強度材料の組み合わせの場合について行った。基準となる柱梁接合部の諸元を表 4-1 に示す。

設計因子の変動による終局強度の変化を設計因子ごとに図 4-8～図 4-13 に示す。掻き出し破壊面で決まる終局モーメント（変形機構 IV）が最小となるケースは梁主筋の定着長さが著しく小さい場合だけなので、ここでは変形機構 I～III のみを対象とした。図中の終局強度は節点モーメントを柱梁接合部の体積で除した応力度で表し、 M_{ju1} ：柱・梁主筋降伏による柱梁接合部の終局モーメント、 M_{ju2} ：外側の柱主筋降伏による柱梁接合部の終局モーメント、 M_{ju3} ：柱端のひび割れ面で決まる柱梁接合部の終局モーメント、 M_{jb} ：柱梁接合部の釣合モーメント、 M_{bu} ：梁曲げ終局時の節点モーメント、 M_{js} ：学会指針による接合部せん断強度時の節点モーメントである。

表 4-1 検討に用いたト形柱梁接合部の諸元

	普通強度	高強度
梁スパン×柱スパン	6000×3500(mm)	
梁断面	450×650(mm)	
梁有効せい	580(mm)	
柱断面	580×580(mm)	
柱有効せい	510(mm)	
柱軸力比	0.05	
接合部横補強筋比	0.3(%)	
梁引張主筋比	1.5(%)	
柱梁強度比	1.0, 1.5, 2.0	
コンクリート強度	30(N/mm ²)	48(N/mm ²)
梁・柱主筋降伏強度	345(N/mm ²)	490(N/mm ²)
横補強筋降伏強度	295(N/mm ²)	685(N/mm ²)

コンクリート強度の影響

梁の曲げ強度 M_{bu} はコンクリート強度の影響をほとんど受けないが、同様に鉄筋の降伏によって終局状態となる柱梁接合部の終局モーメントはいずれもコンクリート強度が増大すると大きくなる。3 つの柱梁接合部の終局モーメントはコンクリート強度の変化によっては変わらない。

柱梁接合部の釣合モーメント M_{jb} は原稿の設計法で用いられている接合部せん断強度と同様にコンクリート強度の増大により大きくなる。ただし、柱梁接合部の釣合モーメントは接合部せん断強度時のモーメントより柱梁強度比 1 でコンクリート強度が大きい場合を除いて常に大きく、現行の設計で用いられている接合部せん断強度はその分破壊に対して余裕をもっていることがわかる。

梁主筋量の影響

梁の曲げ強度 M_{bu} は梁主筋量にほぼ比例して増大する。柱梁接合部の終局モーメントはいずれも柱梁強度比が一定の条件下では梁主筋量の増加に伴って増大するが、増加の割合は柱梁接合部の終局モーメントの方が小さい。表 4-1 の設定では、柱梁強度比 1.0, 1.5 では柱・梁主筋降伏による柱梁接合部の終局モーメント M_{ju1} 、および柱端のひび割れ面で決まる柱梁接合部の終局モーメント M_{ju3} は梁曲げ強度より常に小さく、梁主筋量が増えるほどその差は大きくなっている。柱梁強度比 2.0 では梁主筋量が小さい範囲では梁曲げ強度を柱梁接合部の終局モーメントが上回っているが、梁主筋量が増大すると柱・梁主筋降伏による柱梁接合部の終局モーメント M_{ju1} が梁曲げ強度を下回るようになる。

一方、主筋降伏前に柱梁接合部のコンクリートの破壊が進行する場合については、柱梁接合部の釣合モーメントは主筋量の増大によりわずかに増加している。

柱梁強度比の影響

梁主筋量が一定で柱主筋量を増すと柱と梁の曲げ強度の比が大きくなる。梁の曲げ強度 M_{bu} はどうぜん柱梁強度比が増加しても一定であるが、柱梁接合部の終局モーメントは柱梁強度比の増加にともなって増加する。ただし、外側の柱主筋降伏による柱梁接合部の終局モーメント M_{ju2} 、および柱端のひび割れ面で決まる柱梁接合部の終局モーメント M_{ju3} は柱梁強度比すなわち柱主筋量にほぼ比例して増大するのに対し、柱・梁主筋降伏による柱梁接合部の終局モーメント M_{ju1} の増加は緩やかであり、梁主筋量が多いケースでは梁主筋量を上回ることはなかった。

柱梁接合部の釣合モーメント M_{jb} は、梁主筋量の場合と同様に柱主筋量の増大にともなってわずかに増加する。

柱軸力比の影響

梁曲げ強度 M_{bu} 、接合部せん断強度 M_{js} は柱軸力の影響は受けない。柱梁接合部の終局モーメント、柱梁接合部の釣合モーメント M_{jb} も柱軸力の影響は小さく、柱軸力比の増大による変動は小さいが、柱軸力比が大きくなり同一の柱梁強度比でも極端に柱主筋量が小さくなると柱・梁主筋降伏による柱梁接合部の終局モーメント M_{ju1} は低下していく。

接合部横補強筋量の影響

梁曲げ強度 M_{bu} 、接合部せん断強度 M_{js} は接合部横補強筋量の影響は受けない。柱梁接合部の終局モーメントはいずれも横補強筋量の増大によって増加するが、柱端のひび割れ面で決まる柱梁接合部の終局モーメント M_{ju3} の増加の勾配は小さく、柱梁強度比 1.5, 2.0 の場合では接合部横補強筋量が大きくなることによって柱・梁主筋降伏による柱梁接合部の終局モーメント M_{ju1} より小さくなる。

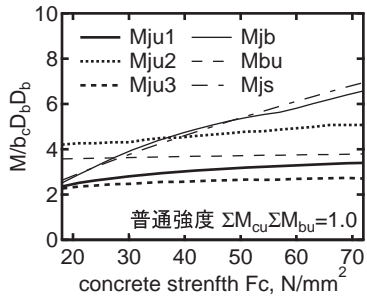
十字形柱梁接合部の場合と異なり、柱梁接合部の釣合モーメント M_{jb} に対しても影響が大きく、接合部横補強筋を増すことによって釣合モーメントも大きくなる。

梁主筋定着長さの影響

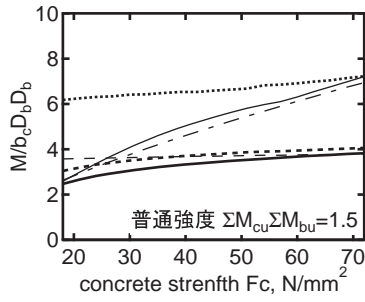
柱梁接合部の終局モーメントはいずれも梁主筋の定着長さが小さくなると直線的に減少する。低下の勾配はい柱・梁主筋降伏による柱梁接合部の終局モーメント M_{ju1} が比較的小さく、定着長さが小さいほど柱端のひび割れ面で決まる柱梁接合部の終局モーメント M_{ju3} で終局強度が決まるようになる。

柱梁接合部の釣合モーメント M_{jb} も同様に梁主筋の定着長さが小さくなると直線的に減少する。

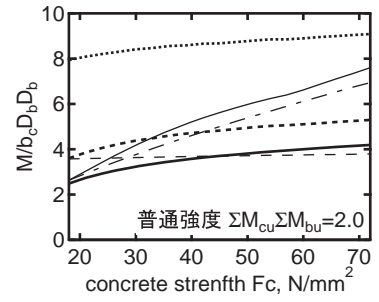
本論文では、ト形接合部の終局状態として 4.1 節に述べたようにひび割れと鉄筋の降伏の状態によって変形機構 I~IV を想定している。本節での検討が示すように、上下の柱端のモーメントが等しい条件では外側の柱主筋が降伏して終局状態にいたる変形機構 II の終局モーメントは常に他の変形機構の終局モーメントより大きく考慮する必要はない。ただし、実施の架構内では上下の柱端のモーメントが異なり梁に近づく側の柱のモーメントが著しく大きい場合には注意する必要がある。



(a-1) 柱梁強度比 1.0

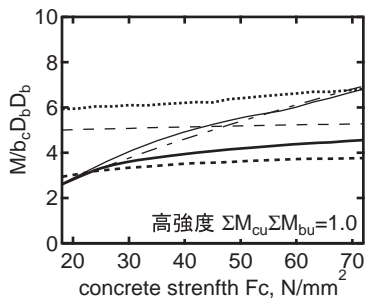


(a-2) 柱梁強度比 1.5

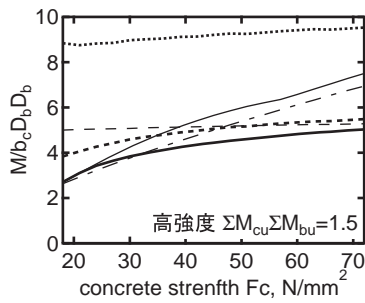


(a-3) 柱梁強度比 2.0

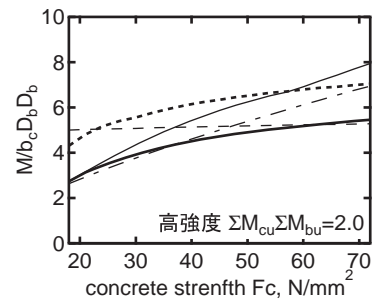
(a) 普通強度



(b-1) 柱梁強度比 1.0



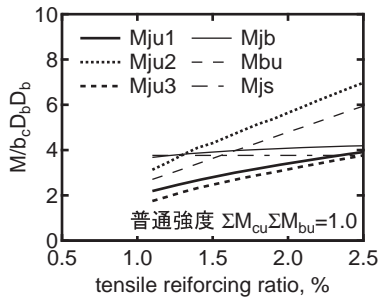
(b-2) 柱梁強度比 1.5



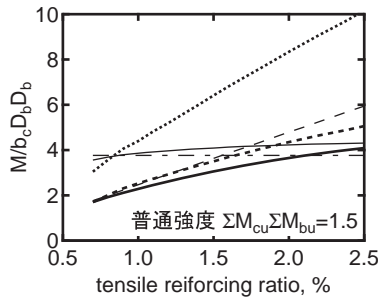
(b-3) 柱梁強度比 2.0

(b) 高強度

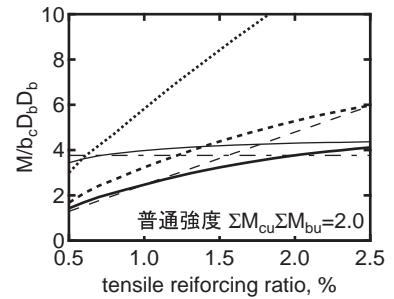
図 4-8 コンクリート強度の影響



(a-1) 柱梁強度比 1.0

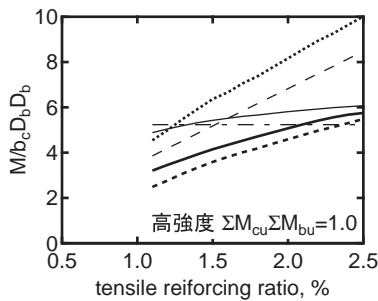


(a-2) 柱梁強度比 1.5

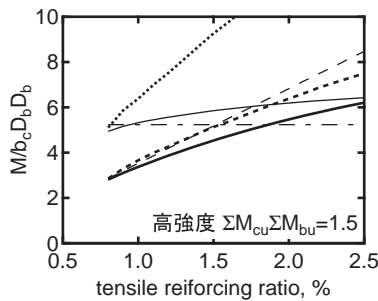


(a-3) 柱梁強度比 2.0

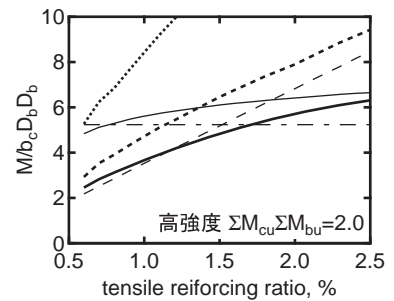
(a) 普通強度



(b-1) 柱梁強度比 1.0



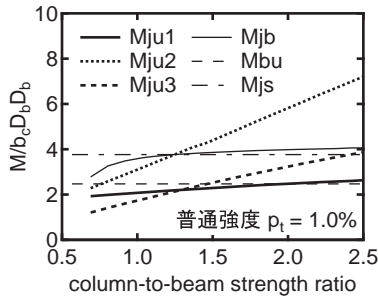
(b-2) 柱梁強度比 1.5



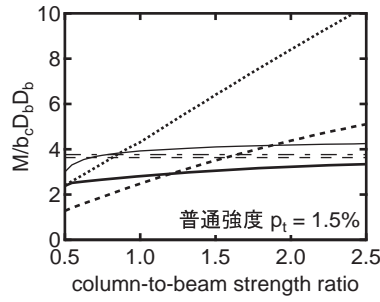
(b-3) 柱梁強度比 2.0

(b) 高強度

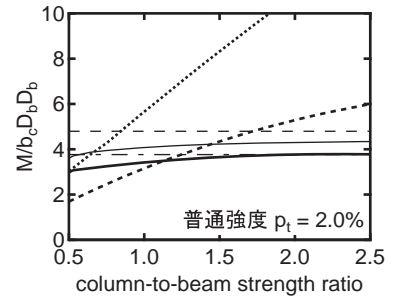
図 4-9 梁主筋量の影響



(a-1) 梁引張主筋比 1.0%

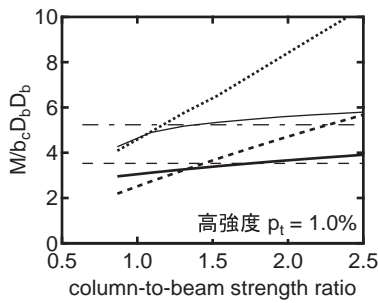


(a-2) 梁引張主筋比 1.5%

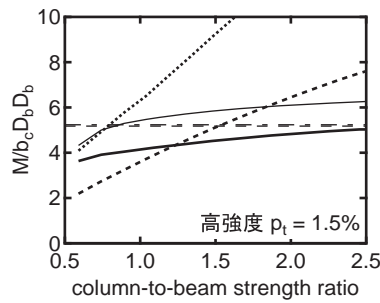


(a-3) 梁引張主筋比 2.0%

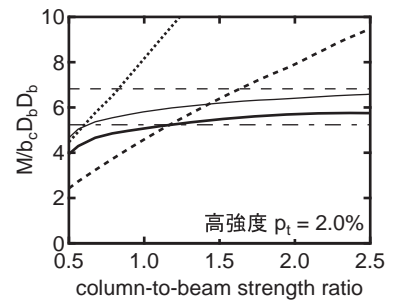
(a) 普通強度



(b-1) 梁引張主筋比 1.0%



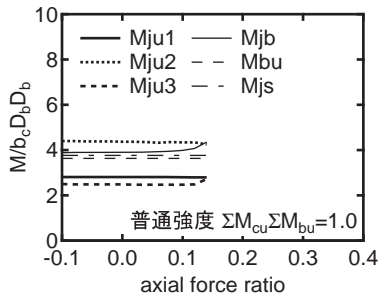
(b-2) 梁引張主筋比 1.5%



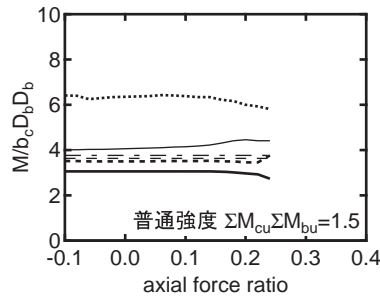
(b-3) 梁引張主筋比 2.0%

(b) 高強度

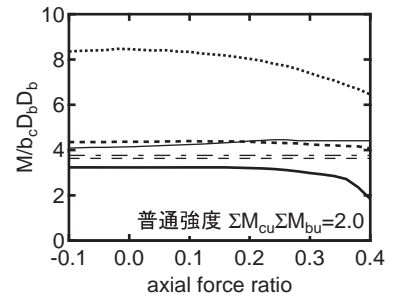
図 4-10 柱梁強度比の影響



(a-1) 柱梁強度比 1.0

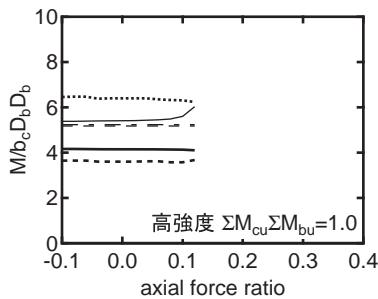


(a-2) 柱梁強度比 1.5

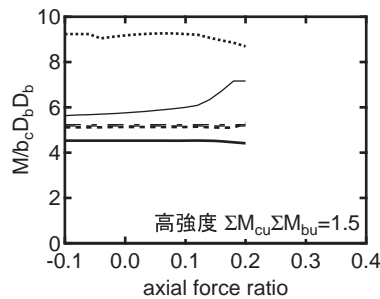


(a-3) 柱梁強度比 2.0

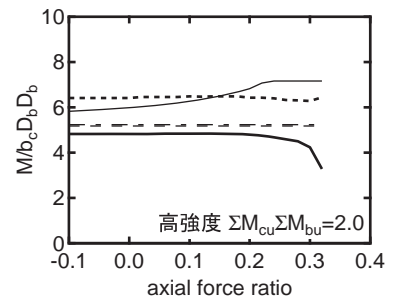
(a) 普通強度



(b-1) 柱梁強度比 1.0



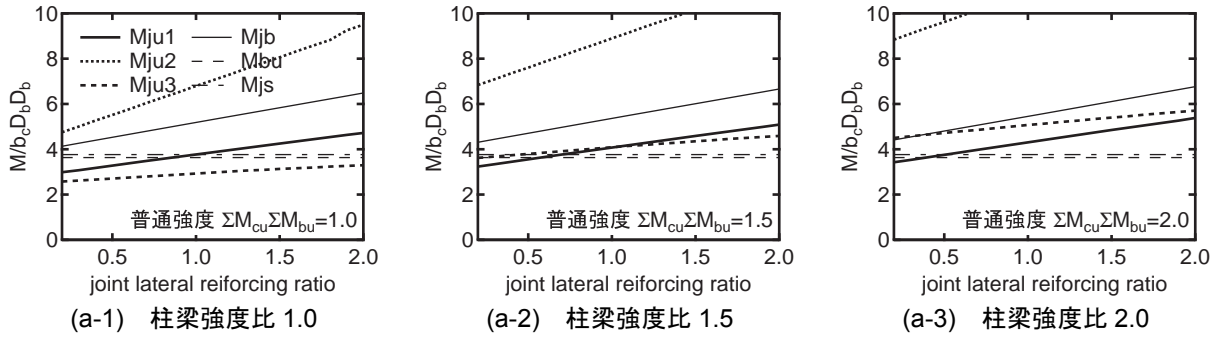
(b-2) 柱梁強度比 1.5



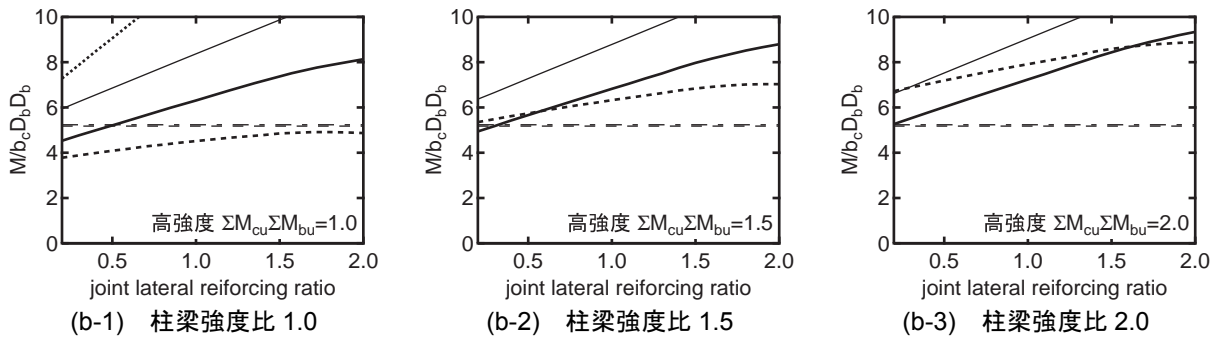
(b-3) 柱梁強度比 2.0

(b) 高強度

図 4-11 柱軸力の影響

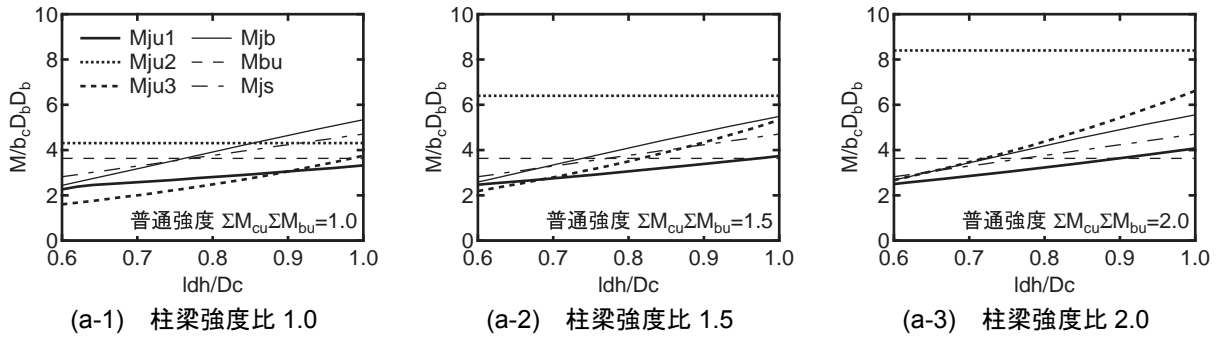


(a) 普通強度

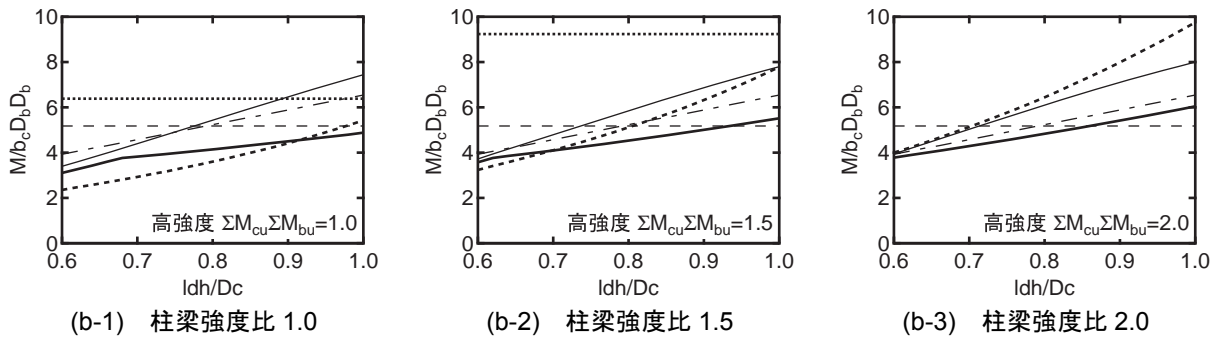


(b) 高強度

図 4-12 接合部横補強筋比の影響



(a) 普通強度



(b) 高強度

図 4-13 梁主筋定着長さの影響

4.8 理論値と実験値の比較

(1) 柱梁強度比が小さい柱梁接合部部分架構の実験との比較

筆者らが行った柱梁強度比が小さく、主筋の降伏により接合部破壊が生じた試験体（A1.2 参照）について、理論値と実験値の比較を行う。

図 4-14～図 4-17 に実験の変動因子と終局時の節点モーメントの実験値および計算値の関係を示す。モーメントは終局時のモーメントを柱梁接合部の体積で除して基準化して示してある。また、梁端および柱端で曲げ終局に達する終局モーメントを平面保持とコンクリートのストレスブロックを仮定した断面解析によって求め、節点モーメントに換算したものをあわせて図中に示した。

部分架構試験体の最大耐力の計算値を柱梁接合部の終局モーメント、梁・柱の曲げ終局時の最小のものとすると、いずれの変動因子に対しても計算値と実験値の対応はよい。

主筋量については、十字形接合部の場合と同様、主筋量が増大すると梁・柱の曲げ終局時のモーメントに対する柱梁接合部の終局モーメントの低下量が大きくなる。また、柱の主筋量が限界補強量に達すると柱梁接合部の終局モーメントはほとんど増大しなくなる。

接合部横補強筋量については、その増大により柱梁接合部の終局モーメントは緩やかに増大する。梁・柱の終局モーメントは接合部横補強筋の影響を受けないので、接合部横補強筋を増すことにより柱梁接合部の終局モーメントが梁・柱の曲げ終局時のモーメントを上回るようにすることが可能である。

柱梁接合部の終局モーメントは柱梁強度比の影響を大きく受け、柱梁強度比の増大により終局モーメントは増大する。柱梁強度比が 1 を超えても主筋の定着長さによっては柱梁強度比 1.5 程度までは柱端のひび割れ面のモーメントに対する終局モーメント (M_{ju3}) が小さい。柱梁強度比の増大により M_{ju3} はほぼ線形に増大し、柱梁強度比 1～1.5 で斜めひび割れ面での終局モーメント (M_{ju1}) を上回るようになる。さらに柱梁強度比が大きくなると斜めひび割れ面での終局モーメント (M_{ju1}) も梁曲げ終局時のモーメントを上回り、架構の耐力は梁曲げ耐力で決まるようになる。柱梁接合部の終局モーメントが梁の曲げ終局時のモーメントを上回るのに必要な柱梁強度比は十字形接合部の場合より大きく、梁主筋の定着長さが小さいほど大きな柱梁強度比が必要となった。

梁主筋の定着長さについては、柱梁接合部の終局モーメントは定着長さが小さくなると低下する。定着長さの変動による終局モーメントの変化は柱端のひび割れ面のモーメントに対する終局モーメント (M_{ju3}) のほうが斜めひび割れ面での終局モーメント (M_{ju1}) に比べて大きく、柱梁強度比が小さく柱主筋量が小さい場合は定着長さが小さくなると柱端のひび割れ面のモーメントに対する終局モーメント (M_{ju3}) で架構の耐力が決まるようになる。

(2) 実験データベースの実験結果との比較

既往の実験データベースの試験体（A2 参照）について、梁主筋の降伏強度の限界補強量に対する比と破壊形式の関係を図 4-18 示す。降伏強度の限界補強量に対する比が 1 を超えると主筋降伏前にコンクリートが終局状態に達することを表わしている。折り曲げ定着の場合、式(4-32)においては折り曲げ位置での梁主筋の引張力 T_a は梁端での引張力 T_b の 0.4 倍としてその水平成分 T_{ah} を計算している。

機械式定着の場合には、十字形接合部の場合と同様に主筋量が限界補強量以下の範囲に主筋が降伏した試験体（B 型、BJ 型）が分布し、降伏前の接合部破壊した試験体（J 型）は 1 以上の範囲に分布している。しかし、

折り曲げ定着の試験体についてみると、破壊形式によらずほとんどの試験体で主筋量は限界補強量以下という計算結果になった。

また、図 4-19 に柱梁接合部の終局モーメントの梁・柱の曲げ終局時のモーメントに対する比（接合部強度比）と文献で報告されている破壊形式の関係を、図 4-20 に実験の最大耐力の梁・柱の曲げ終局時計算値に対する比を接合部強度比に対してプロットしたものを示す。梁・柱の曲げ終局時のモーメントは、平面保持を仮定した断面解析により断面の終局モーメントを求め、梁・柱端で終局モーメントに達するとして節点モーメントに換算したもので、柱の終局モーメントは実験時の加力方法に応じて梁せん断力の変化に伴う変動軸力を考慮している。

機械式定着の試験体では、おおむね接合部強度比 1 以上に梁曲げ降伏型（B 型）の試験体が分布し、計算される部分架構の最大耐力と実験値の対応もよい。しかし、折り曲げ定着の試験体については、B 型の試験体が接合部強度比 1 以上の範囲に分布しているのは同様であるが、J 型の試験体でも接合部強度比 1 以上のものが多く、図 4-20 をみても J 型の試験体では計算値は実験値に対して過大評価となっている。

折り曲げ定着の場合に限界補強量を過大に評価していることから、式(4-32)における柱帯筋の項および折り曲げ位置での主筋の応力をゼロとして計算したものが図 4-21～図 4-23 になる。いずれも実験結果と計算結果の対応はよくなっており、限界補強量の計算時には主筋の折り曲げ定着位置での応力はゼロと仮定するほうが妥当であることがわかる。これは一般に主筋降伏前に接合部破壊が生じる場合は、鉄筋が降伏していないわけであるから接合部パネルの変形が小さく、折り曲げ位置での応力は大きくならないためと考えられる。なお、図 4-23 には折り曲げ定着の試験体で、計算値に対して実験値が著しく小さい試験体がある。このうち 3 体は梁主筋の水平定着長さが柱せいの 0.5 倍と著しく小さいもの、もう 1 体は接合部横補強筋が定着される梁主筋の降伏強度に相当する量を配したものである。後者の場合は終局モーメント算定時に横補強筋はすべて降伏しているものとして計算しているため、過大評価となってもものと考えられる。

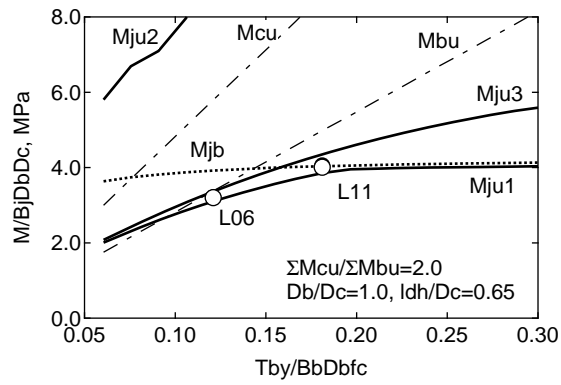


図 4-14 終局モーメントに与える主筋量の影響

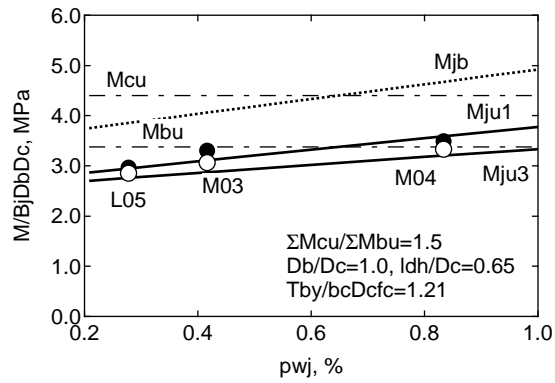
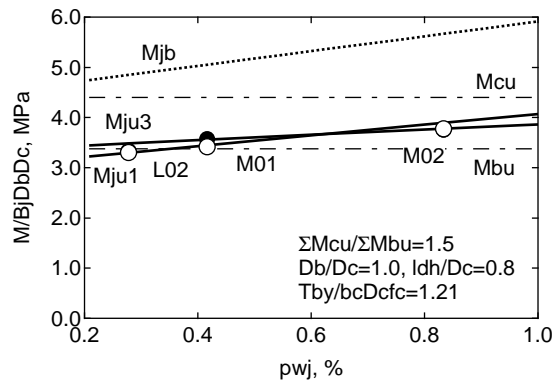


図 4-15 終局モーメントに与える接合部横補強筋量の影響

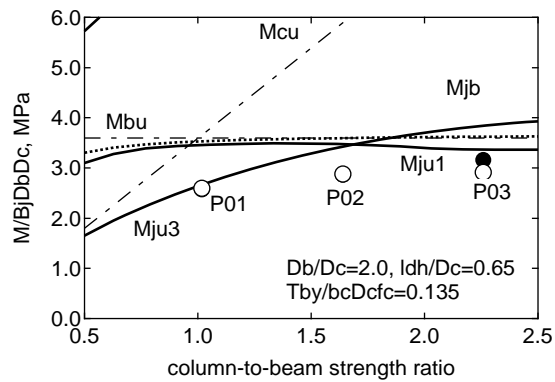
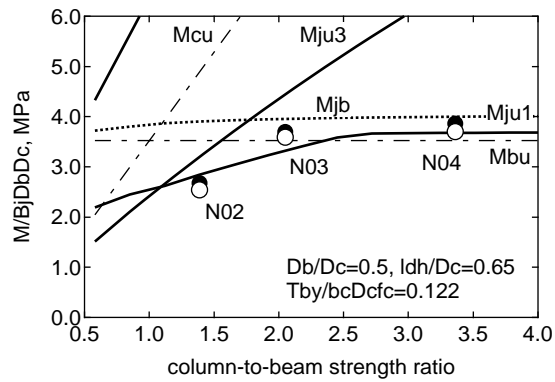
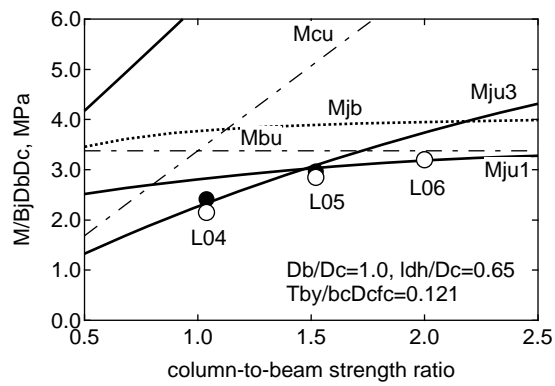
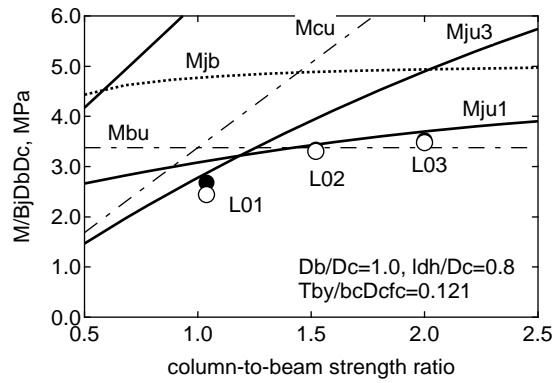


図 4-16 終局モーメントに与える柱梁強度比の影響

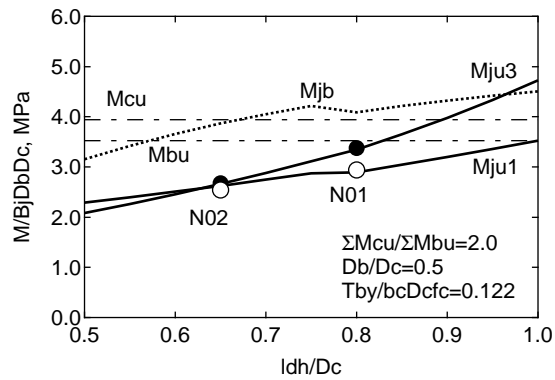
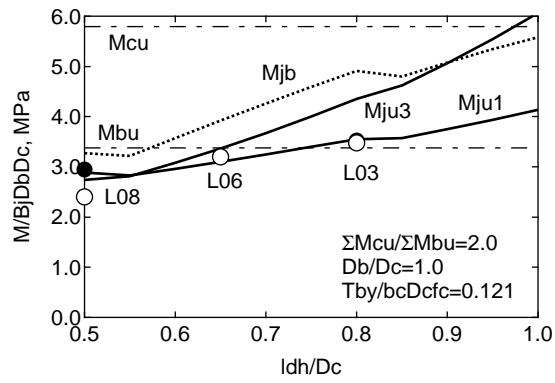
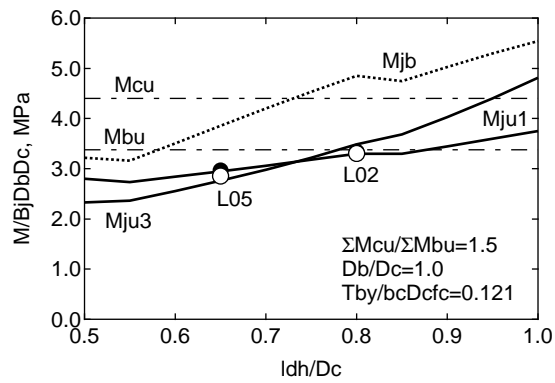
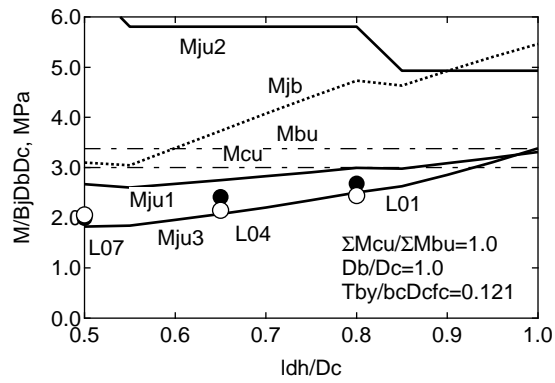
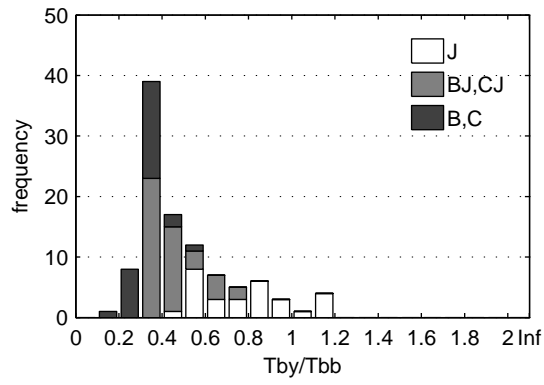
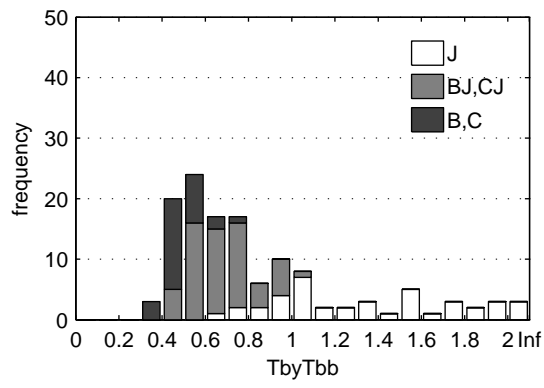


図 4-17 終局モーメントに与える梁主筋定着長さの影響

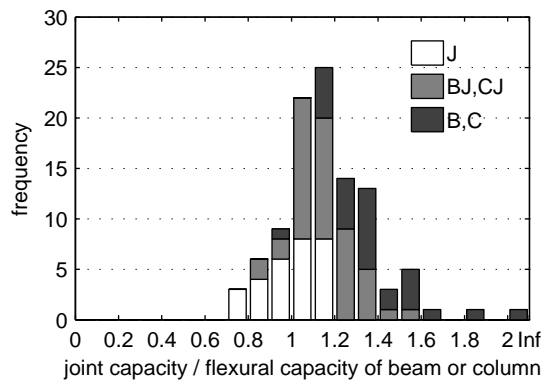


(a) 折り曲げ定着

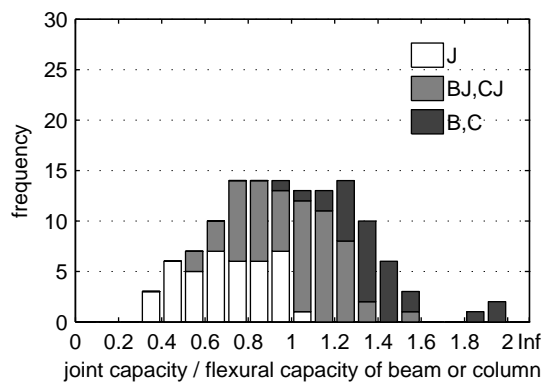


(b) 機械式定着

図 4-18 限界補強量と破壊形式



(a) 折り曲げ定着



(b) 機械式定着

図 4-19 接合部強度比と破壊形式

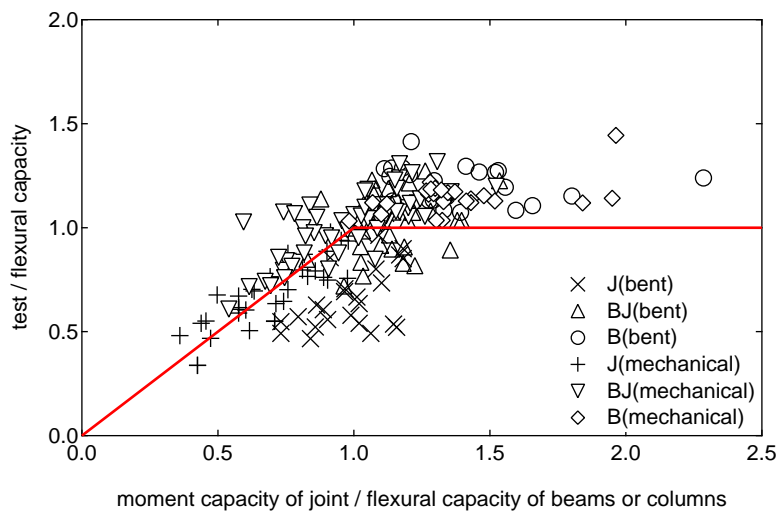


図 4-20 終局モーメントの実験値と計算値

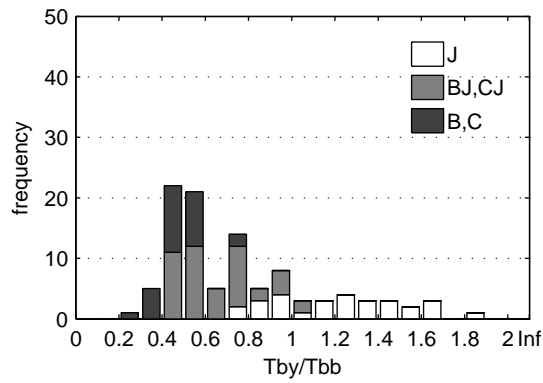


図 4-21 限界補強量と破壊形式（折り曲げ部の応力ゼロ）

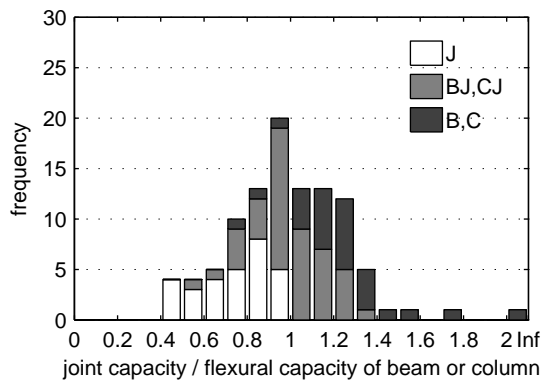


図 4-22 接合部強度比と破壊形式（折り曲げ部の応力ゼロ）

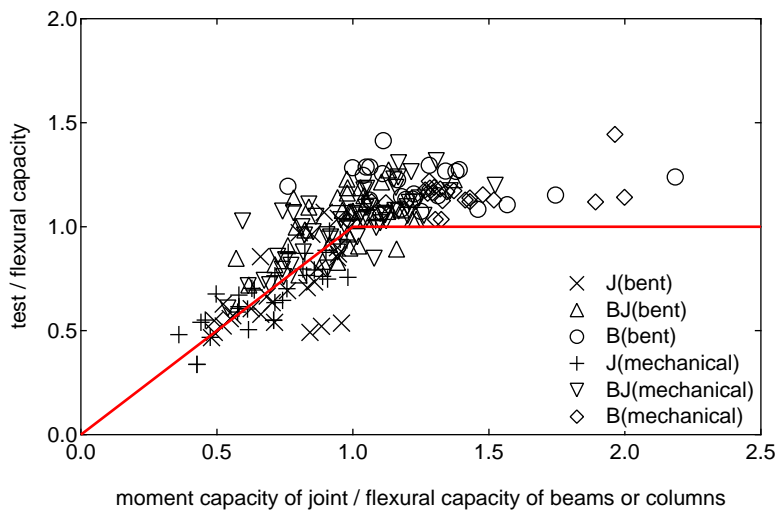


図 4-23 終局モーメントの実験値と計算値（折り曲げ部の応力ゼロ）

引用文献

- [4.1] 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
- [4.2] 楠原文雄, 藤原圭佑, 塩原等: 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, コンクリート工学年次論文集, Vol. 33, No. 2, pp. 343–348, 2011.6

5. L形接合部の終局モーメント

5.1 L形接合部の開く方向の破壊過程と変形機構

L形柱梁接合部の実験（A1.3 参照）における開く方向の加力での代表的なひび割れ状況を図 5-1 に示す。

開く方向の場合、まず柱と梁の入隅部から斜めにひび割れが生じ、柱・梁主筋の交差する位置から柱・梁の主筋に沿って伸展する。その後、柱主筋と梁主筋のそれぞれの定着端を結ぶように接合部パネルの中央に斜めひび割れが生じる。このひび割れは、主筋の定着端を通り、柱・梁まで伸展する。さらに変形が大きくなると柱梁接合部中央の斜めひび割れと、柱と梁の入隅部から生じたひび割れが拡大する。あるいは、接合部中央の斜めひび割れと梁端もしくは柱端のひび割れの一方が拡大する。

一方、後述するように閉じる方向の加力では梁端、柱端のひび割れの他、梁上端筋の折り曲げ定着の折り曲げ部と柱・梁の入隅部を結ぶ向きにひび割れが生じる。

ここで、十字形接合部、ト形接合部の場合と同様に柱梁接合部中央の2方向の斜めひび割れにより分割された4つのフリーボディがそれぞれ並進と回転の自由度を有する変形機構を考える。ただし、出隅部の2つのフリーボディにはいずれにも外力が作用しておらず、また、両者の間のひび割れは開く方向の加力では開かないことから一体となって変形するものとする。従って、L形接合部の開く方向では独立した自由度は6つである。

上述のL形接合部の実験で観察される事実に基づき、L形接合部の変形を図 5-2 のように仮定する。この変形機構Ⅰは、梁と柱の入隅部から生じたひび割れが拡大し、これを横切る梁下端主筋と梁側の柱主筋のひずみが増大する。また、接合部パネル中央の斜めひび割れも拡大し、接合部パネル中央で接合部横補強筋のひずみも増大する。変形機構ⅡおよびⅢは、梁端または柱端のひび割れと接合部パネル中央の斜めひび割れが拡大し、それぞれ梁主筋もしくは柱主筋のひずみが増大する。

柱梁接合部には梁・柱の部材端から変形の自由度に対応して軸力、せん断力、モーメントが作用し、この変形機構のモーメントに対する抵抗機構が梁・柱主筋および接合部の横補強筋が降伏により終局状態に達するものとする。もしくは、接合部パネル内に形成されるコンクリートのストラットでコンクリートの圧壊が生じることにより終局状態に達すると考えられる。

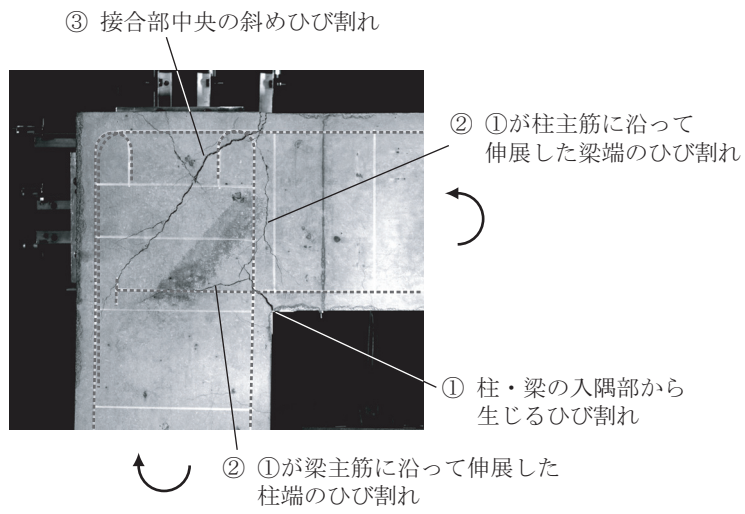


図 5-1 L 形接合部の開く方向の加力におけるひび割れ

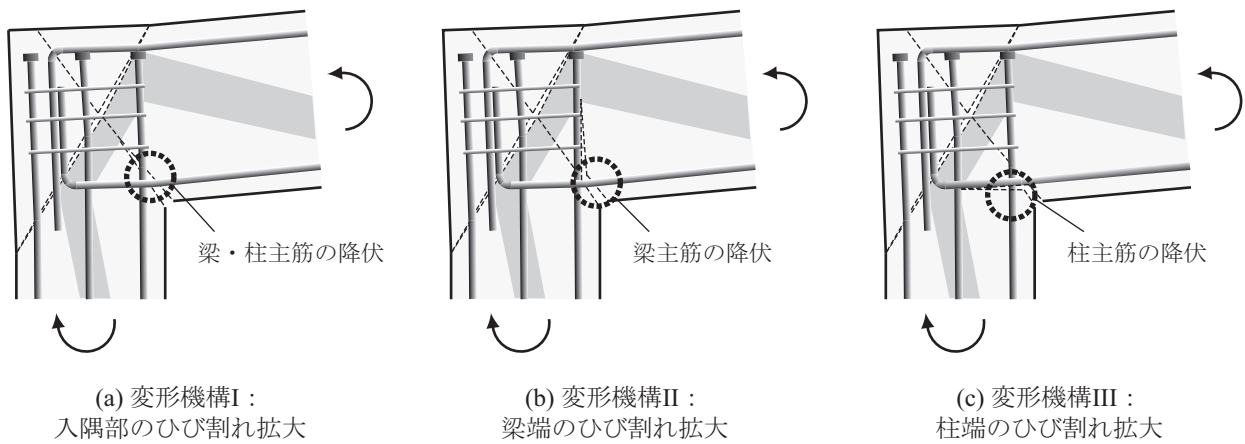


図 5-2 L 形接合部の開く方向の終局時の変形

5.2 柱梁接合部の斜めひび割れ面のモーメントに対する抵抗機構

5.2.1 仮想断面と作用する外力

開く方向の外力が柱梁接合部に作用するときの仮想断面と仮想断面上の応力を図 5-3 のように仮定する。ここで、仮想断面は梁の引張主筋（下端筋）の定着端と梁側の柱主筋の定着端を結ぶ線 AC と、梁と柱の入隅部から梁上端筋の定着端に向かう線 BO により構成されるものとする。ここで O 点は仮想断面を構成する 2 つの線分の交点である。柱と梁の入隅（B 点）から O 点までの水平および鉛直方向の距離は以下となる。なお、図中および以下において示す式中の記号の定義は付録にまとめて記した。

$$x_h = \frac{R_2 \lambda_h + \frac{1-g_b}{2} R}{R_1 + R_2} D_c = \frac{\lambda_h \cdot \lambda_v - \frac{1-g_b}{2} \cdot \frac{1-g_c}{2}}{(\lambda_v + g_b) - \frac{R_1}{R} \cdot \frac{1-g_c}{2}} D_c \quad (5-1)$$

$$x_v = R_1 x_h = \frac{\lambda_h \cdot \lambda_v - \frac{1-g_b}{2} \cdot \frac{1-g_c}{2}}{\frac{R}{R_1} (\lambda_v + g_b) - \frac{1-g_c}{2}} D_b \quad (5-2)$$

ただし、

$$\lambda_h \equiv \frac{l_{dh}}{D_c}, \quad \lambda_v \equiv \frac{l_{dv}}{D_b}$$

$$R \equiv \frac{D_b}{D_c}$$

$$R_1 \equiv \tan \phi_1 = \frac{\frac{1+g_b}{2} D_b}{l_{dh}} = \frac{(1+g_b)/2}{\lambda_h} R$$

$$R_2 \equiv \tan \phi_2 = \frac{l_{dv} - \frac{1-g_b}{2} D_b}{l_{dh} - \frac{1-g_c}{2} D_c} = \frac{\lambda_v - (1-g_b)/2}{\lambda_h - (1-g_c)/2} R$$

また、柱梁接合部の中心（梁と柱の材軸の交点）から O 点までの距離の柱せい、梁せいに対する比は次式により表わされる。

$$e_x \equiv \frac{D_c/2 - x_h}{D_c} = \frac{1}{2} - \frac{\lambda_h \cdot \lambda_v - \frac{1-g_b}{2} \cdot \frac{1-g_c}{2}}{\frac{R_1}{R} \left(\lambda_h - \frac{1-g_c}{2} \right) + \left(\lambda_v - \frac{1-g_b}{2} \right)} \quad (5-3)$$

$$e_y \equiv \frac{D_b/2 - x_v}{D_b} = \frac{1}{2} - \frac{\lambda_h \cdot \lambda_v - \frac{1-g_b}{2} \cdot \frac{1-g_c}{2}}{\left(\lambda_h - \frac{1-g_c}{2} \right) + \frac{R}{R_1} \left(\lambda_v - \frac{1-g_b}{2} \right)} \quad (5-4)$$

また、軸力は材軸上に作用するものとし、せん断力は接合部の中心（材軸の交点）に作用するものとする。

5.2.2 鉄筋の応力と作用位置

鉄筋はそれぞれ配筋されている位置に軸応力のみが生じるものとする。ただし、簡単のため接合部の横補強筋と柱中段筋は複数の鉄筋の応力をそれぞれの合力として材軸上に作用するものとして扱う。

柱主筋の先端は90度の折り曲げではなくU字フックを設けることが多いので、ト形接合部の梁主筋の機械式定着の場合と同様に柱梁接合部の斜めひび割れはその背面側を通る。そのため、梁側の柱主筋の応力は梁側のフリーボディ（BOC）内に定着されるものとし、ひび割れをまたぐ応力はないものと仮定する。梁下端筋の定着部については、機械式定着であれば同様にひび割れは定着プレートの背面側を通るため、やはりひび割れをまたぐ応力はないと仮定する。梁下端筋は90度折り曲げとして曲げ上げる場合もあるが、この場合にもこの部分のひび割れは大きく開かないことから同様に梁下端筋の引張力はすべて柱側のフリーボディ AOB に定着するものと仮定する。

5.2.3 コンクリートの応力の大きさと作用位置

終局時の柱梁接合部内のコンクリートの応力の流れは図 5-2 中のハッチの部分のように仮定し、主として梁下端筋の定着端と梁側の柱主筋の定着端を結ぶ向きに流れるものとする。

コンクリートは仮想断面上においても直応力下でのせん断力の伝達は可能とし、コンクリートの応力の向きは必ずしも仮想断面に直交しないものとする。さらに、分布するコンクリートの応力はその重心位置に合力として作用するものとする。

仮想断面上の応力の分布は力の釣り合いと変形の適合条件を満足するように応力の大きさと変形状態によって変化し、合力の作用位置も変化する。しかし、以下の計算にあたって簡単なように圧縮ゾーンにおける圧縮力の分布形状はストレスブロックの考え方を準用する。すなわち、ストレスブロックの応力の幅は圧縮ゾーンの大きさの β_1 倍、高さをコンクリート圧縮強度の β_3 倍とする。従って、合力の作用位置はコンクリートの合力の大きさを C_i 、断面の幅を b_i とすると仮想断面の圧縮縁から $C_i / (2b_i\beta_3f_c)$ である。ただし、C点近傍では、圧縮ストラットのコンクリートの応力の水平成分は梁端のコンクリートの圧縮力と釣り合っているのでC点付近のコンクリートの応力の奥行き方向の幅は梁幅とする。

出隅部および梁側のフリーボディの力の釣り合いよりコンクリートの応力の大きさは以下となる。

$$\begin{aligned}
 C_{1x} + C_{2x} &= T_b + T_{b2} + T_h - V_c \\
 C_{1y} - C_{2y} &= T_c - T_s - V_b \\
 C_{2x} + C_{3x} &= T_{b2} + T_h + T_w \\
 C_{2y} + C_{3y} &= T_{c2} + T_m + T_s
 \end{aligned} \tag{5-5}$$

ところで、出隅部に作用するモーメントはゼロなので仮想断面上の応力は次式を満足する必要がある。

$$\begin{aligned}
 T_{b2} \frac{g_b D_b}{2} - \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2x}}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right) C_{2x} D_b - T_w \frac{g_w D_b}{2} + \left\{ \frac{R_2}{R} \left(\frac{1}{2} + e_x \right) + e_y - \frac{1}{2} \frac{C_{3x}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right\} C_{3x} D_b \\
 - T_{c2} \frac{g_c D_c}{2} + \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{3y}}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) C_{3y} D_c + T_s \frac{g_s D_c}{2} - \left\{ \frac{R}{R_2} \left(\frac{1}{2} + e_y \right) + e_x - \frac{1}{2} \frac{C_{2y}}{b_b D_c \beta_3 f_c} \right\} C_{2y} D_c = 0
 \end{aligned} \tag{5-6}$$

本来、ある鉄筋の応力の組み合わせに対してこの式(4)を満たすように出隅部に作用する4つのコンクリート

の応力が決まるはずであるが、すべてを決めるには条件が不足している。そこで、いくつか仮定をおくことにする。

まず、 C_{2x} および C_{3y} をゼロと仮定する。これらは実際には必ずしもゼロではないが、厳密には作用位置が異なるもののそれぞれすぐ近くにある梁主筋の応力 T_{b2} および柱主筋の応力 T_{c2} の一部として表わすものとして簡単のために仮定する。また、一般に接合部横補強筋量や柱中段筋の量は断面に対してそれほど大きくないことから、その反力として生じる C_{3x} 等も小さく、式(5-6)中の $C_{3x}/bD_b\beta_3f_c$ 等は1に比べて十分に小さい。そこで、式(5-6)のうちこれらの2次項は無視する。

さらに、十字形接合部の場合と同様に柱梁接合部の終局モーメントを水平方向の応力による成分と鉛直方向の応力による成分に分離することが容易になるように、出隅部に作用する応力のうち水平方向の応力によるモーメントの和と鉛直方向の応力によるモーメントの和がそれぞれゼロになると仮定する。すると、式(5-5)の関係も用いて出隅部に作用するコンクリートの応力の大きさが次のように定まる。

$$C_{2x} = 0 \quad (5-7)$$

$$C_{3x} = \frac{g_b \frac{T_h}{2} + \frac{g_b + g_w}{2} T_w}{\left(\frac{g_b}{2} + e_y\right) + \frac{R_2}{R} \left(\frac{1}{2} + e_x\right)} = \frac{T_h'}{2} + T_w' \quad (5-8)$$

$$C_{2y} = \frac{g_c \frac{T_m}{2} + \frac{g_c + g_s}{2} T_s}{\left(\frac{g_c}{2} + e_x\right) + \frac{R}{R_2} \left(\frac{1}{2} + e_y\right)} = \frac{T_m'}{2} + T_s' \quad (5-9)$$

$$C_{3y} = 0 \quad (5-10)$$

ここで、

$$T_h' \equiv \frac{g_b}{\left(\frac{g_b}{2} + e_y\right) + \frac{R_2}{R} \left(\frac{1}{2} + e_x\right)} T_h, \quad \Delta T_h' \equiv T_h' - T_h$$

$$T_w' \equiv \frac{(g_b + g_w)/2}{\left(\frac{g_b}{2} + e_y\right) + \frac{R_2}{R} \left(\frac{1}{2} + e_x\right)} T_w, \quad \Delta T_w' \equiv T_w' - T_w$$

$$T_m' \equiv \frac{g_c}{\left(\frac{g_c}{2} + e_x\right) + \frac{R}{R_2} \left(\frac{1}{2} + e_y\right)} T_m, \quad \Delta T_m' \equiv T_m' - T_m$$

$$T_s' \equiv \frac{(g_c + g_s)/2}{\left(\frac{g_c}{2} + e_x\right) + \frac{R}{R_2} \left(\frac{1}{2} + e_y\right)} T_s, \quad \Delta T_s' \equiv T_s' - T_s$$

また、梁、柱の圧縮側主筋の応力も定まり以下となる。

$$T_{b2} = -\frac{T_h'}{2} + \Delta T_h' + \Delta T_w' \quad (5-11)$$

$$T_{c2} = -\frac{T_m'}{2} + \Delta T_m' + \Delta T_s' \quad (5-12)$$

5.2.4 柱梁接合部の抵抗モーメント

仮想断面に生じている鉄筋およびコンクリートの応力による接合部中心まわりのモーメントが外力モーメントと釣り合っており、すなわち接合部の抵抗モーメントである。

梁側のフリーボディについてのモーメントの釣り合いより接合部モーメントは次式により表わされる。ここで、前節と同様に C_{2x} , C_{2y} の 2 次項は無視することとし、式(5-5)および式(5-7)～(5-10)の関係を用いて鉄筋の応力だけで表わした。

$$\begin{aligned} M_j = & \frac{1}{2} \left(g_b - 2e_y - \frac{T_{b1} + T_h'/2 + \Delta T_w' - V_c}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right) \left(T_{b1} + \frac{T_h'}{2} + \Delta T_w' - V_c \right) D_b - \left(\frac{\Delta T_h'}{2} + \Delta T_w' \right) g_b D_b \\ & + \frac{1}{2} \left(g_c - 2e_x - \frac{T_{c1} + T_m'/2 + \Delta T_s' - V_b}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) \left(T_{c1} + \frac{T_m'}{2} + \Delta T_s' - V_b \right) D_c - \left(\frac{\Delta T_m'}{2} + \Delta T_s' \right) g_c D_c \\ & + V_c \frac{g_b D_b}{2} + V_b \frac{g_c D_c}{2} \end{aligned} \quad (5-13)$$

5.2.5 開く方向の終局モーメント

図 5-2 の変形機構 I でひび割れの拡大によってひずみが大きくなる梁と柱の引張主筋および接合部横補強筋、柱中段筋がすべて降伏して柱梁接合部が終局状態にいたるとし、そのときの接合部の抵抗モーメントを終局モーメントとする。

十字形接合部¹¹⁾、ト形接合部¹²⁾の場合と同様に仮想断面で分割したフリーボディに作用する応力と外力を水平方向の鉄筋の応力と梁軸力によるモーメント M_{jh} と鉛直方向の鉄筋の応力および柱軸力によるモーメント M_{jv} 、さらにせん断力の影響を示す係数 γ_h および γ_v を用いて、式(5-14)の形で表すことにする。

$$M_{ju} = \frac{1}{2} (M_{jh} + M_{jv}) + \frac{1}{2} \left(\gamma_h D_b \frac{V_c}{2} + \gamma_v D_c \frac{V_b}{2} \right) \quad (5-14)$$

梁、柱のせん断力と接合部の抵抗モーメント（節点モーメント）の関係 ($M_j = V_b L / 2 = V_c H / 2$) を考慮すると、式(8)は式(9)のように右辺にせん断力の項を含まない形に変形でき、接合部の形状と鉄筋の応力が定まれば接合部の抵抗モーメントを陽に算定することができる。

$$M_{ju} = \left[\frac{1}{2} (M_{jh} + M_{jv}) \right] \left/ \left[1 - \frac{1}{2} \left(\gamma_h \frac{D_b}{H} + \gamma_v \frac{D_c}{L} \right) \right] \right. \quad (5-15)$$

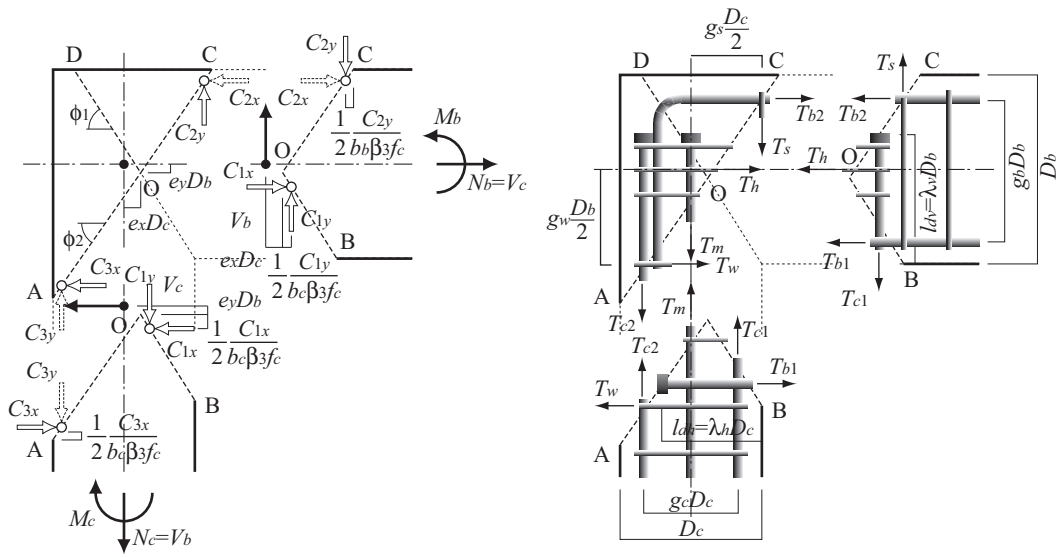
式(5-13)より、開く方向については水平方向の鉄筋の応力と梁軸力によるモーメント M_{jh} と鉛直方向の鉄筋の応力および柱軸力によるモーメント M_{jv} 、さらにせん断力の影響を示す係数 γ_h および γ_v は以下となる。せん断力の影響を示す係数 γ_h および γ_v にはせん断力の影響を示す項が残るが、一般に主筋の引張力等の応力に比べて十分に小さいためこれは無視した。

$$M_{jh} = \left(g_b - 2e_y - \frac{T_{by} + T_h'/2 + \Delta T_w'}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right) \left(T_{by} + \frac{T_h'}{2} + \Delta T_w' \right) D_b - 2 \left(\frac{\Delta T_h'}{2} + \Delta T_w' \right) g_b D_b \quad (5-16)$$

$$\gamma_h \cong 4 \left\{ e_y + \frac{T_{by} + T_h'/2 + \Delta T_w'}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right\} \quad (5-17)$$

$$M_{jv} = \left(g_c - 2e_x - \frac{T_{cy} + T_m'/2 + \Delta T_s'}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) \left(T_{cy} + \frac{T_m'}{2} + \Delta T_s' \right) D_c - 2 \left(\frac{\Delta T_m'}{2} + \Delta T_s' \right) g_c D_c \quad (5-18)$$

$$\gamma_v \cong 4 \left\{ e_x + \frac{T_{cy} + T_m'/2 + \Delta T_s'}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} \quad (5-19)$$



(a) コンクリートの応力および外力

(b) 鉄筋の応力

図 5-3 開く方向の変形機構 I の仮想断面上の応力

5.3 開く方向におけるL形接合部の釣り合い破壊

前節では接合部内で柱、梁の引張主筋が降伏した状態を接合部の終局状態とした。しかし、コンクリート断面に対して主筋量が過剰になると主筋の降伏の前にコンクリートの圧壊が始まる。そして、コンクリートの圧壊と主筋の降伏が同時に生じる破壊を接合部の釣り合い破壊と呼んでいる。

ここでは接合部の変形機構を十字形接合部の場合と同様にモデル化し、接合部パネルの変形と接合部中央のコンクリートのひずみの関係、接合部の変形と鉄筋に生じる応力の関係をそれぞれ仮定し、鉄筋の降伏と同時にコンクリートのひずみが終局ひずみに達する状態である釣り合い破壊の条件を定式化する。

5.3.1 接合部パネルの変形と接合部中央のコンクリートのひずみ

接合部パネルの変形状態を図 5-4 のように仮定する。また、接合部の対角方向の斜めストラットではコンクリートには斜めストラットの方向に一様に圧縮ひずみが生じているとする。この変形機構における接合部パネルの辺（柱、梁端）の回転角と対角方向の斜めストラットのひずみの関係は、図中の圧縮ゾーンの幅をあらわす記号 x_1 を用いて式(5-20)のように表すことができる。ここで、 D_c' 、 D_b' は梁主筋と柱主筋の定着端を結ぶ線を延長して梁端、柱端と交わった点までの柱と梁の入隅部からの距離である。 ξ_1 は柱と梁の入隅部から梁主筋と柱主筋の定着端を結ぶ斜めひび割れの線までの距離に対する圧縮ゾーンの幅 x_1 の比である。

$$\varepsilon_u = \frac{x_1(\theta_b + \theta_c)}{\sqrt{D_c'^2 + D_b'^2}} = \frac{1}{R_2 + 1/R_2} \xi_1(\theta_b + \theta_c) \quad (5-20)$$

ただし、

$$\xi_1 = \frac{x_1}{D_b' \cos \phi_2} = \frac{x_1}{D_c' \sin \phi_2}$$

$$R_2 = \tan \phi_2 = \frac{D_b'}{D_c'}$$

$$D_c' = l_{dh} + \frac{1-g_b}{2} \frac{D_b}{R_2} = \left(\lambda_h + \frac{1-g_b}{2} \frac{R}{R_2} \right) D_c$$

$$D_b' = l_{dv} + \frac{1-g_c}{2} R_2 D_c = \left(\lambda_v + \frac{1-g_c}{2} \frac{R_2}{R} \right) D_b$$

5.3.2 接合部パネルの変形と主筋の伸び

仮定した変形機構での梁の引張主筋（下端筋）および柱の引張主筋（梁側の柱主筋）の柱梁接合部内での伸びは、梁、柱側からの抜け出しがないと仮定すると幾何学的に以下のように接合部パネルの回転角と関係づけられる。ここで、梁主筋および柱主筋の定着端はそれぞれ柱側、梁側のフリーボディに定着されその回転に伴い移動するものとした。

$$\Delta L_b = \left(D_b' - \frac{1-g_b}{2} D_b - \frac{1-g_c}{2} R_2 D_c \right) \theta_b - D_c' \varepsilon_u \quad (5-21)$$

$$\Delta L_c = \left(D_c' - \frac{1-g_c}{2} D_c - \frac{1-g_b}{2} \frac{D_b}{R_2} \right) \theta_c - D_b' \varepsilon_u \quad (5-22)$$

これらより接合部パネルの回転角の和 $\theta_b + \theta_c$ と主筋の伸びの関係が得られ、さらに式(5-20)の関係を用いるとことで基準化した圧縮域の幅 ξ_1 と主筋の伸びの関係にすることができる。

$$\begin{aligned} \frac{\Delta L_b}{D_b'} + \frac{\Delta L_c}{D_c'} &= \left(1 - \frac{1-g_b}{2} \frac{D_b}{D_b'} - \frac{1-g_c}{2} \frac{D_c}{D_c'} \right) (\theta_b + \theta_c) - \left(R_2 + \frac{1}{R_2} \right) \varepsilon_u \\ &= \left(1 - \xi_1 - \frac{1-g_b}{2} \frac{D_b}{D_b'} - \frac{1-g_c}{2} \frac{D_c}{D_c'} \right) \left(R_2 + \frac{1}{R_2} \right) \frac{\varepsilon_u}{\xi_1} \end{aligned} \quad (5-23)$$

5.3.3 釣り合い破壊時の主筋の応力と伸び

接合部内では主筋のひずみ分布は線形と仮定する。そして、定着端手前での主筋の応力のひび割れ位置での応力に対する比を梁主筋、柱主筋についてそれぞれ α_b , α_c とすると、接合部内での主筋の伸びは次のように表わすことができる。

$$\Delta L_b = \frac{1+\alpha_b}{2} \frac{T_{b1}}{E_s A_b} l_{dh} = \frac{1+\alpha_b}{2} \frac{T_{b1}}{E_s A_b} \lambda_h D_c \quad (5-24)$$

$$\Delta L_c = \frac{1+\alpha_c}{2} \frac{T_{c1}}{E_s A_c} l_{dv} = \frac{1+\alpha_c}{2} \frac{T_{c1}}{E_s A_c} \lambda_v D_b \quad (5-25)$$

これを式(5-23)に代入することで主筋の応力とコンクリートのひずみに関係を表わす次式を得ることができる。

$$\begin{aligned} \frac{1}{1+R_2^2} \frac{1+\alpha_b}{2} \frac{T_{b1}}{E_s A_b} \lambda_h \frac{D_c}{D_c'} + \frac{1}{1+1/R_2^2} \frac{1+\alpha_c}{2} \frac{T_{c1}}{E_s A_c} \lambda_v \frac{D_b}{D_b'} \\ = \left(1 - \xi_1 - \frac{1-g_b}{2} \frac{D_b}{D_b'} - \frac{1-g_c}{2} \frac{D_c}{D_c'} \right) \frac{\varepsilon_u}{\xi_1} \end{aligned} \quad (5-26)$$

ここで、釣り合い破壊が生じるときには主筋のひずみは降伏ひずみであるから、このときの圧縮ゾーンの幅を表わす ξ_1 は式(5-26)より次のように表わすことができる。

$$\xi_1 = \frac{1 - \frac{1-g_b}{2} \frac{D_b}{D_b'} - \frac{1-g_c}{2} \frac{D_c}{D_c'}}{1 + \frac{1}{1+R_2^2} \lambda_h \frac{D_c}{D_c'} \frac{1+\alpha_b}{2} \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u} + \frac{1}{1+1/R_2^2} \lambda_v \frac{D_b}{D_b'} \frac{1+\alpha_c}{2} \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u}} \quad (5-27)$$

さらに、鉄筋の降伏が生じていない状態では接合部パネルの変形も小さいため、コンクリートのストラット

の向きは接合部の中央の斜めひび割れ，すなわち梁主筋と柱主筋の定着端を結ぶ向きに平行と仮定する。すると，斜めストラットの圧縮域の幅表わす ξ_1 を用いてコンクリートの水平 C_{1x} および鉛直成分 C_{1y} を以下のように表わすことができる。

$$C_{1x} = \frac{1}{1+R_2^2} \xi_1 b_c D_b' \beta_1 \beta_3 f_c \quad (5-28)$$

$$C_{1y} = \frac{1}{1+1/R_2^2} \xi_1 b_c D_b' \beta_1 \beta_3 f_c \quad (5-29)$$

ところで，主筋降伏前に柱梁接合部でコンクリートが圧壊した実験結果との比較など，主筋のひずみが降伏ひずみに達していない場合には式(5-27)は用いることができない。このときは，主筋の引張力 T_{b1} ， T_{c1} は式(5-5)および式(5-7)～(5-10)から次のようになるので，これらを式(5-28)～(5-29)に代入し，さらに式(5-26)代入することでコンクリートの圧縮域の幅を表わす ξ_1 に関する2次方程式が得られ，これを解けばコンクリートの圧縮域の幅を求めることができる。

$$T_{b1} = C_{1x} - \frac{T_h'}{2} - \Delta T_w' + V_c \quad (5-30)$$

$$T_{c1} = C_{1y} - \frac{T_m'}{2} - \Delta T_s' + V_b \quad (5-31)$$

5.3.4 接合部の限界補強量

式(5-26)を解くことで得られたコンクリート圧縮域の幅は接合部パネル中央でコンクリートが終局ひずみ ϵ_u に達するときのものである。コンクリートが終局ひずみに達すると同時に主筋の降伏が生じる場合を接合部の釣り合い破壊と呼び，そのときの主筋の引張力を接合部の限界補強量と呼ぶ。すなわち，限界補強量は主筋降伏時の引張力がこれより大きいと主筋の降伏に先行してコンクリートの圧壊が生じる鉄筋量である。

式(5-27)もしくは式(5-26)を2次方程式として解いて得られた釣り合い破壊時の圧縮域の幅表わす ξ_1 を用いると，式(5-28)～(5-31)より限界補強量は次のように表わすことができる。

$$T_{bb} = \frac{1}{1+R_2^2} \xi_1 b_c D_b' \beta_1 \beta_3 f_c - \frac{T_h'}{2} - \Delta T_w' + V_c \quad (5-32)$$

$$T_{cb} = \frac{1}{1+1/R_2^2} \xi_1 b_c D_b' \beta_1 \beta_3 f_c - \frac{T_m'}{2} - \Delta T_s' + V_b \quad (5-33)$$

5.3.5 接合部の釣り合いモーメント

釣り合い破壊時，あるいはコンクリートの圧壊が先行する場合の接合部モーメントは，引張主筋の応力を限界補強量に相当する引張力とすることで求めることができる。実際の設計にあつては，釣り合い破壊が生じないように主筋量を限界補強量以下とするように設計することになるので，釣り合い破壊時のモーメントを求める必要はないが，実験結果による検証に用いるために以下にその算定式を示す。

式(5-32)～(5-33)の限界補強量を式(5-13)に代入して整理すると、水平および鉛直成分によるモーメントおよびせん断力の影響を表わす係数は以下のようなになる。

$$M_{jh} = \frac{1}{1+R_2^2} \frac{D_b'}{D_b} \left\{ g_b - 2e_y - \frac{1}{1+R_2^2} \frac{D_b'}{D_b} \beta_1 \xi_1 \right\} \xi_1 \beta_1 b_c D_b^2 \beta_3 f_c - 2 \left(\frac{\Delta T_h'}{2} + \Delta T_w' \right) g_b D_b \quad (5-34)$$

$$\gamma_h = 2g_b \quad (5-35)$$

$$M_{jh} = \frac{1}{1+1/R_2^2} \frac{D_c'}{D_c} \left\{ g_c - 2e_x - \frac{1}{1+1/R_2^2} \frac{D_c'}{D_c} \beta_1 \xi_1 \right\} \xi_1 \beta_1 b_c D_c^2 \beta_3 f_c - 2 \left(\frac{\Delta T_m'}{2} + \Delta T_s' \right) g_c D_c \quad (5-36)$$

$$\gamma_v = 2g_c \quad (5-37)$$

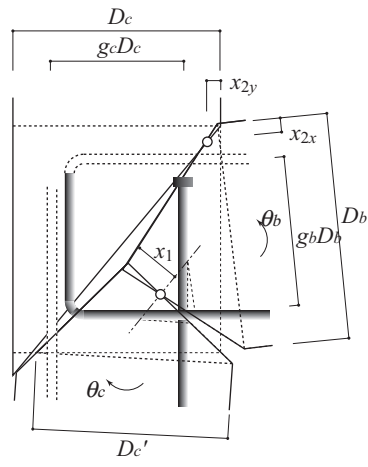


図 5-4 開く方向における接合部の変形と主筋の伸び

5.4 梁端のひび割れ面のモーメントに対する抵抗機構

次に梁端のひび割れと接合部パネル中央の斜めひび割れが拡大する変形機構 II について考える。モーメントに対する抵抗機構を考える仮想断面は、変形機構で想定するひび割れに合わせて図 5-5 のように設定する。さらに出隅部に作用するコンクリートおよび鉄筋の応力は 5.2 節と同様に式(5-7)～(5-10)および式(5-11)～(5-12)により表わされるものとする。

梁側のフリーボディ上の力の釣り合いは以下ようになる。

$$C_{4x} = T_{b1} + T_{b2} - C_{2x} - V_c = T_{b1} - \frac{T_h}{2} + \left(\frac{\Delta T_h'}{2} + \Delta T_w' \right) - V_c \quad (5-38)$$

$$C_{4y} = T_s - C_{2y} + V_b = -\left(\frac{T_m'}{2} + \Delta T_s' \right) + V_b \quad (5-39)$$

接合部の抵抗モーメントは式(5-38)～(5-39)の関係も考慮して以下のように表わされる。

$$\begin{aligned} M_j &= (T_{b1} - T_{b2}) \frac{g_b D_b}{2} + C_{4x} \left(\lambda_v - \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{4x}}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right) D_b \\ &\quad - T_s \frac{g_c D_c}{2} + C_{4y} \frac{g_c D_c}{2} + C_{2y} \left\{ \frac{R}{R_2} (1 + e_y) + e_x \right\} D_c \\ &= \left(\lambda_v - \frac{1 - g_b}{2} - \frac{1}{2} \frac{T_{b1} - T_h/2 + \Delta T_h'/2 + \Delta T_w' - V_c}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right) \left(T_{b1} - \frac{T_h}{2} + \frac{T_h'}{2} + \Delta T_w' - V_c \right) D_b \\ &\quad + \frac{T_h}{2} g_b D_b - \left(\frac{\Delta T_h'}{2} + \Delta T_w' \right) g_b D_b - \left(\frac{\Delta T_m'}{2} + \Delta T_s' \right) g_c D_c \\ &\quad + V_c \frac{g_b D_b}{2} + V_b \frac{g_c D_c}{2} \end{aligned} \quad (5-40)$$

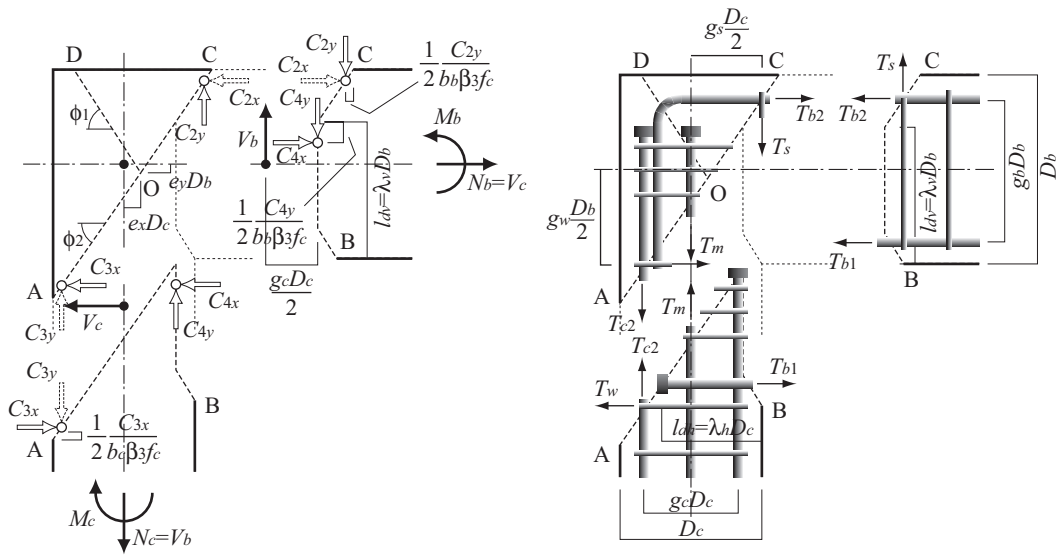
終局モーメントを式(5-14)の形に整理すると、水平および鉛直成分によるモーメントおよびせん断力の影響を表わす係数は以下ようになる。

$$\begin{aligned} M_{jh} &= \left\{ 2 \left(\lambda_v - \frac{1 - g_b}{2} \right) - \frac{T_{b1} - T_h/2 + \Delta T_h'/2 + \Delta T_w'}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right\} \left(T_{b1} - \frac{T_h}{2} + \frac{T_h'}{2} + \Delta T_w' \right) D_b + T_h g_b D_b \\ &\quad - 2 \left(\frac{\Delta T_h'}{2} + \Delta T_w' \right) g_b D_b \end{aligned} \quad (5-41)$$

$$\gamma_h = -2 \left\{ \left(\lambda_v - \frac{1}{2} \right) - \frac{T_{b1} - T_h/2 + \Delta T_h'/2 + \Delta T_w'}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right\} \quad (5-42)$$

$$M_{jv} = -2 \left(\frac{\Delta T_m'}{2} + \Delta T_s' \right) g_c D_c \quad (5-43)$$

$$\gamma_v = 2g_c \quad (5-44)$$



(a) コンクリートの応力および外力

(b) 鉄筋の応力

図 5-5 開く方向の変形機構 II の仮想断面上の応力

5.5 柱端のひび割れ面のモーメントに対する抵抗機構

ここでは柱端のひび割れと接合部パネル中央の斜めひび割れが拡大する変形機構 III について考える。モーメントに対する抵抗機構を考える仮想断面は、変形機構で想定するひび割れに合わせて図 5-6 のように設定する。さらに出隅部に作用するコンクリートおよび鉄筋の応力は 5.2 節と同様に式(5-7)～(5-10)および式(5-11)～(5-12)により表わされるものとする。

柱側のフリーボディ上の力の釣り合いは以下ようになる。

$$C_{5x} = T_w - C_{3x} + V_c = -\left(\frac{T_h'}{2} + \Delta T_w'\right) + V_c \quad (5-45)$$

$$C_{5y} = T_{c1} + T_{c2} - C_{3y} - V_b = T_{c1} - \frac{T_m}{2} + \left(\frac{\Delta T_m'}{2} + \Delta T_w'\right) - V_b \quad (5-46)$$

接合部の抵抗モーメントは式(5-45)～(5-46)の関係も考慮して以下のように表わされる。

$$\begin{aligned} M_j = & \left(\lambda_h - \frac{1-g_c}{2} - \frac{1}{2} \frac{T_{c1} - T_m/2 + \Delta T_m'/2 + \Delta T_s' - V_b}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) \left(T_{c1} - \frac{T_m}{2} + \frac{T_m'}{2} + \Delta T_s' - V_b \right) D_c \\ & + \frac{T_m}{2} g_c D_c - \left(\frac{\Delta T_m'}{2} + \Delta T_s' \right) g_c D_c - \left(\frac{\Delta T_h'}{2} + \Delta T_w' \right) g_b D_b \\ & + V_b \frac{g_c D_c}{2} + V_c \frac{g_b D_b}{2} \end{aligned} \quad (5-47)$$

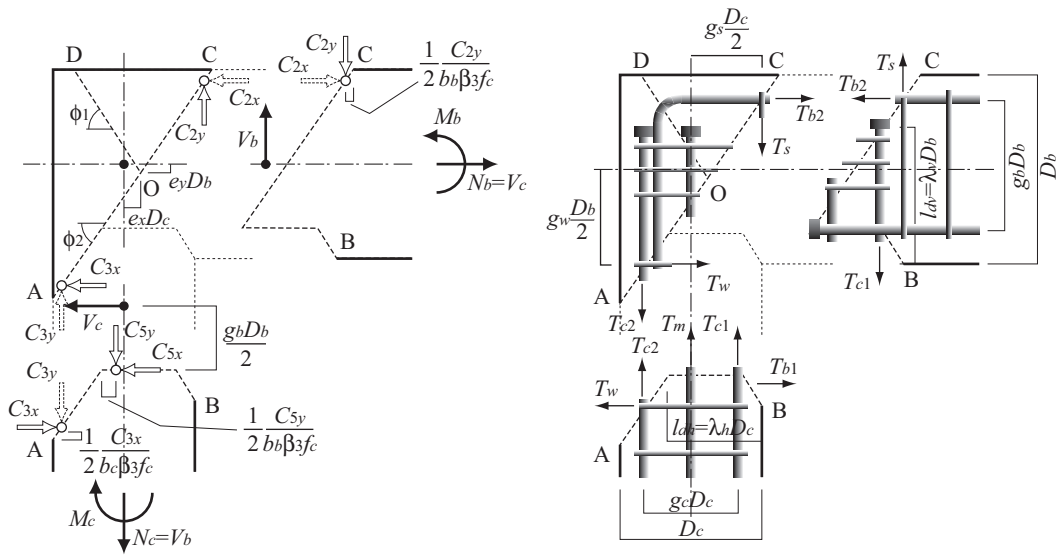
終局モーメントを式(5-14)の形に整理すると、水平および鉛直成分によるモーメントおよびせん断力の影響を表わす係数は以下ようになる。

$$M_{jh} = -2 \left(\frac{\Delta T_h'}{2} + \Delta T_w' \right) g_b D_b \quad (5-48)$$

$$\gamma_h = 2g_b \quad (5-49)$$

$$\begin{aligned} M_{jv} = & \left(\lambda_h - \frac{1-g_c}{2} - \frac{1}{2} \frac{T_{c1} - T_m/2 + \Delta T_m'/2 + \Delta T_s' - V_b}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) \left(T_{c1} - \frac{T_m}{2} + \frac{T_m'}{2} + \Delta T_s' - V_b \right) D_c + T_m g_c D_c \\ & - 2 \left(\frac{\Delta T_m'}{2} + \Delta T_s' \right) g_c D_c \end{aligned} \quad (5-50)$$

$$\gamma_v = -2 \left\{ \left(\lambda_h - \frac{1}{2} \right) - \frac{T_{c1} - T_m/2 + \Delta T_m'/2 + \Delta T_s'}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} \quad (5-51)$$



(a) コンクリートの応力および外力

(b) 鉄筋の応力

図 5-6 開く方向の変形機構 III の仮想断面上の応力

5.6 L形接合部の閉じる方向の破壊過程と接合部の変形機構

L形柱梁接合部の実験（A1.3 参照）における閉じる方向の加力での代表的なひび割れ状況を図 5-7 に示す。閉じる方向の場合、梁端および柱端に曲げひび割れが発生した後、柱梁接合部の梁・柱が取り付けられない面から柱と梁の入隅部に向かう斜めのひび割れが発生し、特に梁上端筋の折り曲げ部と柱と梁の入隅部を結ぶ向きのひび割れが拡大した。また、変形の増大とともに開く方向の加力で生じた接合部パネル中央の斜めひび割れが柱梁接合部上面で開くようになった。

そこで、閉じる方向に加力された L 形接合部の変形機構を図 5-8 のように仮定する。これは 2 方向の斜めひび割れにより分割された 4 つのフリーボディがそれぞれ並進と回転の自由度を有し、図 5-8 (a), (b) は開く方向の加力で生じた AC を結ぶ向きのひび割れが A 点、C 点付近で開き、横切る梁主筋、柱主筋のひずみが増大するものである。この場合、梁主筋もしくは柱主筋の降伏により終局状態に達する。一方、図 5-8 (c) は BD を結ぶ向きのひび割れが B 点付近で開き、梁上端筋の折り曲げ部付近のひずみが増大し、梁主筋が折り曲げ部で降伏して終局状態に達するものである。

十字形接合部などの場合と同様、分割されたフリーボディの仮想断面上の応力を用い、各フリーボディでの釣り合いから閉じる方向の L 形接合部の終局モーメントを求める。

5.6.1 仮想断面と作用する外力

閉じる方向の外力が柱梁接合部に作用するときの仮想断面と仮想断面上の応力を図 5-9 のように仮定する。ここで、仮想断面は開く方向の外力が作用する場合と同様に梁の引張主筋（下端筋）の定着端と梁側の柱主筋の定着端を結ぶ線 AC と、梁と柱の入隅部から梁上端筋の定着端に向かう線 BD により構成されるものとする。

ここで O 点は仮想断面を構成する 2 つの線分の交点である。O 点の柱と梁の入隅（A 点）からの水平および鉛直方向の距離は以下となる。

$$x_h = \frac{R_2 \lambda_h + \frac{1-g_b}{2} R}{R_1 + R_2} D_c = \frac{\lambda_h \cdot \lambda_v - \frac{1-g_b}{2} \cdot \frac{1-g_c}{2}}{(\lambda_v + g_b) - \frac{R_1}{R} \cdot \frac{1-g_c}{2}} D_c \quad (5-52)$$

$$x_v = R_1 x_h = \frac{\lambda_h \cdot \lambda_v - \frac{1-g_b}{2} \cdot \frac{1-g_c}{2}}{\frac{R}{R_1} (\lambda_v + g_b) - \frac{1-g_c}{2}} D_b \quad (5-53)$$

ただし、

$$\lambda_h \equiv \frac{l_{dh}}{D_c}, \quad \lambda_v \equiv \frac{l_{dv}}{D_b}$$

$$R \equiv \frac{D_b}{D_c}$$

$$R_1 \equiv \tan \phi = \frac{\frac{1+g_b}{2} D_b}{l_{dh}} = \frac{(1+g_b)/2}{\lambda_h} R$$

$$R_2 \equiv \tan \phi_2 = \frac{l_{dv} - \frac{1-g_b}{2} D_b}{l_{dh} - \frac{1-g_c}{2} D_c} = \frac{\lambda_v - (1-g_b)/2}{\lambda_h - (1-g_c)/2} R$$

また、柱梁接合部の中心（梁と柱の材軸の交点）から O 点までの距離の柱せい、梁せいに対する比は次式により表わされる。

$$e_x \equiv \frac{D_c/2 - x_h}{D_c} = \frac{1}{2} - \frac{\lambda_h \cdot \lambda_v - \frac{1-g_b}{2} \cdot \frac{1-g_c}{2}}{\frac{R_1}{R} \left(\lambda_h - \frac{1-g_c}{2} \right) + \left(\lambda_v - \frac{1-g_b}{2} \right)} \quad (5-54)$$

$$e_y \equiv \frac{D_b/2 - x_v}{D_b} = \frac{1}{2} - \frac{\lambda_h \cdot \lambda_v - \frac{1-g_b}{2} \cdot \frac{1-g_c}{2}}{\left(\lambda_h - \frac{1-g_c}{2} \right) + \frac{R}{R_1} \left(\lambda_v - \frac{1-g_b}{2} \right)} \quad (5-55)$$

また、軸力は材軸上に作用するものとし、せん断力は接合部の中心（材軸の交点）に作用するものとする。

5.6.2 鉄筋の応力と作用位置

鉄筋はそれぞれ配筋されている位置に軸応力のみが生じるものとする。ただし、簡単のため接合部の横補強筋と柱中段筋は複数の鉄筋の応力をそれぞれの合力として材軸上に作用するものとして扱う。また、開く方向と同様に梁側の柱主筋の応力は梁側のフリーボディ（BOC）内に定着されるものとしひび割れをまたぐ応力はないものと仮定する。さらに、折り曲げ定着された梁上端主筋の折り曲げ部での応力の向きは仮想断面に直交するものとする。なお、折り曲げ定着された主筋の鉛直部は十分な長さを有するものとし、本論文では定着破壊は考慮しないこととした。

$$T_{ah} = T_a \sin \phi_1 = T_a \frac{R_1}{\sqrt{1+R_1^2}} \quad (5-56)$$

$$T_{av} = T_a \cos \phi_1 = T_a \frac{1}{\sqrt{1+R_1^2}}$$

コンクリートは仮想断面上においても直応力下でのせん断力の伝達は可能とし、コンクリートの応力の向きは必ずしも仮想断面に直交しないものとする。さらに、分布するコンクリートの応力はストレスブロックで表わし、その重心位置に合力として作用するものとする。

フリーボディ COD, AOD に作用する力の水平および鉛直方向の釣り合いから以下が成り立つ。

$$C_{1x} = T_b - T_{ah} + C_{4x} \quad (5-57)$$

$$C_{1y} = T_m + T_s + T_{av} - C_{4y}$$

$$C_{3x} = T_h + T_w + T_{ah} - C_{4x}$$

$$C_{3y} = T_c - T_{av} + C_{4y} \quad (5-58)$$

一方、梁側のフリーボディ BOC 上の釣り合いからは式(5-58)も考慮して以下が成り立つ。

$$\begin{aligned} C_{2x} &= T_b + T_{b2} + T_h - C_{1x} + N_b = T_{b2} + T_h + T_{ah} + V_c - C_{4x} \\ C_{2y} &= T_c - T_s + C_{1y} + V_b = T_c + T_m + T_{av} + V_b - C_{4y} \end{aligned} \quad (5-59)$$

また、フリーボディ COD 上のモーメントの釣り合いから以下が成り立つ。

$$\begin{aligned} & (T_b - T_{ah}) \frac{g_b D_b}{2} - T_{av} \left(\lambda_h - \frac{1}{2} \right) D_c + T_s \frac{g_s D_c}{2} \\ & + \left(e_y - \frac{1}{2} \frac{C_{1x}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right) C_{1x} D_b - \left(e_x + \frac{1}{2} \frac{C_{1y}}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) C_{1y} D_c \\ & + \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{4x}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right) C_{4x} D_b + \left\{ \left(\frac{R}{R_1} - \frac{1}{2} \right) - \frac{1}{2} \frac{C_{4y}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right\} C_{4y} D_c = 0 \\ & (T_b - T_{ah}) \frac{g_b D_b}{2} - T_{av} \left(\lambda_h - \frac{1}{2} \right) D_c + T_s \frac{g_s D_c}{2} \\ & + \left(e_y - \frac{1}{2} \frac{C_{1x}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right) C_{1x} D_b - \left(e_x + \frac{1}{2} \frac{C_{1y}}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) C_{1y} D_c \\ & + \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{4x}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right) C_{4x} D_b + \left\{ \left(\frac{R}{R_1} - \frac{1}{2} \right) - \frac{1}{2} \frac{C_{4y}}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} C_{4y} D_c \\ & = \left(\frac{g_b}{2} + e_y - \frac{1}{2} \frac{T_b - T_{ah} + C_{4x}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right) (T_b - T_{ah} + C_{4x}) D_b \\ & + \left(\frac{g_c}{2} - e_x - \frac{1}{2} \frac{T_m + T_s + T_{av} - C_{4y}}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) (T_m + T_s + T_{av} - C_{4y}) D_c \\ & + \left(\frac{1 - g_b}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{4x}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right) C_{4x} D_b + \left\{ \left(\frac{R}{R_1} - \frac{1 - g_c}{2} \right) - \frac{1}{2} \frac{C_{4y}}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} C_{4y} D_c \\ & - T_m \frac{g_c}{2} - T_{av} \left(\lambda_h - \frac{1 - g_c}{2} \right) D_c + T_s \frac{(g_s - g_c) D_c}{2} = 0 \end{aligned} \quad (5-60)$$

同様にフリーボディ AOD 上のモーメントの釣り合いから柱主筋の応力 T_c と折り曲げ部での梁主筋の応力 T_a の関係は以下になる。

$$\begin{aligned} & T_c \frac{g_c D_c}{2} - T_{av} \left(\lambda_h - \frac{1}{2} \right) D_c - T_{ah} \frac{g_b D_b}{2} + T_w \frac{g_w D_b}{2} \\ & + \left(e_x - \frac{1}{2} \frac{C_{3y}}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) C_{3y} D_c - \left(e_y + \frac{1}{2} \frac{C_{3x}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right) C_{3x} D_b \\ & + \left\{ \left(\frac{R}{R_1} - \frac{1}{2} \right) - \frac{1}{2} \frac{C_{4y}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right\} C_{4y} D_c + \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{4x}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right) C_{4x} D_b = 0 \end{aligned} \quad (5-61)$$

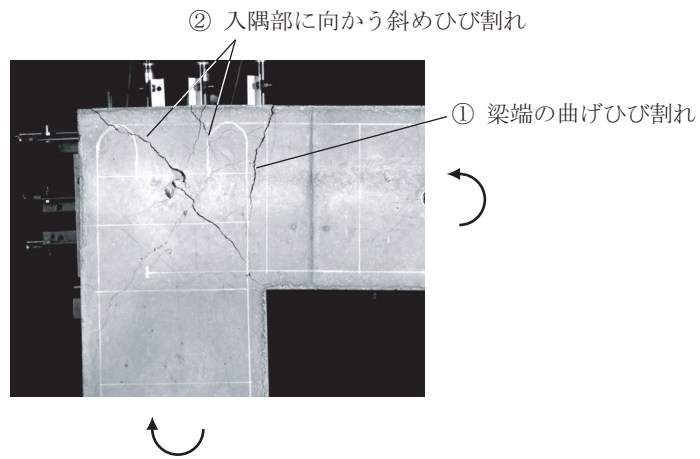


図 5-7 L形接合部の閉じる方向の加力におけるひび割れ

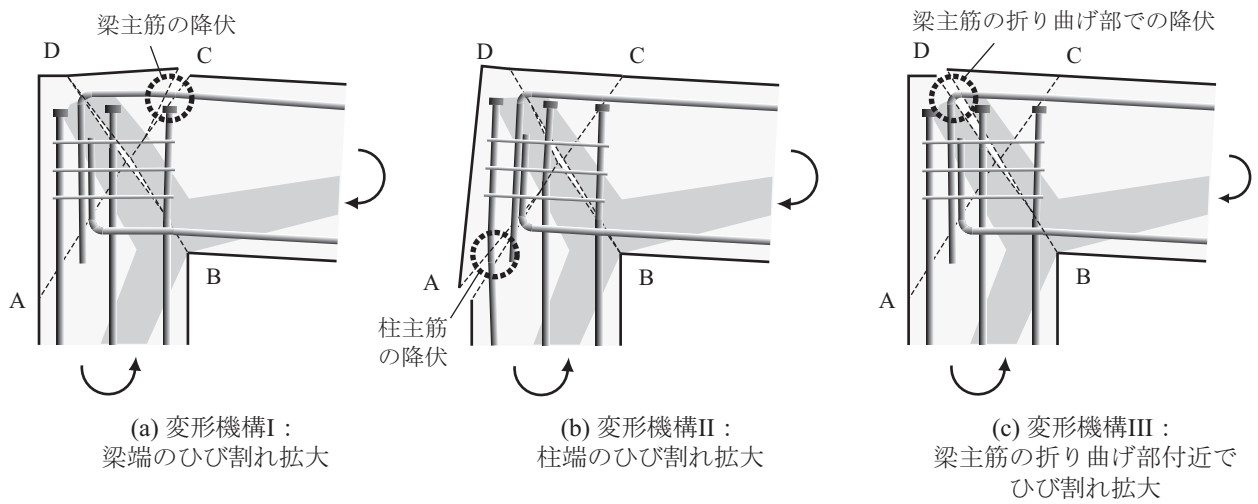
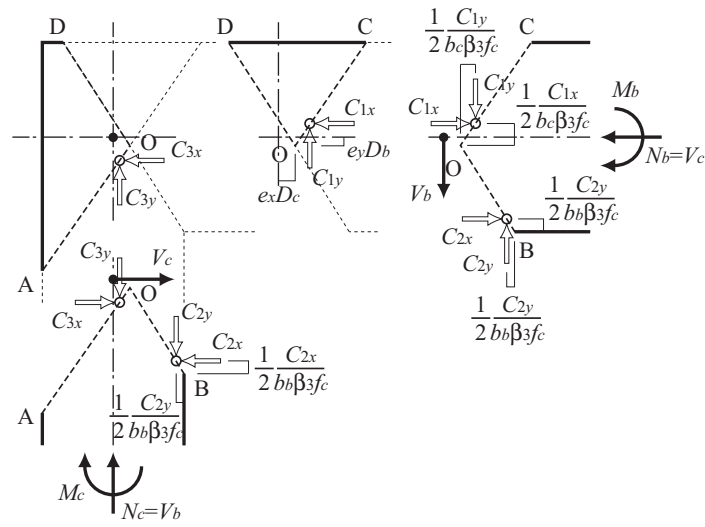
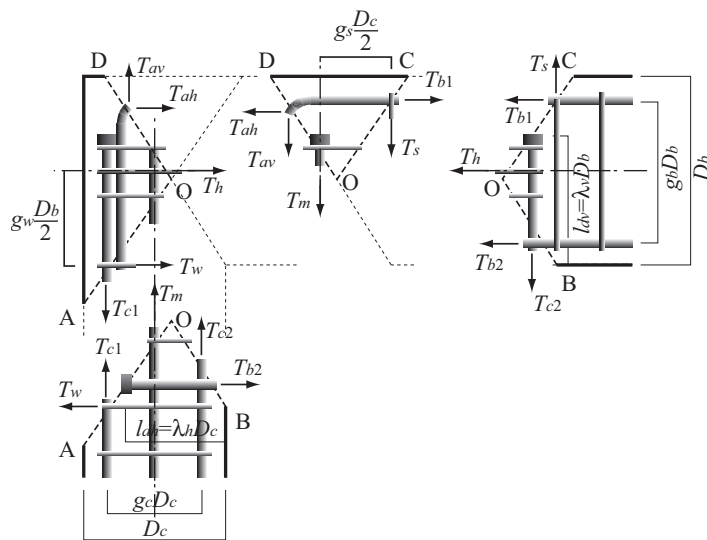


図 5-8 L形接合部の閉じる方向の終局時の変形



(a) コンクリートの応力



(a) 鉄筋の応力

図 5-9 L 形接合部の閉じる方向の仮想断面上の応力

5.7 閉じる方向の終局モーメント

図 5-8 の変形機構において拡大するひび割れを横切る位置で梁主筋もしくは柱主筋が降伏し柱梁接合部の終局状態に至ると仮定し、このときに柱梁接合部に作用するモーメントを接合部の終局モーメントとする。このとき接合部横補強筋、柱中段筋はすべて降伏しているものとする。

また、圧縮側の主筋の応力 T_{b2} , T_{c2} は十字形接合部等と同様に、これらの応力の変動に対して接合部の終局モーメントが最大となるように定める。ただし、応力の大きさは以下の範囲とする。

$$\begin{aligned} T_{by} \geq T_{b2} \geq -T_{by} \quad \text{かつ} \quad T_{b2} \geq -E_s \varepsilon_u A_b = -\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} T_{by} \\ T_{cy} \geq T_{c2} \geq -T_{cy} \quad \text{かつ} \quad T_{c2} \geq -E_s \varepsilon_u A_c = -\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} T_{cy} \end{aligned} \quad (5-62)$$

5.7.1 梁主筋が梁端付近で降伏する場合

梁主筋が梁端付近で降伏する場合、梁端での梁主筋の応力 T_{b1} が降伏強度 T_{by} となる。梁側のフリーボディ BOD 上に作用する応力によるモーメントと外力のモーメントの釣り合いから、式(5-57), 式(5-59)の関係も用いると、終局モーメントは以下ようになる。

$$\begin{aligned} M_j &= (T_{by} - T_{b2}) \frac{g_b D_b}{2} + T_{sy} \frac{g_s D_c}{2} - T_{c2} \frac{g_c D_c}{2} \\ &\quad + \left(e_y - \frac{1}{2} \frac{C_{1x}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right) C_{1x} D_b + \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2x}}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right) C_{2x} D_b \\ &\quad - \left(e_x + \frac{1}{2} \frac{C_{1y}}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) C_{1y} D_c + \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2y}}{b_b D_c \beta_3 f_c} \right) C_{2y} D_c \\ &\cong \left(\frac{g_b}{2} + e_y - \frac{1}{2} \frac{T_{by} - T_{ah}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right) (T_b - T_{ah}) D_b + g_b \left(T_{ah} + \frac{T_{hy}}{2} \right) D_b \\ &\quad + \left(\frac{1 - g_b}{2} - \frac{1}{2} \frac{T_{b2} + T_{hy} + T_{ah} + V_c}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right) (T_{b2} + T_{hy} + T_{ah} + V_c) D_b \\ &\quad + \left(\frac{g_c}{2} - e_x - \frac{1}{2} \frac{T_{my} + T_{sy} + T_{av}}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) (T_{my} + T_{sy} + T_{av}) D_c + T_{sy} \frac{(g_s - g_c) D_c}{2} \\ &\quad + \left(\frac{1 - g_c}{2} - \frac{1}{2} \frac{T_{c2} + T_{my} + T_{av} + V_b}{b_b D_c \beta_3 f_c} \right) (T_{c2} + T_{my} + T_{av} + V_b) D_c \\ &\quad + V_c \frac{g_b D_b}{2} + V_b \frac{g_c D_c}{2} \end{aligned} \quad (5-63)$$

ここでは出隅部のコンクリートの応力 C_{4x} , C_{4y} はいずれもゼロと仮定している。これらは実際には必ずしもゼロではないが、厳密には作用位置が異なるもののそれぞれすぐ近くにある梁主筋の応力 T_a の一部として表わすものとして簡単のために仮定したものである。

このとき、式(5-60)は式(5-56)も考慮すると以下ようになる。すなわち、

$$\begin{aligned} & \left(\frac{g_b}{2} + e_y - \frac{1}{2} \frac{T_b - T_a \sin \phi_1}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right) (T_b - T_a \sin \phi_1) D_b \\ & + \left(\frac{g_c}{2} - e_x - \frac{1}{2} \frac{T_m + T_s + T_a \cos \phi_1}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) (T_m + T_s + T_a \cos \phi_1) D_c \\ & - T_m \frac{g_c}{2} - T_a \cos \phi_1 \left(\lambda_h - \frac{1 - g_c}{2} \right) D_c + T_s \frac{(g_s - g_c) D_c}{2} = 0 \end{aligned}$$

より

$$\begin{aligned} & -\frac{1}{2b_c \beta_3 f_c} T_a^2 - \left[\left\{ \frac{g_b}{2} + e_y - \frac{T_b}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right\} D_b \sin \phi_1 + \left\{ \left(\lambda_h - \frac{1}{2} \right) + e_x + \frac{T_m + T_s}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} D_c \cos \phi_1 \right] T_a \\ & + \left(\frac{g_b}{2} + e_y - \frac{1}{2} \frac{T_b}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right) T_b D_b - \left(e_x + \frac{1}{2} \frac{T_m + T_s}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) (T_m + T_s) D_c + T_s \frac{g_s D_c}{2} = 0 \end{aligned} \quad (5-64)$$

この2次方程式を解くことにより T_a を求め、これを式(5-63)に代入する。

そして、閉じる開く方向の場合と同様に仮想断面で分割したフリーボディに作用する応力と外力を水平方向の鉄筋の応力と梁軸力によるモーメント M_{jh} と鉛直方向の鉄筋の応力および柱軸力によるモーメント M_{jv} 、さらにせん断力の影響を示す係数 γ_h および γ_v を用いて、式(5-14)の形で表すことにする。

$$M_{ju} = \frac{1}{2} (M_{jh} + M_{jv}) + \frac{1}{2} \left(\gamma_h D_b \frac{V_c}{2} + \gamma_v D_c \frac{V_b}{2} \right) \quad (5-65)$$

梁、柱のせん断力と接合部の抵抗モーメント（節点モーメント）の関係 ($M_j = V_b L / 2 = V_c H / 2$) を考慮すると、これは右辺にせん断力の項を含まない形に変形でき、接合部の形状と鉄筋の応力が定まれば接合部の抵抗モーメントを陽に算定することができる。

$$M_{ju} = \left[\frac{1}{2} (M_{jh} + M_{jv}) \right] / \left[1 - \frac{1}{2} \left(\gamma_h \frac{D_b}{H} + \gamma_v \frac{D_c}{L} \right) \right] \quad (5-66)$$

圧縮側主筋の応力は抵抗モーメント極大時の応力の場合

残るは圧縮側の主筋の応力である。これは前述のように抵抗モーメントが極大となる時の値とする。すなわち、式(5-63)を T_{b2} もしくは T_{c2} で偏微分した微係数がゼロとなる応力として得られ、極大値となる条件は次のようになる。

$$T_{b2} = \frac{1}{2} (1 - g_b) b_b D_b \beta_3 f_c - T_h - T_{ah} - V_c \quad (5-67)$$

$$T_{c2} = \frac{1}{2} (1 - g_c) b_b D_c \beta_3 f_c - T_m - T_{av} - V_b \quad (5-68)$$

このとき、接合部の抵抗モーメントを式(5-65)の形に整理すると以下のようなになる。

$$M_{jh} = \left(g_b + 2e_y - \frac{T_{by} - T_{ah}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right) (T_{by} - T_{ah}) D_b + 2 \left(T_{ah} + \frac{T_{hy}}{2} \right) g_b D_b + \frac{1}{4} (1 - g_b)^2 b_b D_b^2 \beta_3 f_c \quad (5-69)$$

$$\gamma_h = 2g_b \quad (5-70)$$

$$M_{jh} = \left(g_c - 2e_x - \frac{T_m + T_s + T_{av}}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) (T_m + T_s + T_{av}) D_c + T_s (g_s - g_b) D_c + \frac{1}{4} (1 - g_c)^2 b_b D_c^2 \beta_3 f_c \quad (5-71)$$

$$\gamma_v = 2g_c \quad (5-72)$$

圧縮側主筋の応力は降伏もしくは圧縮ひずみの制限による場合

十字形接合部等の場合と同様、鉄筋量が極端に少ない場合や、高強度鉄筋を用いている場合など、式(5-67)、式(5-68)の制限が適用される場合がある。このときは、式(5-65)の形に式(5-63)を整理すると以下ようになる。

$$M_{jh} = \left(g_b + 2e_y - \frac{T_{by} - T_{ah}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right) (T_{by} - T_{ah}) D_b + 2 \left(T_{ah} + \frac{T_{hy}}{2} \right) g_b D_b + \left\{ (1 - g_b) - \frac{T_{b2} + T_h + T_{ah}}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right\} (T_{b2} + T_{hy} + T_{ah}) D_b \quad (5-73)$$

$$\gamma_h \cong 2 \left(1 - 2 \frac{T_{b2} + T_{hy} + T_{ah}}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right) \quad (5-74)$$

$$M_{jh} = \left(g_c - 2e_x - \frac{T_{my} + T_{sy} + T_{av}}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) (T_m + T_{sy} + T_{av}) D_c + T_{sy} (g_s - g_b) D_c + \left\{ (1 - g_c) - \frac{T_{c2} + T_{my} + T_{av}}{b_b D_c \beta_3 f_c} \right\} (T_{c2} + T_{my} + T_{av}) D_c \quad (5-75)$$

$$\gamma_v \cong 2 \left(1 - 2 \frac{T_{c2} + T_{my} + T_{av}}{b_b D_c \beta_3 f_c} \right) \quad (5-76)$$

5.7.2 柱主筋が柱端付近で降伏する場合

柱主筋が柱端付近で降伏する場合，柱側のフリーボディ AOB 上に作用する応力によるモーメントと外力のモーメントの釣り合いから，終局モーメントは前項と同様にして以下のようにあらわされる。

$$\begin{aligned}
 M_j &= (T_{cy} - T_{c2}) \frac{g_c D_c}{2} + T_{wy} \frac{g_w D_b}{2} - T_{b2} \frac{g_b D_b}{2} \\
 &\quad + \left(e_x - \frac{1}{2} \frac{C_{3y}}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) C_{3y} D_c + \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2y}}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right) C_{2y} D_c \\
 &\quad - \left(e_y + \frac{1}{2} \frac{C_{3x}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right) C_{3x} D_c + \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2x}}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right) C_{2x} D_b \\
 &\equiv \left(\frac{g_c}{2} + e_x - \frac{1}{2} \frac{T_{cy} - T_{av}}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) (T_{cy} - T_{av}) D_c + \left(T_{my} + \frac{T_{av}}{2} \right) g_c D_c \\
 &\quad + \left(\frac{1 - g_c}{2} - \frac{1}{2} \frac{T_{c2} + T_{my} + T_{av} + V_b}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right) (T_{c2} + T_{my} + T_{av} + V_b) D_b \\
 &\quad + \left(\frac{g_b}{2} - e_y - \frac{1}{2} \frac{T_{hy} + T_{wy} + T_{ah}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right) (T_{hy} + T_{wy} + T_{ah}) D_b + T_{wy} \frac{(g_w - g_b) D_b}{2} \\
 &\quad + \left(\frac{1 - g_b}{2} - \frac{1}{2} \frac{T_{b2} + T_{hy} + T_{ah} + V_c}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right) (T_{b2} + T_{hy} + T_{ah} + V_c) D_c \\
 &\quad + V_c \frac{g_b D_b}{2} + V_b \frac{g_c D_c}{2}
 \end{aligned} \tag{5-77}$$

ここで，梁主筋の折り曲げ部の応力 T_a は，前項と同様に出隅部のコンクリートの応力 C_{4x} ， C_{4y} はいずれもゼロと仮定して式(5-61)より得られた 2 次方程式を解くことによって求める。すなわち，

$$\begin{aligned}
 &\left(\frac{g_c}{2} + e_x - \frac{1}{2} \frac{T_{cy} - T_a \cos \phi_1}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) (T_c - T_a \cos \phi_1) D_c \\
 &\quad + \left(\frac{g_b}{2} - e_y - \frac{1}{2} \frac{T_{hy} + T_{wy} + T_a \sin \phi_1}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right) (T_{hy} + T_{wy} + T_a \sin \phi_1) D_b \\
 &\quad + T_a \cos \phi_1 \left(\frac{1 + g_c}{2} - \lambda_h \right) D_c - \left(T_a \sin \phi_1 + \frac{T_{hy}}{2} \right) g_b D_b + T_{wy} (g_w - g_b) \frac{D_b}{2} = 0
 \end{aligned}$$

より得られる次式である。

$$\begin{aligned}
 &-\frac{1}{2b_c \beta_3 f_c} T_a^2 - \left[\left\{ \left(\lambda_h - \frac{1}{2} \right) + e_x - \frac{T_{cy}}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} D_c \cos \phi_1 + \left\{ \frac{g_b}{2} + e_y + \frac{T_{hy} + T_{wy}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right\} D_b \sin \phi_1 \right] T_a \\
 &\quad + \left(\frac{g_c}{2} + e_x - \frac{1}{2} \frac{T_{cy}}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) T_c D_c - \left(e_y + \frac{1}{2} \frac{T_{hy} + T_{wy}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right) (T_{hy} + T_{wy}) D_b + T_{wy} \frac{g_w D_b}{2} = 0
 \end{aligned} \tag{5-78}$$

圧縮側主筋の応力は抵抗モーメント極大時の応力の場合

圧縮側の主筋の応力が抵抗モーメントが極大となる時の値とする。すなわち， T_{b2} ， T_{c2} は式(5-62)で表わされる場合である。このとき，終局モーメントを式(5-65)の形で表わすと各成分は以下ようになる。

$$M_{jh} = \left(g_b + 2e_y - \frac{T_{hy} + T_{wy} + T_{ah}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right) (T_{hy} + T_{wy} + T_{ah}) D_b + T_{wy} (g_w - g_b) D_b + \frac{1}{4} (1 - g_b)^2 b_b D_b^2 \beta_3 f_c \quad (5-79)$$

$$\gamma_h = 2g_b \quad (5-80)$$

$$M_{jh} = \left(g_c + 2e_x - \frac{T_{cy} - T_{av}}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) (T_{cy} - T_{av}) D_b + 2 \left(T_{av} + \frac{T_{my}}{2} \right) g_c D_c + \frac{1}{4} (1 - g_c)^2 b_b D_c^2 \beta_3 f_c \quad (5-81)$$

$$\gamma_v = 2g_c \quad (5-82)$$

圧縮側主筋の応力は降伏もしくは圧縮ひずみの制限による場合

梁主筋が降伏する場合と同様に、圧縮側の主筋の応力に式(5-67)、式(5-68)の制限が適用される場合がある。

$$M_{jh} = \left(g_b + 2e_y - \frac{T_{hy} + T_{wy} + T_{ah}}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right) (T_{hy} + T_{wy} + T_{ah}) D_b + T_{wy} (g_w - g_b) D_b + \left\{ (1 - g_b) - \frac{T_{b2} + T_{hy} + T_{ah}}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right\} (T_{b2} + T_{hy} + T_{ah}) D_b \quad (5-83)$$

$$\gamma_h \cong 2 \left(1 - 2 \frac{T_{b2} + T_{hy} + T_{ah}}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right) \quad (5-84)$$

$$M_{jh} = \left(g_c + 2e_x - \frac{T_{cy} - T_{av}}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) (T_{cy} - T_{av}) D_b + 2 \left(T_{av} + \frac{T_{my}}{2} \right) g_c D_c + \left\{ (1 - g_c) - \frac{T_{c2} + T_{my} + T_{av}}{b_b D_c \beta_3 f_c} \right\} (T_{c2} + T_{my} + T_{av}) D_c \quad (5-85)$$

$$\gamma_v \cong 2 \left(1 - 2 \frac{T_{c2} + T_{my} + T_{av}}{b_b D_c \beta_3 f_c} \right) \quad (5-86)$$

5.7.3 梁主筋が折り曲げ部で降伏する場合

梁主筋が梁端付近で降伏する場合、折り曲げ部の梁主筋の応力が $T_d = T_{by}$ であり、仮想断面 BD 上の応力によるモーメントと外力のモーメントの釣り合いから、終局モーメントは以下ようになる。

$$\begin{aligned}
 M_j &= T_{ah} \frac{g_b D_b}{2} + T_{av} \left(\lambda_h - \frac{1}{2} \right) D_c - T_{b2} \frac{g_b D_b}{2} - T_{c2} \frac{g_c D_c}{2} \\
 &\quad + \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2x}}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right) D_b + \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2y}}{b_b D_c \beta_3 f_c} \right) D_c \\
 &= \left(T_{ah} + \frac{T_h}{2} \right) g_b D_b + \left(T_{av} + \frac{T_m}{2} \right) g_c D_c - T_{av} \left(\frac{1+g_c}{2} - \lambda_h \right) D_c \\
 &\quad + \frac{1}{2} \left\{ (1-g_b) - \frac{T_{b2} + T_h + T_{ah} + V_c}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right\} (T_{b2} + T_h + T_{ah} + V_c) D_b \\
 &\quad + \frac{1}{2} \left\{ (1-g_c) - \frac{T_{c2} + T_m + T_{av} + V_b}{b_b D_c \beta_3 f_c} \right\} (T_{c2} + T_m + T_{av} + V_b) D_c \\
 &\quad + V_c \frac{g_b D_b}{2} + V_b \frac{g_c D_c}{2} \\
 &= \left[\frac{1}{\sin \phi_1} \frac{1+g_b}{2} - \frac{1-g_b}{2} \sin \phi_1 - \frac{1-g_c}{2} \frac{\cos \phi_1}{R} \right] T_{by} D_b + T_{hy} \frac{g_b D_b}{2} + T_{my} \frac{g_c D_c}{2} \\
 &\quad + \frac{1}{2} \left\{ (1-g_b) - \frac{T_{b2} + T_{hy} + T_{ah} + V_c}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right\} (T_{b2} + T_{hy} + T_{ah} + V_c) D_b \\
 &\quad + \frac{1}{2} \left\{ (1-g_c) - \frac{T_{c2} + T_{my} + T_{av} + V_b}{b_b D_c \beta_3 f_c} \right\} (T_{c2} + T_{my} + T_{av} + V_b) D_c \\
 &\quad + V_c \frac{g_b D_b}{2} + V_b \frac{g_c D_c}{2}
 \end{aligned}$$

ただし、

$$T_{ah} = T_{by} \sin \phi_1 = T_{by} \frac{R_1}{\sqrt{1+R_1^2}}$$

$$T_{av} = T_{by} \cos \phi_1 = T_{by} \frac{1}{\sqrt{1+R_1^2}}$$

$$\gamma_v \equiv 2 \left(1 - 2 \frac{T_{c2} + T_{my} + T_{av}}{b_b D_c \beta_3 f_c} \right) \quad (5-87)$$

これまでと同様に圧縮側の鉄筋の応力で場合わけをし、式(5-65)の形に整理すると以下ようになる。

圧縮側主筋の応力は抵抗モーメント極大時の応力の場合

$$M_{jh} = 2 \left[\frac{1}{\sin \phi_1} \frac{1+g_b}{2} - \frac{1-g_b}{2} \sin \phi_1 - \frac{1-g_c}{2} \frac{\cos \phi_1}{R} \right] T_{by} D_b + T_h g_b D_b + \frac{1}{4} (1-g_b)^2 b_b D_b^2 \beta_3 f_c \quad (5-88)$$

$$\gamma_h = 2g_b \quad (5-89)$$

$$M_{jh} = T_{my}g_c D_c + \frac{1}{4}(1-g_c)^2 b_b D_c^2 \beta_3 f_c \quad (5-90)$$

$$\gamma_v = 2g_c \quad (5-91)$$

圧縮側主筋の応力は降伏もしくは圧縮ひずみの制限による場合

$$M_{jh} = 2 \left[\frac{1}{\sin \phi_1} \frac{1+g_b}{2} - \frac{T_{by} + (T_{b2} + T_{hy}) \sin \phi_1 + (T_{c2} + T_{my}) \cos \phi_1}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right] T_{by} D_b \quad (5-92)$$

$$+ T_h g_b D_b + \left\{ (1-g_b) - \frac{T_{b2} + T_{hy}}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right\} (T_{b2} + T_{hy}) D_b$$

$$\gamma_h \cong 2 \left(1 - 2 \frac{T_{b2} + T_{hy} + T_a \sin \phi_1}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right) \quad (5-93)$$

$$M_{jv} = T_{my} g_c D_c + \left\{ (1-g_c) - \frac{T_{c2} + T_{my}}{b_b D_c \beta_3 f_c} \right\} (T_{c2} + T_{my}) D_c \quad (5-94)$$

$$\gamma_v \cong 2 \left(1 - 2 \frac{T_{c2} + T_{my} + T_a \cos \phi_1}{b_b D_c \beta_3 f_c} \right) \quad (5-95)$$

5.8 閉じる方向におけるL形接合部の釣り合い破壊

5.8.1 接合部パネルの変形と接合部中央のコンクリートのひずみ

接合部パネルの変形状態を図 5-10 のように仮定する。これは、出隅部の先端（図 5-10 の D 点付近）でコンクリートが接触し、出隅部のコンクリートの圧縮応力が生じている状態である。接合部の対角方向の斜めストラットではコンクリートには斜めストラットの方向に一樣に圧縮ひずみが生じているとする。この変形機構における接合部パネルの辺（柱、梁端）の回転角と対角方向の斜めストラットのひずみの関係は、図中の圧縮ゾーンの幅をあらわす記号 x_1 を用いて次のように表すことができる。 ξ_1 は柱と梁の入隅部から梁主筋と柱主筋の定着端を結ぶ斜めひび割れの線までの距離に対する圧縮ゾーンの幅 x_1 の比である。

$$\varepsilon_u = \frac{x_1(\theta_b + \theta_u)}{\sqrt{D_c'^2 + D_b^2}} = \frac{R_1}{1 + R_1^2} \xi_1 (\theta_b + \theta_u) \quad (5-96)$$

ただし、

$$\xi_1 = \frac{x_1}{D_b \cos \phi} = \frac{x_1}{D_c' \sin \phi}, \quad D_c' = \frac{1}{R_1} D_b = \frac{R}{R_1} D_c$$

また、出隅部の先端（D 点付近）でコンクリートが接触したままであるとし、接合部パネル中央ではフリーボディ間でずれは生じないとすると、梁側のフリーボディ BOC の回転角 θ_b と上面のフリーボディの回転角 θ_u の間には以下の関係がなりたつ。

$$(1 - \xi_{2x}) D_b \sin \phi \cdot \theta_b = (1 - \xi_{4y}) D_c' \cos \phi \cdot \theta_u \quad (5-97)$$

ただし、

$$\xi_{2x} = \frac{C_{2x}}{b_b D_b \beta_1 \beta_3 f_c} \quad (5-98)$$

$$\xi_{4y} = \frac{C_{4y}}{b_b D_b \beta_1 \beta_3 f_c} \quad (5-99)$$

式(5-97)の関係を用いると、式(5-96)は次のようになる。

$$\varepsilon_u = \frac{R_1}{1 + R_1^2} \xi_1 \left(1 + \frac{1 - \xi_{2x}}{1 - \xi_{4y}} R_1^2 \right) \theta_b \quad (5-100)$$

ここで、他の接合部の形状の場合と同様、主筋が降伏するまでは接合部パネルの斜めストラットの主応力の向きは梁主筋の定着端と梁と柱の入隅を結ぶ向きとする。また、出隅部のコンクリートの応力は仮想断面に直交すると仮定する。つまり、

$$C_{1y} = R_1 C_{1x} \quad (5-101)$$

$$C_{4y} = \frac{1}{R_1} C_{4x} \quad (5-102)$$

式(5-101), 式(5-102), さらに式(5-56)の関係から, 式(5-57)を用いることにより, コンクリートの応力の大きさは以下となる。

$$\begin{aligned} C_{1x} &= \frac{1}{1+R_1^2} \{T_{b1} - R_1(T_m + T_s)\} \\ C_{1y} &= \frac{R_1}{1+R_1} \{T_{b1} - R_1(T_m + T_s)\} \end{aligned} \quad (5-103)$$

また, 式(5-101)を用いる代わりに, ここでは前節とは異なり出隅部のコンクリートの圧縮力の作用位置を厳密に考慮することにする。すると, フリーボディ COD 上のモーメントの釣り合いを表わした式(5-60)は以下のように書き換えることができ, この2次方程式を解くことにより出隅部のコンクリートの応力 C_{4y} を求めることができる。

$$\begin{aligned} &\left\{ \frac{1-g_b}{2} \frac{R}{R_1} - \frac{1}{2} \frac{C_{4y}}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} C_{4y} \\ &= \frac{1}{2} \frac{1}{b_c D_c \beta_3 f_c} \left\{ \frac{T_{b1} - R_1(T_m + T_s)}{1+R_1^2} \right\}^2 - \frac{1}{1+R_1^2} \left\{ T_m \left(\lambda_h - \frac{1}{2} \right) + T_s \left(\lambda_h - \frac{1-g_s}{2} \right) \right\} \end{aligned} \quad (5-104)$$

C_{4y} が求まると, C_{4x} , T_{ah} , T_a を順次求めることができる。

5.8.2 接合部パネルの変形と主筋の伸び

仮定した変形機構での梁の引張主筋（上端筋）の柱梁接合部内での伸びは, 梁側および定着部からの抜け出しがないと仮定すると, 幾何学的に以下のように接合部パネルの回転角と関係づけられる。

$$\Delta L_b = \left(\frac{1+g_b}{2} D_b - x_{2x} \right) \theta_b - l_{dh} \varepsilon_u = \left\{ \left(\frac{1+g_b}{2} - \xi_{2x} \right) \theta_b - \frac{\lambda_h}{R} \varepsilon_u \right\} D_b \quad (5-105)$$

さらに式(5-100)の関係を用いるとことで基準化した圧縮域の幅 ξ_1 と主筋の伸びの関係にすることができる。

$$\frac{\Delta L_b}{D_b} = \left\{ \left(\frac{1+g_b}{2} - \xi_{2x} \right) \theta_b - \frac{\lambda_h}{R} \varepsilon_u \right\} = \left\{ \frac{\frac{1+g_b}{2} - \xi_{2x}}{\frac{R_1}{1+R_1^2} \xi_1 \left(1 + \frac{1-\xi_{2x}}{1-\xi_{4y}} R_1^2 \right)} - \frac{\lambda_h}{R} \right\} \varepsilon_u \quad (5-106)$$

5.8.3 釣り合い破壊時の主筋の応力と伸び

接合部内では主筋のひずみ分布は線形と仮定する。そして, 定着端手前での主筋の応力のひび割れ位置での応力に対する比を α_b とすると, 接合部内での梁主筋の伸びは次のように表わすことができる。ただし, ここで

α_b は式 5-104 を解いて得た T_a の T_{b1} に対する比である。

$$\Delta L_b = \frac{1 + \alpha_b}{2} \frac{T_{b1}}{E_s A_b} l_{dh} = \frac{1 + \alpha_b}{2} \frac{T_{b1}}{E_s A_b} \lambda_h D_c \quad (5-107)$$

これを式(5-106)に代入することで主筋の応力とコンクリートのひずみに関係を表わす次式を得ることができる。

$$\frac{R_1}{1 + R_1^2} \xi_1 \left(1 + \frac{1 - \xi_{2x}}{1 - \xi_{4y}} R_1^2 \right) \lambda_h \left(\frac{1 + \alpha_b}{2} \frac{T_{b1}}{E_s A_b} + \varepsilon_u \right) = \left(\frac{1 + g_b}{2} - \xi_{2x} \right) R \varepsilon_u \quad (5-108)$$

5.8.4 接合部の限界補強量

釣り合い破壊が生じるときには主筋のひずみは降伏ひずみであるから、このときの圧縮ゾーンの幅を表わす ξ_1 は次のように表わすことができる。

$$\begin{aligned} \xi_1 &= \frac{\frac{1 + g_b}{2} - \xi_{2x}}{\frac{1}{1 + R_1^2} \left(1 + \frac{1 - \xi_{2x}}{1 - \xi_{4y}} R_1^2 \right) \lambda_h \frac{R_1}{R} \left(1 + \frac{1 + \alpha_b}{2} \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u} \right)} \\ &= \frac{\frac{1 + g_b}{2} - \xi_{2x}}{\frac{1}{1 + R_1^2} \left(1 + \frac{1 - \xi_{2x}}{1 - \xi_{4y}} R_1^2 \right) \frac{1 + g_b}{2} \left(1 + \frac{1 + \alpha_b}{2} \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_u} \right)} \end{aligned} \quad (5-109)$$

さらに、鉄筋の降伏が生じていない状態では接合部パネルの変形も小さいため、コンクリートのストラットの向きは接合部の中央の斜めひび割れ、すなわち梁主筋と柱主筋の定着端を結ぶ向きに平行と仮定する。すると、斜めストラットの圧縮域の幅表わす ξ_1 を用いてコンクリートの水平 C_{1x} を以下のように表わすことができる。

$$C_{1x} = \frac{1}{1 + R_1^2} \xi_1 b_c D_b \beta_1 \beta_3 f_c \quad (5-110)$$

よって、式(5-103)の関係から限界補強量は以下のように表わされる。

$$T_{b1} = \xi_1 b_c D_b' \beta_1 \beta_3 f_c + R_1 (T_m + T_s) \quad (5-111)$$

ところで、主筋降伏前に柱梁接合部でコンクリートが圧壊した実験結果との比較など、主筋のひずみが降伏ひずみに達していない場合には式(5-109)は用いることができない。このときは、式(5-111)によって表わされる限界補強量を式(5-108)代入することでコンクリートの圧縮域の幅を表わす ξ_1 に関する 2 次方程式が得られ、これを解けばコンクリートの圧縮域の幅を求める。

5.8.5 接合部の釣り合いモーメント

釣り合い破壊時、あるいはコンクリートの圧壊が先行する場合の接合部モーメントは、引張主筋の応力を限界補強量に相当する引張力とすることで求めることができる。実際の設計にあつては、釣り合い破壊が生じないように主筋量を限界補強量以下とするように設計することになるので、釣り合い破壊時のモーメントを求める必要はないが、実験結果による検証に用いるために以下にその算定式を示す。

限界補強量を用いて水平および鉛直成分によるモーメントおよびせん断力の影響を表わす係数は以下のようになる。

圧縮側主筋の応力は抵抗モーメント極大時の応力の場合

$$M_{jh} = \frac{1}{1+R_2^2} \left(g_b + 2e_y - \frac{1}{1+R_2^2} \xi_1 \beta_1 \right) \xi_1 \beta_1 b_c D_b^2 \beta_3 f_c + 2 \left(T_{ah} + \frac{T_{hy}}{2} \right) g_b D_b + \frac{1}{4} (1-g_b)^2 b_b D_b^2 \beta_3 f_c \quad (5-112)$$

$$\gamma_h = 2g_b \quad (5-113)$$

$$M_{jh} = \frac{1}{1+1/R_1^2} \frac{D_c'}{D_c} \left(g_c - 2e_x - \frac{1}{1+1/R_1^2} \frac{D_c'}{D_c} \xi_1 \beta_1 \right) \xi_1 \beta_1 b_c D_c^2 \beta_3 f_c + T_s (g_s - g_b) D_c + \frac{1}{4} (1-g_c)^2 b_b D_c^2 \beta_3 f_c \quad (5-114)$$

$$\gamma_v = 2g_c \quad (5-115)$$

圧縮側主筋の応力は降伏もしくは圧縮ひずみの制限による場合

$$M_{jh} = \frac{1}{1+R_2^2} \left(g_b + 2e_y - \frac{1}{1+R_2^2} \xi_1 \beta_1 \right) \xi_1 \beta_1 b_c D_b^2 \beta_3 f_c + 2 \left(T_{ah} + \frac{T_{hy}}{2} \right) g_b D_b + \left\{ (1-g_b) - \frac{T_{b2} + T_h + T_{ah}}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right\} (T_{b2} + T_{hy} + T_{ah}) D_b \quad (5-116)$$

$$\gamma_h \cong 2 \left(1 - 2 \frac{T_{b2} + T_{hy} + T_{ah}}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right) \quad (5-117)$$

$$M_{jh} = \frac{1}{1+1/R_1^2} \frac{D_c'}{D_c} \left(g_c - 2e_x - \frac{1}{1+1/R_1^2} \frac{D_c'}{D_c} \xi_1 \beta_1 \right) \xi_1 \beta_1 b_c D_c^2 \beta_3 f_c + T_{sy} (g_s - g_b) D_c + \left\{ (1-g_c) - \frac{T_{c2} + T_{my} + T_{av}}{b_b D_c \beta_3 f_c} \right\} (T_{c2} + T_{my} + T_{av}) D_c \quad (5-118)$$

$$\gamma_v \cong 2 \left(1 - 2 \frac{T_{c2} + T_{my} + T_{av}}{b_b D_c \beta_3 f_c} \right) \quad (5-119)$$

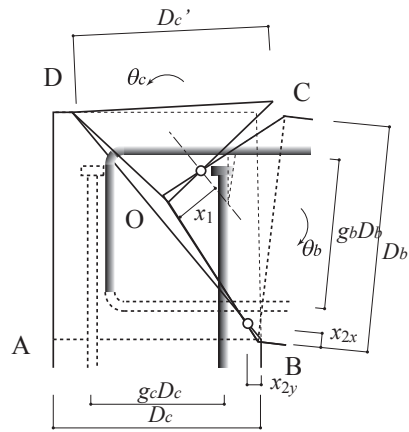


図 5-10 閉じる方向における接合部の変形と主筋の伸び

5.9 理論値と実験値の比較

(1) 柱梁強度比が小さい柱梁接合部部分架構の実験との比較

筆者らが行った柱梁強度比が小さく、主筋の降伏により接合部破壊が生じた試験体（A1.3 参照）について、理論値と実験値の比較を行う。

図 5-11～図 5-17 に実験の変動因子と終局時の節点モーメントの実験値および計算値の関係を示す。モーメントは終局時のモーメントを柱梁接合部の体積で除して基準化して示してある。また、梁端および柱端で曲げ終局に達する終局モーメントを平面保持とコンクリートのストレスブロックを仮定した断面解析によって求め、節点モーメントに換算したものをあわせて図中に示した。断面解析ではせん断力の変動にともなう梁・柱の軸力の変動を考慮している。

開く方向の加力では、柱梁強度比、接合部横補強筋量の増大により終局時のモーメントが増大しており、計算値もよく対応している。柱端のひび割れ面における終局モーメントが実験値より小さくなっており、過小評価している。梁下端筋の定着長さが与える影響は大きくなかった。

閉じる方向の加力では試験体の諸元の範囲ではいずれも梁端の曲げ終局強度で部分架構の最大耐力が決まっており、実験結果から変動因子の効果は読み取ることができないが、計算値からは主筋量が大きくなると閉じる方向においても柱梁接合部の終局モーメントが梁曲げ終局時のモーメントより小さくなること、横補強筋量の増大により柱梁接合部の終局モーメントが増大することがわかる。

全体として、部分架構試験体の最大耐力の計算値を柱梁接合部の終局モーメント、梁・柱の曲げ終局時の最小のものとする、いずれの変動因子に対しても計算値と実験値の対応はよい。

(2) 実験データベースの実験結果との比較

既往の実験データベースの試験体（A2 参照）について、梁主筋の降伏強度の限界補強量に対する比と破壊形式の関係を図 5-18 示す。降伏強度の限界補強量に対する比が 1 を超えると主筋降伏前にコンクリートが終局状態に達することを表わしている。

開く方向については、折り曲げ定着の場合、機械式定着の場合のいずれについても、主筋降伏前の接合部破壊（J 型）と報告されている試験体はほとんどが主筋の降伏強度が限界補強量以上の試験体であり、おおむね破壊形式の判別が可能と考えられる。しかし、閉じる方向についてはすべての試験体で主筋量が限界補強量を下回る計算結果になった。実験では主筋降伏前に接合部破壊したと報告されている試験体もあるが、この違いは、本論文で扱う主筋降伏前の接合部破壊は主筋降伏前に接合部パネル内のコンクリートの圧壊により終局状態にいたる破壊であるのに対し、L 形接合部の閉じる方向の加力で主筋降伏前の接合部破壊と報告されている試験体のほとんどは主筋の降伏前に定着耐力の不足や補強筋の不足により斜めひび割れが拡大して破壊したものであるためと考えられる。

また、図 5-19 に柱梁接合部の終局モーメントの梁・柱の曲げ終局時のモーメントに対する比（接合部強度比）と文献で報告されている破壊形式の関係を示す。また、図 5-20 に実験の最大耐力の梁・柱の曲げ終局時計算値に対する比を接合部強度比に対してプロットしたものを示す。梁・柱の曲げ終局時のモーメントは、平面保持を仮定した断面解析により断面の終局モーメントを求め、梁・柱端で終局モーメントに達するとして節点モーメントに換算したものである。終局モーメント算定時にはせん断力の変化に伴う梁、柱の変動軸力を考慮している。

ヒストグラムからは開く方向か閉じる方向か、折り曲げ定着か機械式定着かによらず、接合部強度比と破壊

形式の対応はよいとはいえない。しかし、開く方向については、接合部強度比が 1 より小さい範囲ではやや計算値が実験値より大きい、つまり柱梁接合部の終局モーメントの計算値が過大評価であるものの、全体としては実験値と計算値の対応はある程度とれている。一方、閉じる方向の加力については J 型の試験体を除き、ほとんどの試験体で実験値は梁曲げ強度の計算値を上回っており、他の形状の柱梁接合部の場合と異なり主筋が降伏していれば梁の曲げ強度は発揮されていることがわかる。J 型の試験体では計算値が実験値を大きく上回っているものも多いが、前述のように閉じる方向の加力では定着部の詳細に起因する破壊が生じているためと考えられる。例えば、図 5-20 中の破線で囲んだ試験体[5.1][5.2][5.3]は J 型と報告されている試験体であるが、文献中には柱上面にひび割れやかぶりコンクリートの剥離といった破壊状況も記されている。

また、開く方向、閉じる方向とも、柱梁接合部の終局モーメントの計算値が過大になっている原因の 1 つとして、計算にあたって接合部横補強筋の降伏を仮定しているが、必ずしもすべての補強筋が降伏しているわけではないことが考えられる。

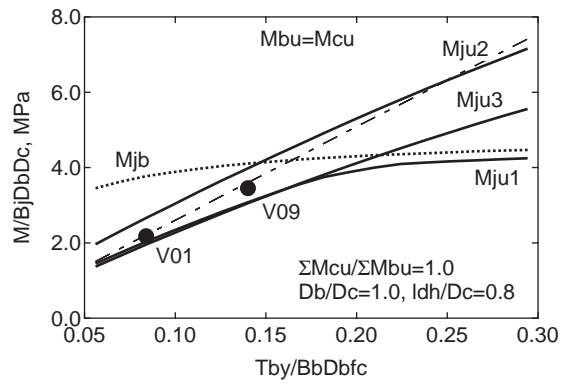


図 5-11 開く方向の終局モーメントに与える主筋量の影響

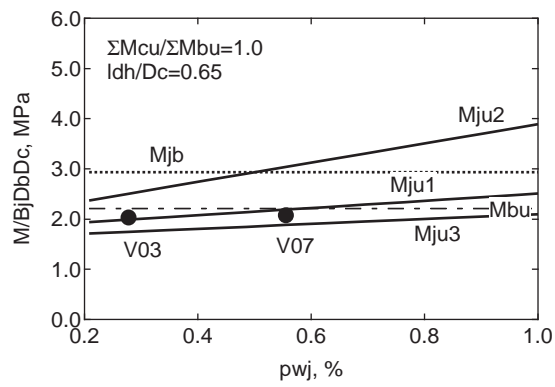
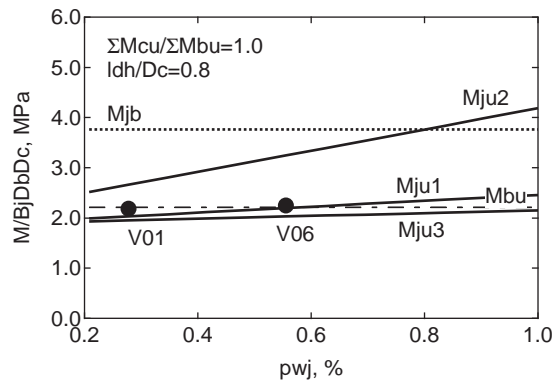


図 5-12 開く方向の終局モーメントに与える横補強筋量の影響

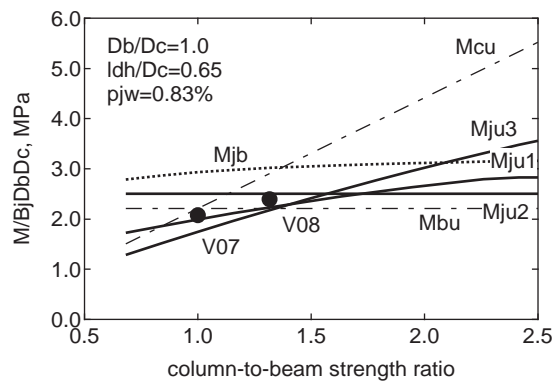
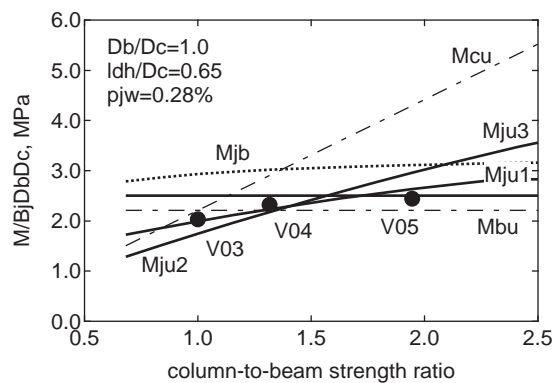
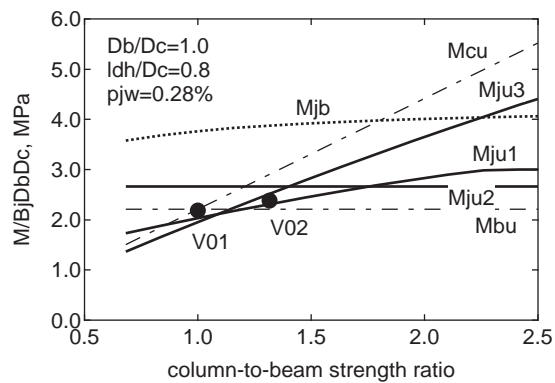


図 5-13 開く方向の終局モーメントに与える柱梁強度比の影響

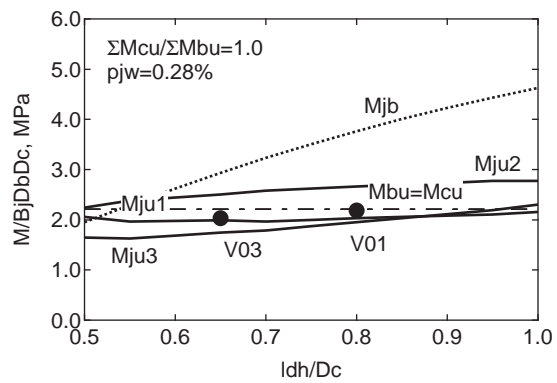


図 5-14 開く方向の終局モーメントに与える定着長さの影響

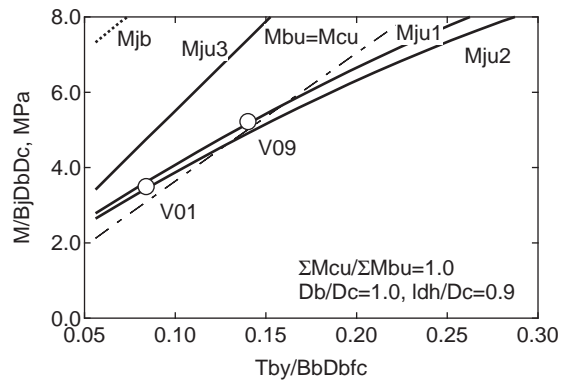


図 5-15 閉じる方向の終局モーメントに与える主筋量の影響

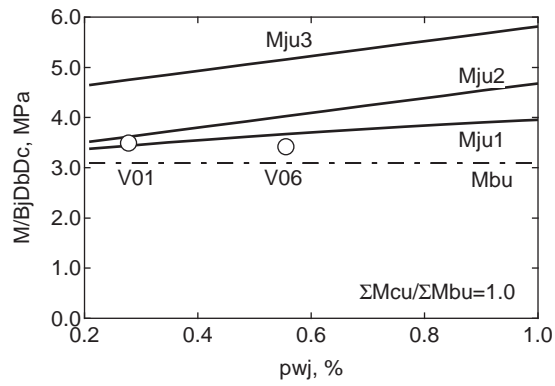


図 5-16 閉じる方向の終局モーメントに与える横補強筋量の影響

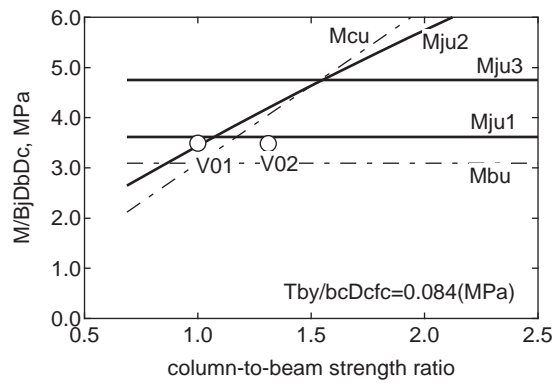
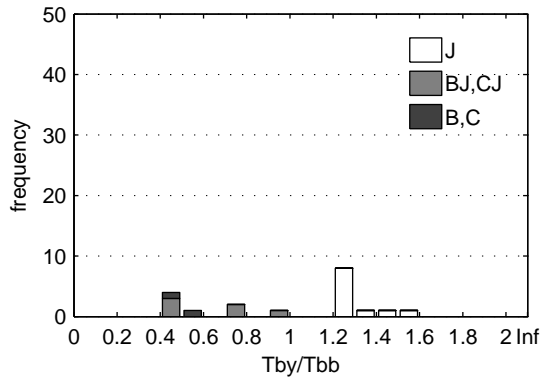
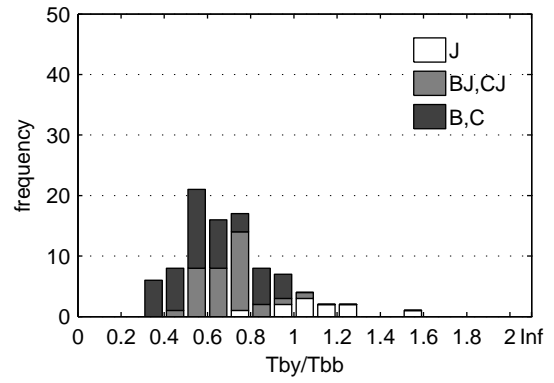


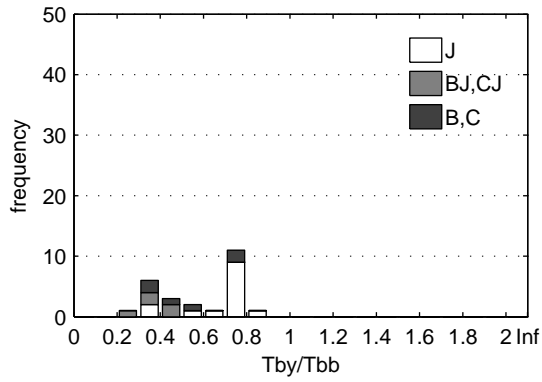
図 5-17 閉じる方向の終局モーメントに与える柱梁強度比の影響



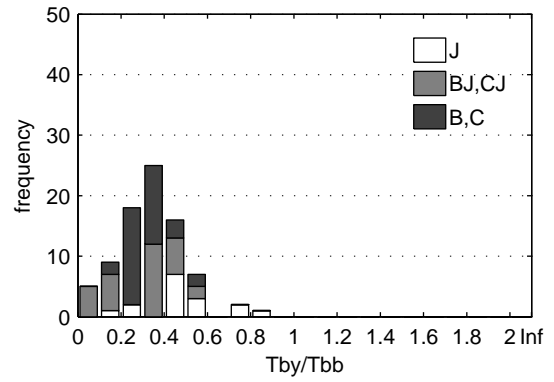
(a) 開く方向（折り曲げ定着）



(b) 開く方向（機械式定着）

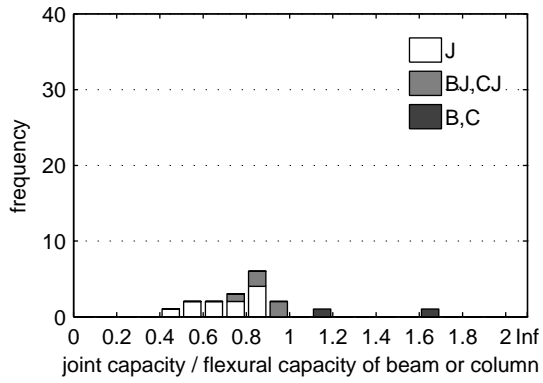


(c) 閉じる方向（折り曲げ定着）

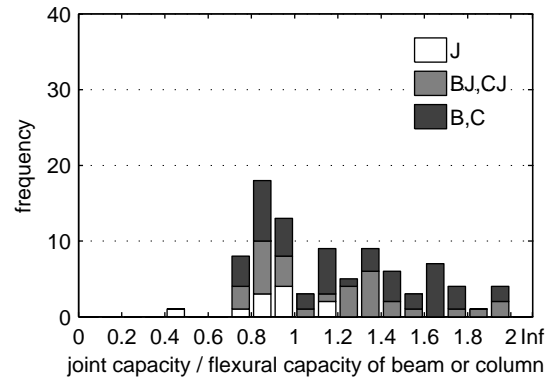


(d) 閉じる方向（機械式定着）

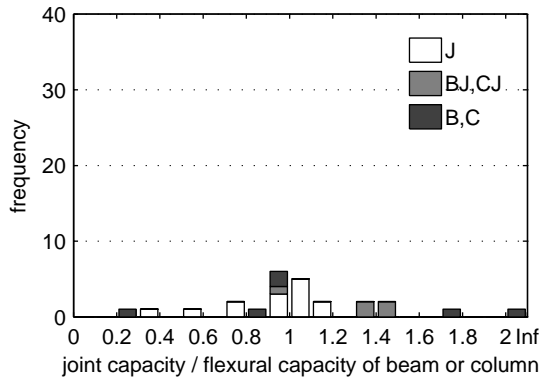
図 5-18 限界補強量と破壊形式



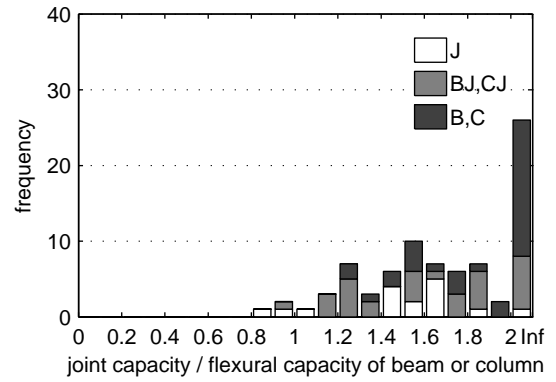
(a) 開く方向 (折り曲げ定着)



(b) 開く方向 (機械式定着)

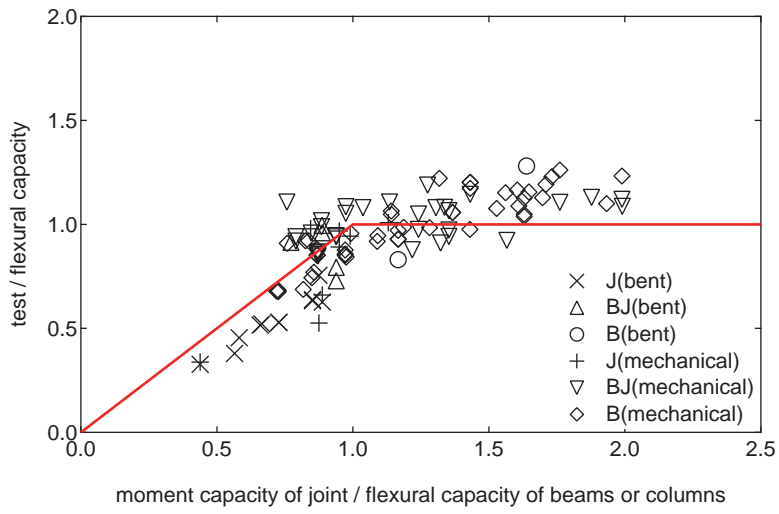


(c) 閉じる方向 (折り曲げ定着)

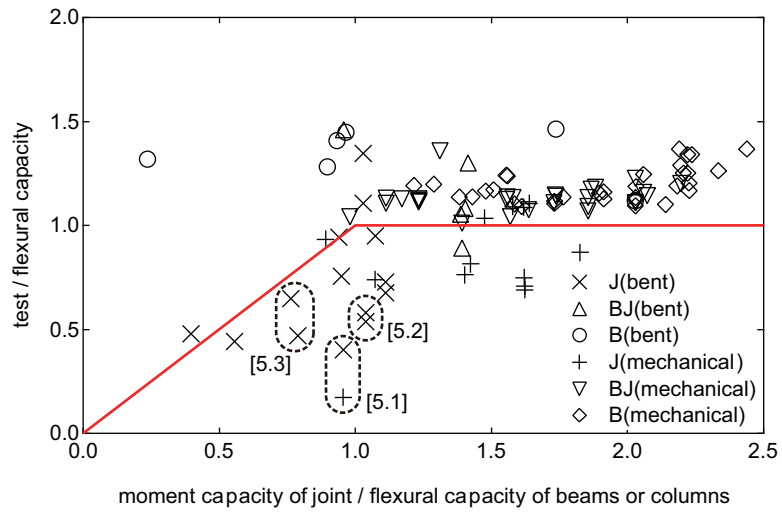


(d) 閉じる方向 (機械式定着)

図 5-19 接合部強度比と破壊形式



(a) 開く方向



(b) 閉じる方向

図 5-20 終局モーメントの実験値と計算値

引用文献

- [5.1] 下中裕史, 崔建宇, 内田貴之, 藤井栄: 鉄筋コンクリート T 字型、L 字型柱・梁接合部のせん断耐力, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 19, No. 2, pp. 1023–1028, 1997.6
- [5.2] 田畑卓, 西原寛: RC 造ト・T・L 形柱梁接合部のせん断および定着性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 23, No. 3, pp. 373–378, 2001.6
- [5.3] 岡野裕, 向井智久, 野村設郎: RC 造 L 字形柱梁接合部の破壊性状と補強効果に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 25, No. 2, pp. 475–480, 2003.7

6. 柱梁接合部の性能評価式

6.1 はじめに

本章では、性能評価型の設計において必要な柱梁接合部の性能評価式について述べる。まず、柱梁接合部の変形を考慮した設計をする際に必要となる復元力特性の設定方法を検討する。次に、柱梁接合部履歴吸収エネルギーを表す等価粘性減衰定数の設定方法を検討する。設計にあつては許容すべきではないと考えられる主筋降伏前の接合部破壊を防止する方法、すなわち梁および柱主筋の限界補強量の算定方法を示す。

6.2 柱梁接合部の復元力特性

柱梁接合部の変形は柱梁接合部に接続する柱や梁といった部材から作用するモーメントによって生じると考えるのが妥当である。つまり、柱梁接合部の変形は主として4つの接合部フェースの相対的な角度の変化量として表わされる。

そこで、柱梁接合部の復元力特性は、柱梁接合部に作用するモーメントと、柱梁接合部の回転角の関係で定義する。ここで、柱梁接合部に作用するモーメントは、節点位置におけるモーメントであり、水平部材（梁）から作用するモーメントの和もしくは鉛直部材（柱）から作用するモーメントの和とする。一方、柱梁接合部の回転角は接合部パネルのフェースの相対的な回転角、すなわち柱端のフェースに対する梁端のフェースの回転角、あるいは梁端のフェースに対する柱端のフェースの回転角とする。

従来、架構の変形を梁、柱、接合部に分離する場合に、梁や柱の端部に生じる曲げひび割れが拡大することによる変形は梁や柱の変形に含むものとして梁や柱の復元力特性は設定されてきた。しかし、この部材端部の回転を梁や柱の変形に含めてしまうと、部材降伏時の変形であっても部材の曲げ変形は断面の曲げモーメントの曲率の関係に基づいて曲率を部材長さ方向に沿って2階積分して得られるたわみに比べると大きくなってしまふことが知られている。その一因はこの部材端部の回転が柱梁接合部の側からの主筋の抜け出しによって増大するからである。この抜け出し量は柱梁接合部の性能によって定まる量であり、この主筋の抜け出しに起因する変形は柱梁接合部の変形に含める方が合理的ともいえる。

そこで、本論文では図 6-1 に示すように部材端のひび割れによる変形を含む柱梁接合部の変形の算定法とする。この場合、梁と柱の曲げ変形は断面の曲げモーメントと曲率の関係により部材軸にそった曲率を仮定しそれを2階積分することにより得られるたわみとなる。

図 6-2 は、このように部分架構の変形を分離できるように筆者らが考案した方法で測定した柱梁接合部の変形と部材より伝達されるモーメントを節点位置のモーメントに換算したものの関係の例（A1.2 に示す実験における試験体 B02）である。これによると、大きく剛性低下が生じるのは(1)柱と梁の入隅部のひび割れの発生、(2)接合部中央の斜めひび割れ発生、(3)接合部内での主筋の降伏、(4)最大耐力点となる。

このうち柱と梁の入隅部のひび割れ発生はひじょうに小さい荷重で発生するものであり、地震時の性能評価における影響は小さいと考え無視することとした。

また、図 6-2 のように4折れ線でモデル化することにより、柱梁接合部の最大耐力が梁曲げ強度時のモーメントを上回っている場合でも、主筋降伏点から梁曲げ強度までの間は柱梁接合部に変形が生じるようなモデル化が可能である。

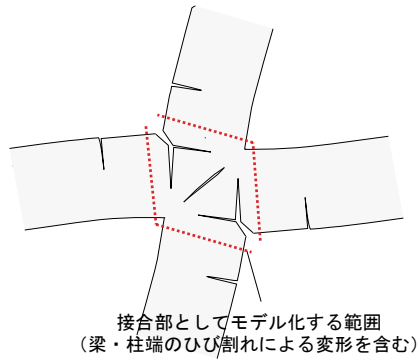


図 6-1 柱梁接合部の変形に含む範囲

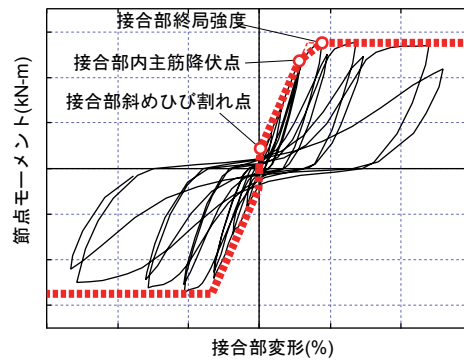


図 6-2 実験における柱梁接合部の復元力特性の例

6.3 ひび割れ点

本節では、柱梁接合部パネルに生じる斜めひび割れの発生点の節点モーメントおよび柱梁接合部の変形の算定式を示す。

6.3.1 十字形接合部

まず、ひび割れ発生時には対角線方向を主応力方向とし、直交する方向に最大の引張応力が生じてコンクリートの引張強度に達しているとする。

学会靱性指針[6.1]等では接合部パネルが一様にせん断変形するものとして、引張主応力がコンクリートの引張強度に達すると斜めひび割れが生じるものとしている。梁、柱主筋の引張力から接合部に作用する力は主筋とコンクリートの付着作用を介して接合部パネルに伝達されるためパネルの辺上に均等に作用し、一様なせん断応力度が生じると仮定しても大きな問題はない。しかし、梁、柱端には曲げひび割れが生じており、柱軸力を含め梁、柱の部材端から圧縮力として作用する力は接合部パネルの角付近に集中力として作用する方が妥当である。

図 6-3(a)のように一様なせん断応力度が生じている場合、水平、鉛直面に軸応力が作用していなければ圧縮と引張の主応力の絶対値は等しくなる。一方、同じ大きさの力が集中荷重として作用する場合は、引張主応力に比べて圧縮主応力が大きくなる。例えば、コンクリートの引張強度の試験として用いられることの多い円柱供試体の直径方向への加力では断面中央で生じる加力方向の圧縮応力は直交方向に生じる引張応力の 3 倍である。図 6-3 (b)のように矩形断面对角線方向に加力する場合はアスペクト比によって比率は変わるがこれより大きくなる。

実際に接合部パネルに生じる応力はここで述べたほど単純ではないが、ここでは一様なせん断応力が生じる場合と対角方向に集中荷重が作用する場合の中間的な状態として、圧縮応力の引張応力に対する比を 2 と仮定する。すなわち、

$$\sigma_t = f_t \quad (\text{引張方向}) \quad (6-1)$$

$$\sigma_c = 2k_{cr}f_t \quad (\text{圧縮方向}) \quad (6-2)$$

ここに、

σ_c : ひび割れ発生時に接合部パネルの対角線方向に生じている圧縮応力度、 σ_t : ひび割れ発生時に接合部パネルの対角線方向に直交する方向に生じている引張応力度、 f_t : コンクリートの引張強度、 k_{cr} : 最大圧縮応力度の引張強度に対する比で、2 とする

接合部パネル中央に斜めひび割れが生じるとき、入隅部から生じたひび割れは梁、柱主筋に沿って伸展し、接合部パネルは図 6-4 のように変形していると仮定する。このとき、圧縮ストラットが生じている対角線方向には一様に圧縮ひずみが生じていると仮定する。すると、圧縮ストラットの縮み量と梁、柱側の接合部パネルのフェースの回転角の関係からコンクリートの圧縮応力と回転角の関係は以下ようになる。

$$\frac{\sigma_c}{E_c} \frac{D_b}{\sin \phi} = x_1(\theta_b + \theta_c) \quad (6-3)$$

ここに、

E_c : コンクリートのヤング率, x_1 : ひび割れ発生時の圧縮ストラットの幅, D_b : 梁せい, θ_b , θ_c : 接合部パネルのフェースの回転角

ここで、接合部の変形角を梁側の接合部パネルの梁側のフェースと柱側のフェースの相対的な角度の変化量とすれば次式によって表すことができる。

$$\theta_j = \theta_b + \theta_c = \frac{1}{\xi_1 \cos \phi \sin \phi} \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (6-4)$$

ここに、

ξ_1 : 圧縮ストラットの幅の接合部パネルの頂点から対角線までの距離に対する比 = $x_1 / D_b \cos \phi$

一方、接合部パネル内の梁および柱主筋の伸びに適合する接合部パネルの変形は、梁、柱側からの主筋の抜け出しがないものとすれば、以下のように表すことができる。

$$\theta_b = \frac{\Delta L_b}{(g - \xi_1) D_b} \quad (6-5)$$

$$\theta_c = \frac{\Delta L_c}{(g - \xi_1) D_c} \quad (6-6)$$

ここに、

ΔL_b : 梁主筋の伸び, ΔL_c : 柱主筋の伸び, D_b : 梁せい, D_c : 柱せい, g : 梁と柱の主筋間距離比の平均 = $(g_b + g_c) / 2$ (g_b , g_c : 梁および柱の主筋間距離比)

主筋の伸びを算定するために、まずコンクリートのストラットおよび主筋に生じている応力を求める。図 6-4 に示すように圧縮応力度は対角線上が最大で、線形に減少していくと仮定し、斜めストラットの幅を図 6-4 中の記号を用いて表すと次のようになる。

$$C_c = \frac{1}{2} b_j x_1 \sigma_c = \frac{1}{2} \xi_1 b_j D_b \cos \phi \cdot \sigma_c \quad (6-7)$$

ここに、

C_c : コンクリートの圧縮ストラットに生じる圧縮力

そして、引張側主筋の応力は梁・柱のせん断力を無視すれば以下となる。

$$T_b = C_c \cos \phi = \frac{1}{2} \xi_{ic} b_j D_b \cos^2 \phi \cdot \sigma_c \quad (6-8)$$

$$T_c + \frac{N_c}{2} = C_c \sin \phi = \frac{1}{2} \xi_{ic} b_j D_b \cos \phi \sin \phi \cdot \sigma_c = \frac{1}{2} \xi_{ic} b_j D_c \sin^2 \phi \cdot \sigma_c \quad (6-9)$$

ここに,

T_b : 梁主筋の引張力, T_c : 柱主筋の引張力, N_c : 柱軸力

圧縮側主筋の応力は初期応力からの増分はないと仮定する。

$$T_{b2} = 0 \quad (6-10)$$

$$T_{c2} = -\frac{E_s A_c}{E_s A_g + E_c b_c D_c} N_c = -\frac{n_c p_t}{1 + n p_g} N_c \cong -n_c p_t \cdot N_c \quad (6-11)$$

ここに,

T_{b2} : 圧縮側の梁主筋の引張力, T_{c2} : 圧縮側の柱主筋の引張力, E_s : 鉄筋のヤング率, p_t , p_g : 柱の引張主筋比および全鉄筋比, n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比 = E_s/E_c

これらを用いて, さらに接合部内での主筋のひずみ分布を台形分布と仮定すると, 主筋の伸びは次式によって表される。

$$\Delta L_b = \frac{(T_b + T_{b2})/2}{E_s A_b} g_c D_c = \frac{1}{4} \frac{1}{n_b p_t} g_c D_c \xi_1 \cos^2 \phi \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (6-12)$$

$$\Delta L_c = \frac{(T_c + T_{c2})/2}{E_s A_c} g_b D_b \cong \frac{1}{4} \frac{1}{n_c p_t} g_b D_b \left(\xi_1 \sin^2 \phi - \frac{\sigma_0}{\sigma_c} \right) \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (6-13)$$

これらを式(6-5), (6-6)に代入し, 式(6-4)の関係を用いることでひび割れ時のコンクリートストラットの幅 ξ_c に関する2次方程式が以下のように得られる。

$$\begin{aligned} \frac{1}{\xi_{ic} \cos \phi \sin \phi} \frac{\sigma_c}{E_c} &= \frac{1}{4} \frac{g_c}{g - \xi_{ic}} \frac{1}{R} \frac{1}{n_b p_t} \xi_{ic} \cos^2 \phi \frac{\sigma_c}{E_c} + \frac{1}{4} \frac{g_b}{g - \xi_{ic}} R \frac{1}{n_c p_t} \left(\xi_{ic} \sin^2 \phi - \frac{\sigma_0}{\sigma_c} \right) \frac{\sigma_c}{E_c} \\ &= \frac{1}{4} \frac{1}{g - \xi_{ic}} \cos \phi \sin \phi \left\{ \xi_{ic} \left(\frac{1}{R^2} \frac{g_c}{n_b p_t} + R^2 \frac{g_b}{n_c p_t} \right) - \frac{1}{\cos^2 \phi} \frac{g_b}{n_c p_t} \frac{\sigma_0}{\sigma_c} \right\} \frac{\sigma_c}{E_c} \end{aligned}$$

より

$$\frac{1}{4} \left(\frac{1}{R^2} \frac{g_c}{n_b p_t} + R^2 \frac{g_b}{n_c p_t} \right) \left(\frac{\xi_{ic}}{R + 1/R} \right)^2 + \left\{ \left(1 - \frac{1}{4} \frac{g_b}{n_c p_t} \frac{\sigma_0}{\sigma_c} \right) R + \frac{1}{R} \right\} \frac{\xi_{ic}}{R + 1/R} - g = 0 \quad (6-14)$$

ここに,

R : 柱梁接合部のアスペクト比 = D_b/D_c

これを解いて以下が得られる。

$$\xi_{ic} = \left(R + \frac{1}{R}\right) \sqrt{\frac{\left\{ \left(1 - \frac{1}{4} \frac{g_b}{n_c p_t} \frac{\sigma_0}{\sigma_c}\right) R + \frac{1}{R} \right\}^2 + \left(\frac{1}{R^2} \frac{g_c}{n_b p_t} + R^2 \frac{g_b}{n_c p_t} \right) g - \left\{ \left(1 - \frac{1}{4} \frac{g_b}{n_c p_t} \frac{\sigma_0}{\sigma_c}\right) R + \frac{1}{R} \right\}}{\frac{1}{2} \left(\frac{1}{R^2} \frac{g_c}{n_b p_t} + R^2 \frac{g_b}{n_c p_t} \right)}} \quad (6-15)$$

得られた中立軸位置 ξ_{ic} を式(6-4)に代入することにより斜めひび割れ発生時の接合部の変形角が得られる。

$$\begin{aligned} \theta_j &= \frac{R+1/R}{\xi_{ic}} \frac{\sigma_t}{E_c} \\ &= \frac{\frac{1}{2} \left(\frac{1}{R^2} \frac{g_c}{n_b p_t} + R^2 \frac{g_b}{n_c p_t} \right)}{\sqrt{\left\{ \left(1 - \frac{1}{4} \frac{g_b}{n_c p_t} \frac{\sigma_0}{\sigma_c}\right) R + \frac{1}{R} \right\}^2 + \left(\frac{1}{R^2} \frac{g_c}{n_b p_t} + R^2 \frac{g_b}{n_c p_t} \right) g - \left\{ \left(1 - \frac{1}{4} \frac{g_b}{n_c p_t} \frac{\sigma_0}{\sigma_c}\right) R + \frac{1}{R} \right\}}} \frac{{}_c k_{cr} f_t}{E_c} \quad (6-16) \end{aligned}$$

ひび割れ発生時のモーメントについて、図 6-5 の仮想断面 AO 上の応力によるモーメントは、コンクリートの応力の向きを対角線方向とし分布を三角形分布と仮定すると、せん断力の影響も考慮して以下のようになる。

$$\text{梁主筋の応力 } T_b = C_c \cos \phi + \frac{V_c}{2} = \frac{1}{2} \xi_{ic} b_j D_b \cos^2 \phi \cdot \sigma_c + \frac{V_c}{2}$$

$$\text{柱主筋の応力 } T_c = C_c \sin \phi - \frac{N_c}{2} + \frac{V_b}{2} = \frac{1}{2} \xi_{ic} b_j D_c \sin^2 \phi \cdot \sigma_c - \frac{1}{2} b_j D_c \sigma_0 + \frac{V_b}{2}$$

より

$$\begin{aligned} M_{AO} &= T_b \frac{g_b D_b}{2} + T_c \frac{g_c D_c}{2} - \frac{1}{6} \xi_{ic}^2 b_j D_b^2 \cos^2 \phi \cdot \sigma_c \\ &= \frac{1}{2} \frac{1}{R+1/R} \xi_{ic} \left(g - \frac{1}{3} \xi_{ic} \right) \kappa_{cr} b_j D_b D_c f_t - \frac{1}{2} \frac{N_c}{2} g_c D_c + \frac{1}{2} \frac{V_c}{2} g_b D_b + \frac{1}{2} \frac{V_b}{2} g_c D_c \quad (6-17) \end{aligned}$$

断面 BO 上の応力によるモーメントは、コンクリートの応力分布を同様に仮定し、さらに引張強度に比べて入隅部に生じている圧縮応力が十分大きいとすれば以下のように表される。

$$\begin{aligned} M_{BO} &\cong \frac{1}{3} b_j D_b^2 \cos^2 \phi \cdot f_t + \frac{1}{2} \frac{N_c}{2} D_c + \frac{1}{2} \frac{V_c}{2} D_b + \frac{1}{2} \frac{V_b}{2} D_c \\ &= \frac{1}{3} \frac{1}{R+1/R} b_j D_c D_b f_t + \frac{1}{2} \frac{N_c}{2} D_c + \frac{1}{2} \frac{V_c}{2} D_b + \frac{1}{2} \frac{V_b}{2} D_c \quad (6-18) \end{aligned}$$

実際には BO 上の圧縮力の作用位置は入隅部から内側に入ってくるので、これを簡単のため主筋の位置と仮定すれば、ひび割れ時のモーメントは次式となる。

$$\sum M_{jc} = 2 \left[\frac{1}{R+1/R} \left\{ \frac{1}{3} + \frac{1}{2} {}_c k_{cr} \xi_{ic} \left(g - \frac{1}{3} \xi_{ic} \right) \right\} b_j D_b D_c f_t + \frac{V_c}{2} g_b D_b + \frac{V_b}{2} g_c D_c \right] \quad (6-19)$$

モーメントと梁・柱のせん断力の関係を考慮し、簡単のため ξ_{ic} の2次項を無視して、算定式は以下とする。

$$\sum M_{jc} = \frac{1}{1 - \frac{1}{2} \left(\frac{g_b D_b}{H} + \frac{g_c D_c}{L} \right)} \frac{1}{R + 1/R} \left(\frac{2}{3} + k_{cr} \xi_{ic} g \right) b_j D_b D_c f_t \quad (6-20)$$

6.3.2 ト形接合部

ト形接合部では、ひび割れ発生時の主応力の方向は引張主筋の定着端と圧縮側の入隅部を結ぶ方向（圧縮）およびそれに直交する方向（引張）とする。そして、接合部パネルの4辺すべてに接続する部材から力が作用する十字形接合部とは異なり、ト形接合部では力が均等に作用せず、梁のとりつかない側では作用する外力がないため、より端部に圧縮力が集中して作用する状態に近い。そのため、引張方向の応力度がコンクリートの引張強度に達するときには圧縮方向の応力度の直交方向の引張の応力度に対する比 k_{cr} はより矩形断面の対角加力に近くなる。そこで、ト形接合部の場合は式(6-2)において $k_{cr}=3$ と仮定する。

十字形接合部の場合と同様に、中立軸位置と接合部中央での圧縮ひずみおよび接合部の変形の関係は次式となる。

$$\theta_j = \theta_b + \theta_c = \frac{1}{\xi_1 \cos \phi_1 \sin \phi_1} \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (6-21)$$

ここに、

ξ_1 ：接合部中央コンクリートストラットの圧縮ゾーンの幅の接合部パネルの頂点から梁主筋の定着端と圧縮側の入隅部を結ぶ線までの距離に対する比 $=x_1/D_b \cos \phi_1 \cong x_1/\lambda_h D_c \sin \phi_1$ 、 x_1 ：ひび割れ発生時の圧縮ストラットの幅、 ϕ_1 ：コンクリートの斜めストラットの角度、 D_b ：梁せい、 D_c ：柱せい、 λ_h ：梁主筋の水平定着長さ、 E_c ：コンクリートのヤング率、 θ_b 、 θ_c ：接合部パネルのフェースの回転角、 σ_c ：ひび割れ発生時に接合部パネルの斜めストラットに生じている圧縮応力度

一方、ひび割れ発生時に圧縮斜めストラットに生じている応力は梁主筋の定着端と圧縮側の入隅部を結ぶ線に対して対称に分布していると仮定して

$$C_c = \xi_1 b_j D_b \cos \phi_1 \cdot \sigma_c \quad (6-22)$$

ここに、

b_j ：柱梁接合部の有効幅

ひび割れ発生時の引張側主筋の応力は梁・柱のせん断力を無視すれば、

$$T_b = C_c \cos \phi_1 = \xi_1 b_j D_b \cos^2 \phi_1 \cdot \sigma_c \quad (6-23)$$

$$2T_c + N_c = C_c \sin \phi_1 \cong \xi_1 \lambda_h b_j D_c \sin^2 \phi_1 \cdot \sigma_c \quad (6-24)$$

ここに,

T_b : 梁主筋の引張力, T_c : 柱主筋の引張力, N_c : 柱軸力

梁主筋の定着端および柱主筋の圧縮側の応力は初期応力からの増分はないと仮定する。

$$T_{ba} = 0 \quad (6-25)$$

$$T_{c2} = -\frac{E_s A_c}{E_s A_g + E_c b_c D_c} N_c = -\frac{n_c p_t}{1 + n p_g} N_c \cong -n_c p_t \cdot N_c \quad (6-26)$$

ここに,

T_{ba} : 梁主筋の定着端での引張力, T_{c2} : 圧縮側の柱主筋の引張力, E_s : 鉄筋のヤング率, p_t , p_g : 柱の引張主筋比および全鉄筋比, n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比 = E_s/E_c

柱梁接合部内での主筋のひずみ分布を台形分布と仮定すると, 主筋の伸びは以下となる。

$$\Delta L_b = \frac{(T_b + T_{ba})/2}{E_s A_b} \left(\lambda_h - \frac{1 - g_c}{2} \right) D_c \cong \frac{1}{2} \frac{1}{n_b p_t} \lambda_h \xi_1 g_c D_c \cos^2 \phi_1 \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (6-27)$$

$$\Delta L_c = \frac{(T_c + T_{c2})/2}{E_s A_c} g_b D_b \cong \frac{1}{4} \frac{1}{n_c p_t} g_b D_b \left(\lambda_h \xi_1 \sin^2 \phi_1 - \frac{\sigma_0}{\sigma_c} \right) \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (6-28)$$

ここに,

ΔL_b : 梁主筋の伸び, ΔL_c : 柱主筋の伸び, D_b : 梁せい, D_c : 柱せい, g : 梁と柱の主筋間距離比の平均 = $(g_b + g_c)/2$, g_b , g_c : 梁および柱の主筋間距離比

ここで, 柱・梁からの主筋の抜け出しがないとすれば部材端の回転角は以下となる。

$$\theta_b = \frac{\Delta L_b}{(g - \xi_{ic}) D_b} = \frac{1}{2} \frac{g_c}{g - \xi_{ic}} \frac{1}{R_1} \frac{1}{n_b p_t} \xi_1 \cos^2 \phi_1 \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (6-29)$$

$$\theta_c = \frac{\Delta L_c}{(g - \xi_{ic}) \lambda_h D_c} = \frac{1}{4} \frac{g_b}{g - \xi_{ic}} R_1 \frac{1}{n_c p_t} \left(\lambda_h \xi_1 \sin^2 \phi_1 - \frac{\sigma_0}{\sigma_c} \right) \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (6-30)$$

ここに,

R : 梁せいの柱せいに対する比 (接合部アスペクト比) = $D_b/D_c = \tan \phi$, R_1 : ストラットの傾き

式(6-29) , (6-30)を式(6-21)に代入すると, 十字形接合部の場合と同様に ξ_1 に関する2次方程式が得られる。

$$\begin{aligned} \frac{1}{\xi_{ic} \cos \phi_1 \sin \phi_1} \frac{\sigma_c}{E_c} &= \frac{1}{2} \frac{g_c}{g - \xi_{ic}} \frac{1}{R_1} \frac{1}{n_b p_t} \xi_{ic} \cos^2 \phi_1 \frac{\sigma_c}{E_c} + \frac{1}{4} \frac{g_b}{g - \xi_{ic}} R_1 \frac{1}{n_c p_t} \left\{ \lambda_h \xi_{ic} \sin^2 \phi_1 - \frac{\sigma_0}{\sigma_c} \right\} \frac{\sigma_0}{E_c} \\ &= \frac{1}{4} \frac{1}{g - \xi_{ic}} \cos \phi_1 \sin \phi_1 \left\{ \xi_{ic} \left(\frac{2}{R_1^2} \frac{g_c}{n_b p_t} + \lambda_h R_1^2 \frac{g_b}{n_c p_t} \right) - \frac{1}{\cos^2 \phi_1} \frac{g_b}{n_c p_t} \frac{\sigma_0}{\sigma_c} \right\} \frac{\sigma_c}{E_c} \end{aligned}$$

より

$$\frac{1}{4} \left(\frac{2}{R_1^2} \frac{g_c}{n_b p_t} + \lambda_h R_1^2 \frac{g_b}{n_c p_t} \right) \left(\frac{\xi_{ic}}{R_1 + 1/R_1} \right)^2 + \left\{ \left(1 - \frac{1}{4} \frac{g_b}{n_c p_t} \frac{\sigma_0}{\sigma_c} \right) R_1 + \frac{1}{R_1} \right\} \frac{\xi_{ic}}{R_1 + 1/R_1} - g = 0 \quad (6-31)$$

これを解いて以下を得る

$$\xi_{ic} = \left(R_1 + \frac{1}{R_1} \right) \frac{\sqrt{\left\{ \left(1 - \frac{1}{4} \frac{g_b}{n_c p_t} \frac{\sigma_0}{\sigma_c} \right) R_1 + \frac{1}{R_1} \right\}^2 + \left(\frac{2}{R_1^2} \frac{g_c}{n_b p_t} + \lambda_h R_1^2 \frac{g_b}{n_c p_t} \right) g} - \left\{ \left(1 - \frac{1}{4} \frac{g_b}{n_c p_t} \frac{\sigma_0}{\sigma_c} \right) R_1 + \frac{1}{R_1} \right\}}{\frac{1}{2} \left(\frac{2}{R_1^2} \frac{g_c}{n_b p_t} + \lambda_h R_1^2 \frac{g_b}{n_c p_t} \right)} \quad (6-32)$$

よって

$$\begin{aligned} \theta_j &= \frac{R_1 + 1/R_1}{\xi_1} \frac{\sigma_c}{E_c} \\ &= \frac{\frac{1}{2} \left(\frac{2}{R_1^2} \frac{g_c}{n_b p_t} + \lambda_h R_1^2 \frac{g_b}{n_c p_t} \right)}{\sqrt{\left\{ \left(1 - \frac{1}{4} \frac{g_b}{n_c p_t} \frac{\sigma_0}{\sigma_c} \right) R_1 + \frac{1}{R_1} \right\}^2 + \left(\frac{2}{R_1^2} \frac{g_c}{n_b p_t} + \lambda_h R_1^2 \frac{g_b}{n_c p_t} \right) g} - \left\{ \left(1 - \frac{1}{4} \frac{g_b}{n_c p_t} \frac{\sigma_0}{\sigma_c} \right) R_1 + \frac{1}{R_1} \right\}} \frac{k_{cr} f_t}{E_c} \quad (6-33) \end{aligned}$$

梁側のフリーボディについて, コンクリートの応力の向きを対角線方向とし分布を三角形分布と仮定すると, 断面 AO 上の応力によるモーメントは

$$\text{梁主筋の応力 } T_b = C_c \cos \phi_1 + V_c = \xi_{ic} b_j D_b \cos^2 \phi_1 \cdot \sigma_c + V_c$$

$$\text{柱主筋の応力 } T_c = \frac{1}{2} (C_c \sin \phi_1 - N_c) + \frac{V_b}{2} = \frac{1}{2} \xi_{ic} \lambda_h b_j D_c \sin^2 \phi_1 \cdot \sigma_c - \frac{N_c}{2} + \frac{V_b}{2}$$

より

$$\begin{aligned} M_{AO} &\equiv T_b \frac{g_b D_b}{2} + T_c \frac{g_c D_c}{2} - \frac{C_c}{2} \left(\frac{1}{3} x_1 + e D_c \sin \phi_1 \right) \\ &= \left\{ \frac{g_b}{2} + \frac{1}{2} \left(\frac{g_c}{2} - e \right) \frac{R_1}{R} - \frac{1}{6} \xi_{ic} \right\} C_c D_b \cos \phi_1 - \frac{N_c}{2} \frac{g_c D_c}{2} + V_c \frac{g_b D_b}{2} + \frac{V_b}{2} \frac{g_c D_c}{2} \\ &\equiv \left(\frac{2g_b + g_c}{4} - \frac{1}{6} \xi_{ic} \right) C_c D_b \cos \phi_1 - \frac{N_c}{2} \frac{g_c D_c}{2} + V_c \frac{g_b D_b}{2} + \frac{V_b}{2} \frac{g_c D_c}{2} \quad (6-34) \end{aligned}$$

仮想断面 BO 上の応力によるモーメントは、コンクリートの応力分布を三角形分布と仮定すると

$$\begin{aligned} M_{BO} &\cong \frac{1}{3} b_j D_b^2 \cos^2 \phi_1 \cdot f_t + \left(\frac{T_b}{2} + \frac{V_c}{2} \right) \frac{D_b}{2} + \left(\frac{N_c}{2} + \frac{V_b}{2} \right) \frac{D_c}{2} \\ &= \frac{1}{3} \frac{1}{R_1 + 1/R_1} \lambda_h b_j D_c D_b f_t + \frac{1}{4} C_c D_b \cos \phi_1 + \frac{N_c}{2} \frac{D_c}{2} + V_c \frac{D_b}{2} + \frac{V_b}{2} \frac{D_c}{2} \end{aligned} \quad (6-35)$$

よって、十字形接合部の場合と同様に

$$\begin{aligned} \sum M_{jc} &\cong \left(\frac{g_b + g_c}{2} - \frac{1}{6} \xi_{ic} \right) \xi_{ic} b_j D_b^2 \cos^2 \phi_1 \cdot \sigma_c + \frac{1}{3} \frac{1}{R_1 + 1/R_1} \lambda_h b_j D_c D_b f_t + V_c g_b D_b + \frac{V_b}{2} g_c D_c \\ &= \frac{1}{R_1 + 1/R_1} \left[\frac{1}{3} + {}_c k_{cr} \xi_{ic} \left(g - \frac{1}{6} \xi_{ic} \right) \right] \lambda_h b_j D_b D_c f_t + V_c g_b D_b + \frac{V_b}{2} g_c D_c \end{aligned} \quad (6-36)$$

モーメントと梁・柱のせん断力の関係を考慮し、簡単のため ξ_{ic} の 2 次項を無視して、算定式は以下とする。

$$\sum M_{jc} \cong \frac{1}{1 - \left(g_b \frac{D_b}{H} + g_c \frac{D_c}{L} \right)} \frac{1}{R_1 + 1/R_1} \left(\frac{1}{3} + {}_c k_{cr} \xi_{ic} g \right) \lambda_h b_j D_b D_c f_t \quad (6-37)$$

6.3.3 L 形接合部

(1) 開く方向

ひび割れ発生時の圧縮斜めストラットの応力度はト形接合部と同様に式(6-2)において ${}_c k_{cr}=3$ と仮定する。

十字形、ト形接合部と同様に中立軸位置と接合部中央での圧縮ひずみ関係から次式が得られる。

$$\theta_j = \theta_b + \theta_c = \frac{1}{\xi_1 \cos \phi_1 \sin \phi_1} \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (6-38)$$

ここに、

ξ_1 : 接合部中央コンクリートストラットの圧縮ゾーンの幅の接合部パネルの頂点から梁主筋と柱主筋の定着端を結ぶ線までの距離に対する比 $= x_1 / \lambda_v D_b \cos \phi_1 \cong x_1 / \lambda_v D_c \sin \phi_1$, x_1 : ひび割れ発生時の圧縮ストラットの幅, ϕ_1 : コンクリートの斜めストラットの角度, D_b : 梁せい, D_c : 柱せい, λ_h : 梁主筋の水平定着長さ, λ_v : 柱主筋の鉛直定着長さ, E_c : コンクリートのヤング率, θ_b, θ_c : 接合部パネルのフェースの回転角, σ_c : ひび割れ発生時に接合部パネルの斜めストラットに生じている圧縮応力度

ひび割れ発生時に圧縮斜めストラットに生じている応力は、梁主筋の定着端と柱主筋の定着端を結ぶ線に対して対称に分布していると仮定して

$$C_c = \xi_1 b_j \lambda_v D_b \cos \phi_1 \cdot \sigma_c \quad (6-39)$$

ここに,

b_j : 柱梁接合部の有効幅

このときの引張側主筋の応力は、梁・柱のせん断力を無視すれば,

$$T_b \cong C_c \cos \phi_1 = \xi_1 \lambda_v b_j D_b \cos^2 \phi_1 \cdot \sigma_c \quad (6-40)$$

$$T_c \cong C_c \sin \phi_1 = \xi_1 \lambda_h b_j D_c \sin^2 \phi_1 \cdot \sigma_c \quad (6-41)$$

ここに,

T_b : 梁主筋の引張力, T_c : 柱主筋の引張力

梁主筋の定着端および柱主筋の圧縮側の応力は初期応力からの増分はないと仮定する。

$$T_{ba} = 0 \quad (6-42)$$

$$T_{ca} = 0 \quad (6-43)$$

ここに,

T_{ba} : 梁主筋の定着端での引張力, T_{ca} : 柱主筋の定着端での引張力

接合部内での主筋のひずみ分布は台形分布と仮定すると、主筋の伸びは以下となる。

$$\Delta L_b = \frac{(T_b + T_{ba})/2}{E_s A_b} \left(\lambda_h - \frac{1 - g_c}{2} \right) D_c \cong \frac{1}{2} \frac{1}{n_b p_t} \lambda_h \lambda_v \xi_1 g_c D_c \cos^2 \phi_1 \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (6-44)$$

$$\Delta L_c = \frac{(T_c + T_{ca})/2}{E_s A_c} \left(\lambda_v - \frac{1 - g_b}{2} \right) D_b \cong \frac{1}{2} \frac{1}{n_c p_t} \lambda_h \lambda_v \xi_1 g_b D_b \sin^2 \phi_1 \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (6-45)$$

ここに,

ΔL_b : 梁主筋の伸び, ΔL_c : 柱主筋の伸び, D_b : 梁せい, D_c : 柱せい, g : 梁と柱の主筋間距離比の平均 $= (g_b + g_c)/2$, g_b , g_c : 梁および柱の主筋間距離比, E_s : 鉄筋のヤング率, p_t , p_g : 柱の引張主筋比および全鉄筋比, n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比 $= E_s/E_c$

梁・柱からの主筋の抜け出しがないとすれば部材端の回転角は

$$\theta_b = \frac{\Delta L_b}{(g - \xi_1) \lambda_v D_b} = \frac{1}{2} \frac{g_c}{g - \xi_1} \frac{1}{R_1} \frac{1}{n_b p_t} \lambda_v \xi_1 \cos^2 \phi_1 \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (6-46)$$

$$\theta_c = \frac{\Delta L_c}{(g - \xi_1) \lambda_h D_c} = \frac{1}{2} \frac{g_b}{g - \xi_1} R_1 \frac{1}{n_c p_t} \lambda_h \xi_1 \sin^2 \phi_1 \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (6-47)$$

式(6-38), (6-46), (6-47)より次の ξ_{ic} に関する2次方程式が得られる。

$$\begin{aligned}\frac{1}{\xi_{ic} \cos \phi_1 \sin \phi_1} \frac{\sigma_c}{E_c} &= \frac{1}{2} \frac{g_c}{g - \xi_{ic}} \frac{1}{R_1} \frac{1}{n_b p_t} \lambda_v \xi_{ic} \cos^2 \phi_1 \frac{\sigma_c}{E_c} + \frac{1}{2} \frac{g_b}{g - \xi_{ic}} R_1 \frac{1}{n_c p_t} \lambda_h \xi_{ic} \sin^2 \phi_1 \frac{\sigma_0}{E_c} \\ &= \frac{1}{2} \frac{1}{g - \xi_{ic}} \xi_{ic} \cos \phi_1 \sin \phi_1 \left(\lambda_v \frac{1}{R_1^2} \frac{g_c}{n_b p_t} + \lambda_h R_1^2 \frac{g_b}{n_c p_t} \right) \frac{\sigma_c}{E_c}\end{aligned}$$

より

$$\frac{1}{2} \left(\lambda_v \frac{1}{R_1^2} \frac{g_c}{n_b p_t} + \lambda_h R_1^2 \frac{g_b}{n_c p_t} \right) \left(\frac{\xi_{ic}}{R_1 + 1/R_1} \right)^2 + \xi_{ic} - g = 0 \quad (6-48)$$

これを解いて以下を得る。

$$\xi_{ic} = \left(R_1 + \frac{1}{R_1} \right) \sqrt{\frac{\left(R_1 + \frac{1}{R_1} \right)^2 + 2 \left(\lambda_v \frac{1}{R_1^2} \frac{g_c}{n_b p_t} + \lambda_h R_1^2 \frac{g_b}{n_c p_t} \right) g - \left(R_1 + \frac{1}{R_1} \right)}{\left(\lambda_v \frac{1}{R_1^2} \frac{g_c}{n_b p_t} + \lambda_h R_1^2 \frac{g_b}{n_c p_t} \right)}} \quad (6-49)$$

従って

$$\begin{aligned}\theta_j &= \frac{R_1 + 1/R_1}{\xi_{ic}} \frac{\sigma_c}{E_c} \\ &= \frac{\left(\lambda_v \frac{1}{R_1^2} \frac{g_c}{n_b p_t} + \lambda_h R_1^2 \frac{g_b}{n_c p_t} \right)}{\sqrt{\left(R_1 + \frac{1}{R_1} \right)^2 + 2 \left(\lambda_v \frac{1}{R_1^2} \frac{g_c}{n_b p_t} + \lambda_h R_1^2 \frac{g_b}{n_c p_t} \right) g - \left(R_1 + \frac{1}{R_1} \right)}} \frac{c k_{cr} f_t}{E_c}\end{aligned} \quad (6-50)$$

断面 AO 上の応力によるモーメントはコンクリートの応力は対角線方向とし、分布は三角形と仮定すると

$$\text{梁主筋の応力 } T_b = C_c \cos \phi_1 + V_c = \xi_{ic} \lambda_v b_j D_b \cos^2 \phi_1 \cdot \sigma_c + V_c$$

$$\text{柱主筋の応力 } T_c = C_c \sin \phi_1 + V_b = \xi_{ic} \lambda_h b_j D_c \sin^2 \phi_1 \cdot \sigma_c + V_b$$

より

$$\begin{aligned}M_{AO} &= T_b \frac{g_b D_b}{2} + T_c \frac{g_c D_c}{2} - \frac{C_c}{2} \left(\frac{1}{3} x_1 + e_x D_c \sin \phi_1 + e_y D_b \cos \phi_1 \right) \\ &= \left(\frac{1}{\lambda_v} \frac{g_b - e_y}{2} + \frac{1}{\lambda_h} \frac{g_c - e_x}{2} - \frac{1}{6} \xi_{ic} \right) C_c \lambda_v D_b \cos \phi_1 + \frac{1}{2} V_c g_b D_b + \frac{1}{2} V_b g_c D_c \\ &= \frac{1}{R_1 + 1/R_1} \left(\frac{1}{\lambda_v} \frac{g_b - e_y}{2} + \frac{1}{\lambda_h} \frac{g_c - e_x}{2} - \frac{1}{6} \xi_{ic} \right) \xi_{ic} \lambda_v \lambda_h b_j D_b D_c \sigma_c + \frac{1}{2} V_c g_b D_b + \frac{1}{2} V_b g_c D_c \\ &\cong \frac{1}{R_1 + 1/R_1} \left(\frac{g_b + g_c}{2} - \frac{1}{6} \xi_{ic} \right) \xi_{ic} \lambda_v \lambda_h b_j D_b D_c \sigma_c + \frac{1}{2} V_c g_b D_b + \frac{1}{2} V_b g_c D_c\end{aligned} \quad (6-51)$$

ここで

$$e_x \cong \frac{1-\lambda_h}{2}, \quad e_y \cong \frac{1-\lambda_v}{2}$$

面 BO 上の応力によるモーメントは、コンクリートの応力分布を同様に仮定すれば、

$$M_{BO} \cong \frac{1}{3} b_j \lambda_v^2 D_b^2 \cos^2 \phi_1 \cdot f_t = \frac{1}{3} \frac{1}{R_1 + 1/R_1} \lambda_h \lambda_v b_j D_c D_b f_t \quad (6-52)$$

以上から、

$$\sum M_{jc} = \frac{1}{R_1 + 1/R_1} \left\{ \frac{1}{3} + {}_c k_{cr} \xi_{ic} \left(g - \frac{1}{6} \xi_{ic} \right) \right\} \lambda_h \lambda_v b_j D_b D_c f_t + \frac{V_c}{2} g_b D_b + \frac{V_b}{2} g_c D_c \quad (6-53)$$

モーメントと梁・柱のせん断力の関係を考慮し、簡単のため ξ_{ic} の 2 次項を無視すると次式が得られる。

$$\sum M_{jc} = \frac{1}{1 - \left(\frac{g_b D_b}{H} + \frac{g_c D_c}{L} \right)} \frac{1}{R_1 + 1/R_1} \left(\frac{1}{3} + {}_c k_{cr} \xi_{ic} g \right) \lambda_h \lambda_v b_j D_b D_c f_t \quad (6-54)$$

(2) 閉じる方向

上端梁主筋の定着端と梁と柱の入隅部を結ぶ線をひび割れ面と仮定し、断面上のコンクリートの応力はひび割れ面に垂直、大きさは図 6-6 に示すように引張縁でコンクリートのひび割れ強度 f_t 、圧縮縁（入隅部）では σ_c であるとする。

ひび割れ発生時のモーメントは以下となる。

$$\begin{aligned} \sum M_{jc} &\cong \frac{1}{3} b_j D_b^2 / \sin^2 \phi_2 \cdot f_t + V_c \frac{g_b D_b}{2} + V_b \frac{g_c D_c}{2} \\ &\cong \frac{1}{3} \left(R_2 + \frac{1}{R_2} \right) \lambda_h b_j D_c D_b f_t + V_c \frac{g_b D_b}{2} + V_b \frac{g_c D_c}{2} \end{aligned} \quad (6-55)$$

ここに、

b_j : 柱梁接合部の有効幅, D_b : 梁せい, D_c : 柱せい, g_b , 梁の主筋間距離比, g_c : 柱の主筋間距離比,
 λ_h : 梁主筋の水平定着長さ, R_2 : コンクリートのストラットの傾き $R_2 = \tan \phi_2 \cong D_b / \lambda_h D_c$, f_t : コンク
 リートの引張強度, V_b , V_c : 梁および柱のせん断力

モーメントと梁・柱のせん断力の関係から

$$\sum M_{jc} = \frac{1}{1 - \left(g_b \frac{D_b}{H} + g_c \frac{D_c}{L} \right)} \cdot \frac{1}{3} \left(R_2 + \frac{1}{R_2} \right) \lambda_h b_j D_c D_b f_t \quad (6-56)$$

梁端および柱端での応力中心間距離を主筋間距離に等しいと仮定すると、梁および柱の主筋の柱梁接合部内での伸び量は以下となる。

$$\Delta L_b = \frac{T_b/2}{E_s A_b} \lambda_h D_c \cong \frac{1}{6} \left(R_2 + \frac{1}{R_2} \right) \frac{1}{R_2^2} \frac{1}{n_b p_t} \frac{f_t}{E_c} \frac{D_b}{g_b} \quad (6-57)$$

$$\Delta L_c = \frac{T_c/2}{E_s A_c} \lambda_v D_b \cong \frac{1}{6} \left(R_2 + \frac{1}{R_2} \right) R_2^2 \frac{\lambda_v}{\lambda_h} \frac{1}{n_b p_t} \frac{f_t}{E_c} \frac{D_c}{g_c} \quad (6-58)$$

ここに、

ΔL_b : 梁主筋の伸び, ΔL_c : 柱主筋の伸び, T_b : 梁主筋の引張力, T_c : 柱主筋の引張力, g_b, g_c : 梁および柱の主筋間距離比, E_s : 鉄筋のヤング率, E_c : コンクリートのヤング率, p_b, p_g : 柱の引張主筋比および全鉄筋比, n : 鉄筋とコンクリートのヤング係数比 $= E_s/E_c$, f_t : コンクリートの引張強度

このとき、梁、柱端の変形は以下となる。

$$\theta_b \cong \frac{1}{6} \left(R_2 + \frac{1}{R_2} \right) \frac{1}{R_2^2} \frac{1}{n_b p_t} \frac{1}{g_b} \frac{f_t}{E_c} \quad (6-59)$$

$$\theta_c \cong \frac{1}{6} \left(R_2 + \frac{1}{R_2} \right) R_2^2 \frac{\lambda_v}{\lambda_h} \frac{1}{n_b p_t} \frac{1}{g_c} \frac{f_t}{E_c} \quad (6-60)$$

よって柱梁接合部の変形は次式で表される。

$$\theta_j = \theta_b + \theta_c = \frac{1}{6} \left(R_2 + \frac{1}{R_2} \right) \left(\frac{1}{R_2^2} \frac{1}{n_b p_t} \frac{1}{g_b} + R_2^2 \frac{\lambda_v}{\lambda_h} \frac{1}{n_b p_t} \frac{1}{g_c} \right) \frac{f_t}{E_c} \quad (6-61)$$

6.3.4 ひび割れ強度およびひび割れ時の変形角の算定式

前項までをまとめて示すと以下のようになる。

斜めひび割れ発生時のモーメント

L形接合部の閉じる方向以外 :

$$\sum M_{jc} = \frac{1}{1 - \frac{1}{2} \left(b \gamma_{cr} \frac{D_b}{H} + \gamma_{cr} \frac{D_c}{L} \right)} \frac{1}{R_1 + 1/R_1} \left(\frac{1}{3} k_{cr} + k_{cr} \xi_{ic} g \right) b_j D_{jh} D_{jv} f_t \quad (6-62)$$

L形接合部の閉じる方向：

$$\sum M_{jc} = \frac{1}{1 - \frac{1}{2} \left(b \gamma_{cr} \frac{D_b}{H} + c \gamma_{cr} \frac{D_c}{L} \right)} \cdot \frac{1}{3} \left(R_2 + \frac{1}{R_2} \right) b_j D_{jh} D_b f_t \quad (6-63)$$

ひび割れ発生時の変形角

L形接合部の閉じる方向以外：

$$\theta_{jc} = \left(R_1 + \frac{1}{R_1} \right) \frac{1}{\xi_{ic}} \frac{c k_{cr} f_t}{E_c} \quad (6-64)$$

ただし，柱端と梁端に独立したばねを設ける場合などは，ひび割れ時の回転角はそれぞれ以下となる。

$${}_b \theta_{jc} = \frac{1}{2m_b} \frac{1}{R_1 + 1/R_1} \frac{g}{g - \xi_{ic}} \frac{1}{R_1^2} \frac{1}{n_b p_t} \lambda_v \xi_{ic} \frac{c k_{cr} f_t}{E_c} \quad (6-65)$$

$${}_c \theta_{jc} = \frac{1}{2m_c} \frac{1}{R_1 + 1/R_1} \frac{g}{g - \xi_{ic}} R_1^2 \frac{1}{n_c p_t} \left\{ \lambda_h \xi_{ic} \frac{c k_{cr} f_t}{E_c} - \left(1 + \frac{1}{R_1^2} \right) \frac{\sigma_0}{E_c} \right\} \quad (6-66)$$

L形接合部の閉じる方向：

$$\theta_{jc} = \frac{1}{6} \left(R_2 + \frac{1}{R_2} \right) \left(\frac{1}{R_2^2} \frac{1}{n_b p_t} \frac{1}{g_b} + R_2^2 \frac{\lambda_v}{\lambda_h} \frac{1}{n_b p_t} \frac{1}{g_c} \right) \frac{f_t}{E_c} \quad (6-67)$$

$${}_b \theta_{jc} = \frac{1}{6} \left(R_2 + \frac{1}{R_2} \right) \frac{1}{R_2^2} \frac{1}{n_b p_t} \frac{1}{g_b} \frac{f_t}{E_c} \quad (6-68)$$

$${}_c \theta_{jc} = \frac{1}{6} \left(R_2 + \frac{1}{R_2} \right) R_2^2 \frac{\lambda_v}{\lambda_h} \frac{1}{n_b p_t} \frac{1}{g_c} \frac{f_t}{E_c} \quad (6-69)$$

ここで，

$$\xi_{ic} = \left(R_1 + \frac{1}{R_1} \right) \sqrt{ \frac{ \left\{ \left(1 - \frac{1}{4 n_c p_t} \frac{g_b}{c k_{cr} f_t} \right) R_1 + \frac{1}{R_1} \right\}^2 + 2 \left(\frac{1}{m_b} \frac{1}{R_1^2} \lambda_v \frac{g_c}{n_b p_t} + \frac{1}{m_c} R_1^2 \lambda_h \frac{g_b}{n_c p_t} \right) g - \left\{ \left(1 - \frac{1}{4 n_c p_t} \frac{g_b}{c k_{cr} f_t} \right) R_1 + \frac{1}{R_1} \right\} }{ \left(\frac{1}{m_b} \frac{1}{R_1^2} \lambda_v \frac{g_c}{n_b p_t} + \frac{1}{m_c} R_1^2 \lambda_h \frac{g_b}{n_c p_t} \right) } } \quad (6-70)$$

ここに

k_{cr} , k_{cr} ：柱梁接合部に接続する梁，柱の数による係数で，表 6-1 による

m_b ：柱梁接合部に接続する梁の数

m_c ：柱梁接合部に接続する柱の数

R_1 ：斜めストラットの傾き = $\lambda_v D_b / \lambda_h D_c$

b_j ：柱梁接合部の有効幅で柱幅とする

D_{jh} ：柱梁接合部の水平方向の有効せいで，十字形接合部，T形接合部では柱せい，ト形接合部，L形接合部では梁主筋の水平定着長さとする

D_{jv} : 柱梁接合部の鉛直方向の有効せいで、十字形接合部、ト形接合部では梁せい、T形接合部、L形接合部では柱主筋の鉛直定着長さとする
 λ_h : 梁主筋の水平定着長さの柱せいに対する比、十字形接合部およびT形接合部の通し配筋された梁主筋の場合は1とする。
 λ_v : 柱主筋の鉛直定着長さの梁せいに対する比、十字形接合部およびト形接合部の通し配筋された柱主筋の場合は1とする。
 R_1 : 斜めストラットの傾き = D_{jv}/D_{jh}
 R_2 : L形接合部の閉じる方向の加力における斜めストラットの傾き = D_b/D_{jh}
 D_c : 柱せい
 D_b : 梁せい
 L : 梁スパン
 H : 柱スパン
 g_c : 柱の主筋間距離比
 g_b : 梁の主筋間距離比
 g : 梁と柱の主筋間距離比の平均 = $(g_b + g_c)/2$
 $b\rho_t$: 梁の引張主筋比
 ρ_t : 柱の引張主筋比
 E_c : コンクリートのヤング率
 n : コンクリートの鉄筋のヤング係数比、10としてよい
 σ_0 : 柱の軸力による鉛直方向の応力度 = $N_c/b_c D_c$ 、T形接合部およびL形接合部では0とする。
 f_t : コンクリートの引張強度

表 6-1 柱梁接合部に接続する部材の数と $t k_{cr}$ 、 $c k_{cr}$ 、 $s k_{cr}$

	十字形	ト形	T形	L形
m_b	2	1	2	1
m_c	2	2	1	1
$t k_{cr}$	2	1	1	1
$c k_{cr}$	2	3	3	3
$h \gamma_{cr}$	g_b	$2 g_b$	$2 g_b$	$2 g_b$
$v \gamma_{cr}$	g_c	$2 g_c$	$2 g_c$	$2 g_c$

6.3.5 算定式の精度

(1) 柱梁強度比が小さい柱梁接合部部分架構の実験との比較

図 6-7～図 6-16 に柱梁接合部部分架構の水平加力実験 (A1 参照) における接合部斜めひび割れ発生時の接合部のモーメントと変形角と計算値を比較して示す。

モーメント、変形角ともいずれの変動因子に対しても、計算値はおおむね実験値の傾向をとらえている。ただし、変形角については実験値にややばらつきがあった。また、変形角におよぼす主筋量、柱梁強度比について

ては計算値は鉄筋量の増加にともない変形角が小さくなるが、実験シリーズによっては実験値が逆の傾向を示す場合もあった。

(2) 実験データベースの実験結果との比較

ひび割れ発生時のモーメントについて、既往の実験データベース（A2 参照）の実験結果との比較を行う。実験データベースの試験体の適用にあたっては、以下の条件を適用した。

- ・コンクリートのひび割れ強度は文献の記載の有無によらず次式により算定する。

$$f_t = 0.4\sqrt{f_c} \quad (6-71)$$

ここに、 f_t ：コンクリートの引張強度、 f_c ：コンクリートの圧縮強度で文献に記載の実験時の強度

- ・鉄筋のヤング率は 2.0×10^5 (MPa)とし、コンクリートのヤング率は次式により算定する。

$$E_c = 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{23}{24}\right)^2 \times \left(\frac{f_c}{60}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (6-72)$$

ここに、 E_c ：コンクリートのヤング率、 f_c ：コンクリートの圧縮強度で文献に記載の実験時の強度

実験値の計算値に対する比を表 6-2 に、実験値と計算値の関係を図 6-17 に示す。図 6-17 の実験値および計算値はひび割れ発生時のモーメントを柱梁接合部の体積（柱幅×柱せい×梁せい）で除して応力度に基準化して示した。

ひび割れモーメントの計算値に対する実験値の比は 1 より大きく、全体的に計算値は実験値を過大評価している。前項で示した東京大学で実施した実験では実験値はむしろ計算値より小さい傾向にある。このような差が生じた原因としては、東京大学での実験の試験体の多くは柱と梁の幅を同一としているのに対して既往の試験体の多くは梁幅より柱幅が広いこと、および東京大学における実験のひび割れ発生時は目視にあわせて鉄筋のひずみが増も用いて判定しているのに対して一般には目視のみでありひび割れ発生直後にはひび割れを目視できていない場合も多いことが考えられる。

表 6-2 ひび割れモーメントの算定精度

	十字形	ト形	T形	L形	
				開く方向	閉じる方向
試験体数（正負別）	244	127	10	17	18
平均	1.10	1.33	1.35	1.46	1.37
最大	2.86	2.71	1.51	2.10	2.17
最小	0.44	0.56	1.03	1.03	0.72
標準偏差	0.39	0.41	0.16	0.32	0.45



(a) 一様なせん断力が作用する場合

(b) 対角加力

図 6-3 矩形断面の主応力

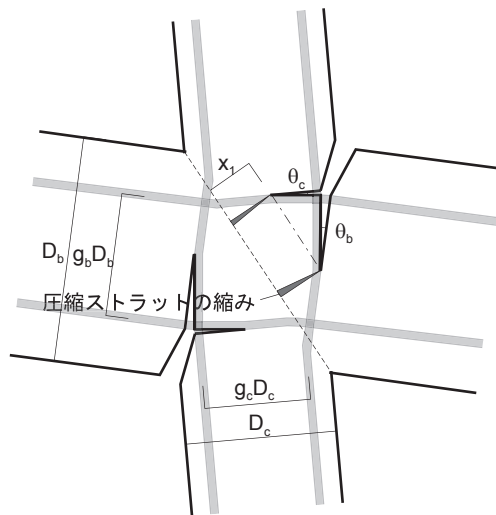


図 6-4 ひび割れ発生時の柱梁接合部の変形

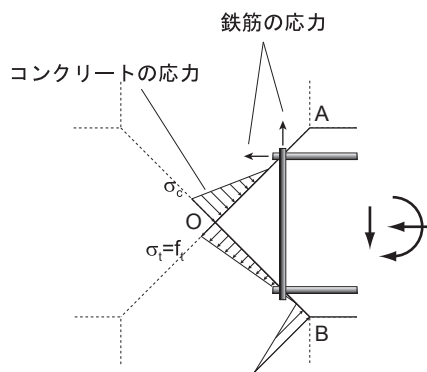


図 6-5 ひび割れ時の仮想断面上の応力

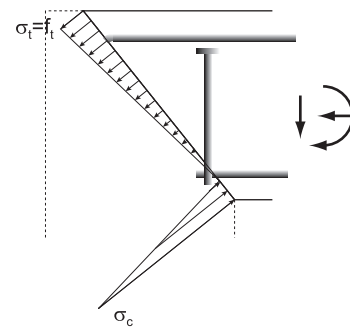


図 6-6 ひび割れ時の仮想断面上の応力
(L字形接合部の閉じる方向)

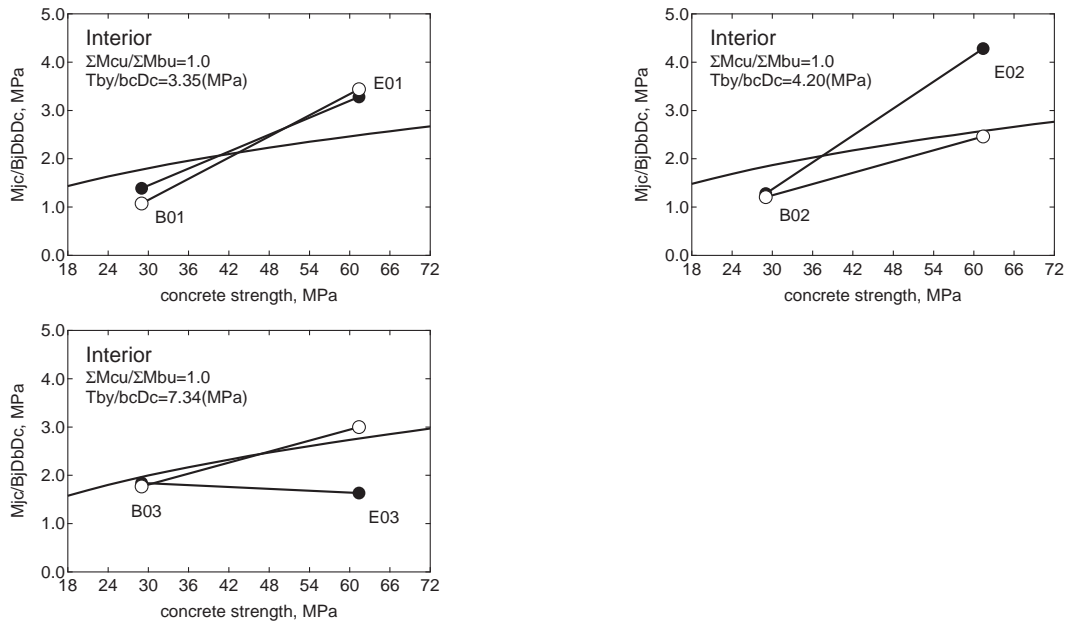


図 6-7 ひび割れ強度の実験値と計算値（コンクリート強度の影響）

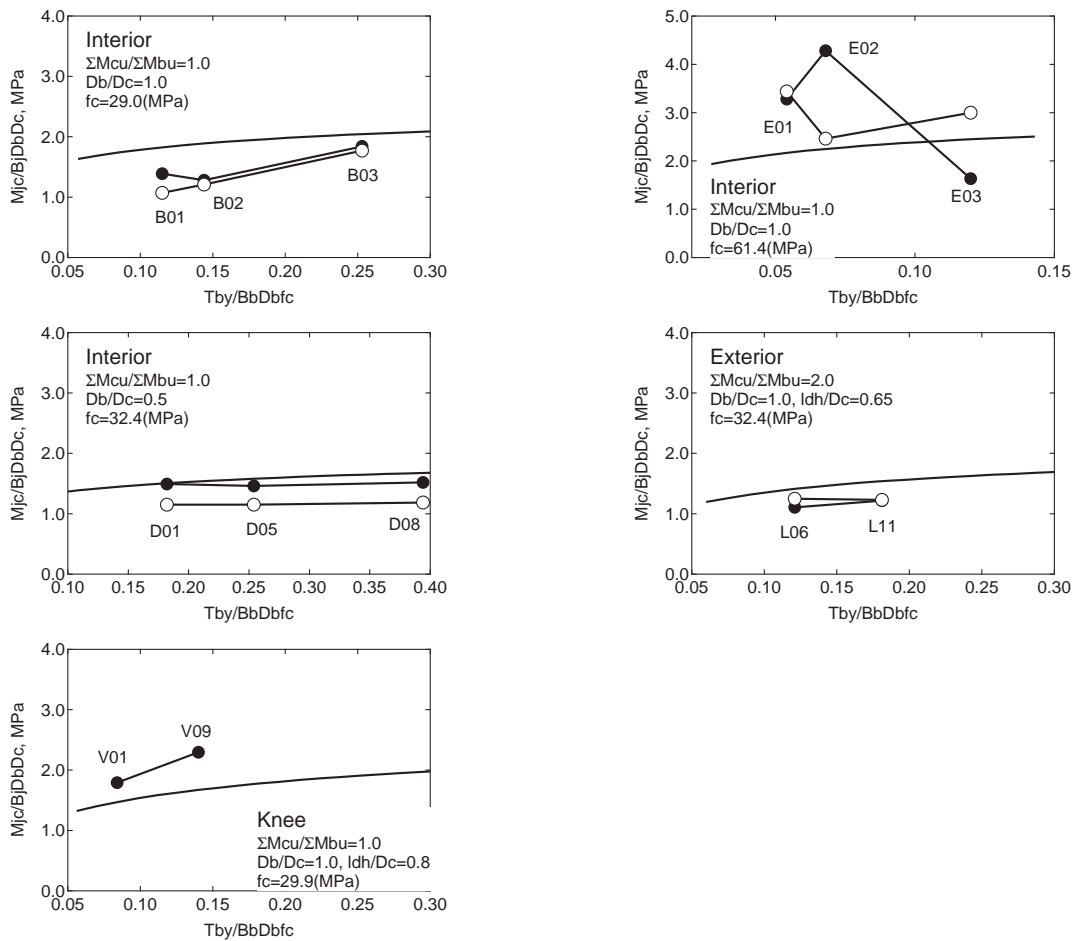


図 6-8 ひび割れ強度の実験値と計算値（主筋量の影響）

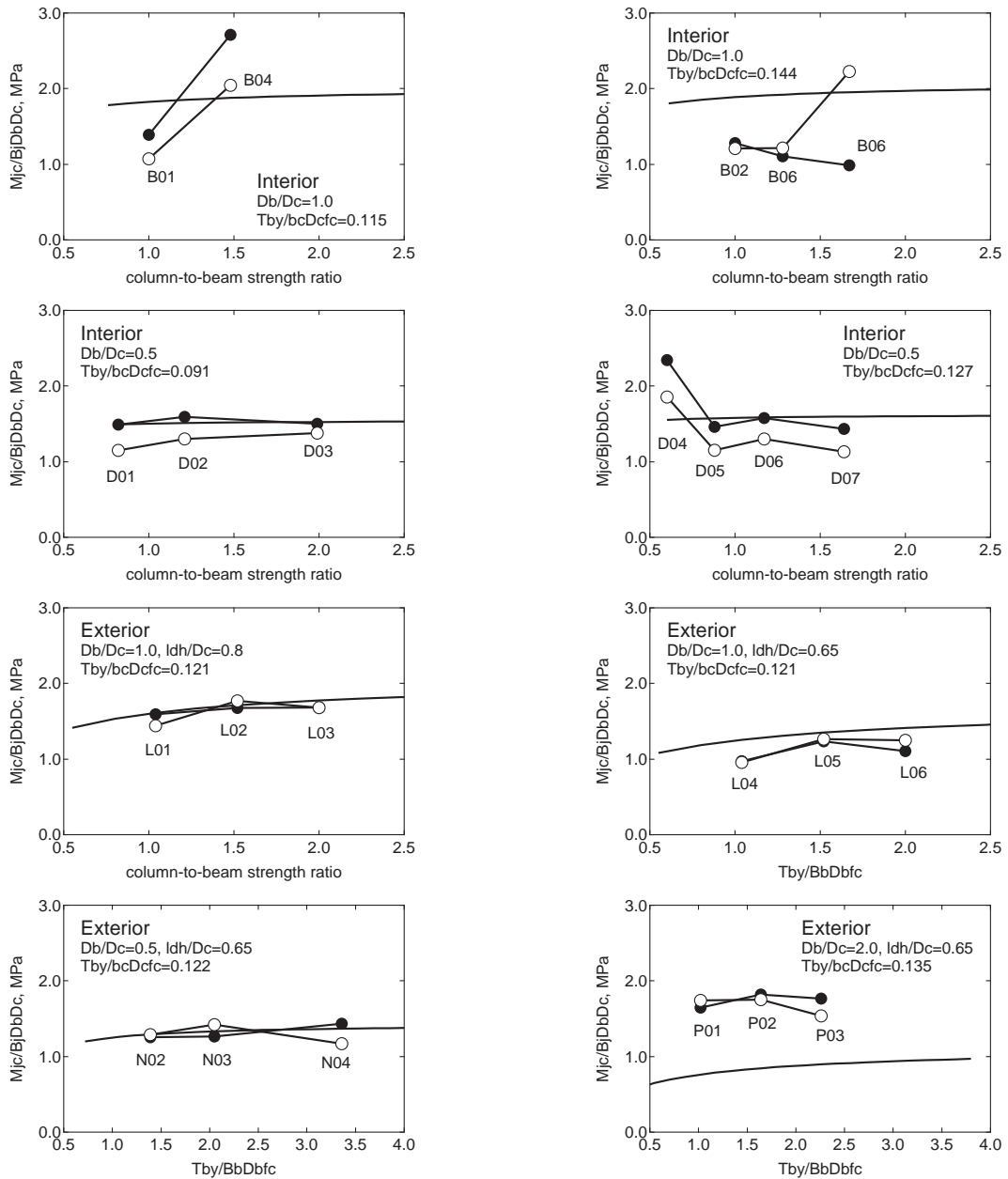


図 6-9 ひび割れ強度の実験値と計算値（柱梁強度比の影響）

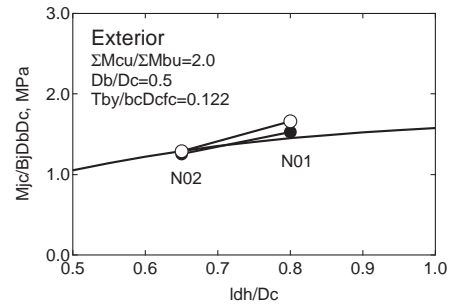
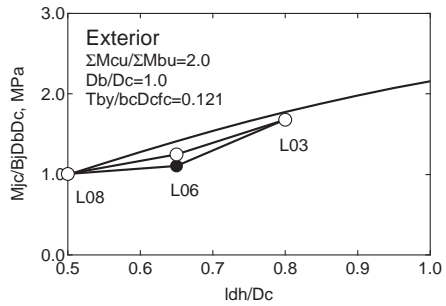
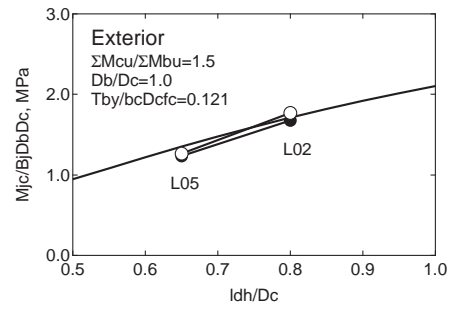
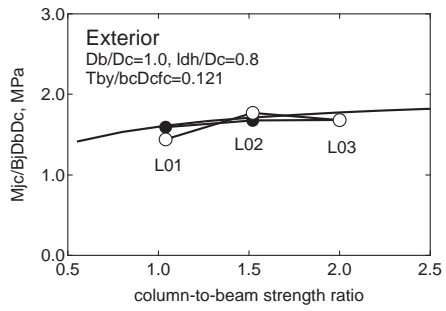


図 6-10 ひび割れ強度の実験値と計算値 (主筋定着長さの影響)

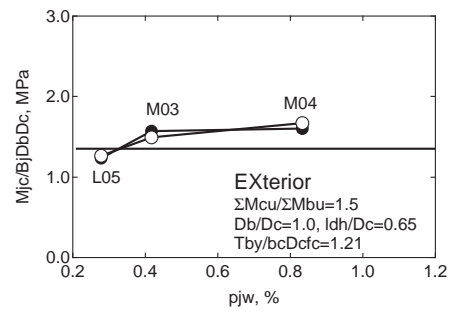
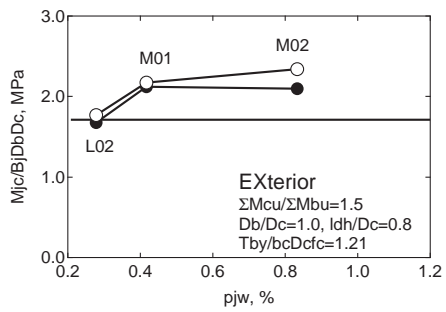


図 6-11 ひび割れ強度の実験値と計算値 (横補強筋量の影響)

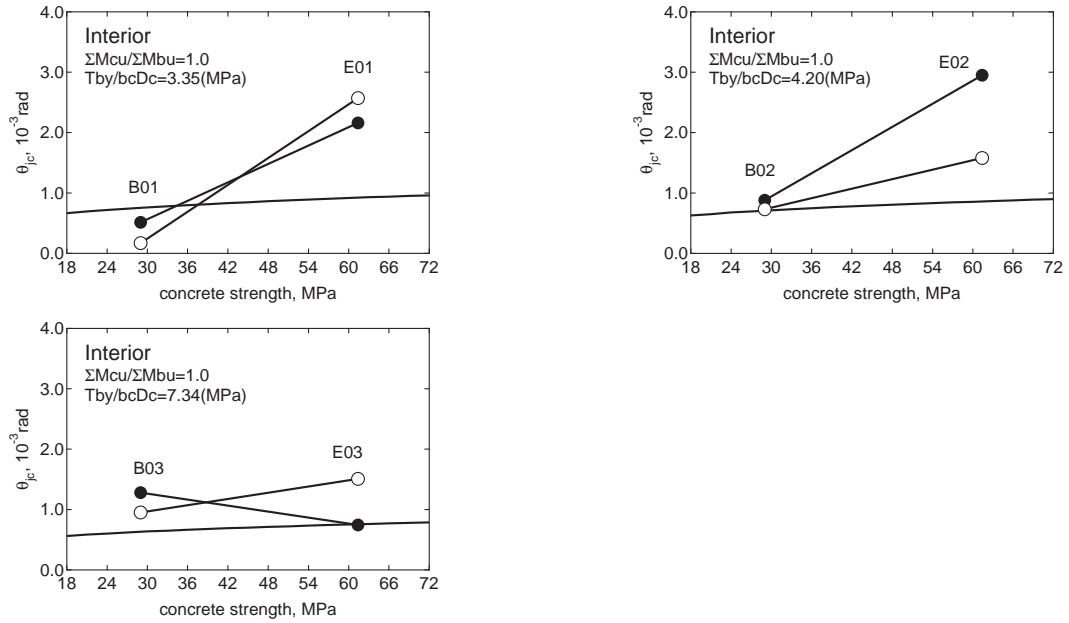


図 6-12 ひび割れ時変形角の実験値と計算値（コンクリート強度の影響）

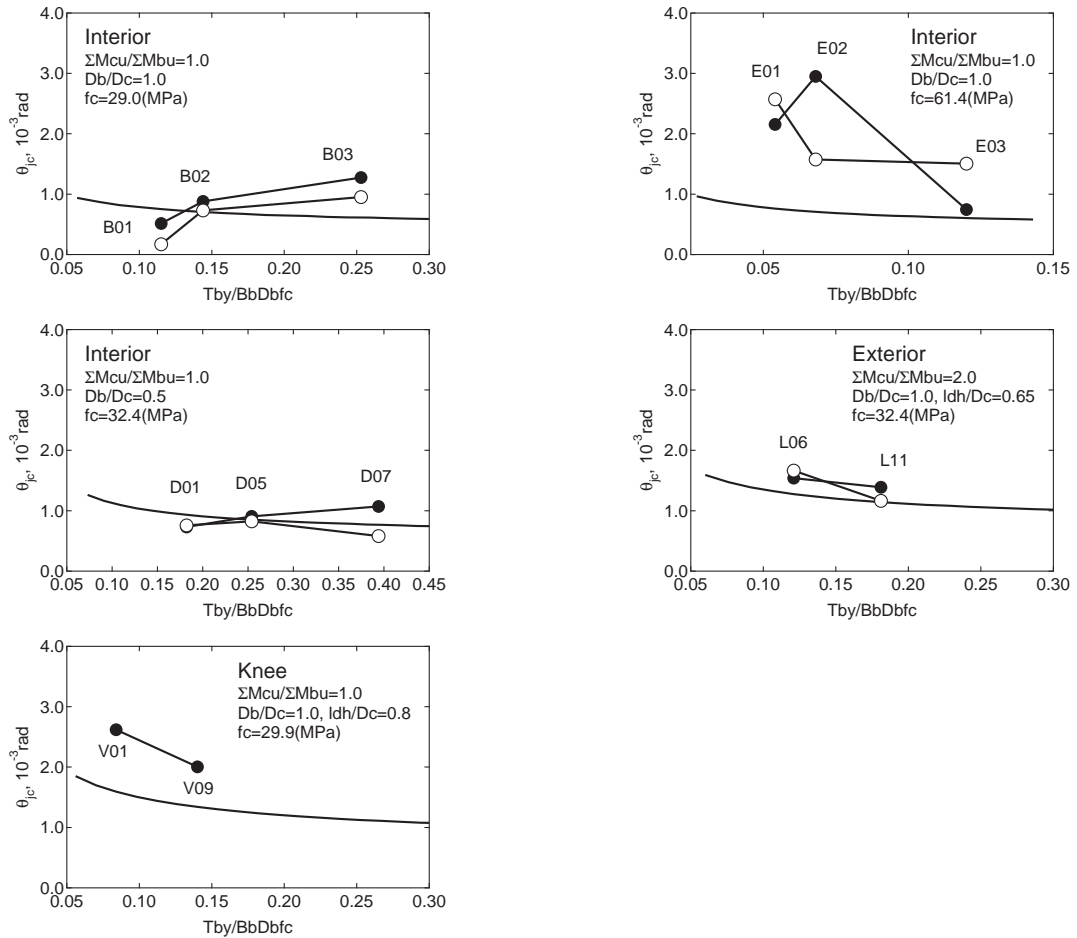


図 6-13 ひび割れ時変形角の実験値と計算値（主筋量の影響）

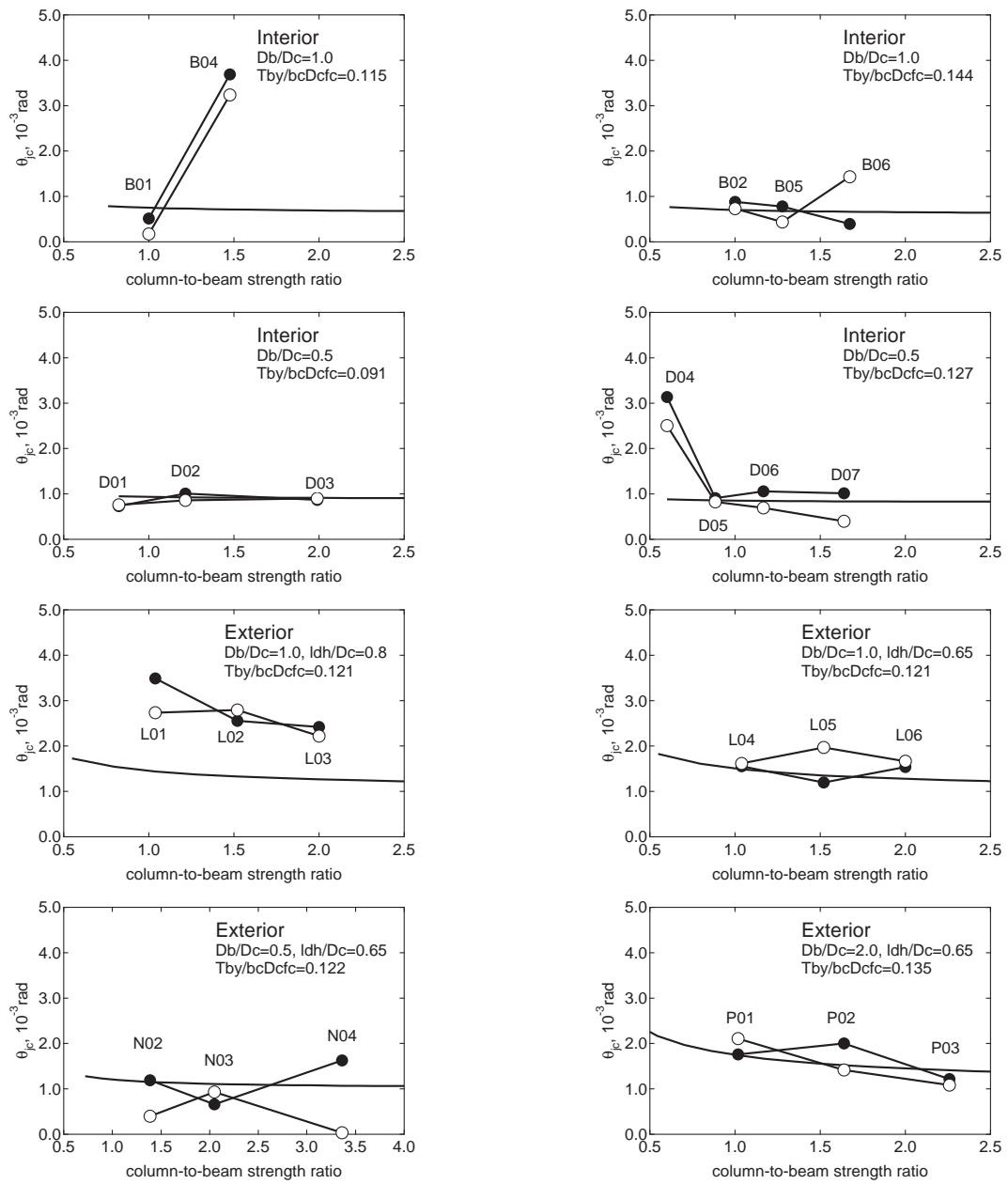


図 6-14 ひび割れ時変形角の実験値と計算値（柱梁強度比の影響）

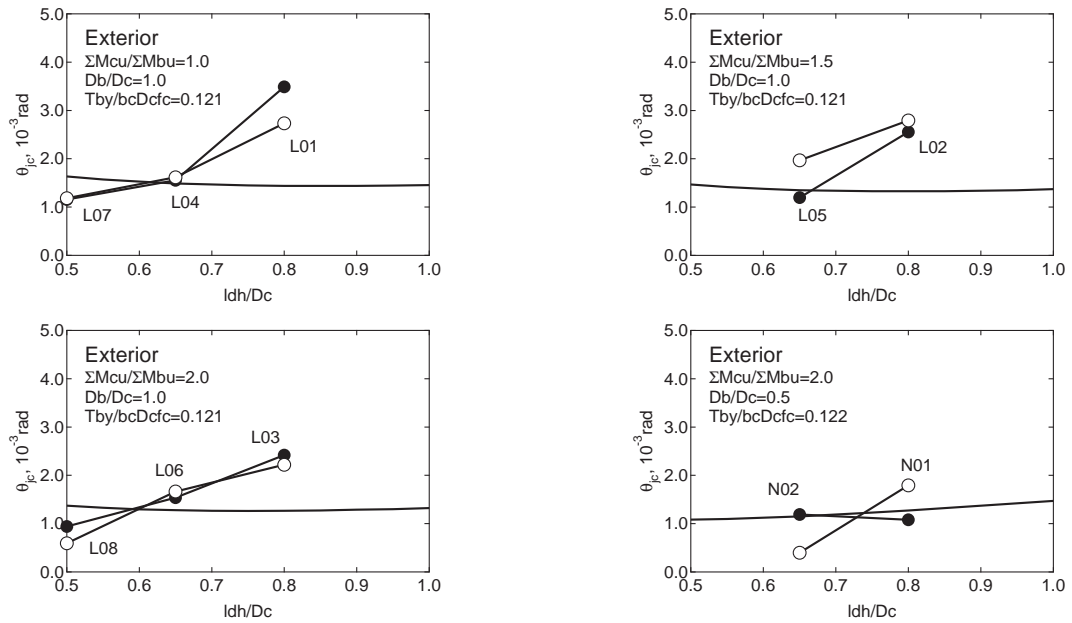


図 6-15 ひび割れ時変形角の実験値と計算値（主筋定着長さの影響）

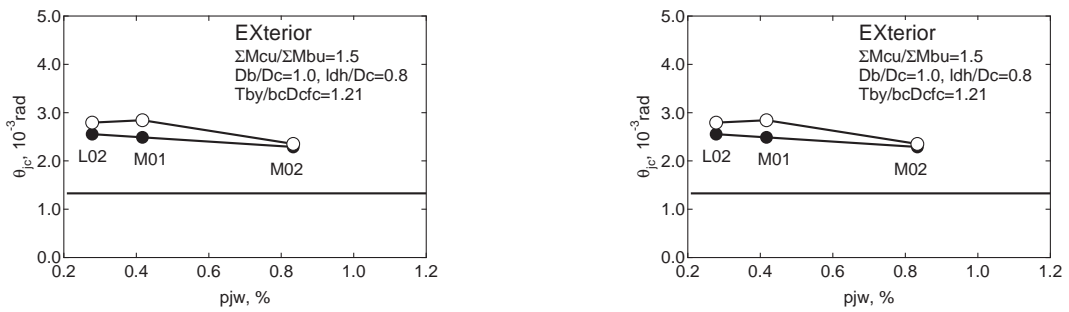
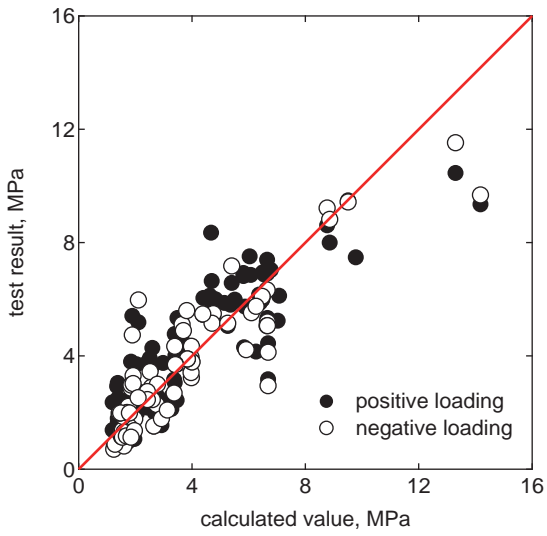
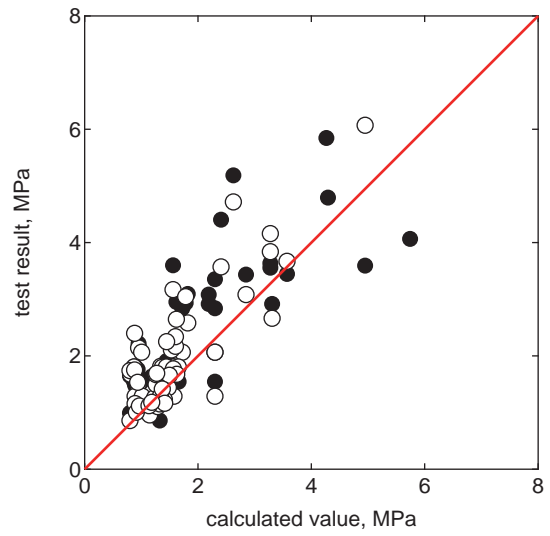


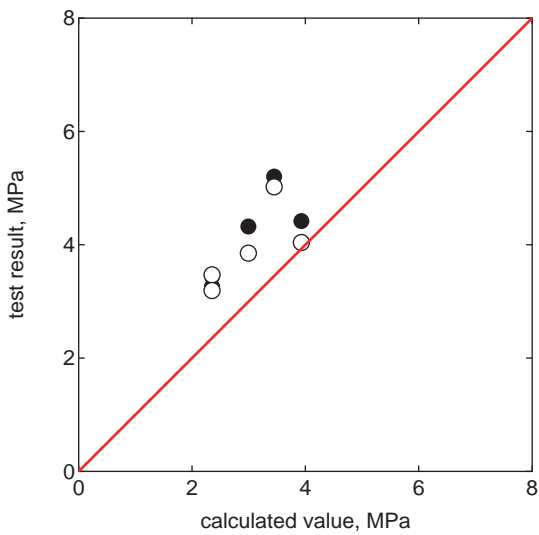
図 6-16 ひび割れ時変形角の実験値と計算値（横補強筋量の影響）



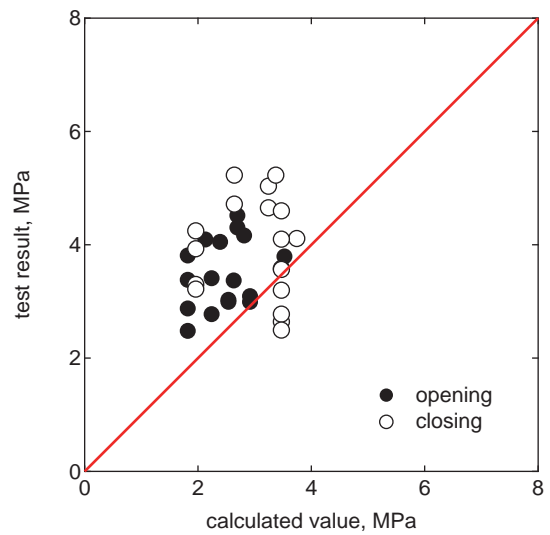
(a) 十字形接合部



(b) T形接合部



(c) T形接合部



(d) L形接合部 (開く方向)

図 6-17 ひび割れモーメントの実験値と計算値

6.4 主筋降伏時

本節では、柱梁接合部パネル内で梁または柱の主筋が降伏するときの節点モーメントおよび柱梁接合部の変形角の算定式を示す。

6.4.1 十字形接合部

主筋降伏時の柱梁接合部の変形角は、主筋降伏時の鉄筋の応力を仮定し、そのときの接合部パネル内での主筋の伸びを算定し、この伸びに適合する変形角として算定する。

まず、主筋降伏時のコンクリートストラットの応力の大きさは、ストラットの向きを対角線方向とし、梁主筋と柱主筋のうち先に降伏強度に達した方が降伏するものとする。このとき、引張主筋が降伏するときには接合部横補強筋と柱の中段筋の応力は小さいものとしてこれを無視し、柱・梁のせん断力の影響も考慮しないと

$$T_b = C_1 \cos \phi$$

$$T_c + N_c/2 = C_1 \sin \phi$$

より

$$C_1 = \min \left(\frac{T_{by}}{\cos \phi}, \frac{T_{cy} + N_c/2}{\sin \phi} \right) \quad (6-73)$$

ここに、

C_1 : コンクリートストラットの圧縮力の大きさ, T_{by} : 梁主筋の降伏強度, T_{cy} : 柱主筋の降伏強度, N_c : 柱の軸力, ϕ : コンクリートストラットの角度 = $\tan^{-1} D_b/D_c$ (D_b : 梁せい, D_c : 柱せい)

一方、圧縮側主筋の応力の引張側主筋の応力に対する比は、図 6-18 の変形機構において引張側と圧縮側の主筋の回転中心までの距離の比に等しいと仮定する。すると、圧縮側の主筋の応力の引張側の主筋の応力に対する比は以下のように表される。

$$\alpha_b = \frac{T_{b2}}{T_b} = \frac{(1-g_b)/2}{g_b \cdot \cos^2 \phi} = \frac{1+R^2}{2} \frac{1-g_b}{g_b} \quad (6-74)$$

$$\alpha_c = \frac{T_{c2}}{T_c} = \frac{(1-g_c)/2}{g \cdot \sin^2 \phi} = \frac{1+1/R^2}{2} \frac{1-g_c}{g} \quad (6-75)$$

ここに、

T_b, T_{b2} : 梁の引張側および圧縮側主筋の引張力, T_c, T_{c2} : 梁の引張側および圧縮側主筋の引張力, R : 圧縮ストラットの傾きで接合部アスペクト比に等しい = $D_b/D_c = \tan \phi$, g_b, g_c : 梁および柱の主筋間距離比, g : 梁と柱の主筋間距離比の平均 = $(g_b + g_c)/2$

接合部内での主筋のひずみ分布は台形分布と仮定すると、梁主筋、柱主筋がそれぞれ降伏するときの平均ひずみは以下となる。

$$\bar{\varepsilon}_b \cong \frac{T_b + T_{b2}}{2} = \frac{1 + \alpha_b}{2} {}_b\varepsilon_y = \frac{1}{2} \left(\frac{1 + g_b}{2} + R^2 \frac{1 - g_b}{2} \right) \frac{{}_b\varepsilon_y}{g} \cong \frac{1}{2} \frac{{}_b\varepsilon_y}{g} \quad (6-76)$$

$$\bar{\varepsilon}_c \cong \frac{T_c + T_{c2}}{2} = \frac{1 + \alpha_c}{2} {}_c\varepsilon_y = \frac{1}{2} \left(\frac{1 + g_c}{2} + \frac{1}{R^2} \frac{1 - g_c}{2} \right) \frac{{}_c\varepsilon_y}{g} \cong \frac{1}{2} \frac{{}_c\varepsilon_y}{g} \quad (6-77)$$

ここに、

${}_b\varepsilon_y, {}_c\varepsilon_y$: 梁および柱主筋の降伏ひずみ

よって、主筋の伸びは梁・柱からの主筋の抜け出しを考慮すると以下ようになる。

$$\Delta L_b \cong \frac{(T_b + T_{b2})/2}{E_s A_b} g_c D_c + \frac{T_b}{E_s A_b} \frac{D_b}{4} + \frac{T_{b2}}{E_s A_b} \frac{D_b}{4} \cong \left(1 + \frac{1}{2} R \right) \bar{\varepsilon}_b g_c D_c = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{2} R \right) {}_b\varepsilon_y D_c \quad (6-78)$$

$$\Delta L_c \cong \frac{(T_c + T_{c2})/2}{E_s A_c} g_b D_b + \frac{T_c}{E_s A_c} \frac{D_c}{4} + \frac{T_{c2}}{E_s A_c} \frac{D_c}{4} \cong \left(1 + \frac{1}{2} \frac{1}{R} \right) \bar{\varepsilon}_c g_b D_b = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{2} \frac{1}{R} \right) {}_c\varepsilon_y D_b \quad (6-79)$$

ここに、

$\Delta L_b, \Delta L_c$: 梁および柱主筋の伸び

この主筋の伸びと適合する部材端の回転角は以下となる。

$${}_b\theta_{jy} = \frac{\Delta L_b}{(g - \xi_{jy}) D_b} = \frac{1}{2} \frac{1}{g - \xi_{jy}} \frac{1}{R} \left(1 + \frac{1}{2} R \right) {}_b\varepsilon_y \quad (6-80)$$

$${}_c\theta_{jy} = \frac{\Delta L_c}{(g - \xi_{jy}) D_c} = \frac{1}{2} \frac{1}{g - \xi_{jy}} R \left(1 + \frac{1}{2} \frac{1}{R} \right) {}_c\varepsilon_y \quad (6-81)$$

ここに、

ϕ : コンクリートの斜めストラットの角度, D_b : 梁せい, D_c : 柱せい, ${}_b\theta_{jy}, {}_c\theta_{jy}$: 接合部パネルのフェースの回転角

ここで、 ξ_{jy} は主筋降伏時の圧縮ストラットの幅の接合部パネルの頂点からストラットの中心前の距離に対する比で以下で表される。

$T_{by}/\cos\phi \leq (T_{cy} + N_c/2)/\sin\phi$ であれば

$$\xi_{jy} = \frac{x_1}{D_b \cos\phi} = \frac{C_1}{\beta_{y1}\beta_{y3}b_j D_b \cos\phi \cdot f_c} = \left(R + \frac{1}{R} \right) \frac{T_{by}}{\beta_{y1}\beta_{y3}b_j D_c f_c}$$

また、 $T_{by}/\cos\phi > (T_{cy} + N_c/2)/\sin\phi$ であれば

$$\xi_{jy} = \frac{C_1}{\beta_{y1}\beta_{y3}b_j D_b \cos\phi \cdot f_c} = \left(R + \frac{1}{R} \right) \frac{T_{cy} + N_c/2}{\beta_{y1}\beta_{y3}b_j D_b f_c}$$

であるから、

$$\xi_{iy} = \left(R + \frac{1}{R} \right) \min \left\{ \frac{T_{by}}{\beta_{y1}\beta_{y3}b_j D_c f_c}, \frac{T_{cy} + N_c/2}{\beta_{y1}\beta_{y3}b_j D_b f_c} \right\} \quad (6-82)$$

このときのコンクリートのストレスブロックの形状は、応力がひじょうに小さいときは三角形分布、コンクリートが終局状態となる釣り合い破壊時には ACI 規準に定められた形状となるものとして、その間を線形補完した次式で表すものとする。

$$\beta_{y1} = \frac{2}{3} + \left(\beta_{u1} - \frac{2}{3} \right) \min \left(\frac{T_{by}}{T_{bb}}, \frac{T_{cy} + N_c/2}{T_{cb} + N_c/2} \right) \quad (6-83)$$

$$\beta_{y3} = \frac{3}{4} + \left(\beta_{u3} - \frac{3}{4} \right) \min \left(\frac{T_{by}}{T_{bb}}, \frac{T_{cy} + N_c/2}{T_{cb} + N_c/2} \right) \quad (6-84)$$

ここで、 T_{bb} 、 T_{cb} は 6.7 節に示す梁および柱の限界補強量である。

梁と柱の主筋の一方が先行して降伏するときは、他方はそれぞれが降伏するときのモーメントの比に応じて回転角が小さいものとして、主筋降伏時の柱梁接合部の変形角は以下とする。つまり、梁の主筋の降伏が先行する、 $T_{by}/\cos\phi \leq (T_{cy} + N_c/2)/\sin\phi$ であれば

$$\theta_{jy} = {}_b\theta_{jy} + {}_c\theta_{jy} \frac{{}_bM_{jy}}{{}_cM_{jy}} \quad (6-85)$$

柱主筋の降伏が先行する場合は

$$\theta_{jy} = \frac{{}_cM_{jy}}{{}_bM_{jy}} {}_b\theta_{jy} + {}_c\theta_{jy} \quad (6-86)$$

次に、主筋降伏時のモーメントを算定する際には接合部横補強筋、柱中段筋の応力および梁・柱のせん断力も考慮する。一方、圧縮側の主筋の応力は無視すると水平および鉛直の力の釣り合いから以下の関係が成り立つ。

$$C_1 \cos\phi = T_b + \frac{T_h}{2} - \frac{V_c}{2} = \xi_{ic} b_j D_b \beta_{y1} \beta_{y3} f_c \cos^2\phi - \frac{V_c}{2} \quad (6-87)$$

$$C_1 \sin\phi = T_c + \frac{T_m}{2} + \frac{N_c}{2} - \frac{V_b}{2} = \xi_{ic} b_j D_c \beta_{y1} \beta_{y3} f_c \sin^2\phi - \frac{V_b}{2} \quad (6-88)$$

$$C_{2x} = \frac{T_h}{2} + \frac{V_c}{2} \quad (6-89)$$

$$C_{2y} = \frac{T_m}{2} + \frac{N_c}{2} + \frac{V_b}{2} \quad (6-90)$$

ここに、

T_b, T_{b2} : 引張側および圧縮側の梁主筋の引張力, T_c, T_{c2} : 引張側および圧縮側の柱主筋の引張力, T_h : 接合部横補強筋の引張力, T_m : 柱中段筋の引張力, V_b : 梁のせん断力, V_c : 柱のせん断力, C_1 : コンクリートの斜めストラットの応力, C_{2x}, C_{2y} : 入隅部のコンクリートの応力の水平および鉛直成分

このとき、柱梁接合部に作用しているモーメントは

$$\begin{aligned} M_{jy} &= T_b \frac{g_b D_b}{2} + T_c \frac{g_c D_c}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_1}{b_j \beta_{y3} f_c} C_1 + \left(\frac{D_b}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2x}}{b_j \beta_{y3} f_c} \right) C_{2x} + \left(\frac{D_c}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2y}}{b_j \beta_{y3} f_c} \right) C_{2y} \\ &\cong \left(\frac{g_b}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_1 \cos \phi}{b_j D_b \beta_{y3} f_c} \right) C_1 \cos \phi \cdot D_b + \left(\frac{g_c}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_1 \sin \phi}{b_j D_c \beta_{y3} f_c} \right) C_1 \sin \phi \cdot D_c \\ &\quad + \left(\frac{1-g_b}{2} - \frac{C_{2x}}{b_j D_b \beta_{y3} f_c} \right) C_{2x} D_b + \left(\frac{1-g_c}{2} - \frac{C_{2y}}{b_j D_c \beta_{y3} f_c} \right) C_{2y} D_c + V_c \frac{g_b D_b}{2} + V_b \frac{g_c D_c}{2} \end{aligned}$$

これは、第3項および第4項を無視し、式(6-87)~(6-90)の関係を考慮すると次のように変形できる。

$$\begin{aligned} M_{jy} &\cong \left(\frac{g_b}{2} - \frac{1}{2} \xi_{iy} \beta_{y1} \cos^2 \phi \right) \left(T_b + \frac{T_h}{2} \right) D_b + \left(\frac{g_c}{2} - \frac{1}{2} \xi_{iy} \beta_{y1} \sin^2 \phi \right) \left(T_c + \frac{T_m}{2} + \frac{N_c}{2} \right) D_c \\ &\quad + \left(\frac{g_b}{2} + \xi_{iy} \beta_{y1} \cos^2 \phi \right) \frac{V_c}{2} D_b + \left(\frac{g_c}{2} + \xi_{iy} \beta_{y1} \sin^2 \phi \right) \frac{V_b}{2} D_c \end{aligned}$$

さらに、 $(T_b + T_h/2)D_b = (T_c + T_m/2 + N_c/2)D_c$ であるから、

$$\begin{aligned} M_{jy} &= \left(g - \frac{1}{2} \xi_{iy} \beta_{y1} \right) \min \left\{ \left(T_{by} + \frac{T_h}{2} \right) D_b, \left(T_{cy} + \frac{T_m}{2} + \frac{N_c}{2} \right) D_c \right\} \\ &\quad + \frac{1}{2} \left(g_b + \frac{2}{1+R^2} \xi_{iy} \beta_{y1} \right) \frac{V_c}{2} D_b + \frac{1}{2} \left(g_c + \frac{2}{1+1/R^2} \xi_{iy} \beta_{y1} \right) \frac{V_b}{2} D_c \end{aligned} \quad (6-91)$$

次式の形に整理し、その際、接合部横補強筋および柱中段筋の効果は分けることにする。

$$M_{jy} = \frac{1}{1 - \frac{1}{2} \left({}_b \gamma_{jy} \frac{D_b}{H} + {}_c \gamma_{jy} \frac{D_c}{L} \right)} \min({}_b M_{jy}, {}_c M_{jy}) \quad (6-92)$$

ここに、

$${}_b M_{jy} = \left(g - \frac{1}{2} \beta_{y1} \xi_{iy} \right) T_{by} D_b + \frac{1}{4} T_h D_b \quad (6-93)$$

$${}_b \gamma_{jy} = g_b + \frac{2}{1+R^2} \beta_{y1} \xi_{iy} \quad (6-94)$$

$${}^c M_{jy} = \left(g - \frac{1}{2} \beta_{y1} \xi_{iy} \right) \left(T_{cy} + \frac{N_c}{2} \right) D_c + \frac{1}{4} T_m D_c \quad (6-95)$$

$${}^c \gamma_{jy} = g_c + \frac{2}{1+1/R^2} \beta_{y1} \xi_{iy} \quad (6-96)$$

ただし、横補強筋の応力および柱中段筋の応力は、降伏強度以下で、仮定している変形に適合するように鉄筋に生じているひずみを定め、算定する。すなわち、

$$T_h = \min(T_{hy}, E_s a_h \varepsilon_h) \quad (6-97)$$

$$T_m = \min(T_{my}, E_s a_m \varepsilon_m) \quad (6-98)$$

ここに、

T_{hy} ：接合部横補強筋の降伏強度、 T_{my} ：柱中段筋の降伏強度、 E_s ：鉄筋のヤング率、 a_h ：接合部横補強筋の断面積、 a_m ：柱中段筋の断面積、 ε_h ：接合部横補強筋のひずみ度、 ε_m ：柱中段筋のひずみ度

ただし、

$$\varepsilon_h \cong \frac{2(\xi_{iy} D_b \cdot b \theta_{jy} - \xi_{iy} D_b \cos^2 \phi \cdot \theta_{jy} / 2)}{D_c} \cong \frac{2}{1+1/R^2} \cdot R \xi_{iy} \cdot b \theta_{jy} = \frac{1}{1+1/R^2} \left(1 + \frac{1}{2} R \right) \frac{\xi_{iy}}{g - \xi_{ic}} \cdot b \varepsilon_y \quad (6-99)$$

$$\varepsilon_m \cong \frac{2(\xi_{iy} D_c \cdot c \theta_{jy} - \xi_{iy} D_c \sin^2 \phi \cdot \theta_{jy} / 2)}{D_c} \cong \frac{2}{1+R^2} \cdot \frac{1}{R} \xi_{iy} \cdot c \theta_{jy} = \frac{1}{1+R^2} \left(1 + \frac{1}{2} \frac{1}{R} \right) \frac{\xi_{iy}}{g - \xi_{iy}} \cdot c \varepsilon_y \quad (6-100)$$

6.4.2 ト形接合部

まず、梁側の柱主筋の応力と外側の柱主筋の応力の関係を考える。ここで、簡単のため主筋間距離比を梁・柱とも 1、コンクリートの応力は断面縁に集中して作用するとする。また、接合部横補強筋および柱中段筋の応力は十分小さいとして無視する。すると上柱側と下柱側のモーメントが等しい場合は

$$T_b \frac{D_b}{2} + (T_c - T_e) \frac{D_c}{2} - (e D_c \sin \phi_1) C_1 \cong \left(T_e + \frac{N_c}{2} \right) D_c \quad (6-101)$$

ここに、

T_b ：梁の引張主筋の引張力、 T_c ：柱の引張主筋の引張力、 T_e ：柱の外側主筋の引張力、 N_c ：柱の軸力、 D_b ：梁せい、 D_c ：柱せい、 C_1 ：コンクリートの斜めストラットの応力、 e ：接合部パネルの中心と正負の斜めストラットの交点までの距離の柱せいに対する比、 ϕ_1 ：コンクリートの斜めストラットの角度

ここで、ストラットの向きを梁主筋の定着端と圧縮側の入隅部を結ぶ向きとし、接合部横補強筋と中断筋の応力を無視し、さらに梁・柱のせん断力を無視すれば鉄筋の応力とコンクリートの応力の間には以下の関係がある。

$$C_{1x} = T_b = C_1 \cos \phi_1 \quad (6-102)$$

$$C_{1y} = T_c + T_e + N_c = C_1 \sin \phi_1 \quad (6-103)$$

これらを用いると、式(6-101)は以下のようになる。

$$(1-e)\left(T_c + \frac{N_c}{2}\right) - (1+e)\left(T_e + \frac{N_c}{2}\right) = 0 \quad (6-104)$$

ここで、 $e \cong (1-\lambda_h)/2 \ll 1$ も考慮すると以下が得られる。

$$T_e + \frac{N_c}{2} = \frac{1-e}{1+e}\left(T_c + \frac{N_c}{2}\right) \cong (1-2e)\left(T_c + \frac{N_c}{2}\right) \cong \lambda_h\left(T_c + \frac{N_c}{2}\right) \quad (6-105)$$

よって

$$C_1 \sin \phi_1 = T_c + T_e + N_c \cong (1+\lambda_h)\left(T_c + \frac{N_c}{2}\right)$$

より

$$T_c + \frac{N_c}{2} = \frac{1}{1+\lambda_h} C_1 \sin \phi_1 \quad (6-106)$$

よって

$$C_1 = \min\left(\frac{T_{by}}{\cos \phi_1}, \frac{(1+\lambda_h)(T_{cy} + N_c/2)}{\sin \phi_1}\right) \quad (6-107)$$

一方、柱主筋の圧縮側主筋の応力の引張側主筋の応力に対する比は、十字形接合部の場合と同様に引張側と圧縮側の主筋の回転中心までの距離の比に等しいと仮定する。また、梁主筋の定着端の応力の梁端の応力に対する比も簡単のため同様に表わされるとすると

$$\alpha_b = \frac{T_{ba}}{T_b} = \frac{(1-g_b)/2}{g \cdot \cos^2 \phi_1} = \frac{1+R_1^2}{2} \frac{1-g_b}{g} \quad (6-108)$$

$$\alpha_c = \frac{T_{c2}}{T_c} = \frac{(1-g_c)/2}{\lambda_h g \cdot \sin^2 \phi_1} = \frac{1}{\lambda_h} \frac{1+1/R_1^2}{2} \frac{1-g_c}{g} \quad (6-109)$$

ここに、

T_{ba} : 梁主筋の定着端での引張力, T_{c2} : 圧縮側の柱主筋の引張力, R_1 : 斜めストラットの傾き, g_b, g_c : 梁および柱の主筋間距離比, g : 梁と柱の主筋間距離比の平均, λ_h : 梁主筋の水平定着長さの柱せいに対する比

接合部パネル内での主筋のひずみ分布は台形分布と仮定すると、主筋降伏時の主筋の伸びは以下となる。ただし、柱主筋に関する式変形のうち最終的な近似は略算式としてのわかりやすさを優先して行った。

$$\begin{aligned}
 \Delta L_b &\cong \frac{(T_b + T_{ba})/2}{E_s A_b} \left(\lambda_h - \frac{1 - g_c}{2} \right) D_c + \frac{T_b}{E_s A_b} \frac{D_b}{4} \\
 &\cong \frac{1 + \alpha_b}{2} \left(1 + \frac{1}{2} R_1 \right) \frac{T_{by}}{E_s A_b} \lambda_h g_c D_c \\
 &\cong \frac{1}{2} \left(\frac{1 + g_b}{2} + R_1^2 \frac{1 - g_b}{2} \right) \left(1 + \frac{1}{2} R_1 \right)_b \varepsilon_y \lambda_h D_c \\
 &\cong \frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{2} R_1 \right)_b \varepsilon_y \lambda_h D_c
 \end{aligned} \tag{6-110}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta L_c &\cong \frac{(T_c + T_{c2})/2}{E_s A_c} g_b D_b + \frac{T_c}{E_s A_c} \frac{D_c}{4} + \frac{T_{c2}}{E_s A_c} \frac{D_c}{4} \\
 &= \frac{1 + \alpha_c}{2} \left(1 + \frac{1}{2} R \right) \frac{T_{cy}}{E_s A_c} g_b D_b \\
 &= \frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{\lambda_h} \frac{1 + 1/R_1^2}{2} \frac{1 - g_c}{g} \right) \left(1 + \frac{1}{2} R \right) \frac{T_{cy}}{E_s A_c} g_b D_b \\
 &= \frac{1}{2} \left(\frac{1 + g_c}{2} + \left(\frac{1}{\lambda_h} - 1 \right) \frac{1 - g_c}{2} + \frac{1}{\lambda_h} \frac{1}{R_1^2} \frac{1 - g_c}{2} \right) \left(1 + \frac{1}{2} R \right)_c \varepsilon_y D_b \\
 &\cong \frac{1}{2} \left(\frac{1 + g_c}{2} + \frac{1}{\lambda_h} \frac{1}{R_1^2} \frac{1 - g_c}{2} \right) \left(1 + \frac{1}{2} R \right)_c \varepsilon_y D_b \\
 &\cong \frac{1}{2} \left(\frac{1 + g_c}{2} + \frac{1}{R_1^2} \frac{1 - g_c}{2} \right) \left(1 + \frac{1}{2} R_1 \right)_c \varepsilon_y D_b \\
 &\cong \frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{2} R_1 \right)_c \varepsilon_y D_b
 \end{aligned} \tag{6-111}$$

ここに、

$\Delta L_b, \Delta L_c$: 梁および柱主筋の伸び, ${}_b\varepsilon_y, {}_c\varepsilon_y$: 梁および柱主筋の降伏ひずみ

これらを用いると、部材端の回転角は次のようになる。

$${}_b\theta_{jy} = \frac{\Delta L_b}{(g - \xi_{jy}) D_b} = \frac{1}{2} \frac{1}{g - \xi_{ic}} \frac{1}{R_1} \left(1 + \frac{1}{2} R_1 \right)_b \varepsilon_y \tag{6-112}$$

$${}_c\theta_{jy} = \frac{\Delta L_c}{(g - \xi_{ic}) \lambda_h D_c} = \frac{1}{2} \frac{1}{g - \xi_{ic}} R_1 \left(1 + \frac{1}{2} R_1 \right)_c \varepsilon_y \tag{6-113}$$

ここに、

${}_b\theta_{jy}, {}_c\theta_{jy}$: 接合部パネルのフェースの回転角

ここで、 ξ_{jy} は主筋降伏時の圧縮ストラットの幅の接合部パネルの頂点からストラットの中心までの距離に対する比で以下で表される。

$T_{by}/\cos\phi \leq (1 + \lambda_h)(T_{cy} + N_c/2)/\sin\phi$ であれば

$$\xi_{iy} = \frac{x_{iy}}{D_b \cos\phi_1} = \frac{C_c}{\beta_{y1}\beta_{y3}b_j D_b \cos\phi_1 \cdot f_c} = \left(R_1 + \frac{1}{R_1}\right) \frac{T_{by}}{\lambda_h \beta_{y1}\beta_{y3}b_j D_c f_c}$$

$T_{by}/\cos\phi > (1 + \lambda_h)(T_{cy} + N_c/2)/\sin\phi$ であれば

$$\xi_{iy} = \frac{C_c}{\beta_{y1}\beta_{y3}b_j D_b \cos\phi_1 \cdot f_c} = \left(1 + \frac{1}{R_1^2}\right) \frac{1 + \lambda_h}{\lambda_h} \frac{T_{cy} + N_c/2}{\beta_{y1}\beta_{y3}b_j D_c f_c} \cong \left(R_1 + \frac{1}{R_1}\right) \frac{2T_{cy} + N_c}{\beta_{y1}\beta_{y3}b_j D_b f_c}$$

よって

$$\xi_{iy} = \left(R_1 + \frac{1}{R_1}\right) \min \left\{ \frac{T_{by}}{\lambda_h b_j D_c \beta_{y1}\beta_{y3} f_c}, \frac{2T_{cy} + N_c}{b_j D_b \beta_{y1}\beta_{y3} f_c} \right\} \quad (6-114)$$

このときのコンクリートのストレスブロックの形状は、十字形接合部の場合と同様に以下による。

$$\beta_{y1} = \frac{2}{3} + \left(\beta_{u1} - \frac{2}{3}\right) \min \left(\frac{T_{by}}{T_{bb}}, \frac{T_{cy} + N_c/2}{T_{cb} + N_c/2} \right) \quad (6-115)$$

$$\beta_{y3} = \frac{3}{4} + \left(\beta_{u3} - \frac{3}{4}\right) \min \left(\frac{T_{by}}{T_{bb}}, \frac{T_{cy} + N_c/2}{T_{cb} + N_c/2} \right) \quad (6-116)$$

ここで、 T_{bb} 、 T_{cb} は6.7節に示す梁および柱の限界補強量である。

十字形接合部の場合と同様に、主筋降伏時の柱梁接合部の変形角は以下とする。つまり、梁の主筋の降伏が先行する、 $T_{by}/\cos\phi \leq (T_{cy} + N_c/2)/\sin\phi$ であれば

$$\theta_{jy} = \theta_{jy+c} \theta_{jy} \frac{{}_b M_{jy}}{{}_c M_{jy}} \quad (6-117)$$

柱主筋の降伏が先行する場合は

$$\theta_{jy} = \frac{{}_c M_{jy}}{{}_b M_{jy}} \theta_{jy+c} \theta_{jy} \quad (6-118)$$

次に主筋降伏時のモーメントを考える。コンクリートの応力と主筋の応力の関係は、圧縮側の主筋の応力を無視し、せん断力は考慮すると以下となる。

$$C_1 \cos\phi_1 = T_b - V_c = \xi_{iy} b_j D_b \beta_{y1}\beta_{y3} f_c \cos^2\phi_1 - V_c \quad (6-119)$$

$$C_1 \sin\phi_1 = T_c + T_m + T_e + N_c - \frac{V_b}{2} = (1 + \lambda_h) \left(T_c + \frac{T_m}{2} + \frac{N_c}{2} \right) - \frac{V_b}{2} = \lambda_h \xi_{iy} b_j D_c \beta_{y1}\beta_{y3} f_c \sin^2\phi_1 - \frac{V_b}{2} \quad (6-120)$$

$$C_{2x} = T_{b2} + T_h + V_c = T_h + V_c \quad (6-121)$$

$$C_{2y} = T_{c2} + T_m + T_e + N_c + \frac{V_b}{2} = T_m + T_e + N_c + \frac{V_b}{2} = \lambda_h \left(T_c + \frac{T_m}{2} + \frac{N_c}{2} \right) + \frac{T_m}{2} + \frac{N_c}{2} + \frac{V_b}{2} \quad (6-122)$$

ここに,

T_b, T_{b2} : 引張側および圧縮側の梁主筋の引張力, T_c, T_{c2} : 引張側および圧縮側の柱主筋の引張力, T_h : 接合部横補強筋の引張力, T_m : 柱中段筋の引張力, V_b : 梁のせん断力, V_c : 柱のせん断力, C_1 : コンクリートの斜めストラットの応力, C_{2x}, C_{2y} : 入隅部のコンクリートの応力の水平および鉛直成分

このとき, 接合部のモーメントは

$$\begin{aligned} M_{jy} &= T_b \frac{g_b D_b}{2} + T_c \frac{g_c D_c}{2} - \left(e D_c \sin \phi_1 + \frac{1}{2} \frac{C_1}{b_j \beta_{y3} f_c} \right) C_1 + \left(\frac{D_b}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2x}}{b_j \beta_{y3} f_c} \right) C_{2x} + \left(\frac{D_c}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2y}}{b_j \beta_{y3} f_c} \right) C_{2y} \\ &\cong \left(\frac{g_b}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_1 \cos \phi_1}{b_j D_b \beta_{y3} f_c} \right) C_1 \cos \phi_1 \cdot D_b + T_h \frac{g_b D_b}{2} + \left(\frac{1}{\lambda_h} \left(\frac{g_c}{2} - e \right) - \frac{1}{2} \frac{C_1 \sin \phi_1}{\lambda_h b_j D_c \beta_{y3} f_c} \right) C_1 \sin \phi_1 \cdot \lambda_h D_c \\ &\quad + \left(\frac{1-g_b}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2x}}{b_j D_b \beta_{y3} f_c} \right) C_{2x} D_b + \left(\frac{1-g_c}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2y}}{b_j D_c \beta_{y3} f_c} \right) C_{2y} D_c + V_c g_b D_b + \frac{V_b}{2} g_c D_c \end{aligned}$$

第4項および第5項を無視し, 式(6-119) ~ (6-122)の関係を考慮すると次のように変形できる。

$$\begin{aligned} M_{jy} &\cong \left(\frac{g_b}{2} - \frac{1}{2} \frac{T_b}{b_j D_b \beta_{y3} f_c} \right) T_b D_b + T_h \frac{g_b D_b}{2} \\ &\quad + \left(\frac{1}{\lambda_h} \left(\frac{g_c}{2} - \frac{1-\lambda_h}{2} \right) - \frac{1}{2} \frac{(1+\lambda_h)(T_c + T_m/2 + N_c/2)}{\lambda_h b_j D_c \beta_{y3} f_c} \right) \left\{ (1+\lambda_h) \left(T_c + \frac{T_m}{2} + \frac{N_c}{2} \right) \right\} \lambda_h D_c \\ &\quad + \left(\frac{g_b}{2} + \frac{T_b}{b_j D_b \beta_{y3} f_c} \right) V_c D_b + \left(\frac{1}{\lambda_h} \left(\frac{g_c}{2} + \frac{1-\lambda_h}{2} \right) + \frac{(1+\lambda_h)(T_c + T_m/2 + N_c/2)}{\lambda_h b_j D_c \beta_{y3} f_c} \right) \frac{V_b}{2} \lambda_h D_c \\ &= \left(\frac{g_b}{2} - \frac{1}{2} \xi_{iy} \beta_{y1} \cos^2 \phi_1 \right) T_b D_b + T_h \frac{g_b D_b}{2} \\ &\quad + \left(\frac{g_c}{2} + \left(1 - \frac{1}{\lambda_h} \right) \frac{1-g_c}{2} - \frac{1}{2} \xi_{ic} \beta_{y1} \sin^2 \phi_1 \right) \left\{ (1+\lambda_h) \left(T_c + \frac{T_m}{2} + \frac{N_c}{2} \right) \right\} \lambda_h D_c \\ &\quad + \left(\frac{g_b}{2} + \xi_{iy} \beta_{y1} \cos^2 \phi_1 \right) V_c D_b + \left(\frac{g_c}{2} + \frac{1-\lambda_h}{2} + \lambda_h \xi_{ic} \beta_{y1} \sin^2 \phi_1 \right) \frac{V_b}{2} D_c \end{aligned}$$

さらに, 梁引張主筋と柱引張主筋の応力の関係から最終的に次式となる。

$$\begin{aligned} M_{jy} &\cong \left(\frac{g_b + g_c}{2} - \frac{1-\lambda_h}{\lambda_h} \frac{1-g_c}{2} - \frac{1}{2} \xi_{iy} \beta_{y1} \right) \min \left\{ T_{by} D_b, 2\lambda_h \left(T_{cy} + \frac{T_m}{2} + \frac{N_c}{2} \right) D_c \right\} + T_h \frac{g_b D_b}{2} \\ &\quad + \left(\frac{g_b}{2} + \frac{1}{1+R_1^2} \xi_{iy} \beta_{y1} \cos^2 \phi_1 \right) V_c D_b + \left(\frac{g_c}{2} + \frac{1-\lambda_h}{2} + \frac{1}{1+1/R_1^2} \lambda_h \xi_{ic} \beta_{y1} \right) \frac{V_b}{2} D_c \end{aligned} \quad (6-123)$$

さらに, $1-\lambda_h \cong 0$ とし, 次式の形に整理する。さらに, 柱中段筋の効果は分けることにする。

$$M_{jy} = \frac{1}{1 - \frac{1}{2} \left({}_b\gamma_{jy} \frac{D_b}{H} + {}_c\gamma_{jy} \frac{D_c}{L} \right)} \min({}_bM_{jy}, {}_cM_{jy}) \quad (6-124)$$

ここに,

$${}_bM_{jy} = \left(g - \frac{1}{2} \beta_{y1} \xi_{iy} \right) T_{by} D_b + \frac{1}{2} T_h D_b \quad (6-125)$$

$${}_b\gamma_{jy} = g_b + \frac{2}{1 + R_1} \beta_{y1} \xi_{iy} \quad (6-126)$$

$${}_cM_{jy} \cong 2\lambda_h \left\{ \left(g - \frac{1}{2} \beta_{y1} \xi_{iy} \right) \left(T_{cy} + \frac{N_c}{2} \right) D_c + \frac{1}{4} T_m D_c \right\} \quad (6-127)$$

$${}_c\gamma_{jy} = g_c + \frac{2}{1 + 1/R_1} \lambda_h \beta_{y1} \xi_{iy} \quad (6-128)$$

ただし、接合部横補強筋および柱中段筋の応力は以下とする。

$$T_h = \min(T_{hy}, E_s a_h \varepsilon_h) \quad (6-129)$$

$$T_m = \min(T_{my}, E_s a_m \varepsilon_m) \quad (6-130)$$

ここに,

T_{hy} : 接合部横補強筋の降伏強度, T_{my} : 柱中段筋の降伏強度, E_s : 鉄筋のヤング率, a_h : 接合部横補強筋の断面積, a_m : 柱中段筋の断面積, ε_h : 接合部横補強筋のひずみ度, ε_m : 柱中段筋のひずみ度

ただし,

$$\varepsilon_h \cong \frac{\xi_{iy} D_b \cdot b \cdot \theta_{jy} - \xi_{iy} D_b \cos^2 \phi_1 \cdot \theta_{jy} / 2}{D_c} \cong \frac{1}{1 + 1/R_1} \cdot R \xi_{iy} \cdot b \cdot \theta_{jy} = \frac{1}{2} \frac{1}{1 + 1/R_1} \left(1 + \frac{1}{2} R_1 \right) \frac{\xi_{iy}}{g - \xi_{ic}} \lambda_h b \varepsilon_y \quad (6-131)$$

$$\varepsilon_m \cong \frac{2(\xi_{iy} D_c \cdot c \cdot \theta_{jy} - \xi_{iy} D_c \sin^2 \phi_1 \cdot \theta_{jy} / 2)}{D_b} \cong \frac{2}{1 + R_1} \cdot \frac{1}{R} \xi_{iy} \cdot b \cdot \theta_{jy} = \frac{1}{1 + R_1} \left(1 + \frac{1}{2} \frac{1}{R_1} \right) \frac{\xi_{iy}}{g - \xi_{ic}} \frac{c \varepsilon_y}{\lambda_h} \quad (6-132)$$

6.4.3 L形接合部

(1) 開く方向

主筋降伏時のコンクリートストラットの応力の大きさは、ストラットの向きを梁下端主筋の定着端と梁側柱主筋の定着端を結ぶ向きとし、接合部横補強筋と中断筋の応力を無視すると以下のようになる。

$$C_{1x} = T_b = C_1 \cos \phi_1 \quad (6-133)$$

$$C_{1y} = T_c = C_1 \sin \phi_1 \quad (6-134)$$

より

$$C_c = \min\left(\frac{T_{by}}{\cos\phi_1}, \frac{T_{cy}}{\sin\phi_1}\right) \quad (6-135)$$

ここに、

C_1 : コンクリートストラットの圧縮力の大きさ, T_{by} : 梁主筋の降伏強度, T_{cy} : 柱主筋の降伏強度, ϕ_1 : コンクリートストラットの角度 = $\tan^{-1}\lambda_v D_b / \lambda_h D_c$ (D_b : 梁せい, D_c : 柱せい, λ_v : 梁側の柱主筋の鉛直定着長さの梁せいに対する比, λ_h : 梁下端主筋の水平定着長さの柱せいに対する比)

梁・柱主筋の定着端の応力の梁端・柱端での応力に対する比も簡単のため他の形状の接合部と同様に表されるところと

$$\alpha_b = \frac{T_{ba}}{T_b} \cong \frac{(1-g_b)/2}{\lambda_v g \cdot \cos^2\phi_1} = \frac{1}{\lambda_v} \frac{1+R_1^2}{2} \frac{1-g_b}{g} \quad (6-136)$$

$$\alpha_c = \frac{T_{ca}}{T_c} \cong \frac{(1-g_c)/2}{\lambda_h g \cdot \sin^2\phi_1} = \frac{1}{\lambda_h} \frac{1+1/R_1^2}{2} \frac{1-g_c}{g} \quad (6-137)$$

ここに、

T_{ba} : 梁主筋の定着端での引張力, T_{ca} : 柱主筋の定着端での引張力, R_1 : 斜めストラットの傾き = $\tan\phi_1$, g_b, g_c : 梁および柱の主筋間距離比, g : 梁と柱の主筋間距離比の平均

接合部内での主筋のひずみ分布は台形分布と仮定すると、主筋の伸びは以下となる。最終的な近似は略算式としてのわかりやすさを優先して行った。

$$\begin{aligned} \Delta L_b &\cong \frac{(T_b + T_{ba})/2}{E_s A_b} \left(\lambda_h - \frac{1-g_c}{2} \right) D_c + \frac{T_b}{E_s A_b} \frac{D_b}{4} \\ &\cong \frac{1+\alpha_b}{2} \left(1 + \frac{1}{2\lambda_h} R \right) \frac{T_{by}}{E_s A_b} \lambda_h g_c D_c \\ &= \frac{1}{2} \left\{ 1 + \frac{1}{\lambda_v} \frac{1+R_1^2}{2} \frac{1-g_b}{g} \right\} \left(1 + \frac{1}{2\lambda_h} R \right) \varepsilon_y \lambda_h g_c D_c \\ &\cong \frac{1}{2} \left(\frac{1+g_b}{2} + R_1^2 \frac{1-g_b}{2} \right) \left(1 + \frac{1}{2} R_1 \right) \varepsilon_y \lambda_h D_c \cong \frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{2} R_1 \right) \varepsilon_y \lambda_h D_c \end{aligned} \quad (6-138)$$

$$\begin{aligned} \Delta L_c &\cong \frac{(T_c + T_{ca})/2}{E_s A_c} \left(\lambda_v - \frac{1-g_b}{2} \right) D_b + \frac{T_c}{E_s A_c} \frac{D_c}{4} \\ &\cong \frac{1+\alpha_c}{2} \left(1 + \frac{1}{2\lambda_v} \frac{1}{R} \right) \frac{T_{cy}}{E_s A_c} \lambda_v g_b D_b \\ &= \frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{\lambda_h} \frac{1+1/R_1^2}{2} \frac{1-g_c}{g} \right) \left(1 + \frac{1}{2\lambda_v} \frac{1}{R} \right) \varepsilon_y \lambda_v g_b D_b \\ &\cong \frac{1}{2} \left(\frac{1+g_c}{2} + \frac{1}{R_1^2} \frac{1-g_c}{2} \right) \left(1 + \frac{1}{2} \frac{1}{R_1} \right) \varepsilon_y \lambda_v D_b \cong \frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{2} \frac{1}{R_1} \right) \varepsilon_y \lambda_v D_b \end{aligned} \quad (6-139)$$

ここに,

$\Delta L_b, \Delta L_c$: 梁および柱主筋の伸び, ${}_b\varepsilon_y, {}_c\varepsilon_y$: 梁および柱主筋の降伏ひずみ

これらを用いると, 部材端の回転角は次のようになる。

$${}_b\theta_{jy} = \frac{\Delta L_b}{(g - \xi_{iy})\lambda_v D_b} = \frac{1}{2} \frac{1}{g - \xi_{iy}} \frac{1}{R_1} \left(1 + \frac{1}{2} R_1\right) {}_b\varepsilon_y \quad (6-140)$$

$${}_c\theta_{jy} = \frac{\Delta L_c}{(g - \xi_{iy})\lambda_h D_c} = \frac{1}{2} \frac{1}{g - \xi_{iy}} R_1 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{1}{R_1}\right) {}_c\varepsilon_y \quad (6-141)$$

ここに,

${}_b\theta_{jy}, {}_c\theta_{jy}$: 接合部パネルのフェースの回転角

ここで, ξ_{iy} は主筋降伏時の圧縮ストラットの幅の入隅側の接合部パネルの頂点からストラットの中心までの距離に対する比で以下で表される。

$T_{by}/\cos\phi_1 \leq T_{cy}/\sin\phi_1$ であれば

$$\xi_{iy} = \frac{x_{iy}}{\lambda_v D_b \cos\phi_1} = \frac{C_c}{\lambda_v \beta_{y1} \beta_{y3} b_j D_b \cos\phi_1 \cdot f_c} = \left(1 + R_1^2\right) \frac{T_{by}}{\lambda_v \beta_{y1} \beta_{y3} b_j D_b f_c} = \left(R_1 + \frac{1}{R_1}\right) \frac{T_{by}}{\lambda_h \beta_{y1} \beta_{y3} b_j D_c f_c}$$

$T_{by}/\cos\phi_1 > T_{cy}/\sin\phi_1$ であれば

$$\xi_{iy} = \frac{x_{iy}}{\lambda_v D_b \cos\phi_1} = \frac{C_c}{\lambda_v \beta_{y1} \beta_{y3} b_j D_b \cos\phi_1 \cdot f_c} = \left(1 + \frac{1}{R_1^2}\right) \frac{T_{cy}}{\lambda_h \beta_{y1} \beta_{y3} b_j D_c f_c} = \left(R_1 + \frac{1}{R_1}\right) \frac{T_{cy}}{\lambda_v \beta_{y1} \beta_{y3} b_j D_b f_c}$$

よって

$$\xi_{iy} = \left(R_1 + \frac{1}{R_1}\right) \min \left\{ \frac{T_{by}}{\lambda_h b_j D_c \beta_{y1} \beta_{y3} f_c}, \frac{T_{cy}}{\lambda_v b_j D_b \beta_{y1} \beta_{y3} f_c} \right\} \quad (6-142)$$

このときのコンクリートのストレスブロックの形状は, 十字形接合部の場合と同様に以下による。

$$\beta_{y1} = \frac{2}{3} + \left(\beta_{u1} - \frac{2}{3}\right) \min \left(\frac{T_{by}}{T_{bb}}, \frac{T_{cy}}{T_{cb}} \right) \quad (6-143)$$

$$\beta_{y3} = \frac{3}{4} + \left(\beta_{u3} - \frac{3}{4}\right) \min \left(\frac{T_{by}}{T_{bb}}, \frac{T_{cy}}{T_{cb}} \right) \quad (6-144)$$

ここで, T_{bb}, T_{cb} は 0 節に示す梁および柱の限界補強量である。

十字形接合部の場合と同様に, 主筋降伏時の柱梁接合部の変形角は以下とする。つまり, 梁の主筋の降伏が先行する, $T_{by}/\cos\phi_1 \leq T_{cy}/\sin\phi_1$ であれば

$$\theta_{jy} = {}_b\theta_{jy} + {}_c\theta_{jy} \frac{{}_bM_{jy}}{{}_cM_{jy}} \quad (6-145)$$

柱主筋の降伏が先行する場合は

$$\theta_{jy} = \frac{{}_cM_{jy}}{{}_bM_{jy}} {}_b\theta_{jy} + {}_c\theta_{jy} \quad (6-146)$$

主筋降伏時のモーメント時のコンクリートの応力と主筋の応力の関係は、圧縮側の主筋の応力を $T_{b2} \cong -T_h/2$, $T_{c2} \cong -T_m/2$ とすれば

$$C_1 \cos \phi_1 = T_b + T_h/2 - V_c = \lambda_v \xi_{iy} b_j D_b \beta_{y1} \beta_{y3} f_c \cos^2 \phi_1 - V_c \quad (6-147)$$

$$C_1 \sin \phi_1 = T_c + T_m/2 - V_b = \lambda_h \xi_{ic} b_j D_c \beta_{y1} \beta_{y3} f_c \sin^2 \phi_1 - V_b \quad (6-148)$$

$$C_{2x} = T_{b2} \cong T_h/2 \quad (6-149)$$

$$C_{2y} = T_{c2} \cong T_m/2 \quad (6-150)$$

ここに、

T_b , T_{b2} : 引張側および圧縮側の梁主筋の引張力, T_c , T_{c2} : 引張側および圧縮側の柱主筋の引張力, T_h : 接合部横補強筋の引張力, T_m : 柱中段筋の引張力, V_b : 梁のせん断力, V_c : 柱のせん断力, C_1 : コンクリートの斜めストラットの応力, C_{2x} , C_{2y} : 入隅部のコンクリートの応力の水平および鉛直成分

このとき、接合部のモーメントは

$$\begin{aligned} M_{jy} &= T_b \frac{g_b D_b}{2} + T_c \frac{g_c D_c}{2} - \left(e_x D_c \sin \phi_1 + e_y D_b \cos \phi_1 + \frac{1}{2} \frac{C_1}{b_j \beta_{y3} f_c} \right) C_1 - T_{b2} \frac{g_b D_b}{2} \\ &\quad + \left(\frac{D_b}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2x}}{b_j \beta_{y3} f_c} \right) C_{2x} + \left(\frac{D_c}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2y}}{b_j \beta_{y3} f_c} \right) C_{2y} \\ &= \left\{ \frac{1}{\lambda_v} \left(\frac{g_b}{2} - e_y \right) - \frac{1}{2} \frac{C_1 \cos \phi_1}{\lambda_v b_j D_b \beta_{y3} f_c} \right\} C_1 \cos \phi_1 \cdot \lambda_v D_b + \left\{ \frac{1}{\lambda_h} \left(\frac{g_c}{2} - e_x \right) - \frac{1}{2} \frac{C_1 \sin \phi_1}{\lambda_h b_j D_c \beta_{y3} f_c} \right\} C_1 \sin \phi_1 \cdot \lambda_h D_c \\ &\quad + \left(\frac{1 - g_c}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2y}}{b_j D_c \beta_{y3} f_c} \right) C_{2y} D_c + V_c \frac{g_b D_b}{2} + V_b \frac{g_c D_c}{2} \end{aligned}$$

第3項を無視し、すると次のように変形できる。

$$\begin{aligned} M_{jy} &= \left\{ \frac{g_b}{2} + \left(1 - \frac{1}{\lambda_v} \right) \frac{1 - g_b}{2} - \frac{1}{2} \xi_{iy} \beta_{y1} \cos^2 \phi_1 \right\} \left(T_b + \frac{T_h}{2} \right) \cdot \lambda_v D_b \\ &\quad + \left\{ \frac{g_c}{2} + \left(1 - \frac{1}{\lambda_h} \right) \frac{1 - g_c}{2} - \frac{1}{2} \xi_{ic} \beta_{y1} \sin^2 \phi_1 \right\} \left(T_c + \frac{T_m}{2} \right) \cdot \lambda_h D_c \\ &\quad + \left(\frac{1 - \lambda_v}{2} + \lambda_v \xi_{iy} \beta_{y1} \cos^2 \phi_1 \right) V_c D_b + \left(\frac{1 - \lambda_h}{2} + \lambda_h \xi_{ic} \beta_{y1} \sin^2 \phi_1 \right) V_b D_c \end{aligned}$$

梁と柱の主筋の応力の関係を考慮し、以下となる。

$$M_{jy} = \left\{ \frac{g_b + g_c}{2} + \left(1 - \frac{1}{\lambda_v}\right) \frac{1 - g_b}{2} + \left(1 - \frac{1}{\lambda_h}\right) \frac{1 - g_c}{2} - \frac{1}{2} \xi_{iy} \beta_{y1} \right\} \min \left\{ \left(T_{by} + \frac{T_h}{2} \right) \lambda_v D_b, \left(T_{cy} + \frac{T_m}{2} \right) \right. \\ \left. + \left(\frac{1 - \lambda_v}{2} + \frac{1}{1 + R_1^2} \lambda_v \xi_{iy} \beta_{y1} \right) V_c D_b + \left(\frac{1 - \lambda_h}{2} + \frac{1}{1 + 1/R_1^2} \lambda_h \xi_{iy} \beta_{y1} \right) V_b D_c \right\} \quad (6-151)$$

他の形状と同様に次式の形に整理する。

$$M_{jy} = \frac{1}{1 - \frac{1}{2} \left(b \gamma_{jy} \frac{D_b}{H} + c \gamma_{jy} \frac{D_c}{L} \right)} \min ({}_b M_{jy}, {}_c M_{jy}) \quad (6-152)$$

ここに、

$${}_b M_{jy} \equiv \lambda_v \left\{ \left(g - \frac{1}{2} \beta_{y1} \xi_{iy} \right) T_{by} D_b + \frac{1}{4} T_h D_b \right\} \quad (6-153)$$

$$b \gamma_{jy} = \frac{2}{1 + R_1^2} \lambda_v \beta_{y1} \xi_{iy} \quad (6-154)$$

$${}_c M_{jy} \equiv \lambda_h \left\{ \left(g - \frac{1}{2} \beta_{y1} \xi_{iy} \right) T_{cy} D_c + \frac{1}{4} T_m D_c \right\} \quad (6-155)$$

$$c \gamma_{jy} = \frac{2}{1 + 1/R_1^2} \lambda_h \beta_{y1} \xi_{iy} \quad (6-156)$$

ただし、接合部横補強筋および柱中段筋の応力は以下とする。

$$T_h = \min (T_{hy}, E_s a_w \varepsilon_h) \quad (6-157)$$

$$T_m = \min (T_{my}, E_s a_m \varepsilon_m) \quad (6-158)$$

$$\varepsilon_h \equiv \frac{\xi_{iy} D_b \cdot b \cdot \theta_{jy} - \xi_{iy} D_b \cos^2 \phi_1 \cdot \theta_{jy} / 2}{D_c} \cong \frac{1}{1 + 1/R_1^2} \cdot R \xi_{iy} \cdot b \cdot \theta_{jy} = \frac{1}{2} \frac{1}{1 + 1/R_1^2} \left(1 + \frac{1}{2} R_1 \right) \frac{\xi_{iy}}{g - \xi_{ic}} \frac{\lambda_h}{\lambda_v} \varepsilon_y \quad (6-159)$$

$$\varepsilon_m \equiv \frac{\xi_{iy} D_c \cdot c \cdot \theta_{jy} - \xi_{iy} D_c \sin^2 \phi_1 \cdot \theta_{jy} / 2}{D_b} \cong \frac{1}{1 + R_1^2} \cdot \frac{1}{R} \xi_{iy} \cdot c \cdot \theta_{jy} = \frac{1}{2} \frac{1}{1 + R_1^2} \left(1 + \frac{1}{2} \frac{1}{R_1} \right) \frac{\xi_{iy}}{g - \xi_{ic}} \frac{\lambda_v}{\lambda_h} \varepsilon_y \quad (6-160)$$

(2) 閉じる方向

ストラットの向きを梁上端主筋の定着端と梁と柱の入隅部を結ぶ向きとし、接合部横補強筋と柱中段筋の応力を無視すると、梁または柱の主筋の部材端での応力と梁主筋の折り曲げ部での引張力には以下の関係がある。

$$T_a \frac{D_b / \sin \phi_2}{2} \cong T_b \frac{D_b}{2}$$

より

$$T_a = T_b \sin \phi_2 \quad (6-161)$$

また,

$$T_a \frac{D_b / \sin \phi_2}{2} \cong T_c \left(1 - \frac{\lambda_h}{2}\right) D_c$$

より

$$T_a = \frac{2 - \lambda_h}{\lambda_h} T_c \cos \phi_2 \cong \frac{1}{\lambda_h^2} T_c \cos \phi_2 \quad (6-162)$$

したがって、梁または柱の主筋降伏時の梁主筋折り曲げ部の引張力は以下となる。

$$T_a \cong \min \left(T_{by} \sin \phi_2, \frac{1}{\lambda_h^2} T_{cy} \cos \phi_2 \right) \quad (6-163)$$

ここに,

T_a : 梁主筋折り曲げ部の引張力, T_{by} : 梁主筋の降伏強度, T_{cy} : 柱主筋の降伏強度, λ_h : 梁上端筋の水平定着長さ, ϕ_2 : コンクリートストラットの角度 $\cong \tan^{-1} D_b / \lambda_h D_c$ (D_b : 梁せい, D_c : 柱せい)

このとき、斜めストラットの応力は BD 断面の梁側および柱側でそれぞれ

$$C_{c1} = \frac{T_b - T_a \sin \phi_2}{\cos \phi_2} = \frac{1 / \sin \phi_2 - \sin \phi_2}{\cos \phi_2} T_a = \frac{1}{R_2} T_a \quad (6-164)$$

$$C_{c2} = \frac{T_c - T_a \cos \phi_2}{\sin \phi_2} = \frac{\lambda_h^2 - \cos^2 \phi_2}{\sin^2 \phi_2} R_2 T_a = \left\{ 1 + \left(\frac{1}{R_2^2} - \frac{1}{R^2} \right) \right\} \lambda_h R T_a \quad (6-165)$$

ここに,

C_{c1} : 梁側のストラットの幅, C_{c2} : 柱側のストラットの幅, R : 接合部のアスペクト比 $= D_b / D_c$, R_2 : コンクリートストラットの傾き $\cong D_b / \lambda_h D_c$ (D_b : 梁せい, D_c : 柱せい)

梁・柱主筋の定着端の応力の梁端での応力に対する比は以下である。

$$\alpha_b = \frac{T_{ba}}{T_b} \cong \sin \phi_2 \quad (6-166)$$

梁・柱主筋の定着端の応力の梁端・柱端での応力に対する比も簡単のため他の形状の接合部と同様に表されるところと

$$\alpha_c = \frac{T_{ca}}{T_c} \cong \frac{(1-g_c)/2}{\lambda_h g \cdot \sin^2 \phi_2} = \frac{1}{\lambda_h} \frac{1+1/R_2^2}{2} \frac{1-g_c}{g} \quad (6-167)$$

ここに、

T_{ba} : 梁主筋の定着端での引張力, T_{ca} : 柱主筋の定着端での引張力, g_b, g_c : 梁および柱の主筋間距離比, g : 梁と柱の主筋間距離比の平均

接合部内での主筋のひずみ分布は台形分布と仮定すると、主筋の伸びは以下となる。最終的な近似は略算式としてのわかりやすさを優先して行った。

$$\begin{aligned} \Delta L_b &\cong \frac{(T_b + T_{ba})/2}{E_s A_b} \left(\lambda_h - \frac{1-g_c}{2} \right) D_c + \frac{T_b}{E_s A_b} \frac{D_b}{4} \\ &\cong \frac{1+\alpha_b}{2} \left(1 + \frac{1}{2\lambda_h} R \right) \frac{T_{by}}{E_s A_b} \lambda_h D_c \\ &= \frac{1}{2} (1 + \sin \phi_2) \left(1 + \frac{1}{2} R_2 \right)_b \varepsilon_y \lambda_h D_c \end{aligned} \quad (6-168)$$

$$\begin{aligned} \Delta L_c &\cong \frac{(T_c + T_{ca})/2}{E_s A_c} \left(\lambda_v - \frac{1-g_b}{2} \right) D_b + \frac{T_c}{E_s A_c} \frac{D_c}{4} \\ &\cong \frac{1+\alpha_c}{2} \left(1 + \frac{1}{2\lambda_v} \frac{1}{R} \right) \frac{T_{cy}}{E_s A_c} \lambda_v g_b D_b \\ &= \frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{\lambda_h} \frac{1+1/R_2^2}{2} \frac{1-g_c}{g} \right) \left(1 + \frac{1}{2\lambda_v} \frac{1}{R} \right)_c \varepsilon_y \lambda_v g_b D_b \\ &\cong \frac{1}{2} \left(\frac{1+g_c}{2} + \frac{1}{R_2^2} \frac{1-g_c}{2} \right) \left(1 + \frac{1}{2} \frac{1}{R_1} \right)_c \varepsilon_y \lambda_v D_b \\ &\cong \frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{2} \frac{1}{R_1} \right)_c \varepsilon_y \lambda_v D_b \end{aligned} \quad (6-169)$$

ここに、

$\Delta L_b, \Delta L_c$: 梁および柱主筋の伸び, ${}_b \varepsilon_y, {}_c \varepsilon_y$: 梁および柱主筋の降伏ひずみ

よって、部材端の回転角は次のようになる。

$${}_b \theta_{jy} = \frac{\Delta L_b}{(g - \xi_{jy1}) D_b} \cong \frac{1}{2} \frac{1}{g - \xi_{jy1}} \frac{1+1/\sqrt{2}}{R_2} \left(1 + \frac{1}{2} R_2 \right)_b \varepsilon_y \quad (6-170)$$

$${}_c \theta_{jy} = \frac{\Delta L_c}{(g - \xi_{jy2}) D_c} \cong \frac{1}{2} \frac{1}{g - \xi_{jy2}} R_1 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{1}{R_1} \right)_c \varepsilon_y \quad (6-171)$$

ここに、

${}_b \theta_{jy}, {}_c \theta_{jy}$: 接合部パネルのフェースの回転角

ここで、 ξ_{jy} は主筋降伏時の圧縮ストラットの幅の入隅側の接合部パネルの頂点からストラットの中心までの

距離に対する比で以下で表される。

$T_{by} \sin \phi_2 \leq T_{cy} \cos \phi_2 / \lambda_h^2$ であれば

$$\xi_{iy1} = \frac{C_{c1}/b_j \beta_{y1} \beta_{y3} f_c}{D_b \cos \phi_2} = \frac{T_a/R_2}{\beta_{y1} \beta_{y3} b_j D_b \cos \phi_2 \cdot f_c} = \frac{T_{by} \cos \phi_2}{\beta_{y1} \beta_{y3} b_j D_b \cos \phi_2 \cdot f_c} = \frac{1}{R_2} \frac{T_{by}}{\lambda_h b_j D_c \beta_{y1} \beta_{y3} f_c} \quad (6-172)$$

$T_{by} \sin \phi_2 > T_{cy} \cos \phi_2 / \lambda_h^2$ であれば

$$\xi_{iy2} = \frac{C_{c2}/b_j \beta_{y1} \beta_{y3} f_c}{\lambda_h D_c \sin \phi_2} = \left\{ 1 + \left(\frac{1}{R_2^2} - \frac{1}{R^2} \right) \right\} \frac{\lambda_h R T_{cy} \cos \phi_2 / \lambda_h^2}{\lambda_h \beta_{y1} \beta_{y3} b_j D_c \sin \phi_2 \cdot f_c} = \left\{ 1 + \left(\frac{1}{R_2^2} - \frac{1}{R^2} \right) \right\} \frac{R_2 T_{cy}}{b_j D_b \beta_{y1} \beta_{y3} f_c} \quad (6-173)$$

ただし、

$$\beta_{y1} = \frac{2}{3} + \left(\beta_{u1} - \frac{2}{3} \right) \frac{\min(T_{by}, T_{cy} / \lambda_h R)}{T_{bb}} \quad (6-174)$$

$$\beta_{y3} = \frac{3}{4} + \left(\beta_{u3} - \frac{3}{4} \right) \frac{\min(T_{by}, T_{cy} / \lambda_h R)}{T_{bb}} \quad (6-175)$$

他の場合と同様に、梁の主筋の降伏が先行する、つまり、 $T_{by} \sin \phi_1 \leq T_{cy} \cos \phi_2 / \lambda_h^2$ であれば

$$\theta_{jy} = {}_b \theta_{jy} + {}_c \theta_{jy} \frac{{}_b M_{jy}}{{}_c M_{jy}} \quad (6-176)$$

柱主筋の降伏が先行する場合は

$$\theta_{jy} = \frac{{}_c M_{jy}}{{}_b M_{jy}} {}_b \theta_{jy} + {}_c \theta_{jy} \quad (6-177)$$

梁主筋の定着端と入隅部を結ぶ仮想断面上のコンクリートの応力と主筋の応力の関係は、圧縮側の主筋の応力を無視すれば以下となる。

$$T_a \sin \phi_2 + T_h + V_c = C_{2x} \quad (6-178)$$

$$T_a \cos \phi_2 + T_m + V_b = C_{2y} \quad (6-179)$$

このとき、主筋降伏時のモーメントは、

$$\begin{aligned}
M_{jy} &= T_b \frac{g_b D_b}{2} - \left\{ e_x D_c \sin \phi_2 + \frac{1}{2} \frac{C_{c1}}{b_j \beta_{y3} f_c} \right\} C_{c1} + \left\{ \frac{D_b}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2x}}{b_j \beta_{y3} f_c} \right\} C_{2x} + \left\{ \frac{D_c}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{2y}}{b_j \beta_{y3} f_c} \right\} C_{2y} \\
&= T_b \frac{g_b D_b}{2} + (T_{ah} + T_h) \frac{D_b}{2} + (T_{av} + T_m) \left(\frac{1}{2} - e \right) D_c - \frac{1}{2} \frac{C_{c1}^2}{b_j \beta_{y3} f_c} - \frac{1}{2} \frac{T_{ah}^2}{b_j \beta_{y3} f_c} - \frac{1}{2} \frac{T_{av}^2}{b_j \beta_{y3} f_c} \\
&\quad + \left(\frac{1}{2} - \frac{T_{ah}}{b_j D_b \beta_{y3} f_c} \right) V_c D_b + \left(\frac{1}{2} - \frac{T_{av}}{b_j D_c \beta_{y3} f_c} \right) V_b D_c \\
&\cong (T_a / \sin \phi_2) \frac{1 + g_b}{2} D_b + T_h \frac{D_b}{2} + T_m \frac{\lambda_h D_c}{2} - \frac{1}{2} \left(1 + \frac{1}{R_2^2} \right) \frac{T_a^2}{b_j \beta_{y3} f_c} \\
&\quad + \left(\frac{1}{2} - \frac{T_{ah}}{b_j D_b \beta_{y3} f_c} \right) V_c D_b + \left(\frac{1}{2} - \frac{T_{av}}{b_j D_c \beta_{y3} f_c} \right) V_b D_c \\
&\cong \left(\frac{1 + g_b}{2} - \frac{1}{2} \frac{T_a / \sin \phi_2}{b_j D_b \beta_{y3} f_c} \right) (T_a / \sin \phi_2) D_b + T_h \frac{D_b}{2} + T_m \frac{\lambda_h D_c}{2} \\
&\quad + \left(\frac{1}{2} - \frac{T_a \sin \phi_2}{b_j D_b \beta_{y3} f_c} \right) V_c D_b + \left(\frac{1}{2} - \frac{T_a \cos \phi_2}{b_j D_c \beta_{y3} f_c} \right) V_b D_c
\end{aligned}$$

よって、

$$\begin{aligned}
M_{jy} &= \left(\frac{1 + g_b}{2} - \frac{1}{2} \xi_{iy} \beta_{y1} \right) \min \left(T_{by} D_b, \frac{1}{\lambda_h} T_{cy} D_c \right) + T_h \frac{D_b}{2} + T_m \frac{\lambda_h D_c}{2} \\
&\quad + \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{1 + 1/R_2^2} \xi_{iy} \beta_{y1} \right) V_c D_b + \left(\frac{1}{2} - \frac{\lambda_h}{1 + 1/R_2^2} \xi_{iy} \beta_{y1} \right) V_b D_c
\end{aligned} \tag{6-180}$$

他の形状と同様に次式の形に整理する。

$$M_{jy} = \frac{1}{1 - \frac{1}{2} \left({}^b \gamma_{jy} \frac{D_b}{H} + {}^c \gamma_{jy} \frac{D_c}{L} \right)} \min({}^b M_{jy}, {}^c M_{jy}) \tag{6-181}$$

ここに、

$${}^b M_{jy} \cong \left(\frac{1 + g_b}{2} - \frac{1}{2} \xi_{iy1} \beta_{y1} \right) T_{by} D_b + \frac{1}{2} T_h D_b \tag{6-182}$$

$${}^b \gamma_{jy} = 2 \left(1 - \frac{2}{1 + 1/R_2^2} \xi_{iy1} \beta_{y1} \right) \tag{6-183}$$

$${}^c M_{jy} \cong \frac{1}{\lambda_h} \left(\frac{1 + g_b}{2} - \frac{1}{2} \xi_{iy1} \beta_{y1} \right) T_{cy} D_c + \frac{1}{2} T_m \lambda_h D_c \tag{6-184}$$

$${}^c \gamma_{jy} = 2 \left(1 - \frac{2\lambda_h}{1 + 1/R_2^2} \xi_{iy1} \beta_{y1} \right) \tag{6-185}$$

ただし、接合部横補強筋および柱中段筋の応力は以下とする。

$$T_h = \min(T_{hy}, E_s a_w \varepsilon_h) \quad (6-186)$$

$$T_m = \min(T_{my}, E_s a_m \varepsilon_m) \quad (6-187)$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_h &\cong \frac{\xi_{iy} D_b \cdot b \cdot \theta_{jy} - \xi_{iy} D_b \cos^2 \phi_2 \cdot \theta_{jy} / 2}{D_c} \\ &\cong \frac{1}{1 + 1/R_2^2} \cdot R \xi_{iy} \cdot b \cdot \theta_{jy} \end{aligned} \quad (6-188)$$

$$\begin{aligned} &= \frac{1 + 1/\sqrt{2}}{2} \frac{1}{1 + 1/R_2^2} \frac{\xi_{iy}}{g - \xi_{iy1}} \left(1 + \frac{1}{2} R_2\right) \lambda_{hb} \varepsilon_y \\ \varepsilon_m &\cong \frac{\xi_{iy} D_c \cdot c \cdot \theta_{jy} - \xi_{iy} D_c \sin^2 \phi_2 \cdot \theta_{jy} / 2}{D_b} \\ &\cong \frac{1}{1 + R_2^2} \cdot \frac{1}{R} \xi_{iy} \cdot c \cdot \theta_{jy} \end{aligned} \quad (6-189)$$

$$\cong \frac{1}{2} \frac{1}{1 + R_2^2} \frac{\xi_{iy}}{g - \xi_{iy2}} \left(1 + \frac{1}{2} \frac{1}{R_2}\right) \lambda_{vc} \varepsilon_y$$

6.4.4 接合部内での主筋降伏時の算定式

前項までをまとめて示すと以下のようになる。

柱梁接合部内で梁または柱の主筋が降伏するときのモーメントは以下により算定する。

$$\sum M_{jy} = \frac{1}{1 - \frac{1}{2} \left(b \gamma_{jy} \frac{D_b}{H} + c \gamma_{jy} \frac{D_c}{L} \right)} \min(\sum_b M_{jy}, \sum_c M_{jy}) \quad (6-190)$$

L形接合部の閉じる方向以外：

$${}_b M_{jy} = \left(g - \frac{1}{2} \beta_{y1} \xi_{iy} \right) T_{by} D_{jv} + \frac{1}{4} T_h D_{jv} \quad (6-191)$$

$${}_b \gamma_{jy} = \begin{cases} g_b + \frac{2\lambda_v}{1 + R_1^2} \beta_{y1} \xi_{iy} & (\text{L形接合部以外}) \\ \frac{2\lambda_v}{1 + R_1^2} \beta_{y1} \xi_{iy} & (\text{L形接合部の開く方向}) \end{cases} \quad (6-192)$$

$${}_c M_{jy} = \left(g - \frac{1}{2} \beta_{y1} \xi_{iy} \right) \left(T_{cy} + \frac{N_c}{2} \right) D_{jh} + \frac{1}{4} T_m D_{jh} \quad (6-193)$$

$${}_c \gamma_{jy} = \begin{cases} g_c + \frac{2\lambda_h}{1 + 1/R_1^2} \beta_{y1} \xi_{iy} & (\text{L形接合部以外}) \\ \frac{2\lambda_h}{1 + 1/R_1^2} \beta_{y1} \xi_{iy} & (\text{L形接合部の開く方向}) \end{cases} \quad (6-194)$$

L形接合部の閉じる方向：

$${}_b M_{jy} = \left(\frac{1 + g_b}{2} - \frac{1}{2} \xi_{iy1} \beta_{y1} \right) T_{by} D_b + \frac{1}{2} T_h D_b \quad (6-195)$$

$${}_b\gamma_{jy} = 2 \left(1 - \frac{2}{1 + 1/R_2^2} \xi_{iy1} \beta_{y1} \right) \quad (6-196)$$

$${}_cM_{jy} = \frac{1}{\lambda_h^2} \left(\frac{1 + g_b}{2} - \frac{1}{2} \xi_{iy1} \beta_{y1} \right) T_{cy} D_{jh} + \frac{1}{2} T_m D_{jh} \quad (6-197)$$

$${}_c\gamma_{jy} = 2 \left(1 - \frac{2\lambda_h}{1 + 1/R_2^2} \xi_{iy1} \beta_{y1} \right) \quad (6-198)$$

このときの接合部の変形角は以下による。

$$\theta_{jy} = \begin{cases} {}_b\theta_{jy} + {}_c\theta_{jy} \frac{{}_bM_{jy}}{{}_cM_{jy}} & ({}_bM_{jy} \leq {}_cM_{jy}) \\ \frac{{}_cM_{jy}}{{}_bM_{jy}} {}_b\theta_{jy} + {}_c\theta_{jy} & ({}_bM_{jy} > {}_cM_{jy}) \end{cases} \quad (6-199)$$

L形接合部の閉じる方向以外：

$$\text{梁端の回転角 } {}_b\theta_{jy} = \frac{1}{2} \frac{1}{g - \xi_{iy}} \frac{1}{R_1} \left(1 + \frac{1}{2} R_1 \right) {}_b\varepsilon_y \quad (6-200)$$

$$\text{柱端の回転角 } {}_c\theta_{jy} = \frac{1}{2} \frac{1}{g - \xi_{iy}} R_1 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{1}{R_1} \right) {}_c\varepsilon_y \quad (6-201)$$

L形接合部の閉じる方向：

$$\text{梁端の回転角 } {}_b\theta_{jy} = \frac{1}{2} \frac{1}{g - \xi_{iy1}} \frac{1 + 1/\sqrt{2}}{R_2} \left(1 + \frac{1}{2} R_2 \right) {}_b\varepsilon_y \quad (6-202)$$

$$\text{柱端の回転角 } {}_c\theta_{jy} = \frac{1}{2} \frac{1}{g - \xi_{iy2}} R_1 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{1}{R_1} \right) {}_c\varepsilon_y \quad (6-203)$$

ここに、

T_{by} ：梁の引張主筋の降伏強度 = ${}_b a_t \cdot {}_b f_y$

T_{cy} ：柱の引張主筋の降伏強度 = ${}_c a_t \cdot {}_c f_y$

N_c ：柱の軸力

T_h ：接合部横補強筋の引張力で以下による

$$T_h = \min(T_{hy}, E_s a_w \varepsilon_h) \quad (6-204)$$

$$\varepsilon_h = \frac{m_b}{1 + 1/R_1^2} \cdot R \xi_{iy} \cdot {}_b\theta_{jy} \quad (6-205)$$

T_{hy} ：接合部横補強筋の降伏強度

T_m ：柱中段筋の引張力で以下による

$$T_m = \min(T_{my}, E_s a_m \varepsilon_m) \quad (6-206)$$

$$\varepsilon_m = \frac{m_c}{1 + R_1^2} \cdot \frac{1}{R} \xi_{iy} \cdot {}_c\theta_{jy} \quad (6-207)$$

T_{my} ：柱中段筋の降伏強度

E_s ：鉄筋のヤング率

R ：接合部パネルのアスペクト比 = D_b/D_c

R_1 : 斜めストラットの傾き = $\lambda_v D_b / \lambda_h D_c$

D_{jh} : 柱梁接合部の水平方向の有効せいで、十字形接合部、T形接合部では柱せい、ト形接合部、L形接合部では梁主筋の水平定着長さとする

D_{jv} : 柱梁接合部の鉛直方向の有効せいで、十字形接合部、ト形接合部では梁せい、T形接合部、L形接合部では柱主筋の鉛直定着長さとする

λ_h : 梁主筋の水平定着長さの柱せいに対する比、十字形接合部およびT形接合部の通し配筋された梁主筋の場合は1とする。

λ_v : 柱主筋の鉛直定着長さの梁せいに対する比、十字形接合部およびト形接合部の通し配筋された柱主筋の場合は1とする。

D_c : 柱せい

D_b : 梁せい

L : 梁スパン

H : 柱スパン

g_c : 柱の主筋間距離比

g_b : 梁の主筋間距離比

g : 梁と柱の主筋間距離比の平均 = $(g_b + g_c)/2$

m_b : 柱梁接合部に接続する梁の数

m_c : 柱梁接合部に接続する柱の数

ξ_{iy} : コンクリートストラットの幅を表す係数で以下による。

$$\xi_{iy} = \left(R_1 + \frac{1}{R_1} \right) \times \min \left(\frac{m_b}{\min(m_b, m_c)} \frac{T_{by}}{b_j D_{jh} \beta_{y1} \beta_{y3} f_c}, \frac{m_c}{\min(m_b, m_c)} \frac{T_{cy} + N_c/2}{b_j D_{jv} \beta_{y1} \beta_{y3} f_c} \right) \quad (6-208)$$

ξ_{iy1} , ξ_{iy2} : L形接合部の閉じる方向についてのコンクリートストラットの幅を表す係数で以下による。

$$\xi_{iy1} = \frac{T_{by}/R_2}{b_j D_{jh} \beta_{y1} \beta_{y3} f_c} \quad (6-209)$$

$$\xi_{iy2} = \left(1 - \frac{1 - \lambda_h^2}{R^2} \right) \frac{R_2 T_{cy}}{b_j D_{jv} \beta_{y1} \beta_{y3} f_c} \quad (6-210)$$

β_{y1} , β_{y3} : 降伏時のコンクリートストレスブロックの形状を表す係数で以下による

$$\beta_{y1} = \frac{2}{3} + \left(\beta_{u1} - \frac{2}{3} \right) \cdot \min \left(\frac{T_{by} + T_{hy}/2}{T_{bb}}, \frac{T_{cy} + (T_{my} + N_c)/2}{T_{cb} + N_c/2}, 1 \right) \quad (6-211)$$

$$\beta_{y3} = \frac{3}{4} + \left(\beta_{u3} - \frac{3}{4} \right) \cdot \min \left(\frac{T_{by} + T_{hy}/2}{T_{bb}}, \frac{T_{cy} + (T_{my} + N_c)/2}{T_{cb} + N_c/2}, 1 \right) \quad (6-212)$$

β_{u1} , β_{u3} : 終局時のコンクリートストレスブロックの形状を表す係数でACI規準に従う

T_{bb} , T_{cb} : 梁および柱の釣り合い鉄筋量で6.7節による。

6.4.5 算定式の精度

(1) 柱梁強度比が小さい柱梁接合部部分架構の実験との比較

図 6-19～図 6-28 に柱梁接合部部分架構の水平加力実験（A1 参照）における接合部斜めひび割れ発生時の接合部のモーメントと変形角と計算値を比較して示す。また、図中の実線は柱梁接合部内で主筋が降伏するときの計算値、破線は梁または柱端で主筋が降伏するときのうち小さい方の計算値である。

降伏モーメントはいずれの変動因子に対しても、計算値はおおむね実験値の傾向をとらえている。ただし、梁せいが柱せいに対して 2 のト形接合部である P シリーズの試験体に対しては降伏モーメントの計算値は実験値に対して過小評価となった。

降伏時の変形角は、ばらつきが大きい計算値はおおむね各変動因子による影響をとらえている。ただし、主筋量が大きくなると式(6-202)等の分母が急速に大きくなり、計算される変形角が大きくなってしまっている。

(2) 実験データベースの実験結果との比較

主筋降伏時のモーメントについて、既往の実験データベース（A2 参照）の実験結果との比較を行う。実験データベースの試験体の適用にあたっては、ひび割れ時と同様に鉄筋とコンクリートのヤング率は文献の値によらず設定した。

実験値の計算値に対する比を表 6-3 に、実験値と計算値の関係を図 6-17 に示す。図 6-17 の実験値および計算値は梁端および柱端での梁、柱の降伏モーメント時に対する比で示してあり、図中の実線が計算値と実験値が一致する場合を示している。また、表中の値は計算上、接合部内での降伏モーメントが梁、柱の降伏モーメントより小さい試験体についての値である。なお、T 形および L 形接合部試験体については、条件に該当する試験体がデータベース中になかった。

降伏時の層せん断力等が報告されている試験体のほとんどで降伏時のモーメントは梁または柱の降伏時のモーメントより小さく、柱梁接合部に起因して降伏モーメントが低下していると考えられる。表に示したように降伏モーメントの計算値に対する実験値の比は 1 に近く、推定精度は高い。ただし、十字形接合部ではややばらつきが大きかった。

表 6-3 降伏モーメントの算定精度

	十字形	ト形	T形	L形	
				開く方向	閉じる方向
試験体数（正負別）	178	53	0	0	0
平均	1.05	1.08	—	—	—
最大	2.03	1.33	—	—	—
最小	0.70	0.92	—	—	—
標準偏差	0.17	0.11	—	—	—

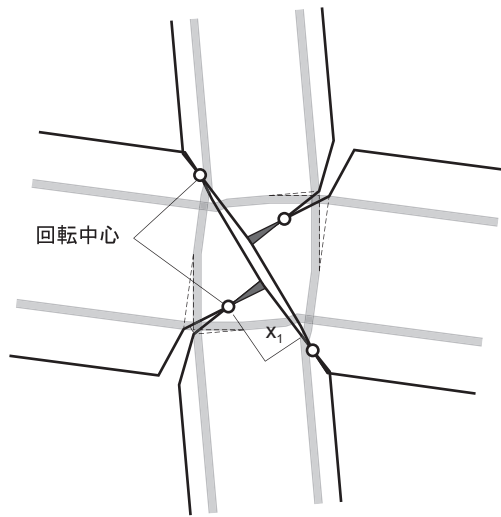


図 6-18 柱梁接合部の変形機構

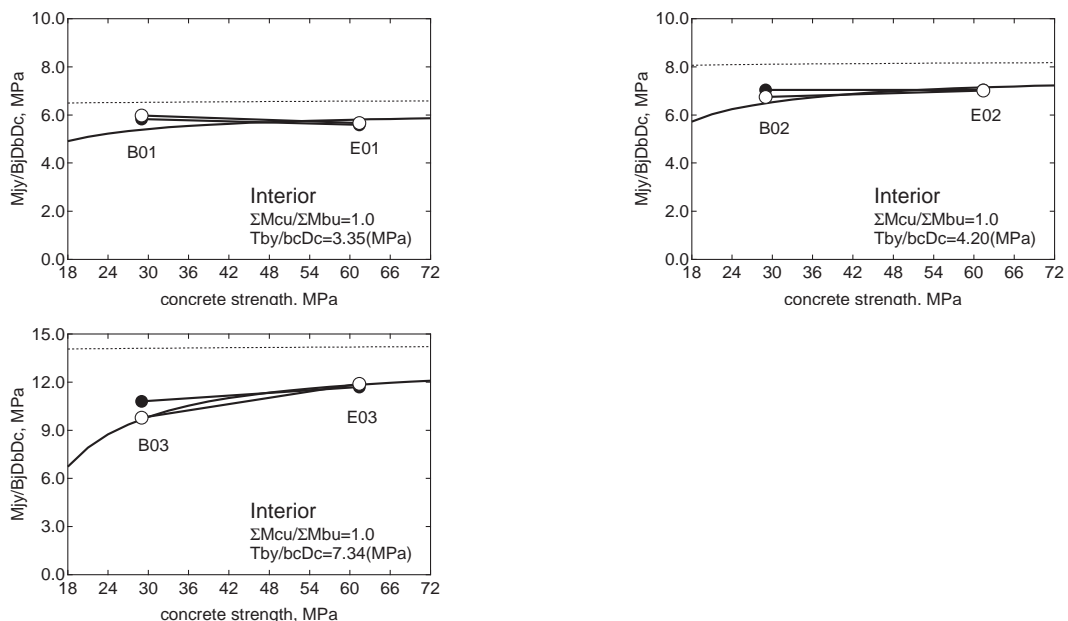


図 6-19 降伏モーメントの実験値と計算値 (コンクリート強度の影響)

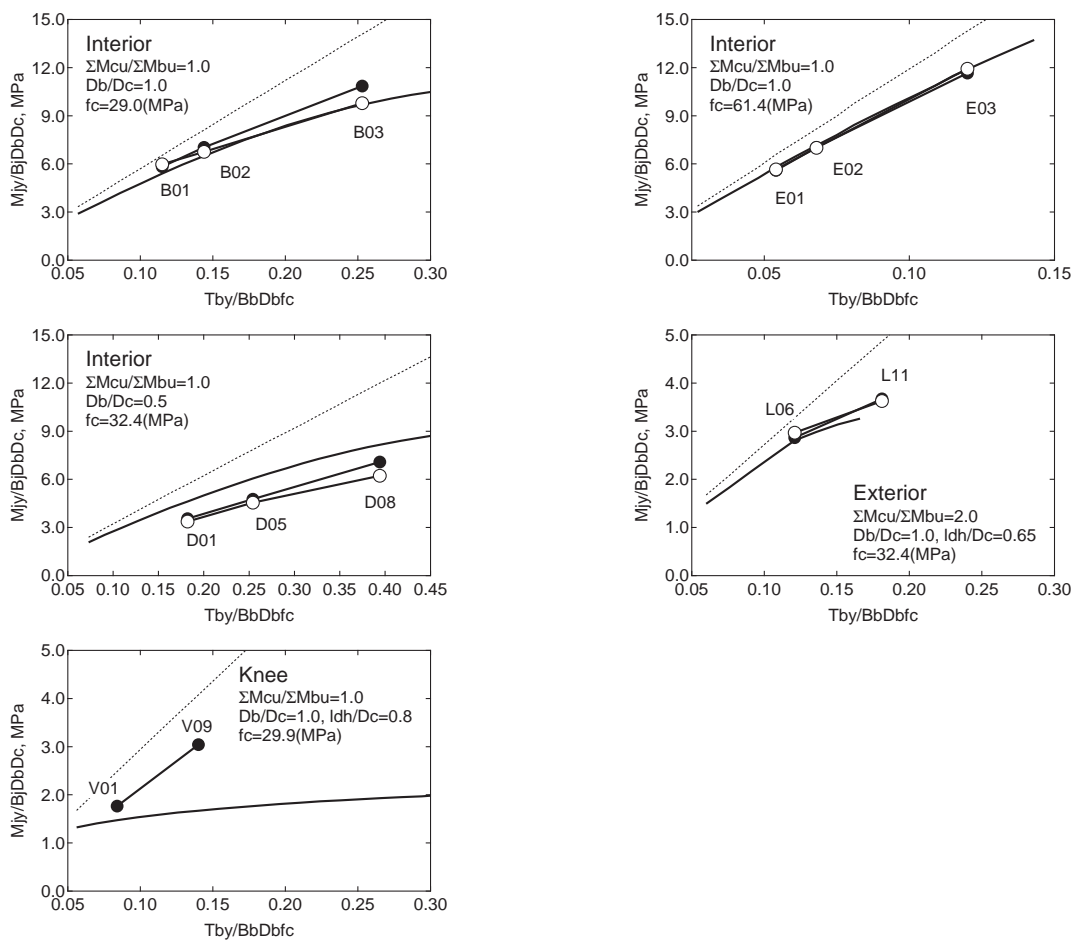


図 6-20 降伏モーメントの実験値と計算値 (主筋量の影響)

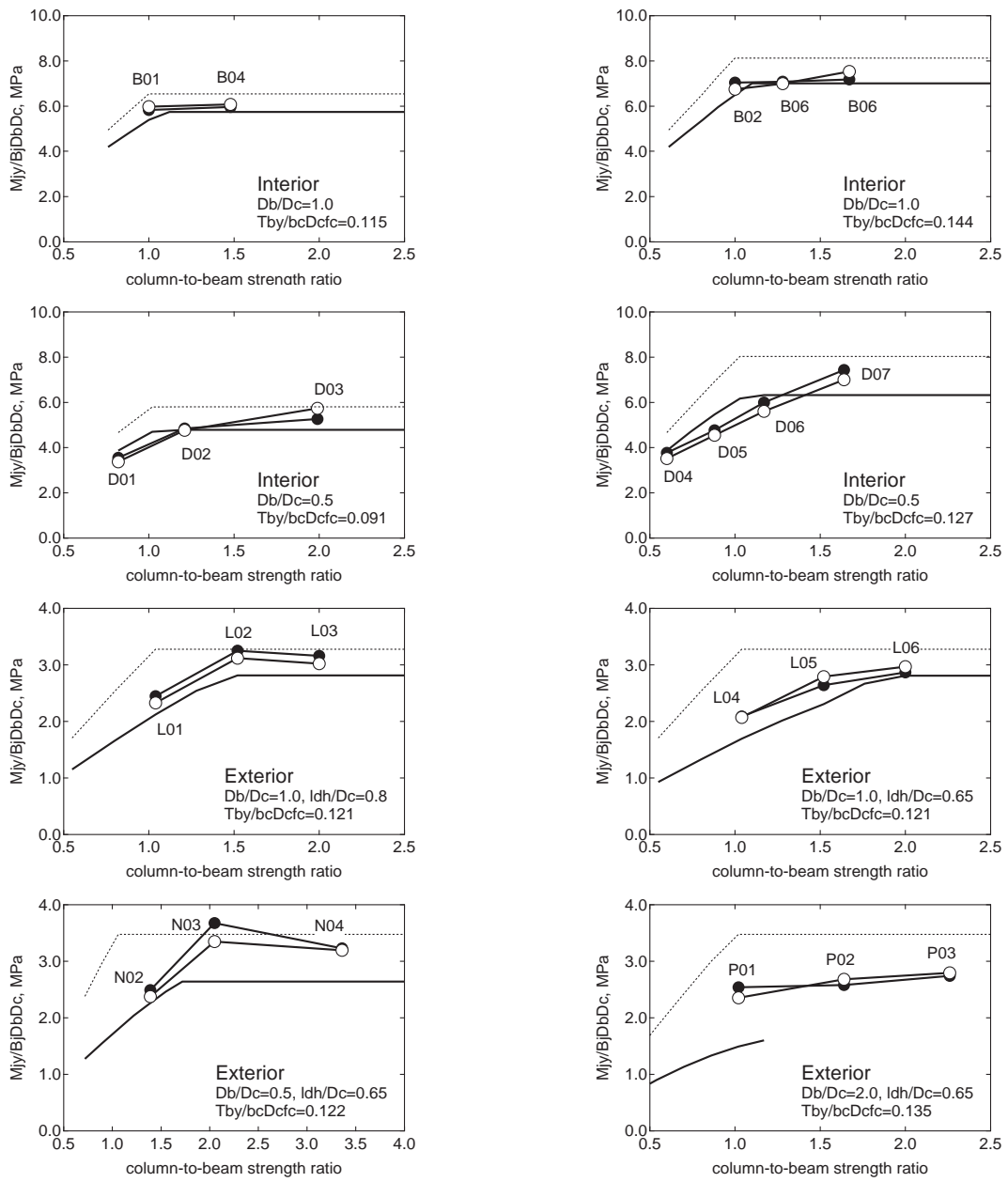


図 6-21 降伏モーメントの実験値と計算値（柱梁強度比の影響）

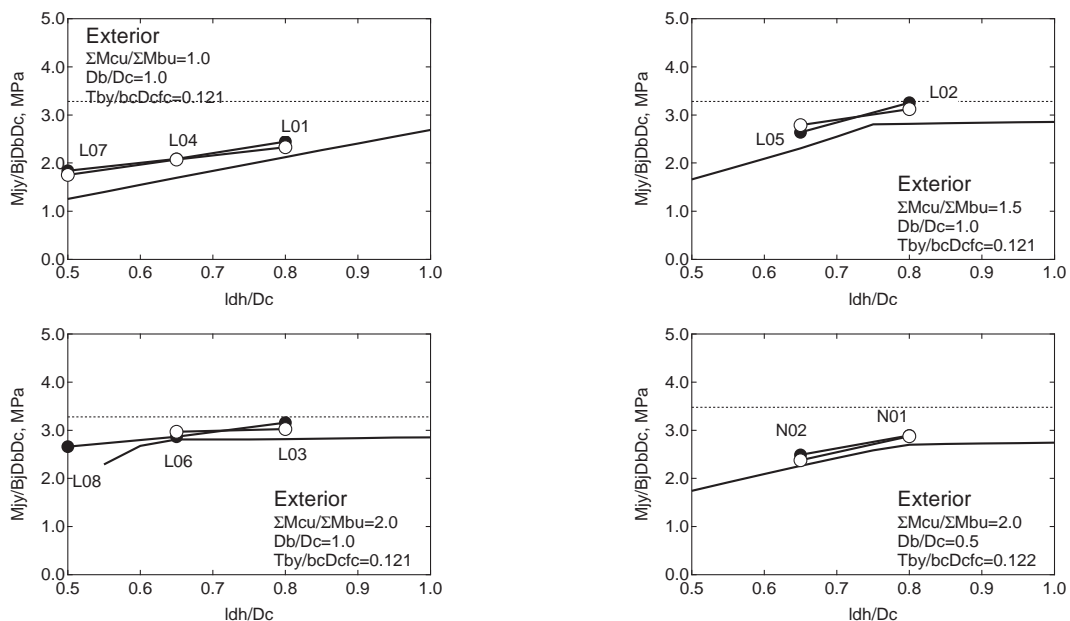


図 6-22 降伏モーメントの実験値と計算値 (主筋定着長さの影響)

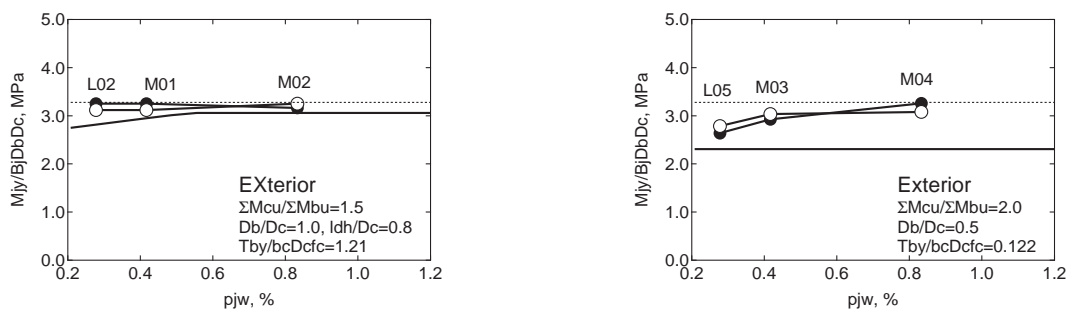


図 6-23 降伏モーメントの実験値と計算値 (横補強筋量の影響)

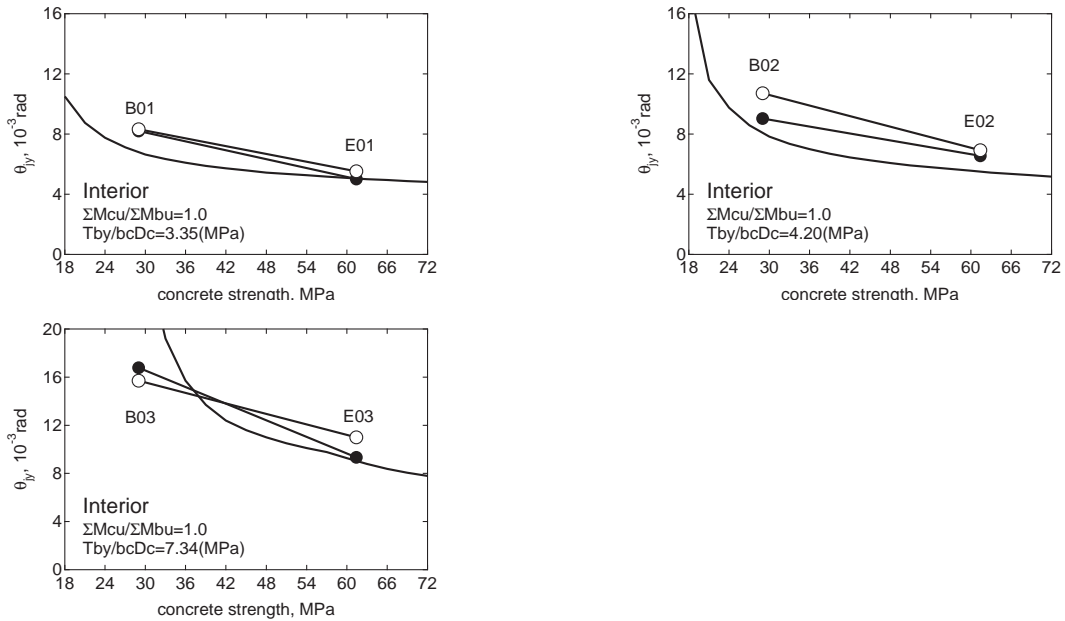


図 6-24 主筋降伏時変形角の実験値と計算値（コンクリート強度の影響）

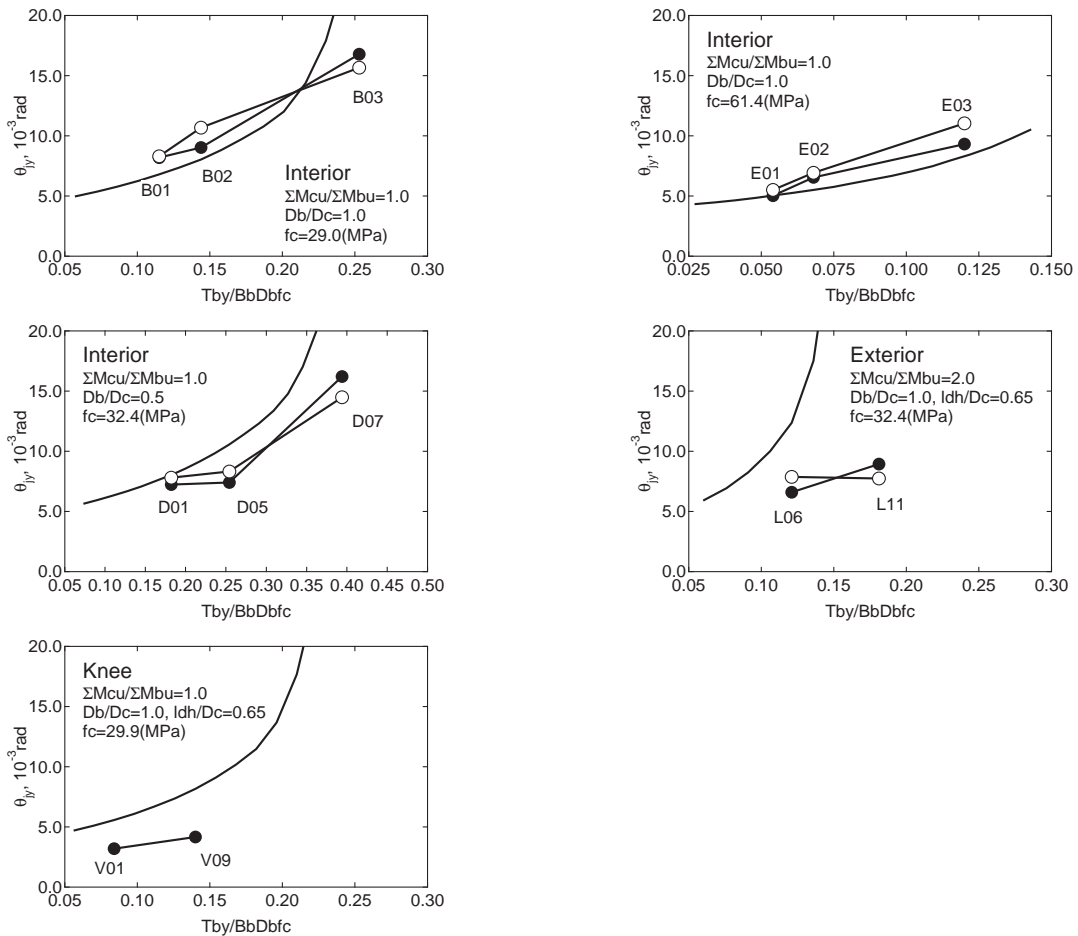


図 6-25 主筋降伏時変形角の実験値と計算値（主筋量の影響）

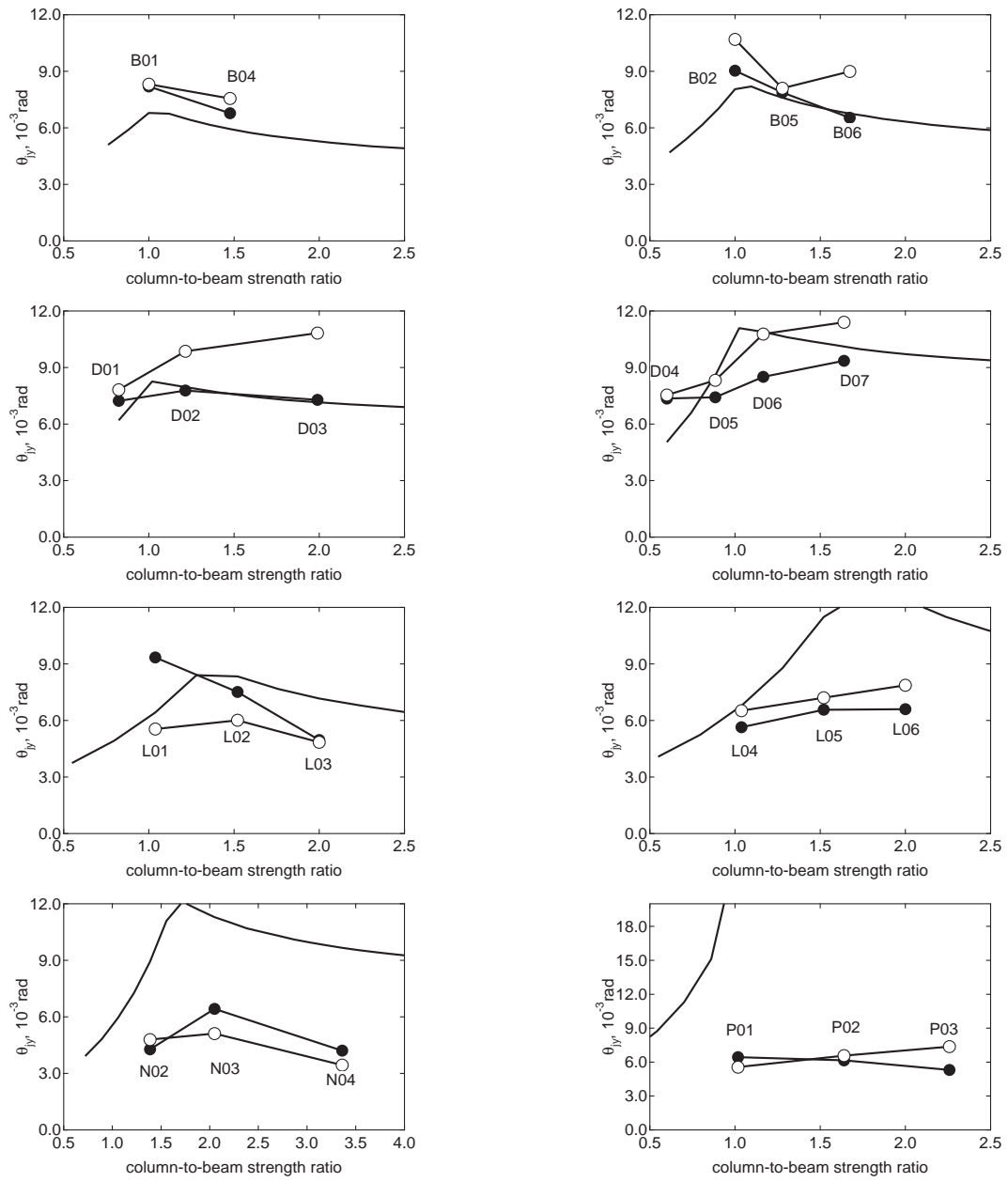


图 6-26 主筋降伏時変形角の実験値と計算値（柱梁強度比の影響）

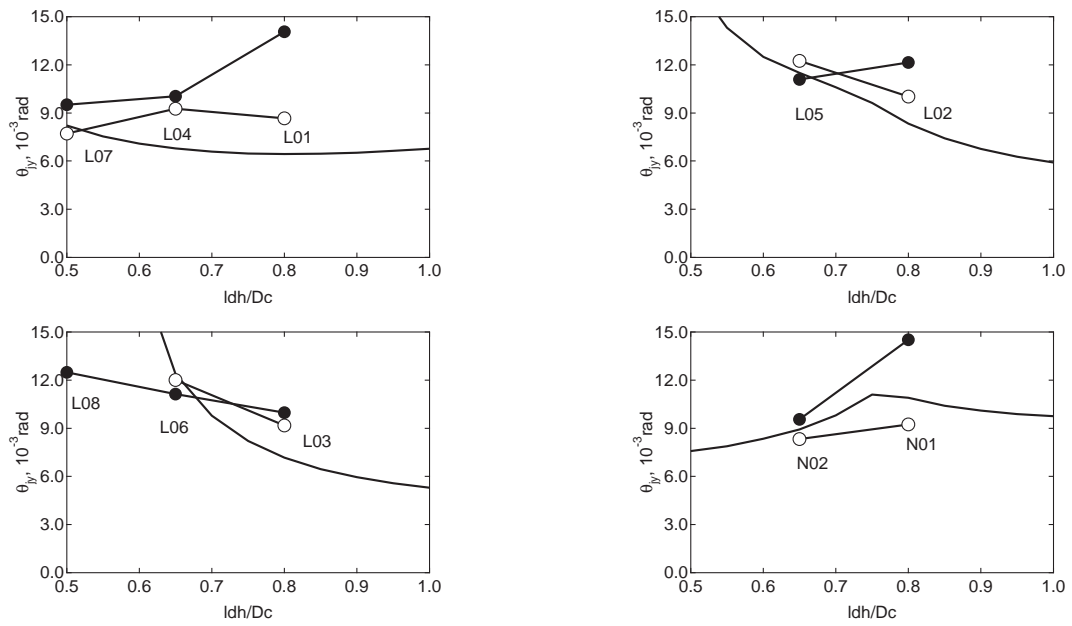


図 6-27 主筋降伏時変形角の実験値と計算値（主筋定着長さの影響）

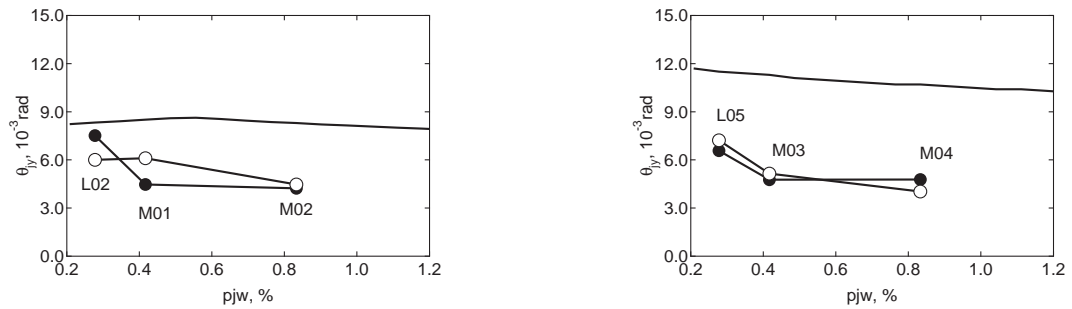
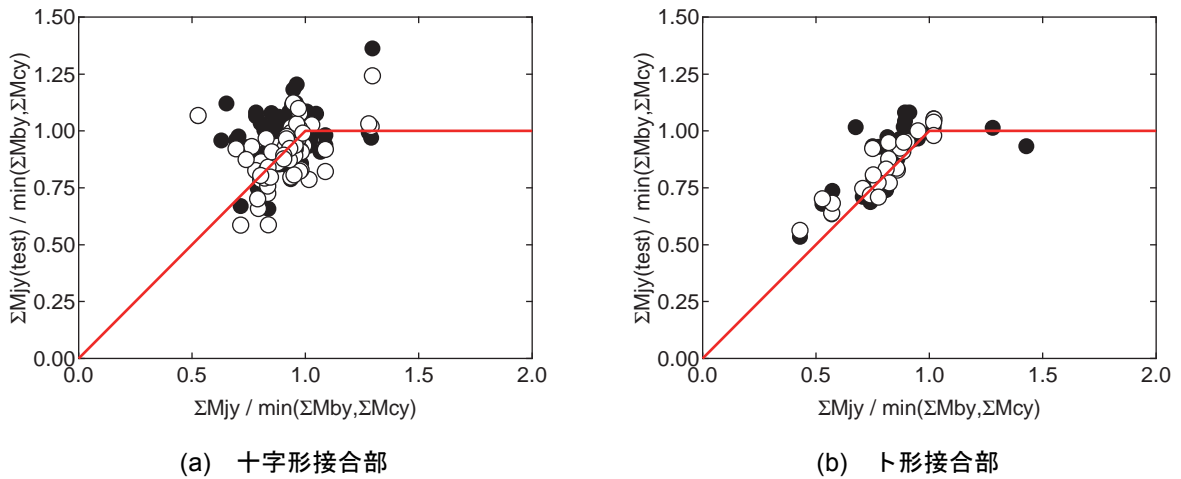


図 6-28 主筋降伏時変形角の実験値と計算値（横補強筋量の影響）



(a) 十字形接合部

(b) ト形接合部

図 6-29 降伏モーメントの実験値と計算値

6.5 終局モーメント時

6.5.1 十字形接合部

終局時のコンクリートストラットの応力の大きさと向きは梁・柱の主筋量によって、すなわち柱梁強度比によって変わる。つまり梁主筋が降伏する場合、降伏後の変形の増大にともない柱主筋の応力も増大し、ストラットの向きは降伏時に想定した対角線方向から鉛直方向に近くなるように変化する。

ここでは簡単のため接合部の変形角を求める際のストラットの向きと幅は降伏時に準じるものとし、水平成分、鉛直成分別に求める。

終局時には接合部横補強筋と柱の中段筋は降伏しているとすれば、終局時のコンクリートストラットの応力の大きさは以下となる。

$$C_{1h} = \frac{T_b + T_{hy}/2}{\cos \phi} \quad (6-213)$$

$$C_{1v} = \frac{T_c + (N_c + T_{my})/2}{\sin \phi} \quad (6-214)$$

ここに、

C_{1h} ：水平方向の鉄筋の応力に釣り合う斜めストラットの応力、 C_{1v} ：鉛直方向の鉄筋の応力に釣り合う斜めストラットの応力、 T_b 、 T_c ：梁および柱主筋の引張力、 N_c ：柱の軸力、 T_{hy} ：接合部横補強筋の降伏強度、 T_{my} ：柱中段筋の降伏強度、 ϕ ：斜めストラットの角度 = $\tan^{-1} D_b/D_c$

ただし、主筋の引張力は釣り合い鉄筋量以下であるから

$$T_b = \min(T_{by}, T_{bb}) \quad (6-215)$$

$$T_c = \min(T_{cy}, T_{cb}) \quad (6-216)$$

ここに、

T_{by} 、 T_{cy} ：梁および柱主筋の降伏強度、 T_{bb} 、 T_{cb} ：梁および柱の限界補強量

このとき、ストラットの幅は以下のようになる。

$${}^h \xi_{iu} = \frac{x_{iu}}{D_b \cos \phi} = \frac{C_{1h}}{\beta_{u1} \beta_{u3} b_j D_b \cos \phi \cdot f_c} = \left(R + \frac{1}{R} \right) \frac{T_b + T_{hy}/2}{b_j D_c \beta_{u1} \beta_{u3} f_c} \quad (6-217)$$

$${}^v \xi_{iu} = \frac{C_{1v}}{\beta_{u1} \beta_{u3} b_j D_b \cos \phi \cdot f_c} = \left(R + \frac{1}{R} \right) \frac{T_c + (N_c + T_{my})/2}{b_j D_b \beta_{u1} \beta_{u3} f_c} \quad (6-218)$$

ここに、

b_j ：接合部の有効幅、 D_b 、 D_c ：梁および柱のせい、 f_c ：コンクリートの圧縮強度、 R ：斜めストラットの傾きで接合部アスペクト比に等しい、 β_{u1} 、 β_{u3} ：コンクリートストレスブロックの形状を表す係数でACI規準による

終局モーメントに達するときには接合部の両端で主筋のひずみは降伏ひずみに達しているとする。主筋の伸びは梁・柱からの主筋の抜け出しを考慮すると以下となる。

$$\Delta L_b \cong \frac{(T_b + T_{b2})/2}{E_s A_b} g_c D_c + \frac{T_b}{E_s A_b} \frac{D_b}{4} + \frac{T_{b2}}{E_s A_b} \frac{D_b}{4} \cong \left(1 + \frac{1}{2}R\right)_b \varepsilon_y g_c D_c \quad (6-219)$$

$$\Delta L_c \cong \frac{(T_c + T_{c2})/2}{E_s A_c} g_b D_b + \frac{T_c}{E_s A_c} \frac{D_c}{4} + \frac{T_{c2}}{E_s A_c} \frac{D_c}{4} \cong \left(1 + \frac{1}{2}R\right)_c \varepsilon_y g_b D_c \quad (6-220)$$

ここに、

ΔL_b , ΔL_c : 梁および柱主筋の伸び, T_{b2} , T_{c2} : 梁および柱の圧縮側の主筋の引張力, E_s : 鉄筋のヤング率, A_b , A_c : 梁および柱の引張主筋の断面積, $b\varepsilon_y$, $c\varepsilon_y$: 梁および柱主筋の降伏ひずみ, g_b , g_c : 梁および柱の主筋間距離比, g : 梁と柱の主筋間距離比の平均 = $(g_b + g_c)/2$

主筋の伸びと適合する部材端の回転角は降伏時と同様に

$${}_b\theta_{ju} = \frac{\Delta L_b}{(g - {}_h\xi_{iu})D_b} \cong \frac{g_c}{g - {}_h\xi_{iu}} \frac{1}{R} \left(1 + \frac{1}{2}R\right)_b \varepsilon_y \quad (6-221)$$

$${}_c\theta_{ju} = \frac{\Delta L_c}{(g - {}_v\xi_{iu})D_c} = \frac{g}{g - {}_v\xi_{iu}} R \left(1 + \frac{1}{2}R\right)_c \varepsilon_y \quad (6-222)$$

これらを用いて接合部の終局時の変形角は次のようになる。

$$\theta_{ju} = {}_b\theta_{ju} + {}_c\theta_{ju} \quad (6-223)$$

終局モーメント時の圧縮側の主筋の応力は終局モーメントが最大となる場合の応力とすると、接合部の終局モーメントは3章に示したように次のようになる。

$$\begin{aligned} M_{ju} = & \frac{1}{2} \left\{ \left(g_b - \frac{T_b + T_{hy}/2}{b_j D_b \beta_{u3} f_c} \right) \left(T_b + \frac{T_{hy}}{2} \right) D_b + \frac{1}{4} (1 - g_b)^2 b_b D_b^2 \beta_3 f_c \right\} \\ & + \frac{1}{2} \left\{ \left(g_c - \frac{T_c + (N_c + T_{my})/2}{b_j D_c \beta_{u3} f_c} \right) \left(T_c + \frac{N_c + T_{my}}{2} \right) D_c + \frac{1}{4} (1 - g_c)^2 b_b D_c^2 \beta_3 f_c \right\} \\ & + \frac{1}{2} \left\{ g_b + 2 \frac{T_{by} + T_{hy}/2}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right\} \frac{V_c}{2} D_b + \frac{1}{2} \left\{ g_c + 2 \frac{T_{cy} + (N_c + T_{my})/2}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} \frac{V_b}{2} D_c \\ = & \frac{1}{2} \left\{ \left(g_b - \frac{1}{1 + R^2} {}_h\xi_{iu} \beta_{u1} \right) \left(T_b + \frac{T_{hy}}{2} \right) D_b + \frac{1}{4} (1 - g_b)^2 b_b D_b^2 \beta_3 f_c \right\} \\ & + \frac{1}{2} \left\{ \left(g_c - \frac{1}{1 + 1/R^2} {}_v\xi_{iu} \beta_{u1} \right) \left(T_c + \frac{N_c + T_{my}}{2} \right) D_c + \frac{1}{4} (1 - g_c)^2 b_b D_c^2 \beta_3 f_c \right\} \\ & + \frac{1}{2} \left\{ g_b + \frac{2}{1 + R^2} {}_h\xi_{iu} \beta_{u1} \right\} \frac{V_c}{2} D_b + \frac{1}{2} \left\{ g_c + \frac{2}{1 + 1/R^2} {}_v\xi_{iu} \beta_{u1} \right\} \frac{V_b}{2} D_c \end{aligned} \quad (6-224)$$

ここで、

$$T_b + \frac{T_{hy}}{2} \leq \frac{1}{1+R^2} \xi_{ib} b_j D_b \beta_{u1} \beta_{u3} f_c \cong \frac{1}{1+R^2} \frac{g}{2} b_j D_b \beta_{u3} f_c \quad (6-225)$$

$$T_c + \frac{N_c + T_{my}}{2} \leq \frac{1}{1+1/R^2} \xi_{ib} b_j D_c \beta_{u1} \beta_{u3} f_c \cong \frac{1}{1+1/R^2} \frac{g}{2} b_j D_b \beta_{u3} f_c \quad (6-226)$$

であるから、

$$\begin{aligned} M_{ju} &\leq \frac{1}{2} \left\{ \left(1 + \frac{b_b}{b_j} \frac{1+R^2}{2} \left(\frac{1-g_b}{g_b} \right)^2 \right) g_b - \frac{1}{1+R^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \right\} \left(T_b + \frac{T_{hy}}{2} \right) D_b \\ &\quad + \frac{1}{2} \left\{ \left(1 + \frac{b_b}{b_j} \frac{1+1/R^2}{2} \left(\frac{1-g_c}{g_c} \right)^2 \right) g_c - \frac{1}{1+1/R^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \right\} \left(T_c + \frac{N_c + T_{my}}{2} \right) D_c \\ &\quad + \frac{1}{2} \left\{ g_b + \frac{2}{1+R^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \right\} \frac{V_c}{2} D_b + \frac{1}{2} \left\{ g_c + \frac{2}{1+1/R^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \right\} \frac{V_b}{2} D_c \\ &\cong \frac{1}{2} \left\{ \left(1 + \frac{b_b}{b_j} \left(\frac{1-g_b}{g_b} \right)^2 \right) g_b - \frac{1}{1+R^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \right\} \left(T_b + \frac{T_{hy}}{2} \right) D_b \\ &\quad + \frac{1}{2} \left\{ \left(1 + \frac{b_b}{b_j} \left(\frac{1-g_c}{g_c} \right)^2 \right) g_c - \frac{1}{1+1/R^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \right\} \left(T_c + \frac{N_c + T_{my}}{2} \right) D_c \\ &\quad + \frac{1}{2} \left\{ g_b + \frac{2}{1+R^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \right\} \frac{V_c}{2} D_b + \frac{1}{2} \left\{ g_c + \frac{2}{1+1/R^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \right\} \frac{V_b}{2} D_c \end{aligned} \quad (6-227)$$

次式の形に整理し、その際、接合部横補強筋および柱中段筋の効果は分けることにする。

$$M_{ju} = \frac{1}{1 - \frac{1}{2} \left({}_b \gamma_{ju} \frac{D_b}{H} + {}_c \gamma_{ju} \frac{D_c}{L} \right)} \frac{{}_b M_{ju} + {}_c M_{ju}}{2} \quad (6-228)$$

ここに、

$${}_b M_{ju} = \left\{ \left(1 + \frac{b_b}{b_j} \left(\frac{1-g_b}{g_b} \right)^2 \right) g_b - \frac{1}{1+R^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \right\} T_b D_b + \frac{1}{4} T_{hy} D_b \quad (6-229)$$

$${}_b \gamma_{ju} = g_b + \frac{2}{1+R^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \quad (6-230)$$

$${}_c M_{ju} = \left\{ \left(1 + \frac{b_b}{b_j} \left(\frac{1-g_c}{g_c} \right)^2 \right) g_c - \frac{1}{1+1/R^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \right\} \left(T_c + \frac{N_c}{2} \right) D_c + \frac{1}{4} T_{my} D_c \quad (6-231)$$

$${}_c \gamma_{ju} = g_c + \frac{2}{1+1/R^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \quad (6-232)$$

6.5.2 ト形接合部

十字形接合部の場合と同様に簡単のため接合部の変形角を求める際のストラットの向きと幅は降伏時に準じ

て算定し、水平成分、鉛直成分別に求めることとする。

すなわち、終局時のコンクリートストラットの応力の大きさは、

$$C_{1h} = \frac{T_b}{\cos \phi_1} \quad (6-233)$$

$$C_{1v} = \frac{(1 + \lambda_h)(T_c + (N_c + T_{my})/2)}{\sin \phi_1} \quad (6-234)$$

ここに、

C_{1h} ：水平方向の鉄筋の応力に釣り合う斜めストラットの応力、 C_{1v} ：鉛直方向の鉄筋の応力に釣り合う斜めストラットの応力、 T_b 、 T_c ：梁および柱主筋の引張力、 N_c ：柱の軸力、 T_{my} ：柱中段筋の降伏強度、 ϕ_1 ：斜めストラットの角度 = $\tan^{-1} D_b / \lambda_h D_c$

ただし、主筋の引張力は釣り合い鉄筋量以下であるから

$$T_b = \min(T_{by}, T_{bb}) \quad (6-235)$$

$$T_c = \min(T_{cy}, T_{cb}) \quad (6-236)$$

ここに、

T_{by} 、 T_{cy} ：梁および柱主筋の降伏強度、 T_{by} 、 T_{cy} ：梁および柱の限界補強量

このとき、ストラットの幅は以下のようになる。

$${}^h \xi_{iu} = \frac{x_{iu}}{D_b \cos \phi} = \frac{C_h}{\beta_{u1} \beta_{u3} b_j D_b \cos \phi_1 \cdot f_c} = \left(R_1 + \frac{1}{R_1} \right) \frac{T_b}{\lambda_h b_j D_c \beta_{u1} \beta_{u3} f_c} \quad (6-237)$$

$${}^v \xi_{iu} = \frac{C_v}{\beta_{u1} \beta_{u3} b_j D_b \cos \phi_1 \cdot f_c} = \left(1 + \frac{1}{R_1^2} \right) \frac{1 + \lambda_h}{\lambda_h} \frac{T_c + (N_c + T_{my})/2}{b_j D_c \beta_{u1} \beta_{u3} f_c} \cong \left(R_1 + \frac{1}{R_1} \right) \frac{2T_c + N_c + T_{my}}{b_j D_b \beta_{u1} \beta_{u3} f_c} \quad (6-238)$$

ここに、

b_j ：接合部の有効幅、 D_b 、 D_c ：梁および柱のせい、 λ_h ：梁主筋の水平定着長さの柱せいに対する比、 f_c ：コンクリートの圧縮強度、 R_1 ：斜めストラットの傾きで梁主筋の定着端と圧縮側の入隅部を結ぶ向きとする、 β_{u1} 、 β_{u3} ：コンクリートストレスブロックの形状を表す係数で ACI 規準による

終局モーメントに達するときには接合部の両端で主筋のひずみは降伏ひずみに達しているとする。主筋の伸びは梁・柱からの主筋の抜け出しを考慮すると以下となる。

$$\Delta L_b \cong \frac{(T_b + T_{ba})/2}{E_s A_b} \left(\lambda_h - \frac{1 - g_c}{2} \right) D_c + \frac{T_b}{E_s A_b} \frac{D_b}{4} \cong \lambda_h \left(1 + \frac{1}{2} R_1 \right)_b \varepsilon_y g_c D_c \quad (6-239)$$

$$\Delta L_c \cong \frac{(T_c + T_{c2})/2}{E_s A_c} g_b D_b + \frac{T_c}{E_s A_c} \frac{D_c}{4} + \frac{T_{c2}}{E_s A_c} \frac{D_c}{4} \cong \left(1 + \frac{1}{2} \frac{1}{R_1} \right)_c \varepsilon_y g_b D_c \quad (6-240)$$

ここに,

$\Delta L_b, \Delta L_c$: 梁および柱主筋の伸び, T_{ba} : 梁主筋の定着端での引張力, T_{c2} : 柱の圧縮側の主筋の引張力,
 E_s : 鉄筋のヤング率, A_b, A_c : 梁および柱の引張主筋の断面積, $b\varepsilon_y, c\varepsilon_y$: 梁および柱主筋の降伏ひずみ,
 g_b, g_c : 梁および柱の主筋間距離比, g : 梁と柱の主筋間距離比の平均 $= (g_b + g_c)/2$

主筋の伸びと適合する部材端の回転角は降伏時と同様に

$${}_b\theta_{ju} = \frac{\Delta L_b}{(g^{-}_h \xi_{iu}) D_b} \cong \frac{g_c}{g^{-}_h \xi_{iu}} \frac{1}{R_1} \left(1 + \frac{1}{2} R_1\right) {}_b\varepsilon_y \quad (6-241)$$

$${}_c\theta_{ju} = \frac{\Delta L_c}{(g^{-}_v \xi_{iu}) \lambda_h D_c} = \frac{g_b}{g^{-}_v \xi_{iu}} R_1 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{1}{R_1}\right) {}_c\varepsilon_y \quad (6-242)$$

これらを用いて接合部の終局時の変形角は次のようになる。

$$\theta_{ju} = {}_b\theta_{ju} + {}_c\theta_{ju} \quad (6-243)$$

終局モーメント時の圧縮側の主筋の応力は終局モーメントが最大となる場合の応力とすると, 接合部の終局モーメントは4章に示したように次のようになる。

$$\begin{aligned} M_{ju} &= \frac{1}{2} \left\{ \left(g_b - \frac{T_b}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right) T_b D_b + T_{hy} g_b D_b + \frac{1}{4} (1 - g_b)^2 b_b D_b^2 \beta_3 f_c \right\} \\ &+ \frac{1}{2} \left\{ \left(g_c - 2e - \frac{T_c + T_m + T_e + N_c}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) (T_{cy} + T_m + T_e + N_c) D_c + \frac{1}{4} (1 - g_c)^2 b_b D_c^2 \beta_3 f_c \right\} \\ &+ \frac{1}{2} \left\{ g_b + 2 \frac{T_b}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right\} \frac{V_c}{2} D_b + \frac{1}{2} \left\{ g_c + 2e + 2 \frac{T_{cy} + T_m + T_e + N_c}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} \frac{V_b}{2} D_c \\ &\cong \frac{1}{2} \left\{ \left(g_b - \frac{T_b}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right) T_b D_b + T_{hy} g_b D_b + \frac{1}{4} (1 - g_b)^2 b_b D_b^2 \beta_3 f_c \right\} \\ &+ \frac{1}{2} \left\{ \left(g_c - \frac{(1 + \lambda_h)(T_c + (T_m + N_c)/2)}{\lambda_h b_c D_c \beta_3 f_c} \right) (1 + \lambda_h) \left(T_c + \frac{T_m + N_c}{2} \right) \lambda_h D_c + \frac{1}{4} (1 - g_c)^2 b_b D_c^2 \beta_3 f_c \right\} \\ &+ \frac{1}{2} \left\{ g_b + 2 \frac{T_b}{b_c D_b \beta_3 f_c} \right\} \frac{V_c}{2} D_b + \frac{1}{2} \left\{ g_c + (1 - \lambda_h) + 2 \frac{(1 + \lambda_h)(T_c + (T_m + N_c)/2)}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right\} \frac{V_b}{2} D_c \\ &\cong \frac{1}{2} \left\{ \left(g_b - \frac{1}{1 + R_1} \frac{1}{g^{-}_h \xi_{iu}} \beta_{u1} \right) T_b D_b + T_{hy} g_b D_b + \frac{1}{4} (1 - g_b)^2 b_b D_b^2 \beta_3 f_c \right\} \\ &+ \frac{1}{2} \left\{ 2 \left(g_c - \frac{1}{1 + 1/R_1} \frac{1}{g^{-}_v \xi_{iu}} \beta_{u1} \right) \left(T_c + \frac{N_c + T_{my}}{2} \right) \lambda_h D_c + \frac{1}{4} (1 - g_c)^2 b_b D_c^2 \beta_3 f_c \right\} \\ &+ \frac{1}{2} \left\{ g_b + \frac{2}{1 + R^2} \frac{1}{g^{-}_h \xi_{iu}} \beta_{u1} \right\} \frac{V_c}{2} D_b + \frac{1}{2} \left\{ g_c + \frac{2\lambda_h}{1 + 1/R^2} \frac{1}{g^{-}_v \xi_{iu}} \beta_{u1} \right\} \frac{V_b}{2} D_c \end{aligned}$$

ここで,

$$T_{by} + \frac{T_{hy}}{2} \leq \frac{1}{1+R_1^2} \xi_{ib} b_j D_b \beta_{u1} \beta_{u3} f_c \cong \frac{1}{1+R_1^2} \frac{g_b}{2} b_j D_b \beta_{u3} f_c \quad (6-244)$$

$$T_{cy} + \frac{N_c + T_{my}}{2} \leq \frac{1}{2} \frac{1}{1+1/R_1^2} \lambda_h \xi_{ib} b_j D_c \beta_{u1} \beta_{u3} f_c \cong \frac{1}{2} \frac{1}{1+1/R_1^2} \frac{\lambda_h g_c}{2} b_j D_c \beta_{u3} f_c \quad (6-245)$$

であるから、

$$\begin{aligned} M_{ju} &\leq \frac{1}{2} \left[\left\{ \left(1 + \frac{b_b}{b_j} \frac{1+R_1^2}{2} \left(\frac{1-g_b}{g_b} \right)^2 \right) g_b - \frac{1}{1+R_1^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \right\} T_b D_b + T_{hy} g_b D_b \right] \\ &\quad + \frac{1}{2} \left[2 \left\{ \left(1 + \frac{b_b}{b_j} \frac{1+1/R_1^2}{2} \left(\frac{1-g_c}{\lambda_h g_c} \right)^2 \right) g_c - \frac{1}{1+1/R_1^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \right\} \left(T_c + \frac{N_c + T_{my}}{2} \right) \lambda_h D_c \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{2} \left\{ g_b + \frac{2}{1+R_1^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \right\} \frac{V_c}{2} D_b + \frac{1}{2} \left\{ g_c + \frac{2\lambda_h}{1+1/R_1^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \right\} \frac{V_b}{2} D_c \right] \\ &\cong \frac{1}{2} \left[\left\{ \left(1 + \frac{b_b}{b_j} \left(\frac{1-g_b}{g_b} \right)^2 \right) g_b - \frac{1}{1+R_1^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \right\} T_b D_b + T_{hy} g_b D_b \right] \\ &\quad + \frac{1}{2} \left[2 \left\{ \left(1 + \frac{b_b}{b_j} \left(\frac{1-g_c}{\lambda_h g_c} \right)^2 \right) g_c - \frac{1}{1+1/R_1^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \right\} \left(T_c + \frac{N_c + T_{my}}{2} \right) \lambda_h D_c \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{2} \left\{ g_b + \frac{2}{1+R_1^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \right\} \frac{V_c}{2} D_b + \frac{1}{2} \left\{ g_c + \frac{2\lambda_h}{1+1/R_1^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \right\} \frac{V_b}{2} D_c \right] \end{aligned} \quad (6-246)$$

十字形接合部の場合と同様に次式の形に整理し、その際、柱中段筋の効果は分けることにする。

$$M_{ju} = \frac{1}{1 - \frac{1}{2} \left(b \gamma_{ju} \frac{D_b}{H} + c \gamma_{ju} \frac{D_c}{L} \right)} \frac{{}_b M_{ju} + {}_c M_{ju}}{2} \quad (6-247)$$

ここに、

$${}_b M_{ju} = \left\{ \left(1 + \frac{b_b}{b_j} \left(\frac{1-g_b}{g_b} \right)^2 \right) g_b - \frac{1}{1+R_1^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \right\} T_b D_b + \frac{1}{2} T_{hy} D_b \quad (6-248)$$

$${}_b \gamma_{ju} = g_b + \frac{2}{1+R_1^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \quad (6-249)$$

$${}_c M_{ju} = 2\lambda_h \left[\left\{ \left(1 + \frac{b_b}{b_j} \left(\frac{1-g_c}{\lambda_h g_c} \right)^2 \right) g_c - \frac{1}{1+1/R_1^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \right\} \left(T_c + \frac{N_c}{2} \right) D_c + \frac{1}{4} T_{my} D_c \right] \quad (6-250)$$

$${}_c \gamma_{ju} = g_c + \frac{2\lambda_h}{1+1/R_1^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \quad (6-251)$$

6.5.3 L形接合部

(1) 開く方向

十字形接合部の場合と同様に簡単のため接合部の変形角を求める際のストラットの向きと幅は降伏時に準じて算定し、水平成分、鉛直成分別に求めることとする。

すなわち、終局時のコンクリートストラットの応力の大きさは、

$$C_{1h} \cong \frac{T_b + T_{hy}/2}{\cos \phi_1} \quad (6-252)$$

$$C_{1v} \cong \frac{T_c + T_{my}/2}{\sin \phi_1} \quad (6-253)$$

ここに、

C_{1h} ：水平方向の鉄筋の応力に釣り合う斜めストラットの応力， C_{1v} ：鉛直方向の鉄筋の応力に釣り合う斜めストラットの応力， T_b ， T_c ：梁および柱主筋の引張力， T_{hy} ：接合部横補強筋の降伏強度， T_{my} ：柱中段筋の降伏強度， ϕ_1 ：斜めストラットの角度 $= \tan^{-1} \lambda_v D_b / \lambda_h D_c$

ただし、主筋の引張力は釣り合い鉄筋量以下であるから

$$T_b = \min(T_{by}, T_{bb}) \quad (6-254)$$

$$T_c = \min(T_{cy}, T_{cb}) \quad (6-255)$$

ここに、

T_{by} ， T_{cy} ：梁および柱主筋の降伏強度， T_{bb} ， T_{cb} ：梁および柱の限界補強量

このとき、ストラットの幅は

$${}_h \xi_{iu} = \frac{x_{iu}}{\lambda_v D_b \cos \phi_1} = \frac{C_{1h}}{\lambda_v \beta_{u1} \beta_{u3} b_j D_b \cos \phi_1 \cdot f_c} = \left(R_1 + \frac{1}{R_1} \right) \frac{T_b + T_{hy}/2}{\lambda_h b_j D_c \beta_{u1} \beta_{u3} f_c} \quad (6-256)$$

$${}_v \xi_{iu} = \frac{C_{1v}}{\lambda_v \beta_{u1} \beta_{u3} b_j D_b \cos \phi_1 \cdot f_c} = \left(1 + \frac{1}{R_1^2} \right) \frac{1 + \lambda_h}{\lambda_h} \frac{T_c + T_{my}/2}{b_j D_c \beta_{u1} \beta_{u3} f_c} \cong \left(R_1 + \frac{1}{R_1} \right) \frac{2T_c + T_{my}}{\lambda_v b_j D_b \beta_{u1} \beta_{u3} f_c} \quad (6-257)$$

ここに、

b_j ：接合部の有効幅， D_b ， D_c ：梁および柱のせい， λ_h ：梁主筋の水平定着長さの柱せいに対する比， λ_v ：梁側柱主筋の鉛直定着長さの梁せいに対する比， f_c ：コンクリートの圧縮強度， R_1 ：斜めストラットの傾きで梁主筋の定着端と圧縮側の入隅部を結ぶ向きとする $= \lambda_v D_b / \lambda_h D_c$ ， β_{u1} ， β_{u3} ：コンクリートストレスブロックの形状を表す係数で ACI 規準による

簡単のため、終局モーメントに達するときには接合部内で主筋のひずみは降伏ひずみに達しているとする。主筋の伸びは梁・柱からの主筋の抜け出しを考慮すると以下となる。

$$\Delta L_b \cong \frac{(T_b + T_{ba})/2}{E_s A_b} \left(\lambda_h - \frac{1 - g_c}{2} \right) D_c + \frac{T_b}{E_s A_b} \frac{D_b}{4} \cong \lambda_h \left(1 + \frac{1}{2} R_1 \right)_b \varepsilon_y g_c D_c \quad (6-258)$$

$$\Delta L_c \cong \frac{(T_c + T_{ca})/2}{E_s A_c} \left(\lambda_v - \frac{1 - g_b}{2} \right) D_b + \frac{T_c}{E_s A_c} \frac{D_c}{4} \cong \lambda_v \left(1 + \frac{1}{2} R_1 \right)_c \varepsilon_y g_b D_b \quad (6-259)$$

ここに、

ΔL_b , ΔL_c : 梁および柱主筋の伸び, T_{ba} , T_{ca} : 梁および柱主筋の定着端での引張力, E_s : 鉄筋のヤング率, A_b , A_c : 梁および柱の引張主筋の断面積, $b \varepsilon_y$, $c \varepsilon_y$: 梁および柱主筋の降伏ひずみ, g_b , g_c : 梁および柱の主筋間距離比, g : 梁と柱の主筋間距離比の平均 $= (g_b + g_c)/2$

主筋の伸びと適合する部材端の回転角は降伏時と同様に

$${}_b \theta_{ju} = \frac{\Delta L_b}{(g_{-h} \xi_{iu}) \lambda_v D_b} \cong \frac{g_c}{g_{-h} \xi_{iu}} \frac{1}{R_1} \left(1 + \frac{1}{2} R_1 \right)_b \varepsilon_y \quad (6-260)$$

$${}_c \theta_{jv} = \frac{\Delta L_c}{(g_{-v} \xi_{iu}) \lambda_h D_c} = \frac{g_b}{g_{-v} \xi_{iu}} R_1 \left(1 + \frac{1}{2} R_1 \right)_c \varepsilon_y \quad (6-261)$$

これらを用いて接合部の終局時の変形角は次のようになる。

$$\theta_{ju} = {}_b \theta_{ju} + {}_c \theta_{jv} \quad (6-262)$$

終局モーメント時の圧縮側の主筋の応力は終局モーメントが最大となる場合の応力とすると、接合部の終局モーメントは5章に示したように次のようになる。

$$\begin{aligned} M_{ju} &= \frac{1}{2} \left(g_b - 2e_y - \frac{T_{by} + T_{hy}/2}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right) \left(T_{by} + \frac{T_{hy}}{2} \right) D_b + \frac{1}{2} \left(g_c - 2e_x - \frac{T_{cy} + T_{my}/2}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) \left(T_{cy} + \frac{T_{my}}{2} \right) D_c \\ &\quad + \left(e_y + \frac{T_{by} + T_{hy}/2}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right) V_c D_b + \left(e_x + \frac{T_{cy} + T_{my}/2}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) V_b D_c \\ &\cong \frac{1}{2} \left(g_b - (1 - \lambda_v) - \frac{T_{by} + T_{hy}/2}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right) \left(T_{by} + \frac{T_{hy}}{2} \right) D_b + \frac{1}{2} \left(g_c - (1 - \lambda_h) - \frac{T_{cy} + T_{my}/2}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) \left(T_{cy} + \frac{T_{my}}{2} \right) D_c \\ &\quad + \left(\frac{1 - \lambda_v}{2} + \frac{T_{by} + T_{hy}/2}{b_b D_b \beta_3 f_c} \right) V_c D_b + \left(\frac{1 - \lambda_h}{2} + \frac{T_{cy} + T_{my}/2}{b_c D_c \beta_3 f_c} \right) V_b D_c \\ &\cong \frac{1}{2} \left(g_b - \frac{1}{1 + R_1^2} \lambda_v \xi_{iu} \beta_{u1} \right) \left(T_{by} + \frac{T_{hy}}{2} \right) \lambda_v D_b + \frac{1}{2} \left(g_c - \frac{1}{1 + 1/R_1^2} \lambda_h \xi_{iu} \beta_{u1} \right) \left(T_{cy} + \frac{T_{my}}{2} \right) \lambda_h D_c \\ &\quad + \left(\frac{1 - \lambda_v}{2} + \frac{1}{1 + R_1^2} \lambda_v \xi_{iu} \beta_{u1} \right) V_c D_b + \left(\frac{1 - \lambda_h}{2} + \frac{1}{1 + 1/R_1^2} \lambda_h \xi_{iu} \beta_{u1} \right) V_b D_c \end{aligned} \quad (6-263)$$

次式の形に整理し、その際、接合部横補強筋および柱中段筋の効果は分けることにする。

$$M_{ju} = \frac{1}{1 - \frac{1}{2} \left({}_b\gamma_{ju} \frac{D_b}{H} + {}_c\gamma_{ju} \frac{D_c}{L} \right)} \frac{{}_bM_{ju} + {}_cM_{ju}}{2} \quad (6-264)$$

ここに、

$${}_bM_{ju} = \lambda_v \left[\left(g_b - \frac{1}{1 + R_1^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \right) T_{by} D_b + \frac{1}{4} T_{hy} D_b \right] \quad (6-265)$$

$${}_b\gamma_{ju} = \frac{2}{1 + R_1^2} \lambda_v \xi_{iu} \beta_{u1} \quad (6-266)$$

$${}_cM_{ju} = \lambda_h \left[\left(g_c - \frac{1}{1 + 1/R_1^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \right) T_{cy} D_c + \frac{1}{4} T_{my} D_c \right] \quad (6-267)$$

$${}_c\gamma_{ju} = \frac{2}{1 + 1/R_1^2} \lambda_h \xi_{iu} \beta_{u1} \quad (6-268)$$

(2) 閉じる方向

降伏時と同様に、梁または柱の主筋が端部の引張力と梁主筋の折り曲げ部での引張力の関係を定める。

$$T_a \cong \min \left(T_{by} \sin \phi_2, \frac{1}{\lambda_h^2} T_{cy} \cos \phi_2 \right) \quad (6-269)$$

ここに、

T_a : 梁主筋折り曲げ部の引張力, T_{by} : 梁主筋の降伏強度, T_{cy} : 柱主筋の降伏強度, λ_h : 梁上端筋の水平定着長さ, ϕ_2 : コンクリートストラットの角度 $\cong \tan^{-1} D_b / \lambda_h D_c$ (D_b : 梁せい, D_c : 柱せい)

このとき、斜めストラットの応力も降伏時と同様に梁主筋の定着端と梁と柱の入隅部を結ぶ線の梁側および柱側でそれぞれ

$$C_{c1} = \frac{T_b - T_a \sin \phi_1}{\cos \phi_2} = \frac{1}{R_2} T_a \quad (6-270)$$

$$C_{c2} = \frac{T_c - T_a \cos \phi_1}{\cos \phi_2} = \lambda_h^2 \left\{ 1 + \left(\frac{1}{R_2^2} - \frac{1}{R^2} \right) \right\} R_2 T_a \quad (6-271)$$

よって

$$\xi_{iu1} = \frac{C_{c1} / b_j \beta_{u1} \beta_{u3} f_c}{D_b \cos \phi_2} = \min \left\{ \frac{T / R_2}{\lambda_h b_j D_c \beta_{u1} \beta_{u3} f_c}, \frac{R_2 T_c / R^2}{b_j D_b \beta_{u1} \beta_{u3} f_c} \right\} \quad (6-272)$$

$$\xi_{iu2} = \frac{C_{c2} / b_j \beta_{u1} \beta_{u3} f_c}{\lambda_h D_c \sin \phi_2} = \left(1 - \frac{1 - \lambda_h^2}{R^2} \right) \times \min \left\{ \frac{R^2 T_b / R_2}{\lambda_h b_j D_c \beta_{u1} \beta_{u3} f_c}, \frac{R_2 T_c}{b_j D_b \beta_{u1} \beta_{u3} f_c} \right\} \quad (6-273)$$

ここに、

b_j : 接合部の有効幅, D_b, D_c : 梁および柱のせい, λ_h : 梁主筋の水平定着長さの柱せいに対する比, f_c : コンクリートの圧縮強度, R_2 : 斜めストラットの傾きで梁主筋の定着端と圧縮側の入隅部を結ぶ向きとする $= \lambda_v D_b / \lambda_h D_c$, R : 接合部アスペクト比 $= D_b / D_c$, β_{u1}, β_{u3} : コンクリートストレスブロックの形状を表す係数で ACI 規準による

降伏時と同様に接合部内での主筋のひずみ分布は台形分布と仮定すると, 主筋の伸びと適合するように接合部の回転角は以下となる。

$${}_b\theta_{ju} = \frac{1}{2} \frac{1}{g - \xi_{iu1}} \frac{1 + 1/\sqrt{2}}{R_2} \left(1 + \frac{1}{2} R_2 \right) {}_b\varepsilon_y \quad (6-274)$$

$${}_c\theta_{ju} = \frac{1}{2} \frac{1}{g - \xi_{iu2}} R_1 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{1}{R_1} \right) {}_c\varepsilon_y \quad (6-275)$$

ここに,

${}_b\varepsilon_y, {}_c\varepsilon_y$: 梁および柱主筋の降伏ひずみ, g_b, g_c : 梁および柱の主筋間距離比, g : 梁と柱の主筋間距離比の平均 $= (g_b + g_c) / 2$

梁の主筋の降伏で終局強度が決まる場合, つまり, $T_{by} \sin \phi_1 \leq T_{cy} \cos \phi_2 / \lambda_h^2$ であれば

$$\theta_{ju} = {}_b\theta_{ju} + {}_c\theta_{ju} \frac{{}_h M_{ju}}{{}_v M_{ju}} \quad (6-276)$$

柱の主筋の降伏で終局強度が決まる場合

$$\theta_{ju} = \frac{{}_c M_{ju}}{{}_b M_{ju}} {}_b\theta_{ju} + {}_c\theta_{ju} \quad (6-277)$$

終局モーメント時の圧縮側の主筋の応力は終局モーメントが最大となる場合の応力とすると, 接合部の終局モーメントは 5 章に示したように次のようになる。

$$\begin{aligned} M_{ju} &\equiv T_b g_b D_b + T_h \frac{g_b D_b}{2} + T_m \frac{\lambda_h g_c D_c}{2} - \frac{1}{2} \frac{C_{c1}^2}{b_j \beta_{u3} f_c} \\ &\quad + \frac{1}{2} \left\{ \frac{1}{4} (1 - g_b)^2 b_b D_b^2 \beta_{u3} f_c + \frac{1}{4} (1 - g_c)^2 b_b D_c^2 \beta_{u3} f_c \right\} + V_c \frac{g_b D_b}{2} + V_b \frac{g_c D_c}{2} \\ &= T_b g_b D_b + T_h \frac{g_b D_b}{2} + T_m \frac{\lambda_h g_c D_c}{2} - \frac{1}{2} \frac{T_a^2 / R_2^2}{b_j \beta_{y3} f_c} \\ &\quad + \frac{1}{2} \left\{ \frac{1}{R_2^2} \left(\frac{1 - g_b}{g} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{1 - g_c}{\lambda_h g} \right)^2 \right\} \frac{b_b}{b_j} T_b g D_b + V_c \frac{g_b D_b}{2} + V_b \frac{g_c D_c}{2} \\ &\equiv \left\{ \left(1 + \frac{R_2^2}{2} \frac{b_b}{b_j} \left(\frac{1 - g_b}{g_b} \right)^2 \right) g_b - \frac{1}{2} \frac{1}{1 + R_2^2} \xi_{iu1} \beta_{u1} \right\} T_b D_b + T_h \frac{g_b D_b}{2} + T_m \frac{\lambda_h g_c D_c}{2} \\ &\quad + V_c \frac{g_b D_b}{2} + V_b \frac{g_c D_c}{2} \end{aligned} \quad (6-278)$$

他の形状は異なり以下の形で表される。

$$M_{ju} = \frac{1}{1 - \frac{1}{2} \left({}_b\gamma_{ju} \frac{D_b}{H} + {}_c\gamma_{ju} \frac{D_c}{L} \right)} \min({}_bM_{ju}, {}_cM_{ju}) \quad (6-279)$$

ここに、

$${}_bM_{ju} \equiv \left\{ \left(1 + \frac{R_2^2}{2} \frac{b_b}{b_j} \left(\frac{1-g_b}{g_b} \right)^2 \right) g_b - \frac{1}{2} \frac{1}{1+1/R_2^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \right\} T_{by} D_b + \frac{1}{4} T_h D_b \quad (6-280)$$

$${}_b\gamma_{ju} = 2g_b \quad (6-281)$$

$${}_vM_u \equiv \frac{1}{\lambda_h} \left\{ \left(1 + \frac{R_2^2}{2} \frac{b_b}{b_j} \left(\frac{1-g_b}{g_b} \right)^2 \right) g_b - \frac{1}{2} \frac{1}{1+1/R_2^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \right\} T_{cy} D_c + \frac{1}{4} T_m \lambda_h D_c \quad (6-282)$$

$$\gamma_v = 2g_c \quad (6-283)$$

6.5.4 終局時のモーメントと変形角の算定式

前項までをまとめて示すと以下ようになる。

L形接合部の閉じる方向を除き、柱梁接合部の終局モーメントとそのときの柱梁接合部の変形は以下により算定する。

$$\sum M_{ju} = \frac{1}{1 - \frac{1}{2} \left({}_b\gamma_{ju} \frac{D_b}{H} + {}_c\gamma_{ju} \frac{D_c}{L} \right)} \frac{\sum {}_bM_{ju} + \sum {}_cM_{ju}}{2} \quad (6-284)$$

ここで、

$${}_bM_{ju} = \left({}_h k_u g_b - \frac{1}{1+R_1^2} {}_h \xi_{iu} \beta_{u1} \right) T_b D_{jv} + \frac{1}{4} T_{hy} D_{jv} \quad (6-285)$$

$${}_b\gamma_{ju} = g_b + \frac{2\lambda_v}{1+R_1^2} {}_h \xi_{iu} \beta_{u1} \quad (6-286)$$

$${}_cM_{ju} = \left({}_v k_u g_c - \frac{1}{1+1/R_1^2} {}_v \xi_{iu} \beta_{u1} \right) \left(T_c + \frac{N_c}{2} \right) D_{jh} + \frac{1}{4} T_{my} D_{jh} \quad (6-287)$$

$${}_c\gamma_{ju} = g_c + \frac{2\lambda_h}{1+1/R_1^2} {}_v \xi_{iu} \beta_{u1} \quad (6-288)$$

ここに、

T_b : 梁の引張主筋の応力で降伏強度と釣り合い鉄筋量の小さいほう

T_c : 梁の引張主筋の応力で降伏強度と釣り合い鉄筋量の小さいほう

T_{by} : 梁の引張主筋の降伏強度 = ${}_b a_i \cdot f_y$

T_{bv} : 柱の引張主筋の降伏強度 = ${}_c a_i \cdot f_y$

N_c : 柱の軸力

T_{hy} : 接合部横補強筋の降伏強度

T_{my} : 柱中段筋の降伏強度

R : 接合部パネルのアスペクト比 = D_b/D_c

R_1 : 斜めストラットの傾き = $\lambda_v D_b/\lambda_h D_c$

D_{jh} : 柱梁接合部の水平方向の有効せいで、十字形接合部、T形接合部では柱せい、ト形接合部、L形接合部では梁主筋の水平定着長さとする

D_{jv} : 柱梁接合部の鉛直方向の有効せいで、十字形接合部、ト形接合部では梁せい、T形接合部、L形接合部では柱主筋の鉛直定着長さとする

λ_h : 梁主筋の水平定着長さの柱せいに対する比、十字形接合部およびT形接合部の通し配筋された梁主筋の場合は1とする。

λ_v : 柱主筋の鉛直定着長さの梁せいに対する比、十字形接合部およびト形接合部の通し配筋された柱主筋の場合は1とする。

D_c : 柱せい

D_b : 梁せい

L : 梁スパン

H : 柱スパン

g_c : 柱の主筋間距離比

g_b : 梁の主筋間距離比

m_b : 柱梁接合部に接続する梁の数

m_c : 柱梁接合部に接続する柱の数

${}_h k_u, {}_v k_u$: 主筋間距離比の影響を表す係数で以下による。

$$\begin{aligned} {}_h k_u &= 1 + \frac{b_b}{b_j} \left(\frac{1-g_b}{g_b} \right)^2, & {}_v k_u &= 1 + \frac{b_b}{b_j} \left(\frac{1-g_c}{g_c} \right)^2 & (\text{L形接合部以外}) \\ {}_h k_u &= {}_v k_u = 1 & & & (\text{L形接合部の開く方向}) \end{aligned}$$

${}_h \xi_{iu}, {}_v \xi_{iu}$: コンクリートストラットの幅を表す係数で以下による。

$$\begin{aligned} {}_h \xi_{iu} &= \left(R_1 + \frac{1}{R_1} \right) \frac{T_b + T_{hy}/2}{b_j D_{jh} \beta_{u1} \beta_{u3} f_c} \\ {}_v \xi_{iu} &= \left(R_1 + \frac{1}{R_1} \right) \frac{T_c + (N_c + T_{my})/2}{b_j D_{jv} \beta_{u1} \beta_{u3} f_c} \end{aligned}$$

β_{u1}, β_{u3} : 終局時のコンクリートストレスブロックの形状を表す係数でACI規準に従う

T_{bb}, T_{cb} : 梁および柱の釣り合い鉄筋量で6.7節による。

ただし、L形接合部の閉じる方向については以下による。

$$M_{ju} = \frac{1}{1 - \frac{1}{2} \left({}_b \gamma_{ju} \frac{D_b}{H} + {}_c \gamma_{ju} \frac{D_c}{L} \right)} \min({}_b M_{ju}, {}_c M_{ju}) \quad (6-289)$$

ここに、

$${}_b M_{ju} \cong \left\{ \left(1 + \frac{R_2^2}{2} \frac{b_b}{b_j} \left(\frac{1-g_b}{g_b} \right)^2 \right) g_b - \frac{1}{2} \frac{1}{1+1/R_2^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \right\} T_{by} D_b + \frac{1}{4} T_h D_b \quad (6-290)$$

$${}_b \gamma_{ju} = 2g_b \quad (6-291)$$

$${}_v M_u \cong \frac{1}{\lambda_h} \left\{ \left(1 + \frac{R_2^2}{2} \frac{b_b}{b_j} \left(\frac{1-g_b}{g_b} \right)^2 \right) g_b - \frac{1}{2} \frac{1}{1+1/R_2^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \right\} T_{cy} D_c + \frac{1}{4} T_m \lambda_h D_c \quad (6-292)$$

$$\gamma_v = 2g_c \quad (6-293)$$

終局時の接合部の変形角は以下による。

梁端および柱端の回転角は以下による。

L形接合部の閉じる方向以外：

$$\theta_{ju} = {}_b \theta_{ju} + {}_c \theta_{ju} \quad (6-294)$$

$${}_b \theta_{ju} = \frac{g_c}{g-h} \frac{1}{\xi_{iu}} R_1 \left(1 + \frac{1}{2} R_1 \right) {}_b \varepsilon_y \quad (6-295)$$

$${}_c \theta_{ju} = \frac{g_b}{g-v} \frac{1}{\xi_{iu}} R_1 \left(1 + \frac{1}{2} R_1 \right) {}_c \varepsilon_y \quad (6-296)$$

L形接合部の閉じる方向：

$$\theta_{ju} = \begin{cases} {}_b \theta_{ju} + {}_c \theta_{ju} \frac{{}_h M_{ju}}{{}_v M_{ju}} & ({}_h M_{ju} \leq {}_v M_{ju}) \\ \frac{{}_c M_{ju}}{{}_b M_{ju}} {}_b \theta_{ju} + {}_c \theta_{ju} & ({}_h M_{ju} > {}_v M_{ju}) \end{cases} \quad (6-297)$$

$${}_b \theta_{ju} = \frac{1}{2} \frac{1}{g - \xi_{iu1}} \frac{1+1/\sqrt{2}}{R_2} \left(1 + \frac{1}{2} R_2 \right) {}_b \varepsilon_y \quad (6-298)$$

$${}_c \theta_{ju} = \frac{1}{2} \frac{1}{g - \xi_{iu2}} R_1 \left(1 + \frac{1}{2} R_1 \right) {}_c \varepsilon_y \quad (6-299)$$

6.5.5 算定式の精度

(1) 柱梁強度比が小さい柱梁接合部部分架構の実験との比較

図 6-19～図 6-28 に柱梁接合部部分架構の水平加力実験（A1 参照）における接合部斜め終局時の接合部のモーメントと変形角と計算値を比較して示す。また、図中の実線は柱梁接合部の終局モーメントの計算値、破線は梁または柱端で曲げ終局に達するときの小さい方の計算値である。

いずれの変動因子に対しても計算値は実験値の傾向をよくとらえている。

(2) 実験データベースの実験結果との比較

柱梁接合部の終局モーメントについて、既往の実験データベース（A2 参照）の実験結果との比較を行う。実験値の計算値に対する比を表 6-4 に、実験値と計算値の関係を図 6-35 に示す。図 6-35 の実験値および計算値は梁端および柱端での梁、柱の曲げ終局時の計算値に対する比で示してあり、図中の実線が計算値と実験値が一致する場合を示している。また、表中の値は計算上、柱梁接合部の終局モーメントが梁、柱の曲げ終局時の

モーメントより小さい試験体についての値である。また、図 6-36 に柱梁接合部の終局モーメントの梁・柱の曲げ終局時のモーメントに対する比（接合部強度比）と文献で報告されている破壊形式の関係を示す。

L形接合部の閉じる方向を除き、柱梁接合部の終局モーメントと梁・柱の曲げ終局時のモーメントのうち最小のものを架構の耐力とした計算値と実験値の対応はよい。L形接合部の閉じる方向ではばらつきが大きい、これは閉じる方向の加力では柱・梁の主筋や接合部横補強筋の他に配されるかご筋等の補強筋の影響が大きいにもかかわらずこれらを考慮していないためと考えられる。

また、いずれの形状の柱梁接合部においても梁または柱の曲げ破壊と報告されている試験体（B, C 破壊）のほとんどは柱梁接合部の終局モーメントが梁・柱の曲げ終局時のモーメントより大きい範囲に分布している。しかし、この範囲にも梁・柱主筋の降伏をともなう接合部破壊（BJ, CJ 破壊）の試験体も多くあり、架構の耐力は梁・柱の曲げ終局時の耐力が確保されてても、柱梁接合部の破壊を防ぐことができていない場合が多くあることがわかる。

表 6-4 終局モーメントの算定精度

	十字形	ト形	T形	L形	
				開く方向	閉じる方向
試験体数	94	112	20	41	51
平均	1.00	1.15	1.17	0.93	1.18
最大	1.32	1.71	1.43	1.26	2.10
最小	0.72	0.77	0.98	0.55	0.20
標準偏差	0.13	0.21	0.10	0.19	0.36

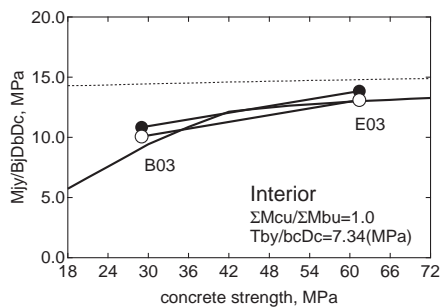
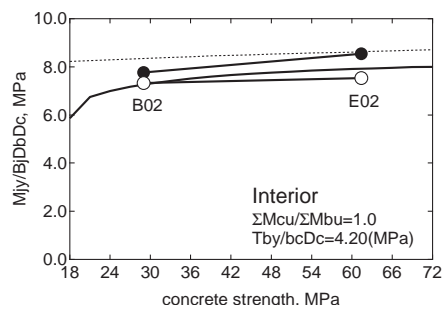
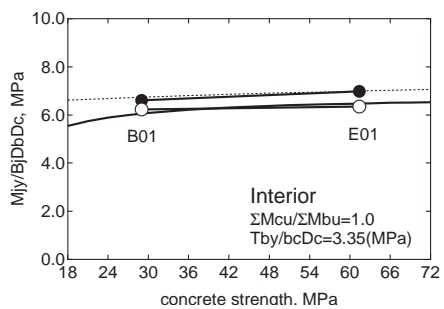


図 6-30 終局モーメントの実験値と計算値（コンクリート強度の影響）

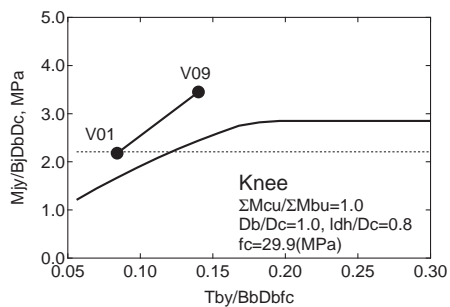
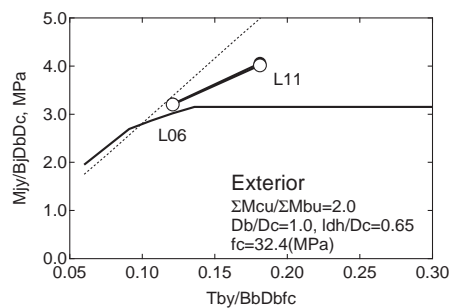
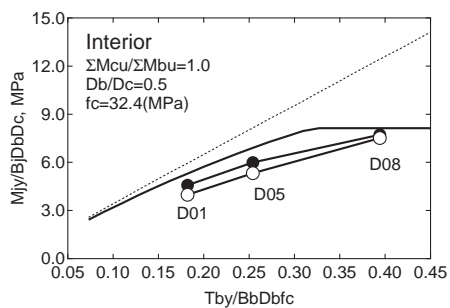
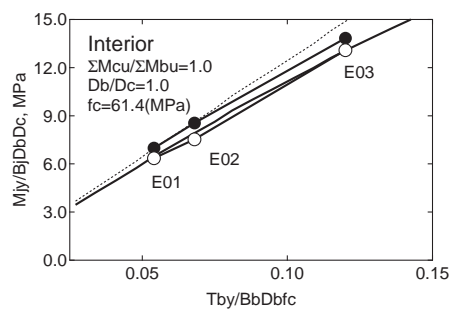
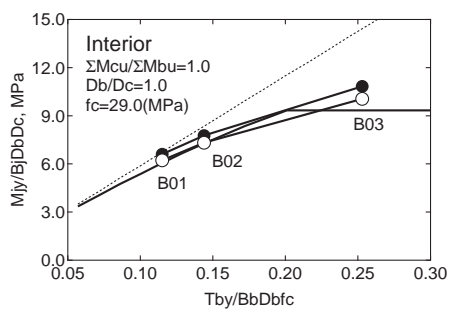


図 6-31 終局モーメントの実験値と計算値（主筋量の影響）

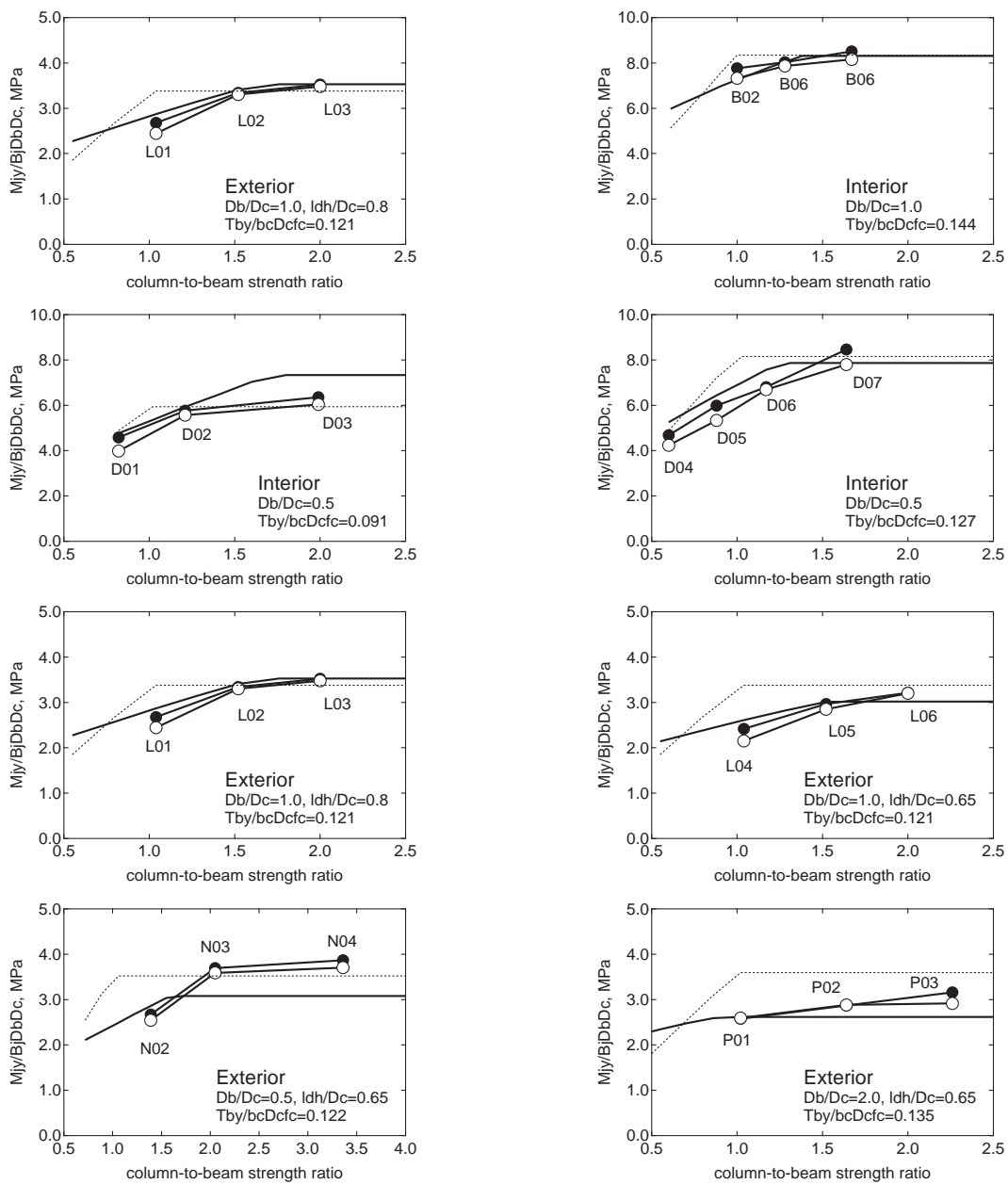


図 6-32 終局モーメントの実験値と計算値（柱梁強度比の影響）

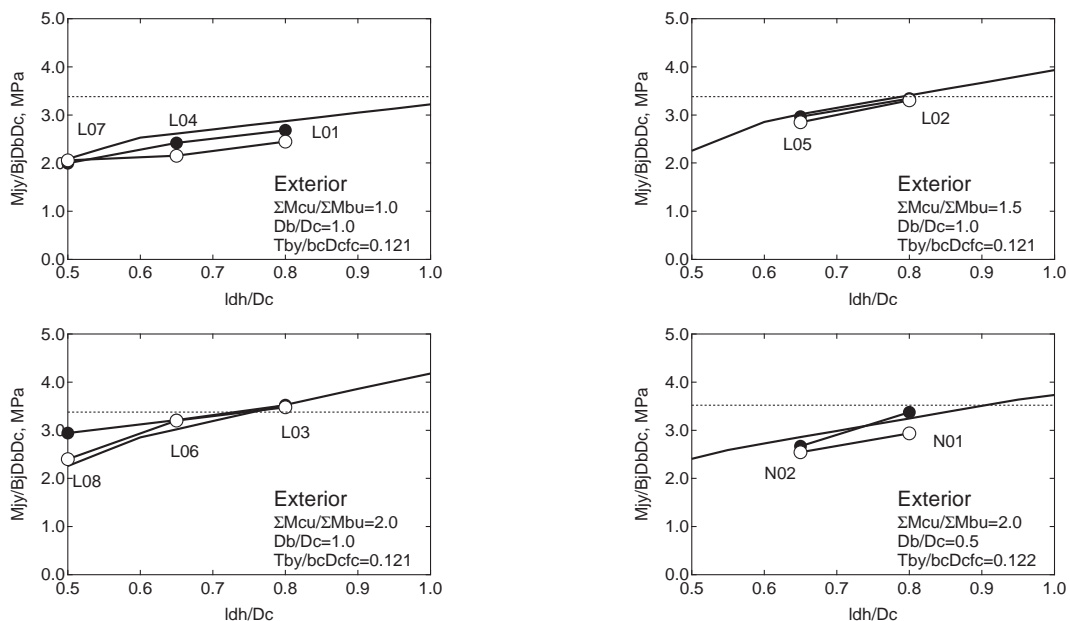


図 6-33 終局モーメントの実験値と計算値 (主筋定着長さの影響)

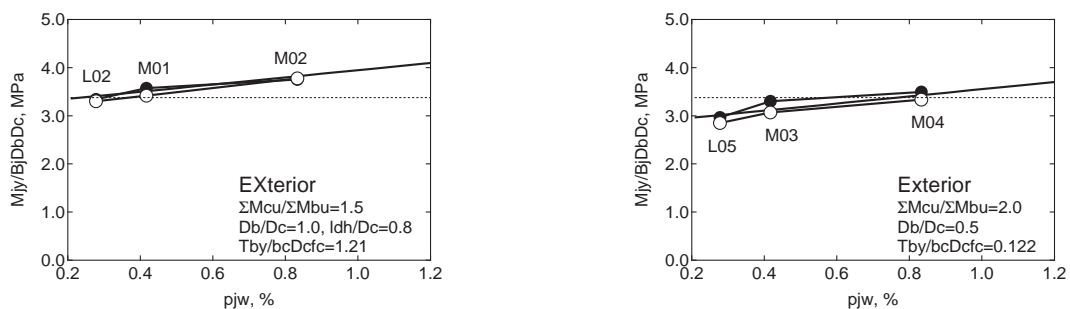
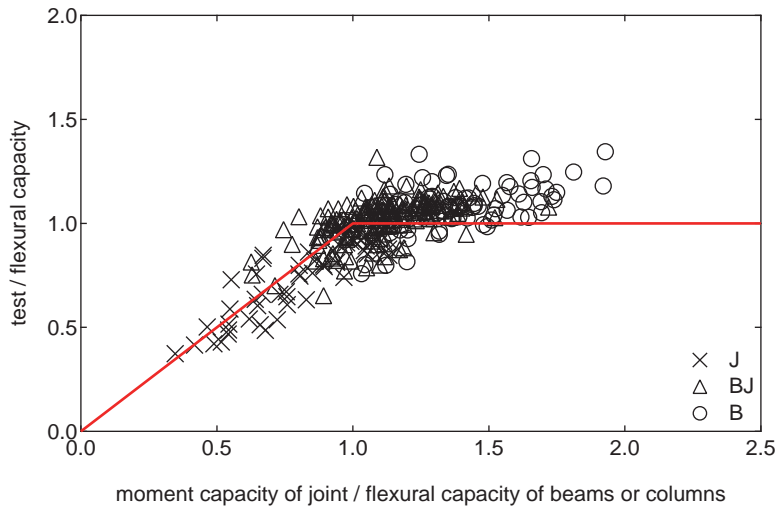
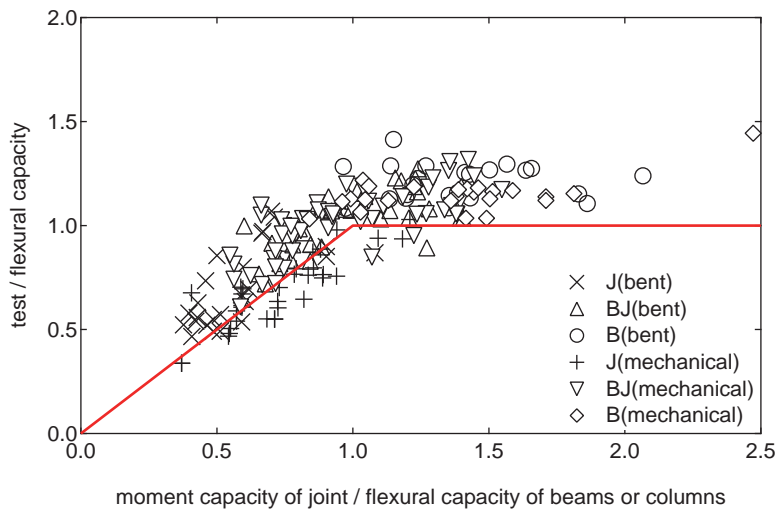


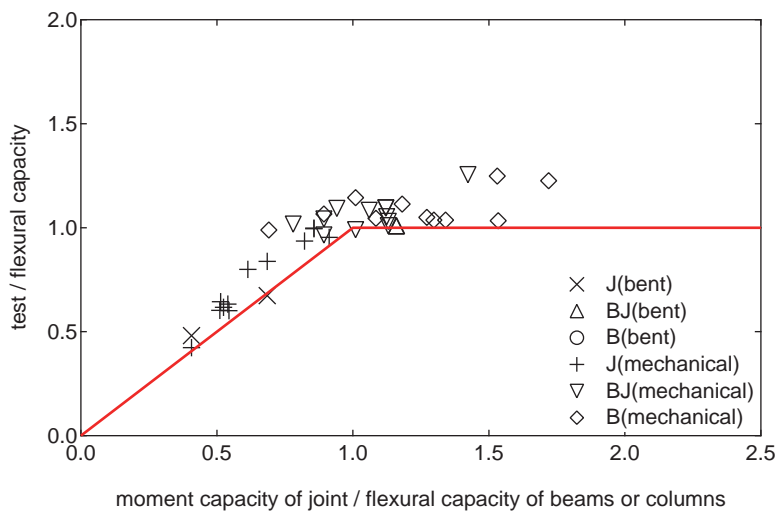
図 6-34 終局モーメントの実験値と計算値 (横補強筋量の影響)



(a) 十字形接合部

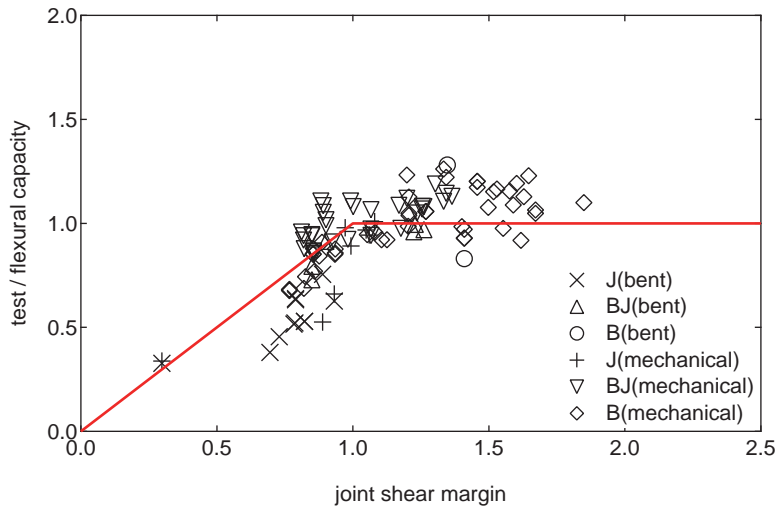


(b) ト型接合部

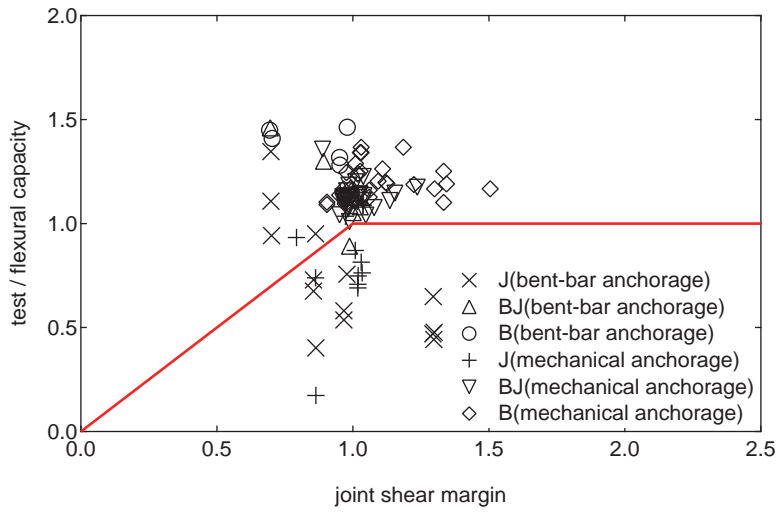


(c) ト型接合部

図 6-35 終局モーメントの実験値と計算値

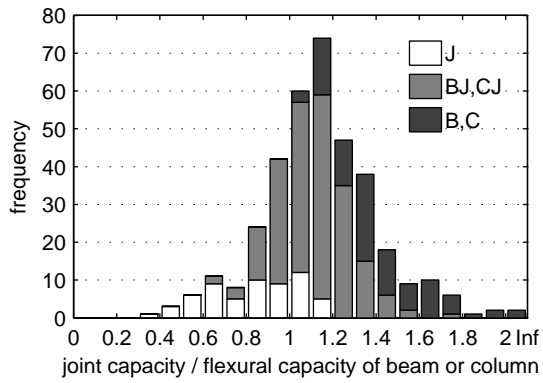


(d) L形接合部（開く方向）

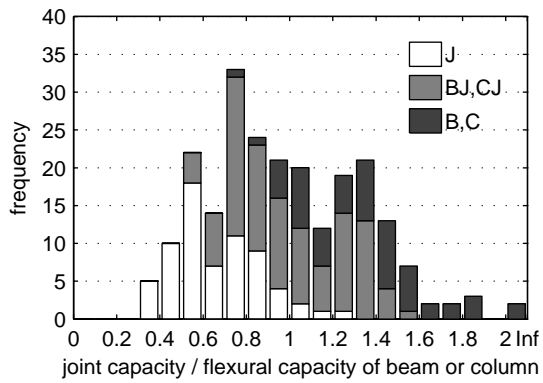


(e) L形接合部（閉じる方向）

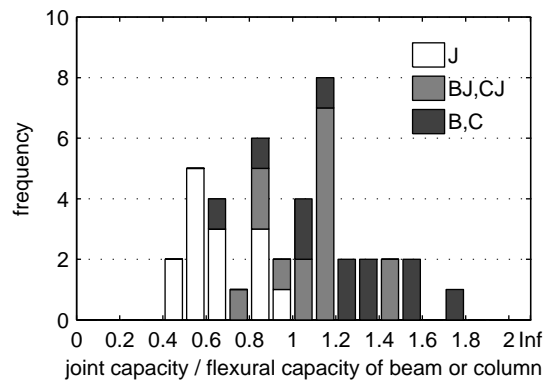
図 6-35 終局モーメントの実験値と計算値（つづき）



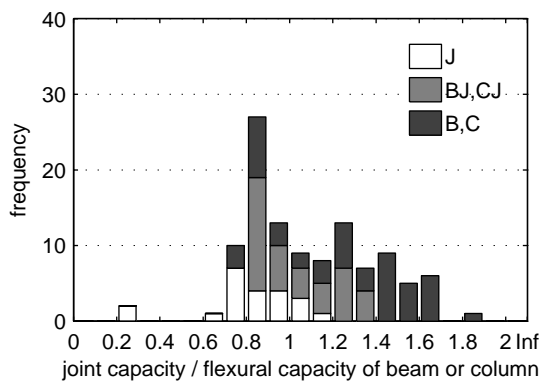
(a) 十字形接合部



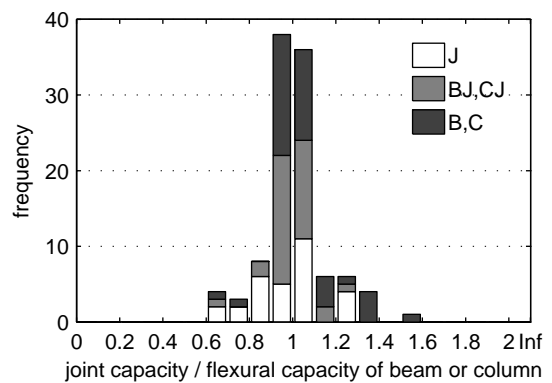
(b) T形接合部



(c) T形接合部



(d) L形接合部 (開く方向)



(e) L形接合部 (閉じる方向)

図 6-36 接合部強度比と破壊形式

6.6 柱梁接合部の履歴吸収エネルギー

本節では、梁、柱の主筋が降伏し、柱梁接合部の破壊が生じる場合に柱梁接合部の変形により消費されるエネルギーの算定法について述べる。

梁、柱の主筋が降伏し、柱梁接合部の破壊が生じると柱梁接合部に作用する荷重と変形の関係はスリップ型の履歴性状となる。本節ではこのときの履歴曲線をモデル化し、定振幅で繰り返し変形する場合の等価粘性減衰定数を定式化する。

6.6.1 除荷剛性

変形のピークの点からの除荷では鉄筋の弾性ひずみの分だけ変形が小さくなると考える。したがって、除荷剛性は降伏点剛性に等しく、除荷点の変形は次式で表される。

$$\theta_0 = \theta_m - \frac{M_m}{M_{jy}} \theta_{jy} = \left(1 - \frac{\theta_{jy} M_m}{\theta_m M_{jy}}\right) \theta_m = \left(1 - \frac{1}{\mu_j}\right) \theta_m \quad (6-300)$$

ここに、

θ_m : 除荷開始点の変形

M_m : 除荷開始点で柱梁接合部に作用しているモーメント

θ_{jy} : 主筋降伏時の柱梁接合部の変形

M_{jy} : 主筋降伏時に柱梁接合部に作用しているモーメント

μ_j : 接合部の塑性率 = $M_m / (M_{jy} / \theta_{jy})$

6.6.2 スリップ後の硬化開始点

繰返し載荷時にスリップ状態から硬化が始まる点では、柱梁接合部中央でコンクリートが再接触して鉄筋の応力が増加し始める点とする。従って、硬化開始点の変形は除荷点の変形に対して主筋からコンクリートのひずみがゼロの点までの距離の比によって求めることができる。

$$\theta_{jh} = \frac{g - \xi_{iu}}{g} \theta_0 = \left(1 - \frac{\xi_{iu}}{g}\right) \theta_0 = \left(1 - \frac{\xi_{iu}}{g}\right) \left(1 - \frac{1}{\mu_j}\right) \theta_m \quad (6-301)$$

ここに、

θ_m : 除荷開始点の変形

M_m : 除荷開始点で柱梁接合部に作用しているモーメント

θ_0 : 除荷点の変形

ξ_{iu} : 終局時の柱梁接合部のコンクリートストラットの幅を表す係数

g : 梁と柱の主筋間距離比の平均 = $(g_b + g_c) / 2$

g_c : 柱の主筋間距離比

g_b : 梁の主筋間距離比

μ_j : 接合部の塑性率 = $M_m / (M_{jy} / \theta_{jy})$

このときのモーメントは、軸力によるモーメントと主筋降伏から終局時までの余裕度に応じて以下により算定する。

$$\begin{aligned}
 M_{jh} &= \frac{1}{4} \left(\lambda_h g_c - \frac{1}{2} \frac{N_c}{b_c D_c f_c} \right) N_c D_c + \frac{\theta_{jh}}{\theta_m} (M_{ju} - M_{jv}) \\
 &\cong \frac{1}{4} \left(\lambda_h g_c - \frac{1}{2} \frac{N_c}{b_c D_c f_c} \right) N_c D_c + \left(1 - \frac{\xi_{iu}}{g} \right) \left(1 - \frac{1}{\mu_j} \right) \left(\frac{{}_h M_{ju} + {}_v M_{jv}}{2} - M_{jv} \right)
 \end{aligned} \tag{6-302}$$

したがって、梁主筋の降伏が先行する場合は以下となる。

$$\begin{aligned}
 M_{jh} &\cong \frac{1}{8} N_c \lambda_h D_c + \left(1 - \frac{\xi_{iu}}{g} \right) \left(1 - \frac{1}{\mu_j} \right) \left\{ \left[\frac{1}{2} \left(\frac{{}_c M_{jv}}{{}_b M_{jv}} - 1 \right) + \frac{b_b}{b_j} \left(\frac{1-g}{g} \right)^2 \right] {}_b M_{jv} + \frac{1}{8} T_{hy} \lambda_v D_b + \frac{1}{8} T_{my} \lambda_h D_c \right\} \\
 &\cong \left[\frac{1}{8} \frac{R_1 N_c}{T_{by}} + \left(1 - \frac{\xi_{iu}}{g} \right) \left(1 - \frac{1}{\mu_j} \right) \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{{}_c M_{jv}}{{}_b M_{jv}} - 1 \right) + \frac{1}{8} \frac{T_{hy} + R_1 T_{my}}{T_{by}} + \frac{b_b}{b_j} \left(\frac{1-g}{g} \right)^2 \right\} \right] M_{ju}
 \end{aligned} \tag{6-303}$$

ここに、

M_{ju} : 柱梁接合部の終局モーメント

M_{jv} : 柱梁接合部の主筋降伏時のモーメント

M_{jv} : 柱梁接合部の主筋降伏時のモーメント

N_c : 柱の軸力

b_c : 柱幅

D_c : 柱せい

f_c : コンクリートの圧縮強度

λ_h : 梁主筋の水平定着長さの柱せいに対する比、十字形接合部および T 形接合部の通し配筋された梁主筋の場合は 1 とする。

ξ_{iu} : 終局時の柱梁接合部のコンクリートストラットの幅を表す係数

g : 梁と柱の主筋間距離比の平均 = $(g_b + g_c)/2$

g_c : 柱の主筋間距離比

g_b : 梁の主筋間距離比

μ_j : 接合部の塑性率 = $(M_m/\theta_m)/(M_{jv}/\theta_{jv})$

6.6.3 定振幅繰り返し載荷時のエネルギー吸収量と等価粘性減衰定数

スリップからの硬化開始後は、正負の最大変形のうち絶対値が大きい方の変形に対応する骨格曲線上の点を指向して復元力が増大するとする。

定振幅による繰り返し 1 サイクル中の消費エネルギーは以下のように表される。

$$\begin{aligned}
\Delta W &= M_m(\theta_0 - \theta_h) + M_{jh}(\theta_0 + \theta_m) \\
&\cong \frac{\xi_{lu}}{g} \left(1 - \frac{1}{\mu_j}\right) M_m \theta_m \\
&\quad + \left[\frac{1}{8} \frac{R_1 N_c}{T_{by}} + \left(1 - \frac{\xi_{lu}}{g}\right) \left(1 - \frac{1}{\mu_j}\right) \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{c M_{jy}}{b M_{jy}} - 1 \right) + \frac{1}{8} \frac{T_{hy} + R_1 T_{my}}{T_{by}} + \frac{b_b}{b_j} \left(\frac{1-g}{g} \right)^2 \right\} \right] \left(2 - \frac{1}{\mu_j}\right) M_{ju} \theta_m \\
&\cong \left\{ \frac{2T_{by}}{b_j \lambda_v D_b f_c} + \frac{1}{8} \frac{T_{hy} + R_1 T_{my}}{T_{by}} + \frac{1}{2} \left(\frac{c M_{jy}}{b M_{jy}} - 1 \right) + \frac{b_b}{b_j} \left(\frac{1-g}{g} \right)^2 \right\} \left(1 - \frac{1}{\mu_j}\right) M_{ju} \theta_m + \frac{1}{8} \frac{R_1 N_c}{T_{by}} \left(2 - \frac{1}{\mu_j}\right) M_{ju} \theta_m
\end{aligned}$$

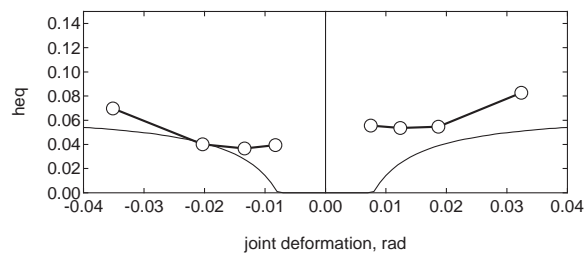
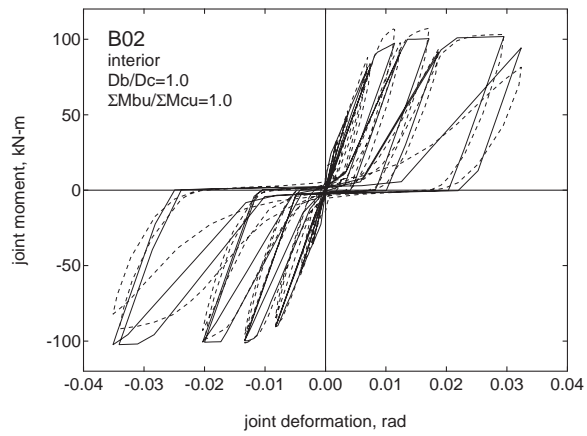
よって、等価粘性減衰定数は以下となる。

$$\begin{aligned}
h_{eq} &= \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W_e} \\
&\cong \frac{1}{2\pi} \left[\left\{ \frac{2T_{by}}{b_j \lambda_v D_b f_c} + \frac{1}{8} \frac{T_{hy} + R_1 T_{my}}{T_{by}} + \frac{1}{2} \left(\frac{c M_{jy}}{b M_{jy}} - 1 \right) + \frac{b_b}{b_j} \left(\frac{1-g}{g} \right)^2 \right\} \left(1 - \frac{1}{\mu_j}\right) + \frac{1}{8} \frac{R_1 N_c}{T_{by}} \left(2 - \frac{1}{\mu_j}\right) \right] \quad (6-304)
\end{aligned}$$

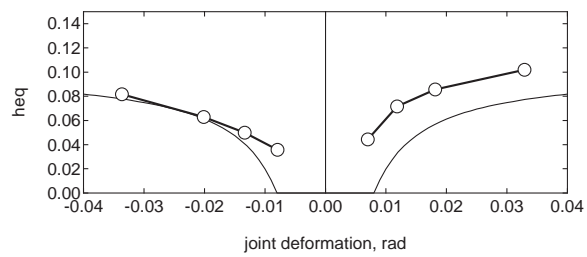
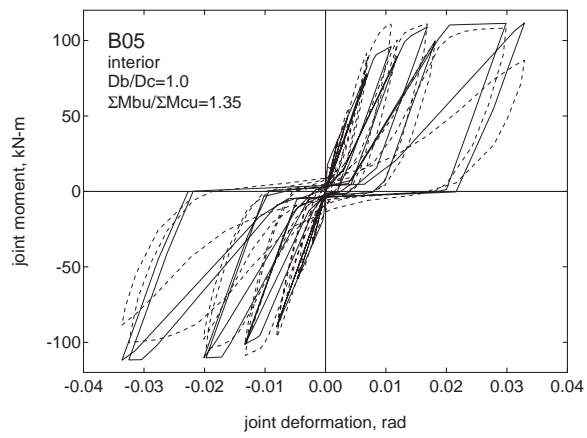
6.6.4 実験値との比較

柱梁強度比が 1 に近く接合部破壊した試験体について、実験値との比較を行う。実験で測定した接合部の変形角と接合部モーメントの関係と、本節までに述べた柱梁接合部のモーメントと変形角の関係のモデルを比較して示す。また、実験の荷重変形関係から算定した等価粘性減衰定数と接合部の変形角の関係と、式(6-304)の計算値を比較して示す。実験値は半サイクルごとに履歴吸収エネルギーを算出し、1 周期分に換算して等価粘性減衰定数を算出した。

柱梁強度比やト形接合部の梁主筋定着長さの増加による等価粘性減衰定数の増加などは計算値は実験値の傾向をとらえている。しかし、変形が小さい領域では等価粘性減衰定数の計算値は実験値を過小評価している。また、ト形接合部では全体的に計算値が実験値に対して小さい。

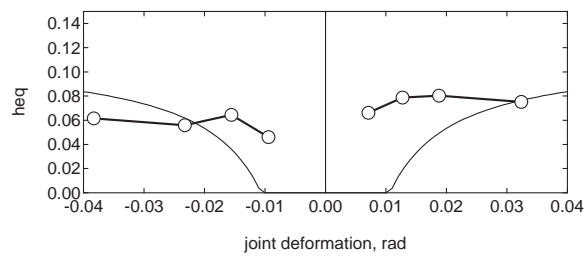
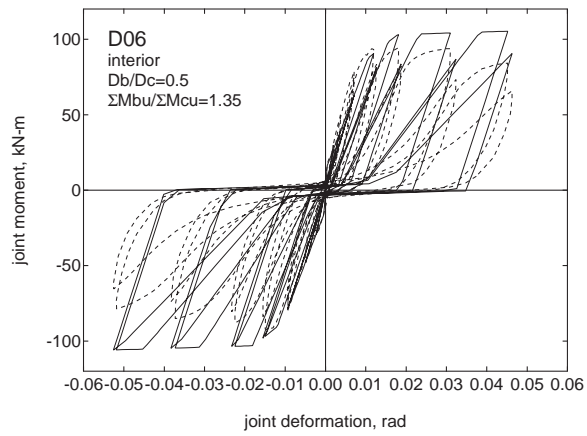


(a) 試験体 B02

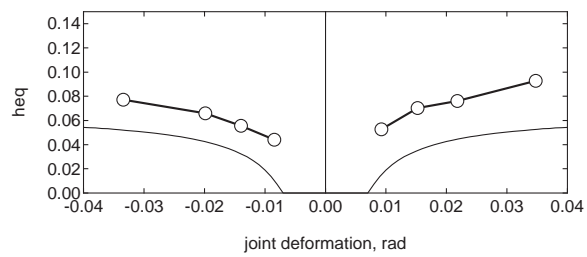
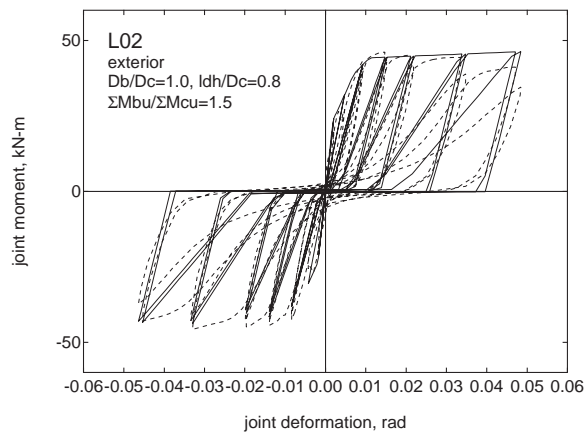


(b) 試験体 B05

図 6-37 柱梁接合部の変形角とモーメントの関係のモデル化と等価粘性減衰定数

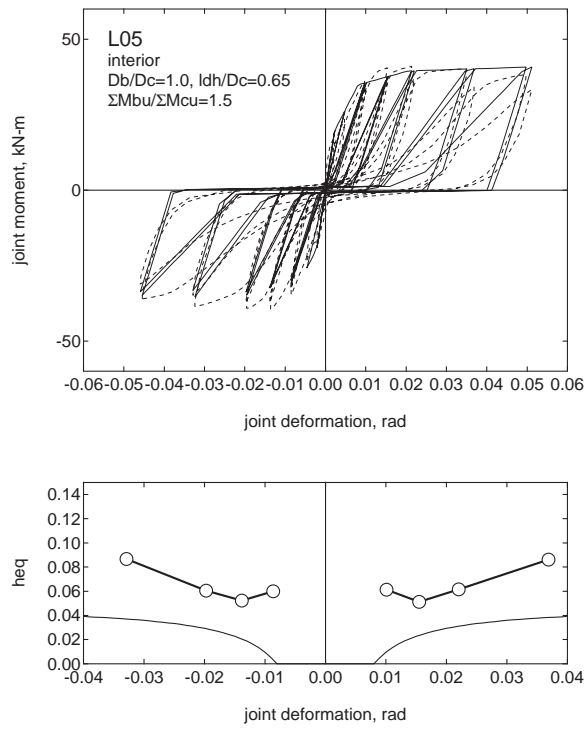


(c) 試験体 D06



(d) 試験体 L02

図 6-37 柱梁接合部の変形角とモーメントの関係のモデル化と等価粘性減衰定数 (つづき)



(e) 試験体 L05

図 6-37 柱梁接合部の変形角とモーメントの関係のモデル化と等価粘性減衰定数 (つづき)

6.7 主筋降伏前の接合部破壊の防止

コンクリート断面に対して主筋量が過剰になると主筋の降伏の前にコンクリートの圧壊が始まる。このような破壊は接合部の釣合い破壊と呼ばれるが、これを防止するためには主筋量を限界補強量以下とすればよい。本節では3～5章で示した釣合い破壊時が生じる主筋量、すなわち限界補強量を簡便に算定する方法を示す。

6.7.1 十字形接合部

3.4節に示したように、釣合い破壊時の鉄筋の応力と接合部パネル対角線上の仮想断面の中立軸位置の関係は以下で表される。

$$\frac{1}{1+R^2} g_b \frac{(T_b + T_{b2})/2}{E_s A_b} + \frac{1}{1+1/R^2} g_c \frac{(T_c + T_{c2})/2}{E_s A_c} = \frac{1 - \xi_1 - (\xi_{2x} + \xi_{2y})}{\xi_1} \varepsilon_u \quad (6-305)$$

ここに、

ξ_1 : 接合部中央コンクリートストラットの圧縮ゾーンの幅の接合部パネルの頂点から対角線までの距離に対する比 $= x_1/D_b \cos\phi = x_1/D_c \sin\phi$, R : 梁せいの柱せいに対する比 (接合部アスペクト比) $= D_b/D_c = \tan\phi$, ξ_{2x}, ξ_{2y} : 基準化した接合部入隅部のコンクリートストラットの圧縮ゾーンの幅, D_b : 梁せい, D_c : 柱せい, g_b : 梁の主筋間距離比, g_c : 柱の主筋間距離比, E_s : 鉄筋のヤング率, A_b : 梁引張主筋の断面積, A_c : 柱引張主筋の断面積, ε_u : 終局時のコンクリートのひずみで 0.003, T_b, T_{b2} : 引張側および圧縮側の梁主筋の引張力, T_c, T_{c2} : 引張側および圧縮側の柱主筋の引張力

ここで、簡略化のため以下の仮定を用いる。

1) 梁・柱主筋はすべて引張降伏しているとする。これは鉄筋のひずみが大きいほうが中立軸位置を示す係数 ξ_1 が大きくなり、釣合い鉄筋量も小さく算定されるため安全側の仮定である。すなわち

$$T_b = T_{b2} = E_s A_b \varepsilon_y, \quad T_c = T_{c2} = E_s A_c \varepsilon_y \quad (6-306)$$

ここに、

$b\varepsilon_y$: 梁主筋の降伏ひずみ, $c\varepsilon_y$: 柱主筋の降伏ひずみ,

2) 入隅部のコンクリートの圧縮域の幅は、接合部の抵抗モーメントが極大となるときの幅、すなわち圧縮縁から圧縮鉄筋の位置までとする。

$$\xi_{2x} \cong \frac{1-g_b}{2}, \quad \xi_{2y} \cong \frac{1-g_c}{2} \quad (6-307)$$

これらの仮定を用いると式(6-305)は次のようになる。

$$\frac{1}{1+R^2} g_b \varepsilon_y + \frac{1}{1+1/R^2} g_c \varepsilon_y = \frac{g - \xi_1}{\xi_1} \varepsilon_u \quad (6-308)$$

これを解くことにより釣り合い破壊時の接合部パネルの頂点からコンクリートのストラットの中心線までの距離に対するストラットの幅の比 ξ_{ib} が得られる。

$$\xi_{ib} = \frac{\frac{1}{R} + R}{\frac{1}{R} \left(1 + g_b \frac{b \varepsilon_y}{\varepsilon_u} \right) + R \left(1 + g_c \frac{c \varepsilon_y}{\varepsilon_u} \right)} \frac{g_b + g_c}{2} = \frac{R + 1/R}{\frac{1}{R} \left(1 + \frac{g_b}{u_b} \right) + R \left(1 + \frac{g_c}{u_c} \right)} g \quad (6-309)$$

ここで、

g : 梁と柱の主筋間距離比の平均 $= (g_b + g_c)/2$, u_b : コンクリートの終局ひずみと梁主筋の降伏ひずみの比, u_c : コンクリートの終局ひずみと柱主筋の降伏ひずみの比

以上から釣り合い破壊が生じる主筋量はコンクリートの応力と鉄筋の応力の関係を用いて以下のように表される。ただし、実務の設計では梁と柱の主筋で極端に強度が異なり降伏ひずみが異なる鉄筋を用いることは多くないと考えられることから、梁、柱それぞれの主筋の降伏ひずみのみを考慮する形とした。また、接合部横補強筋および柱中段筋の応力により引張主筋の限界補強量は小さくなるが、一般に釣り合い破壊時の接合部の変形は小さいこと、上記の仮定がやや安全側の仮定であることから、これらは無視することとした。

$$T_{bb} - \frac{V_c}{2} = \xi_{ib} b_j D_b \beta_{u1} \beta_{u3} f_c \cos^2 \phi \cong \frac{1}{R + 1/R} \frac{1}{1 + g_b/u_b} g b_j D_c \beta_{u1} \beta_{u3} f_c \quad (6-310)$$

$$T_{cb} + \frac{N_c}{2} - \frac{V_b}{2} = \xi_{ib} b_j D_b \beta_{u1} \beta_{u3} f_c \sin^2 \phi \cong \frac{1}{R + 1/R} \frac{1}{1 + g_c/u_c} g b_j D_b \beta_{u1} \beta_{u3} f_c \quad (6-311)$$

ここで、

T_{bb} : 梁の限界補強量, T_{cb} : 柱の限界補強量, N_c : 柱の軸力, β_{u1} , β_{u3} : 終局時のコンクリートのストレスブロックの形状を表す係数で ACI 規準[6.2]による, f_c : コンクリートの圧縮強度, b_j : 柱梁接合部の有効幅で柱幅とする, V_b : 梁のせん断力, V_c : 柱のせん断力

保証設計において主筋降伏前のコンクリートの圧壊による接合部破壊が生じないことを確認する場合は、梁および柱のせん断力に保証設計用のせん断力を用いればよい。

一方、前節までに述べた柱梁接合部の終局モーメントを算定する際には梁および柱の主筋の引張力の上限を限界補強量としている。この場合、終局時の架構の応力は未知であり、式(6-310)、(6-311)の形では不便である。そこで、釣り合い破壊時の接合部に作用するモーメントを略算して陽に限界補強量を求められるようにする。釣り合い破壊時の接合部に作用するモーメントは圧縮側の主筋による抵抗モーメントを無視すれば次式で表される。

$$M_{jb} \cong \frac{1}{R + 1/R} \left(g - \frac{1}{2} \beta_{u1} \xi_{ib} \right) \beta_{u1} \xi_{ib} b_j D_c D_b \beta_3 f_c \quad (6-312)$$

これを用いると、モーメントとせん断力の関係から梁の限界補強量は次のように表される。

$$\begin{aligned} T_{bb} &= \frac{1}{R+1/R} \xi_{ib} b_j D_c \beta_{u1} \beta_{u3} f_c + \frac{M_{jb}}{H} \\ &= \frac{1}{R+1/R} \xi_{ib} b_j D_c \beta_{u1} \beta_{u3} f_c \left\{ 1 + \left(g - \frac{1}{2} \beta_{u1} \xi_{ib} \right) \frac{D_b}{H} \right\} \end{aligned} \quad (6-313)$$

ここで、 ξ_{ib} はコンクリートの終局時のひずみの主筋の降伏ひずみに対する比 u_b が小さいほど大きくなるが、実務で用いられる範囲ではせいぜい主筋間距離比の 0.5 倍程度となる。そこで、以下のように近似することにする。

$$T_{bb} \cong \frac{1}{R+1/R} \xi_{ib} b_j D_c \beta_{u1} \beta_{u3} f_c \left(1 + \frac{3}{4} \frac{g D_b}{H} \right) \quad (6-314)$$

柱の限界補強量も同様にして次式で表される。

$$T_{cb} + \frac{N_c}{2} \cong \frac{1}{R+1/R} \frac{1}{1+g_c/u_c} g b_j D_b \beta_{u1} \beta_{u3} f_c \left(1 + \frac{3}{4} \frac{g D_c}{L} \right) \quad (6-315)$$

ここで、

L : 柱スパン, H : 柱スパン

6.7.2 ト形接合部

4.3 節に示したように、梁主筋を折り曲げ定着とした場合と機械式定着とした場合では、接合部パネルに生じる斜めひび割れを定着された梁主筋が横切るかによる差があり、接合部パネルの変形と主筋の伸びの関係も異なるものとなる。しかし、既往の実験の分析では主筋降伏前に接合部破壊が生じる主筋量には定着方法による差はほとんどないこと、機械式定着の場合の方が定式化が比較的簡単なことから機械式定着の場合をもとに限界補強量の表す式を簡略化する。

まず、機械式定着を用いた釣り合い破壊時の鉄筋の応力と接合部パネル対角線上の仮想断面の中立軸位置の関係は以下のように表される。

$$\left(R_1 + \frac{1}{R_1} \right) \frac{\varepsilon_u}{\xi_{1y}} = \frac{(1-K) \frac{1}{R_1} \left(\frac{\Delta L_b}{D_c'} + \varepsilon_u \right) + R_1 \left(\frac{\Delta L_c}{D_b} + \varepsilon_u \right)}{\frac{1+g_b}{2} - \frac{1-g_c}{2} \frac{R_1}{R}} \quad (6-316)$$

ここで、

$$K = \frac{R_1 \left(\frac{1-g_c}{2} - \xi_{2y} \right)}{R \left(\frac{1+g_b}{2} - \frac{1-g_c}{2} \frac{R_1}{R} \right)} \cong 0$$

$$D_c' = \frac{R}{R_1} D_c$$

ここに、

ξ_1 : 接合部中央コンクリートストラットの圧縮ゾーンの幅の接合部パネルの頂点から梁主筋の定着端と圧縮側の入隅部を結ぶ線までの距離に対する比 $= x_1/D_b \cos\phi_1 \cong x_1/\lambda_h D_c \sin\phi_1$, R : 梁せいの柱せいに対する比 (接合部アスペクト比) $= D_b/D_c = \tan\phi$, R_1 : ストラットの傾き $\cong D_b/\lambda_h D_c = \tan\phi$, ξ_{2x} , ξ_{2y} : 基準化した接合部入隅部のコンクリートストラットの圧縮ゾーンの幅, D_b : 梁せい, D_c : 柱せい, λ_h : 梁主筋の水平定着長さの柱せいに対する比, g_b : 梁の主筋間距離比, g_c : 柱の主筋間距離比, ΔL_b , ΔL_c : 柱梁接合部内での梁および柱主筋の伸び, ε_u : 終局時のコンクリートのひずみで 0.003

十字形接合部の場合と同様に入隅部のコンクリートのストラットの幅を圧縮側の主筋位置までとする。

$$\xi_{2y} \cong \frac{1-g_c}{2}$$

すると、 $K \cong 0$ となるので、式(6-316)を整理し、鉄筋の応力と伸びの関係も用いると以下のようなになる。

$$\frac{1}{1+R_1^2} \left\{ g_b - \left(1 - \frac{R_1}{R}\right) \frac{1-g_b}{2} \right\} \frac{(T_{b1}+T_{ba})/2}{E_s A_b} + \frac{1}{1+1/R_1^2} g_c \frac{(T_{c1}+T_{c2})/2}{E_s A_c} = \left(g + \left(1 - \frac{R_1}{R}\right) \frac{1-g_c}{2} - \xi_1 \right) \frac{\varepsilon_u}{\xi_1} \quad (6-317)$$

E_s : 鉄筋のヤング率, A_b : 梁引張主筋の断面積, A_c : 柱引張主筋の断面積, T_b , T_{ba} : 梁端および定着端における梁主筋の引張力, T_c , T_{c2} : 引張側および圧縮側の柱主筋の引張力

ここで、簡略化のため部分的に $R_1/R \cong 1$ を用いると、十字形接合部の場合と同様の次式が得られる。

$$\frac{1}{1+R_1^2} g_b \frac{(T_{b1}+T_{ba})/2}{E_s A_b} + \frac{1}{1+1/R_1^2} g_c \frac{(T_{c1}+T_{c2})/2}{E_s A_c} = \frac{g - \xi_1}{\xi_1} \varepsilon_u \quad (6-318)$$

さらに、ト形接合部の場合も柱梁接合部内の梁・柱主筋のひずみを降伏ひずみとし ξ_1 について解けば、釣り合い破壊時の接合部パネルの頂点からコンクリートのストラットの中心線までの距離に対するストラットの幅の比 ξ_{ib} が得られる。

$$\xi_{ib} = \frac{R_1 + 1/R_1}{\frac{1}{R_1}(1+g_b/u_b) + R_1(1+g_c/u_c)} g \quad (6-319)$$

ここに、

g : 梁と柱の主筋間距離比の平均 $= (g_b + g_c)/2$, u_b : コンクリートの終局ひずみと梁主筋の降伏ひずみの比, u_c : コンクリートの終局ひずみと柱主筋の降伏ひずみの比

これを用いて、梁および柱の限界補強量は以下のように表される。ト形接合部では梁主筋の定着端付近に配

された接合部および柱の横補強筋によってストラットに入力される応力が小さくなるため、限界補強量は大きくなる。

$$T_{bb} - T_s - V_c = \frac{1}{R_1 + 1/R_1} \lambda_h \xi_{ib} b_j D_c \beta_{u1} \beta_{u3} f_c \cong \frac{1}{R_1 + 1/R_1} \frac{1}{1 + g_b/u_b} \lambda_h g b_j D_c \beta_{u1} \beta_{u3} f_c \quad (6-320)$$

ここに、

T_{bb} : 梁の限界補強量, T_s : 梁主筋の定着端近傍に配された横補強筋の降伏強度の和で、定着端付近とは梁せいの半分および仮想断面を背面側に延伸した範囲に含まれるものをいう (図 6-38), β_{u1} , β_{u3} : 終局時のコンクリートのストレスブロックの形状を表す係数で ACI 規準[6.2]による, f_c : コンクリートの圧縮強度, b_j : 柱梁接合部の有効幅で柱幅とする, V_c : 柱のせん断力

一方、柱主筋については主筋降伏時と同様に柱の外側主筋の応力を仮定すると以下のようなになる。ここで、柱中段筋の応力については十字形接合部の場合と同様にこれが増大するほど限界補強量は小さくなるが、十字形接合部の場合と同様にこれを無視している。

$$T_{cb} + T_e + N_c - \frac{V_b}{2} \cong \left(1 + \lambda_h\right) \left(T_{cb} + \frac{N_c}{2}\right) - \frac{V_b}{2}$$

であるから、

$$T_{cb} + \frac{N_c}{2} - \frac{V_b}{4} \cong \frac{1}{1 + \lambda_h} \cdot \frac{1}{R_1 + 1/R_1} \frac{1}{1 + g_c/u_c} g b_j D_b \beta_{u1} \beta_{u3} f_c \cong \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{R_1 + 1/R_1} \frac{1}{1 + g_c/u_c} g b_j D_b \beta_{u1} \beta_{u3} f_c \quad (6-321)$$

ここに、

T_{cb} : 柱の限界補強量, N_c : 柱の軸力, V_b : 梁のせん断力

また、このときの柱梁接合部に作用するモーメント、すなわち釣り合いモーメントは次式で表される。

$$M_{jb} \cong \frac{1}{R_1 + 1/R_1} \left(g - \frac{1}{2} \beta_{u1} \xi_{ib}\right) \lambda_h \xi_{ib} b_j D_c D_b \beta_{u1} \beta_{u3} f_c \quad (6-322)$$

十字形接合部の場合と同様にして、部材のせん断力が未知な場合の限界補強量は次式で表す。

$$T_{bb} = \frac{1}{R_1 + 1/R_1} \frac{1}{1 + g_b/u_b} \lambda_h g b_j D_c \beta_{u1} \beta_{u3} f_c \left(1 + \frac{3}{4} \frac{g D_b}{H}\right) + T_s \quad (6-323)$$

$$T_{cb} + \frac{N_c}{2} \cong \frac{1}{2} \frac{1}{R_1 + 1/R_1} \frac{1}{1 + g_c/u_c} g b_j D_b \beta_{u1} \beta_{u3} f_c \left(1 + \frac{3}{4} \lambda_h \frac{g D_c}{L}\right) \quad (6-324)$$

6.7.3 L形接合部

(1) 開く方向

L形接合部の開く方向の加力の場合、釣り合い破壊時の鉄筋の応力と接合部パネル対角線上の仮想断面の中立軸位置の関係は以下で表される。

$$\begin{aligned} \frac{1}{1+R_1^2} \frac{(T_{b1}+T_{ba})/2}{E_s A_b} \lambda_h \frac{D_c}{D_c'} + \frac{1}{1+1/R_1^2} \frac{(T_{c1}+T_{ca})/2}{E_s A_c} \lambda_v \frac{D_b}{D_b'} \\ = \left(g - \xi_1 + \frac{1-g_b}{2} \left(1 - \frac{D_b}{D_b'} \right) + \frac{1-g_c}{2} \left(1 - \frac{D_c}{D_c'} \right) \right) \frac{\varepsilon_u}{\xi_1} \end{aligned} \quad (6-325)$$

ここで、

$$R_1 \equiv \tan \phi_1 = \frac{\lambda_v - (1-g_b)/2}{\lambda_h - (1-g_c)/2} R \equiv \frac{\lambda_v}{\lambda_h} R$$

$$D_c' = \left(\lambda_h + \frac{1-g_b}{2} \frac{R}{R_1} \right) D_c \equiv \lambda_h g_b D_c$$

$$D_b' = \left(\lambda_v + \frac{1-g_c}{2} \frac{R_1}{R} \right) D_b \equiv \lambda_v g_c D_b$$

ここに、

ξ_1 : 接合部中央コンクリートストラットの圧縮ゾーンの幅の接合部パネルの頂点からコンクリートのストラットの中心までの距離に対する比 $\equiv x_1/\lambda_v D_b \cos \phi_1 \equiv x_1/\lambda_h D_c \sin \phi_1$, R : 梁せいの柱せいに対する比 (接合部アスペクト比) $= D_b/D_c = \tan \phi$, R_1 : ストラットの傾き, ξ_{2x}, ξ_{2y} : 基準化した接合部入隅部のコンクリートストラットの圧縮ゾーンの幅, D_b : 梁せい, D_c : 柱せい, λ_h : 梁主筋の水平定着長さの柱せいに対する比, λ_v : 梁側の柱主筋の鉛直定着長さの梁せいに対する比, g_b : 梁の主筋間距離比, g_c : 柱の主筋間距離比, ε_u : 終局時のコンクリートのひずみで 0.003, E_s : 鉄筋のヤング率, A_b : 梁引張主筋の断面積, A_c : 柱引張主筋の断面積, T_b, T_{ba} : 梁端および定着端における梁主筋の引張力, T_c, T_{ca} : 柱端および定着端における柱主筋の引張力

右辺においては簡単のため $D_c'/D_c \equiv 1$, $D_b'/D_b \equiv 1$ とすれば十字形, ト形接合部の場合と同様に以下となる。

$$\frac{1}{1+R_1^2} g_b \frac{(T_{b1}+T_{ba})/2}{E_s A_b} + \frac{1}{1+1/R_1^2} g_c \frac{(T_{c1}+T_{ca})/2}{E_s A_c} = \frac{g - \xi_1}{\xi_1} \varepsilon_u \quad (6-326)$$

さらに、柱梁接合部内の梁・柱主筋のひずみを降伏ひずみとし ξ_1 について解けば、釣り合い破壊時の接合部パネルの頂点からコンクリートのストラットの中心線までの距離に対するストラットの幅の比 ξ_{ib} が得られる。

$$\xi_{ib} = \frac{R_1 + 1/R_1}{\frac{1}{R_1} \left(1 + \frac{g_b}{u_b} \right) + R_1 \left(1 + \frac{g_c}{u_c} \right)} g \quad (6-327)$$

ここに、

g : 梁と柱の主筋間距離比の平均 $= (g_b + g_c)/2$, u_b : コンクリートの終局ひずみと梁主筋の降伏ひずみの比, u_c : コンクリートの終局ひずみと柱主筋の降伏ひずみの比

十字形接合部の場合と同様に接合部横補強筋および柱中段筋の応力の影響を無視すれば、梁および柱の限界補強量は以下となる。

$$T_{bb} - V_c \cong \frac{1}{R_1 + 1/R_1} \frac{1}{1 + g_b/u_b} \lambda_h g b_j D_c \beta_{u1} \beta_{u3} f_c \quad (6-328)$$

$$T_{cb} - V_b \cong \frac{1}{R_1 + 1/R_1} \frac{1}{1 + g_c/u_c} \lambda_v g b_j D_b \beta_{u1} \beta_{u3} f_c \quad (6-329)$$

ここで、

T_{bb} : 梁の限界補強量, T_{cb} : 柱の限界補強量, β_{u1} , β_{u3} : 終局時のコンクリートのストレスブロックの形状を表す係数で ACI 規準[6.2]による, f_c : コンクリートの圧縮強度, b_j : 柱梁接合部の有効幅で柱幅とする, V_b : 梁のせん断力, V_c : 柱のせん断力

このとき、接合部の釣り合いモーメントは以下となる。

$$M_{jb} \cong \frac{1}{R_1 + 1/R_1} \left(g - \frac{1}{2} \beta_1 \xi_1 \right) \lambda_h \lambda_v b_c D_b D_c \beta_3 f_c \quad (6-330)$$

よってモーメントと部材せん断力の関係から、部材せん断力が未知の場合の限界補強量を次のように表すことにする。

$$T_{bb} \cong \frac{1}{R_1 + 1/R_1} \frac{1}{1 + g_b/u_b} \lambda_h g b_j D_c \beta_{u1} \beta_{u3} f_c \left(1 + \frac{3}{2} \lambda_v \frac{g D_b}{H} \right) \quad (6-331)$$

$$T_{cb} \cong \frac{1}{R_1 + 1/R_1} \frac{1}{1 + g_c/u_c} \lambda_v g b_j D_b \beta_{u1} \beta_{u3} f_c \left(1 + \frac{3}{2} \lambda_h \frac{g D_c}{L} \right) \quad (6-332)$$

(2) 閉じる方向

5章の検討によれば、閉じる方向における釣り合い破壊時の鉄筋の応力と接合部パネル対角線上の仮想断面の中立軸位置の関係は以下で表される。

$$\frac{R_2}{1 + R_2^2} \xi_1 \left(1 + \frac{1 - \xi_{2x}}{1 - \xi_{4y}} R_2^2 \right) \lambda_h \left\{ \frac{(T_{b1} + T_{ba})/2}{E_s A_b} + \varepsilon_u \right\} = \left(\frac{1 + g_b}{2} - \xi_{2x} \right) R \varepsilon_u \quad (6-333)$$

ここに、

ξ_1 : 接合部中央コンクリートストラットの圧縮ゾーンの幅の接合部パネルの頂点からコンクリートの

ストラットの中心までの距離に対する比 $\cong x_1/D_b \cos\phi_2 \cong x_1/\lambda_h D_c \sin\phi_2$, R : 梁せいの柱せいに対する比 (接合部アスペクト比) $= D_b/D_c = \tan\phi$, R_2 : ストラットの傾き $\cong R/\lambda_h$, ξ_{2x}, ξ_{2y} : 基準化した接合部入隅部のコンクリートストラットの圧縮ゾーンの幅, ξ_{4x}, ξ_{4y} : 基準化した接合部出隅部のコンクリートストラットの圧縮ゾーンの幅, D_b : 梁せい, D_c : 柱せい, λ_h : 梁主筋の水平定着長さの柱せいに対する比, g_b : 梁の主筋間距離比, g_c : 柱の主筋間距離比, ε_u : 終局時のコンクリートのひずみで 0.003, E_s : 鉄筋のヤング率, A_b : 梁引張主筋の断面積, T_b, T_{ba} : 梁端および定着端における梁主筋の引張力

これまでと同様に入隅部のストラットの幅および接合部内での主筋のひずみを仮定する。また, 出隅部のコンクリートの圧縮力の幅 ξ_{i4} は入隅部の圧縮力の幅 ξ_{i2} と等しいとする。すると, 式(6-333)は次のようになる。

$$R_2 \xi_1 \lambda_h \left\{ \frac{(T_{b1} + T_{ba})/2}{E_s A_b} + \varepsilon_u \right\} = R g_b \varepsilon_u \quad (6-334)$$

柱梁接合部内の梁主筋のひずみを降伏ひずみとし, ξ_1 について解けば釣り合い破壊時の接合部パネルの頂点からコンクリートのストラットの中心線までの距離に対するストラットの幅の比 ξ_{ib} が得られる。

$$\xi_1 \cong \frac{g_b}{1 + g_b/u_b} \quad (6-335)$$

ここに,

u_b : コンクリートの終局ひずみと梁主筋の降伏ひずみの比

これを使って, 限界補強量は次のように表される。

$$T_{bb} \cong (1 + R_2^2) \xi_{ib} b_j D_b \beta_{u1} \beta_{u3} f_c \cos^2 \phi_2 \cong \frac{1}{R_2} \frac{1}{1 + g_b/u_b} \lambda_h g_b b_j D_c \beta_{u1} \beta_{u3} f_c \quad (6-336)$$

ここに,

T_{bb} : 梁の限界補強量, β_{u1}, β_{u3} : 終局時のコンクリートのストレスブロックの形状を表す係数で ACI 規準[6.2]による, f_c : コンクリートの圧縮強度, b_j : 柱梁接合部の有効幅で柱幅とする

6.7.4 限界補強量の算定式

前項までをまとめて限界補強量の算定式を示すと以下のようになる。

L形接合部の上端筋以外:

$$T_{bb} = \frac{1}{b k_b} \left(\frac{1}{R_1 + 1/R_1} \frac{g}{1 + g_b/u_b} b_j D_{jh} \beta_{u1} \beta_{u3} f_c + \frac{1}{m_b} V_c \right) + T_s \quad (6-337)$$

$$T_{cb} = \frac{1}{c k_c} \left(\frac{1}{R_1 + 1/R_1} \frac{g}{1 + g_c/u_c} b_j D_{jv} \beta_{u1} \beta_{u3} f_c + \frac{1}{m_c} V_b \right) + T_w - \frac{N_c}{2} \quad (6-338)$$

L形接合部の上端筋：

$$T_{bb} = \frac{1}{R_2} \frac{g_b}{1+g_b/u_b} b_j D_{jh} \beta_{u1} \beta_{u3} f_c \quad (6-339)$$

ただし、L形接合部の上端筋を除き、限界補強量を算定する際の梁および柱のせん断力が未知の場合は、以下により算定してもよい。

L形接合部の上端筋以外：

$$T_b = \frac{1}{b k_b} \frac{1}{R_1 + 1/R_1} \frac{g}{1+g_b/u_b} b_j D_{jh} \beta_{u1} \beta_{u3} f_c \left(1 + \frac{3}{4} k_b \frac{g D_b}{H} \right) \quad (6-340)$$

$$T_{cb} = \frac{1}{c k_b} \frac{1}{R_1 + 1/R_1} \frac{g}{1+g_c/u_c} b_j D_{jv} \beta_{u1} \beta_{u3} f_c \left(1 + \frac{3}{4} k_b \frac{g D_c}{L} \right) - \frac{N_c}{2} \quad (6-341)$$

ここに、

${}_b k_b$, ${}_c k_b$, ${}_s k_b$ ：柱梁接合部に接続する梁、柱の数による係数で、表 6-5 による

m_b ：柱梁接合部に接続する梁の数

m_c ：柱梁接合部に接続する柱の数

b_j ：柱梁接合部の有効幅で柱幅とする

D_{jh} ：柱梁接合部の水平方向の有効せいで、十字形接合部、T形接合部では柱せい、ト形接合部、L形接合部では梁主筋の水平定着長さとする

D_{jv} ：柱梁接合部の鉛直方向の有効せいで、十字形接合部、ト形接合部では梁せい、T形接合部、L形接合部では柱主筋の鉛直定着長さとする

R_1 ：斜めストラットの傾き = D_{jv}/D_{jh}

R_2 ：L形接合部の閉じる方向の加力における斜めストラットの傾き = D_b/D_{jh}

g_b ：梁の主筋間距離比

g_c ：柱の主筋間距離比

g ：梁と柱の主筋間距離比の平均 = $(g_b + g_c)/2$

u_b ：コンクリートの終局ひずみと梁主筋の降伏ひずみの比 = $\varepsilon_u / {}_b \varepsilon_y = E_s \varepsilon_u / {}_b f_y$

u_c ：コンクリートの終局ひずみと柱主筋の降伏ひずみの比 = $\varepsilon_u / {}_c \varepsilon_y = E_s \varepsilon_u / {}_c f_y$

ε_u ：コンクリートの終局ひずみで 0.3% とする

${}_b \varepsilon_y$ ：梁主筋の降伏ひずみ

${}_c \varepsilon_y$ ：柱主筋の降伏ひずみ

E_s ：鉄筋のヤング率

${}_b f_y$ ：梁主筋の降伏強度

${}_c f_y$ ：柱主筋の降伏強度

f_c ：コンクリートの圧縮強度

β_{u1} , β_{u3} ：終局時のコンクリートストレスブロックの形状を表す係数で ACI 規準[6.2]による

T_s : 梁主筋の定着端近傍に配された横補強筋の降伏強度の和で、定着端付近とは梁せいの半分および仮想断面を背面側に延伸した範囲に含まれるものをいう (図 6-38) , ただし、十字形, T形, L形接合部ではゼロとする

T_w : 柱主筋の定着端近傍に配された梁せん断補強筋の降伏強度の和で、定着端付近とは仮想断面を梁上面側に延伸した範囲に含まれるものをいう, ただし、十字形, ト形, L形接合部ではゼロとする

表 6-5 柱梁接合部に接続する部材の数と ${}_b k_b$, ${}_c k_b$, ${}_s k_b$

	十字形	ト形	T形	L形
m_b	2	1	2	1
m_c	2	2	1	1
${}_b k_b = m_b / \min(m_b, m_c)$	1	1	2	1
${}_c k_b = m_c / \min(m_b, m_c)$	1	2	1	1
${}_s k_b = 2 / \max(m_b, m_c)$	1	1	1	2

6.7.5 算定式の精度

図 6-39 に既往の実験データベースの試験体について、梁、柱主筋の降伏強度の限界補強量に対する比と破壊形式の関係を示す。降伏強度の限界補強量に対する比が 1 を超えると主筋降伏前にコンクリートが終局状態に達することを表わしている。

L形接合部の閉じる方向を除き、主筋が降伏した試験体 (B破壊あるいはB J破壊) は降伏強度の限界補強量に対する比が 1 以下の範囲に分布し、主筋降伏前に接合部破壊した試験体は 1 以上の範囲に分布しており、主筋降伏前の接合部破壊の防止は、主筋量を限界補強量以下とすることで可能であることがわかる。ただ、いずれの形状の場合も 1 より小さい (主筋量は限界補強量以下) 範囲にも J型の試験体が含まれている。理由との 1 つとして、本論文で扱っているモデルでは主筋は接合部に生じる斜めひび割れを横切る位置で降伏するとしているのに対し、実験の多くでは柱・梁フェースでのみ鉄筋のひずみを測定しており、必ずしも接合部内での主筋の降伏の有無は確認されていないことが考えられる。

L形接合部の閉じる方向については、本論文で扱う主筋降伏前の接合部破壊は主筋降伏前に接合部パネル内のコンクリートの圧壊により終局状態にいたる破壊であるのに対し、L形接合部の閉じる方向の加力で主筋降伏前の接合部破壊と報告されている試験体のほとんどは主筋の降伏前に定着耐力の不足や補強筋の不足により斜めひび割れが拡大して破壊したものであるためと考えられる。

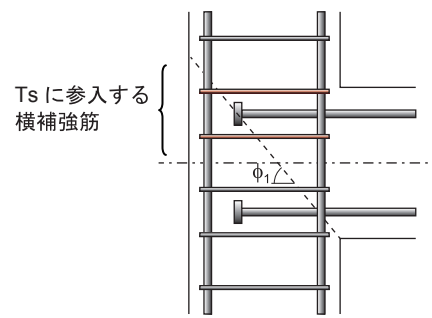
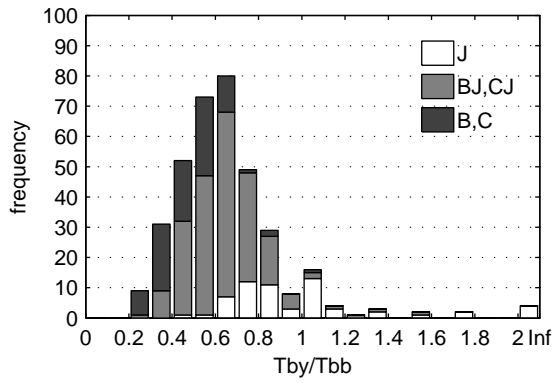
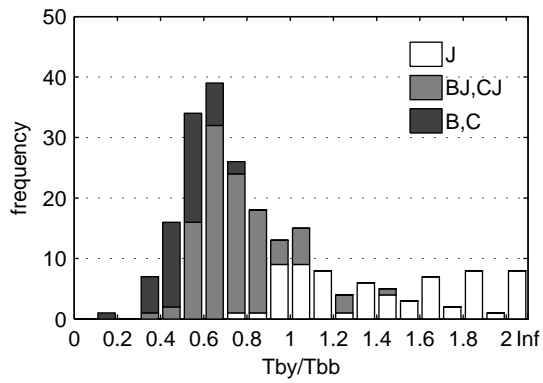


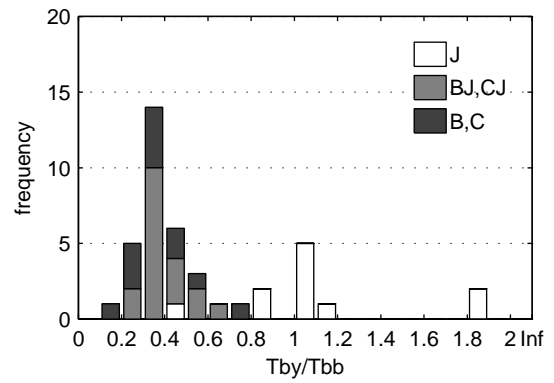
図 6-38 T_s に参入する横補強筋の範囲



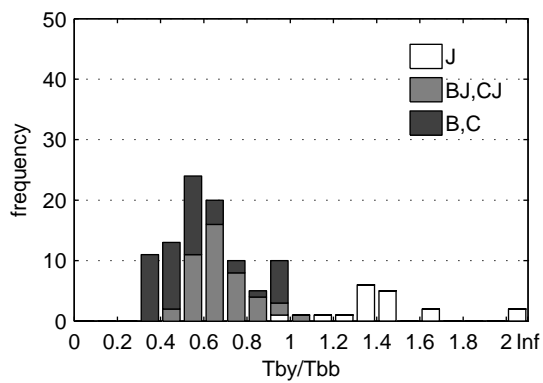
(a) 十字形接合部



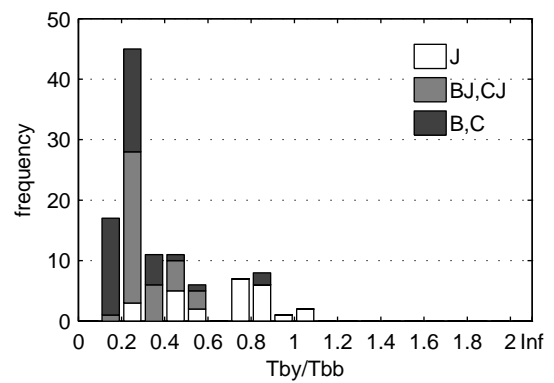
(b) T形接合部



(c) T形接合部



(d) L形接合部 (開く方向)



(e) L形接合部 (閉じる方向)

図 6-39 限界補強量と破壊形式

引用文献

- [6.1] 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
- [6.2] American Concrete Institute: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-08) and Commentary. American Concrete Institute, 2008

7. 結論

7.1 本研究のまとめ

本研究は、鉄筋コンクリート造柱梁接合部について、終局強度の算定法および柱梁接合部の部材としての性能評価方法について、接合部パネルのモーメントに対する抵抗機構の力学モデルに基づき理論的に検討したものである。以下に各章ごとにまとめを述べる。

第1章では、本研究の背景と目的を述べた。

現在の主な耐震設計法でとりいれられている接合部せん断力を制限する方法では柱梁接合部の損傷を防止できず、接合部せん断力が設計法に規定されたせん断強度以下であっても架構の強度が設計で期待する梁曲げ強度時の耐力に達しないことがある。柱梁接合部の破壊は接合部パネルのせん断抵抗機構の劣化によるものではなく、モーメントに対する抵抗機構が終局状態に達して生じ、柱と梁の曲げ強度が近いと広く起こる現象であり、理論的にも実験的にもすでに明らかになっている。そして、柱梁接合部の破壊が生じると柱と梁の一体性が失われ、地震時には層崩壊の危険性が高くなる。

しかし、このような柱梁接合部の破壊を防止する設計は、柱の曲げ強度を著しく大きくする必要があるので必ずしも合理的ではない。また、柱梁接合部の破壊によって急激な耐力低下は生じないことから、柱梁接合部の復元力特性、履歴特性等を評価することが可能であれば、設計において柱梁接合部の破壊を排除する必要はない。

そこで、本研究では柱梁接合部の終局強度および復元力特性、履歴特性を、接合部パネルのモーメントに対する抵抗機構を基にした理論によって導くこととした。

第2章では、既往の研究について述べた。

まず、柱梁接合部のせん断力に対する抵抗機構に関する研究について述べた。いずれも接合部パネル内に生じるコンクリートの圧縮束による機構と縦横の補強筋と主筋により構成される機構の組み合わせにより抵抗機構を構成するものである。また、L形接合部については、接合部パネル内に生じるコンクリートの圧縮束とこれに釣り合う梁・柱主筋の引張力によるモーメントを考える耐荷機構について述べた。

次に、本研究の基礎となっている塩原による一連の研究について述べ、柱梁接合部の終局モーメント、柱梁接合部の釣合破壊、限界補強量などについて述べた。

さらに、柱梁接合部の復元力特性についての研究について述べた。いずれも柱梁接合部をせん断パネルでモデル化するもので、接合部パネルに作用するせん断力とせん断変形角の関係をモデル化している。

最後に、国内外の代表的な設計基規準における柱梁接合部に関する規定について述べた。とりあげた設計基規準では柱梁接合部に生じるせん断力をせん断強度以下となるように制限するものである。

第3章では、十字形柱梁接合部の終局モーメントの算定法について述べた。

塩原の提案する9自由度モデルと呼ばれる柱梁接合部の変形機構と耐荷機構のモデルを基に、柱と梁の形状、配筋、作用する外力が同一ではない一般的な十字形柱梁接合部について、さまざまな設計因子を直接とりこんだ柱梁接合部の終局モーメントを算定式を示した。

終局モーメントは、柱梁接合部を接合部パネルの2つの対角線により分割した4つセグメントに作用する外力と内力の釣り合い条件、および、終局時には柱梁接合部内で引張側の梁・柱主筋および接合部横補強筋が降伏しているという破壊条件より導いた。また、圧縮側の梁・柱主筋の応力は終局モーメントが最大となるように定めるものとした。さらに、主筋の降伏と斜めストラット上のコンクリートの圧壊が同時に生じる釣り合い破壊の条件について、釣合破壊時の主筋の伸びに適合する柱梁接合部の変形とコンクリートの圧縮ひずみによる柱梁接合部の変形が等しいという変形の適合条件よりコンクリートストラットの幅を求め、このときのコンクリートの応力と釣り合う鉄筋量を限界補強量として算定する方法を示した。

十字形部分架構の水平加力実験の結果との比較により、算定式はコンクリート強度、主筋量、柱梁強度比、スパン長さ等の設計因子が終局モーメントに与える影響を評価できた。ただし、主筋間距離比の影響については、主筋量が多く、主筋間距離比が0.5に近いような場合については終局モーメントの計算値は実験値に対して過小評価となった。

また、既往の実験データベースの実験結果との比較を行い、実験で主筋降伏前に接合部破壊した試験体は主筋量が算定された限界補強量を上回っており、限界補強量によって破壊形式を制御する妥当性を示した。また、実験における最大耐力と、梁・柱の曲げ終局時および柱梁接合部の終局モーメントのうち最小のものを部分架構の最大耐力とする計算値の比較では、実験値と計算値の対応はよかった。ただし、柱梁接合部の終局モーメントが梁・柱の曲げ強度時のモーメントを上回っている場合でも、実験では主筋降伏後の接合部破壊が生じたと報告された試験体も多く、柱梁接合部の強度を確保するだけでは柱梁接合部の損傷を抑えることはできないことがわかった。

第4章では、ト形柱梁接合部の終局モーメントの算定法について述べた。

ト形柱梁接合部について、十字形接合部と同様に柱梁接合部のモーメントに対する抵抗機構に基づき終局モーメントの定式化を行った。ト形接合部では、(1) 梁主筋の定着端と柱と梁の入隅部を結ぶ向きに形成されるコンクリートの圧縮ストラットに沿って生じる斜めひび割れが拡大する変形機構で入隅部の梁・柱主筋が降伏して終局状態にいたる場合、(2) 柱の外側の主筋が降伏して終局状態にいたる場合、(3) 柱端のひび割れ面が拡大する変形機構が終局状態にいたる場合、(4) 主筋の掻き出し破壊面でひび割れが拡大し終局状態にいたる場合の4つの終局状態を仮定し、それぞれについて外力と内力の釣り合いと鉄筋の降伏条件から終局モーメントを定式化した。

また、十字形柱梁接合部の場合と同様に釣り合い破壊時の鉄筋の伸びとコンクリートのひずみから釣り合い破壊所のコンクリートストラットの幅を求め、限界補強量を算定する方法を示した。このとき、柱梁接合部内での鉄筋の伸びは梁主筋を折り曲げ定着した場合と機械式定着とした場合にわけて想定した。

ト形柱梁接合部部分架構の水平加力実験との比較により、本論文で示した終局モーメントの算定法は主筋量、横補強筋量、柱梁強度比、梁主筋の定着長さといった設計因子の効果を評価することが可能であった。

また、既往の実験データベースの実験結果との比較を行い、限界補強量による主筋降伏前の接合部破壊の判別が可能であり、部分架構の最大耐力は柱・梁・柱梁接合部の終局強度のうち最小のものを架構の最大耐力とすることで算定することができることを確認した。算定にあたり、折り曲げ定着では梁主筋の折り曲げ位置での応力をゼロとすることで計算値は実験値とよい対応を示した。

第5章では、L形柱梁接合部の終局モーメントの算定法について述べた。

L形柱梁接合部について、開く方向と閉じる方向に分けて十字形接合部と同様に柱梁接合部のモーメントに対する抵抗機構に基づき終局モーメントの定式化を行った。

開く方向では梁と柱の主筋の定着端を結ぶ向きに形成される圧縮ストラットに沿ったひび割れ面が開く変形機構および梁端、柱端のいずれかのひび割れが開く変形機構についてそれぞれの終局状態を仮定し、終局モーメントを定式化した。また、十字形接合部、ト形接合部の場合と同様に鉄筋の伸びとコンクリートのひずみによる接合部パネルの変形の適合条件を用いて限界補強量を定式化した。

閉じる方向では、梁の上端主筋の折り曲げ位置と柱と梁の入隅部を結ぶ向きに形成される圧縮ストラットに沿ったひび割れ面が開く変形機構および柱端のいずれかのひび割れが開く変形機構についてそれぞれの終局状態を仮定し、終局モーメントを定式化した。閉じる方向についても他の場合と同様にして限界補強量の定式化を行った。

開く方向については、L形接合部部分架構の水平加力実験との比較により、計算値が主筋量、接合部横補強筋量、梁下端主筋の定着長さの影響を適切に評価できることが確認された。全体としては実験値と計算値の対応はよかったが、柱端のひび割れ面における終局モーメントが実験値より小さくなっており、過小評価している傾向となった。

既往の実験データベースの実験結果との比較では、限界補強量は開く方向についてはおおむね妥当であるが、閉じる方向については過大な算定値となっていることがわかった。また、開く方向については柱梁接合部の終局モーメントを考慮することでおおむね最大耐力の推定ができること、閉じる方向については主筋が降伏していればほとんどの場合に梁曲げ強度時の計算値が発揮されていることがわかった。特に閉じる方向で終局モーメントの計算値が過大であったが、これは閉じる方向の加力では定着耐力の不足や補強筋の不足により斜めひび割れが拡大して破壊する機会が多いのに対し、本論文の終局強度ではこれらを考慮していないためと考えられる。

第6章では、柱梁接合部の復元力特性、等価粘性減衰定数および主筋降伏前の接合部破壊を防止するための限界補強量の実用的な算定法を示した。

柱梁接合部の復元力特性は、接合部パネルに作用するモーメントと接合部パネルのフェースの回転角の関係で表し、柱梁接合部の変形には接合部パネルからの主筋の抜け出しによる部材端のひび割れによる回転も含むものとして定義した。復元力特性上の特性点は斜めひび割れ発生点、主筋の降伏点、最大耐力点とした。

各特性点における接合部パネルの変形角は、そのときのコンクリートのひずみもしくは主筋のひずみに適合するように定めた。特性点でのモーメントはそのときのコンクリートの応力、もしくは主筋の応力を仮定して内力と外力の釣り合いから定めた。終局モーメントは3~5章で求めた各形状の柱梁接合部の終局モーメントの算定法を簡略化したものである。

等価粘性減衰定数は、繰り返し載荷時の柱梁接合部の復元力特性について、除荷時の残留変形、スリップ型の履歴特性の硬化開始点の変形角とモーメントを算定する方法を示し、これに基づいて定振幅の繰り返し時載荷時の履歴吸収エネルギーから算定式を導いた。

最後に、主筋降伏前の接合部破壊を防止するための限界補強量の算定式を、3~5章で求めた理論式を簡略化して定めた。

各算定式の妥当性は、部分架構の水平加力実験および実験データベースの実験結果との比較により確認した。骨格曲線上の特性点については各点のモーメントは比較的精度よく推定が可能で、設計因子の影響も表すこと

ができるものであった。変形角はややばらつきのある結果となった。

限界補強量の算定式はL形接合部の閉じる方向を除いて妥当なものであった。

第7章は、本章であり、本論文のまとめと今後の課題を述べる。

以下に、本研究で得られた柱梁接合部の性能評価式を再掲する。

(1) 柱梁接合部の復元力特性

柱梁接合部の復元力特性は、柱梁接合部に作用するモーメントと、柱梁接合部の回転角の関係で定義する。その骨格曲線上の特性点は、(1)斜めひび割れ発生点、(2)主筋の降伏点、(3) 最大耐力点とし、それぞれ以下に従い算定する。

L形接合部の閉じる方向以外

ひび割れ点：

$$\sum M_{jc} = \frac{1}{1 - \frac{1}{2} \left({}_b\gamma_{cr} \frac{D_b}{H} + {}_c\gamma_{cr} \frac{D_c}{L} \right)} \frac{1}{R_1 + 1/R_1} \left(\frac{1}{3} {}_t k_{cr} + {}_c k_{cr} \xi_{ic} g \right) b_j D_{jh} D_{jv} f_t \quad (7-1)$$

$$\theta_{jc} = \left(R_1 + \frac{1}{R_1} \right) \frac{1}{\xi_{ic}} \frac{{}_c k_{cr} f_t}{E_c} \quad (7-2)$$

ただし、

$$\xi_{ic} = \left(R_1 + \frac{1}{R_1} \right) \frac{\left\{ \left[\left(1 - \frac{1}{4} \frac{g_b}{n_c p_t} \frac{\sigma_0}{{}_c k_{cr} f_t} \right) R_1 + \frac{1}{R_1} \right]^2 + 2 \left(\frac{1}{m_b} \frac{1}{R_1^2} \lambda_v \frac{g_c}{n_b p_t} + \frac{1}{m_c} R_1^2 \lambda_h \frac{g_b}{n_c p_t} \right) g \right\} - \left[\left(1 - \frac{1}{4} \frac{g_b}{n_c p_t} \frac{\sigma_0}{{}_c k_{cr} f_t} \right) R_1 + \frac{1}{R_1} \right]}{\left(\frac{1}{m_b} \frac{1}{R_1^2} \lambda_v \frac{g_c}{n_b p_t} + \frac{1}{m_c} R_1^2 \lambda_h \frac{g_b}{n_c p_t} \right)} \quad (7-3)$$

主筋降伏点：

$$\sum M_{jy} = \frac{1}{1 - \frac{1}{2} \left({}_b\gamma_{jy} \frac{D_b}{H} + {}_c\gamma_{jy} \frac{D_c}{L} \right)} \min(\sum {}_b M_{jy}, \sum {}_c M_{jy}) \quad (7-4)$$

ただし、

$${}_b M_{jy} = \left(g - \frac{1}{2} \beta_{y1} \xi_{iy} \right) T_{by} D_{jv} + \frac{1}{4} T_h D_{jv} \quad (7-5)$$

$${}_b \gamma_{jy} = \begin{cases} g_b + \frac{2\lambda_v}{1 + R_1^2} \beta_{y1} \xi_{iy} & (\text{L形接合部以外}) \\ \frac{2\lambda_v}{1 + R_1^2} \beta_{y1} \xi_{iy} & (\text{L形接合部の開く方向}) \end{cases} \quad (7-6)$$

$${}_c M_{jy} = \left(g - \frac{1}{2} \beta_{y1} \xi_{iy} \right) \left(T_{cy} + \frac{N_c}{2} \right) D_{jh} + \frac{1}{4} T_m D_{jh} \quad (7-7)$$

$${}_c\gamma_{jy} = \begin{cases} g_c + \frac{2\lambda_h}{1+1/R_1^2} \beta_{y1} \xi_{iy} & (\text{L形接合部以外}) \\ \frac{2\lambda_h}{1+1/R_1^2} \beta_{y1} \xi_{iy} & (\text{L形接合部の開く方向}) \end{cases} \quad (7-8)$$

$$\theta_{jy} = \begin{cases} {}_b\theta_{jy} + {}_c\theta_{jy} \frac{{}_bM_{jy}}{{}_cM_{jy}} & ({}_bM_{jy} \leq {}_cM_{jy}) \\ \frac{{}_cM_{jy}}{{}_bM_{jy}} {}_b\theta_{jy} + {}_c\theta_{jy} & ({}_bM_{jy} > {}_cM_{jy}) \end{cases} \quad (7-9)$$

ただし、

$$\text{梁端の回転角 } {}_b\theta_{jy} = \frac{1}{2} \frac{1}{g - \xi_{iy}} \frac{1}{R_1} \left(1 + \frac{1}{2} R_1\right) {}_b\varepsilon_y \quad (7-10)$$

$$\text{柱端の回転角 } {}_c\theta_{jy} = \frac{1}{2} \frac{1}{g - \xi_{iy}} R_1 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{1}{R_1}\right) {}_c\varepsilon_y \quad (7-11)$$

最大耐力点：

$$\sum M_{ju} = \frac{1}{1 - \frac{1}{2} \left({}_b\gamma_{ju} \frac{D_b}{H} + {}_c\gamma_{ju} \frac{D_c}{L} \right)} \frac{\sum {}_bM_{ju} + \sum {}_cM_{ju}}{2} \quad (7-12)$$

ただし、

$${}_bM_{ju} = \left({}_hk_u g_b - \frac{1}{1+R_1^2} {}_h\xi_{iu} \beta_{u1} \right) T_b D_{jv} + \frac{1}{4} T_{hy} D_{jv} \quad (7-13)$$

$${}_b\gamma_{ju} = g_b + \frac{2\lambda_v}{1+R_1^2} {}_h\xi_{iu} \beta_{u1} \quad (7-14)$$

$${}_cM_{ju} = \left({}_vk_u g_c - \frac{1}{1+1/R_1^2} {}_v\xi_{iu} \beta_{u1} \right) \left(T_c + \frac{N_c}{2} \right) D_{jh} + \frac{1}{4} T_{my} D_{jh} \quad (7-15)$$

$${}_c\gamma_{ju} = g_c + \frac{2\lambda_h}{1+1/R_1^2} {}_v\xi_{iu} \beta_{u1} \quad (7-16)$$

$$\theta_{ju} = {}_b\theta_{ju} + {}_c\theta_{ju} \quad (7-17)$$

ただし、

$${}_b\theta_{ju} = \frac{g_c}{g - {}_h\xi_{iu}} \frac{1}{R_1} \left(1 + \frac{1}{2} R_1\right) {}_b\varepsilon_y \quad (7-18)$$

$${}_c\theta_{ju} = \frac{g_b}{g - {}_v\xi_{iu}} R_1 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{1}{R_1}\right) {}_c\varepsilon_y \quad (7-19)$$

L形接合部の閉じる方向

ひび割れ点：

$$\sum M_{jc} = \frac{1}{1 - \frac{1}{2} \left({}_b\gamma_{cr} \frac{D_b}{H} + {}_c\gamma_{cr} \frac{D_c}{L} \right)} \cdot \frac{1}{3} \left(R_2 + \frac{1}{R_2} \right) {}_b\gamma_{jc} D_{jt} D_b f_t \quad (7-20)$$

$$\theta_{jc} = \frac{1}{6} \left(R_2 + \frac{1}{R_2} \right) \left(\frac{1}{R_2^2} \frac{1}{n_b p_t} \frac{1}{g_b} + R_2^2 \frac{\lambda_v}{\lambda_h} \frac{1}{n_c p_t} \frac{1}{g_c} \right) \frac{f_t}{E_c} \quad (7-21)$$

ただし,

$${}_b\theta_{jc} = \frac{1}{6} \left(R_2 + \frac{1}{R_2} \right) \frac{1}{R_2^2} \frac{1}{n_b p_t} \frac{1}{g_b} \frac{f_t}{E_c} \quad (7-22)$$

$${}_c\theta_{jc} = \frac{1}{6} \left(R_2 + \frac{1}{R_2} \right) R_2^2 \frac{\lambda_v}{\lambda_h} \frac{1}{n_c p_t} \frac{1}{g_c} \frac{f_t}{E_c} \quad (7-23)$$

主筋降伏点：

$$\sum M_{jy} = \frac{1}{1 - \frac{1}{2} \left({}_b\gamma_{jy} \frac{D_b}{H} + {}_c\gamma_{jy} \frac{D_c}{L} \right)} \min(\sum {}_bM_{jy}, \sum {}_cM_{jy}) \quad (7-24)$$

ただし,

$${}_bM_{jy} = \left(\frac{1+g_b}{2} - \frac{1}{2} \xi_{iy1} \beta_{y1} \right) T_{by} D_b + \frac{1}{2} T_h D_b \quad (7-25)$$

$${}_b\gamma_{jy} = 2 \left(1 - \frac{2}{1+1/R_2^2} \xi_{iy1} \beta_{y1} \right) \quad (7-26)$$

$${}_cM_{jy} = \frac{1}{\lambda_h^2} \left(\frac{1+g_b}{2} - \frac{1}{2} \xi_{iy1} \beta_{y1} \right) T_{cy} D_{jh} + \frac{1}{2} T_m D_{jh} \quad (7-27)$$

$${}_c\gamma_{jy} = 2 \left(1 - \frac{2\lambda_h}{1+1/R_2^2} \xi_{iy1} \beta_{y1} \right) \quad (7-28)$$

$$\theta_{jy} = \begin{cases} {}_b\theta_{jy} + {}_c\theta_{jy} \frac{{}_bM_{jy}}{{}_cM_{jy}} & ({}_bM_{jy} \leq {}_cM_{jy}) \\ \frac{{}_cM_{jy}}{{}_bM_{jy}} {}_b\theta_{jy} + {}_c\theta_{jy} & ({}_bM_{jy} > {}_cM_{jy}) \end{cases} \quad (7-29)$$

ただし。

$$\text{梁端の回転角 } {}_b\theta_{jy} = \frac{1}{2} \frac{1}{g - \xi_{iy1}} \frac{1+1/\sqrt{2}}{R_2} \left(1 + \frac{1}{2} R_2 \right) {}_b\varepsilon_y \quad (7-30)$$

$$\text{柱端の回転角 } {}_c\theta_{jy} = \frac{1}{2} \frac{1}{g - \xi_{iy2}} R_1 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{1}{R_1} \right) {}_c\varepsilon_y \quad (7-31)$$

最大耐力点：

$$M_{ju} = \frac{1}{1 - \frac{1}{2} \left({}_b\gamma_{ju} \frac{D_b}{H} + {}_c\gamma_{ju} \frac{D_c}{L} \right)} \min({}_bM_{ju}, {}_cM_{ju}) \quad (7-32)$$

ただし,

$${}_bM_{ju} \cong \left\{ \left(1 + \frac{R_2^2}{2} \frac{b_b}{b_j} \left(\frac{1-g_b}{g_b} \right)^2 \right) g_b - \frac{1}{2} \frac{1}{1+1/R_2^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \right\} T_{by} D_b + \frac{1}{4} T_h D_b \quad (7-33)$$

$${}_b\gamma_{ju} = 2g_b \quad (7-34)$$

$${}_vM_u \cong \frac{1}{\lambda_h} \left\{ \left(1 + \frac{R_2^2}{2} \frac{b_b}{b_j} \left(\frac{1-g_b}{g_b} \right)^2 \right) g_b - \frac{1}{2} \frac{1}{1+1/R_2^2} \xi_{iu} \beta_{u1} \right\} T_{cy} D_c + \frac{1}{4} T_m \lambda_h D_c \quad (7-35)$$

$$\gamma_v = 2g_c \quad (7-36)$$

$$\theta_{ju} = \begin{cases} {}_b\theta_{ju} + {}_c\theta_{ju} \frac{{}_hM_{ju}}{{}_vM_{ju}} & ({}_hM_{ju} \leq {}_vM_{ju}) \\ \frac{{}_cM_{ju}}{{}_bM_{ju}} {}_b\theta_{ju} + {}_c\theta_{ju} & ({}_hM_{ju} > {}_vM_{ju}) \end{cases} \quad (7-37)$$

ただし、

$${}_b\theta_{ju} = \frac{1}{2} \frac{1}{g - \xi_{iu1}} \frac{1 + 1/\sqrt{2}}{R_2} \left(1 + \frac{1}{2} R_2 \right) {}_b\varepsilon_y \quad (7-38)$$

$${}_c\theta_{ju} = \frac{1}{2} \frac{1}{g - \xi_{iu2}} R_1 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{1}{R_1} \right) {}_c\varepsilon_y \quad (7-39)$$

(2) 等価粘性減衰定数

柱梁接合部の等価粘性減衰定数は以下によって算定する。

$$h_{eq} = \frac{1}{2\pi} \left[\left\{ \frac{2T_{by}}{b_j \lambda_v D_b f_c} + \frac{1}{8} \frac{T_{hy} + R_1 T_{my}}{T_{by}} + \frac{1}{2} \left(\frac{{}_cM_{jy}}{{}_bM_{jy}} - 1 \right) + \frac{b_b}{b_j} \left(\frac{1-g}{g} \right)^2 \right\} \left(1 - \frac{1}{\mu_j} \right) + \frac{1}{8} \frac{R_1 N_c}{T_{by}} \left(2 - \frac{1}{\mu_j} \right) \right] \quad (7-40)$$

(3) 主筋降伏前の接合部破壊の防止

主筋降伏前の接合部破壊を生じさせないためには、梁および柱の主筋量をそれぞれ以下に定める限界補強量以下とする。

L形接合部の上端筋以外

$$T_{bb} = \frac{1}{b k_b} \left(\frac{1}{R_1 + 1/R_1} \frac{g}{1 + g_b/u_b} b_j D_{jh} \beta_{u1} \beta_{u3} f_c + \frac{1}{m_b} V_c \right) + T_s \quad (7-41)$$

$$T_{cb} = \frac{1}{c k_b} \left(\frac{1}{R_1 + 1/R_1} \frac{g}{1 + g_c/u_c} b_j D_{jv} \beta_{u1} \beta_{u3} f_c + \frac{1}{m_c} V_b \right) + T_w - \frac{N_c}{2} \quad (7-42)$$

L形接合部の上端筋

$$T_{bb} = \frac{1}{R_2} \frac{g_b}{1 + g_b/u_b} b_j D_{jh} \beta_{u1} \beta_{u3} f_c \quad (7-43)$$

ここに

b_b : 梁幅

b_c : 柱幅

b_j : 柱梁接合部の有効幅で柱幅とする

D_b : 梁せい

D_c : 柱せい

D_{jh} : 柱梁接合部の水平方向の有効せいで、十字形接合部、T形接合部では柱せい、ト形接合部、L形接合部では梁主筋の水平定着長さとする

D_{jv} : 柱梁接合部の鉛直方向の有効せいで、十字形接合部、ト形接合部では梁せい、T形接合部、L形接合部では柱主筋の鉛直定着長さとする

E_c : コンクリートのヤング率

E_s : 鉄筋のヤング率

f_c : コンクリートの圧縮強度

f_t : コンクリートの引張強度

f_y : 梁主筋の降伏強度

f_y : 柱主筋の降伏強度

g : 梁と柱の主筋間距離比の平均 = $(g_b + g_c)/2$

g_c : 柱の主筋間距離比

g_b : 梁の主筋間距離比

H : 柱スパン

k_b, k_b, k_b : 柱梁接合部に接続する梁, 柱の数による限界補強量に関する係数で, 表 7-1 による

k_{cr}, k_{cr} : 柱梁接合部に接続する梁, 柱の数によるひび割れモーメントに関する係数で, 表 7-2 による

k_u, k_u : 終局モーメントにおける主筋間距離比の影響を表す係数で以下による。

$$k_u = 1 + \frac{b}{b_j} \left(\frac{1-g_b}{g_b} \right)^2, \quad k_u = 1 + \frac{b}{b_j} \left(\frac{1-g_c}{g_c} \right)^2 \quad (\text{L形接合部以外}),$$
$$k_u = k_u = 1 \quad (\text{L形接合部の開く方向})$$

L : 梁スパン

m_b : 柱梁接合部に接続する梁の数

m_c : 柱梁接合部に接続する柱の数

M_{jc} : 柱梁接合部の斜めひび割れ発生時のモーメント

M_{ju} : 柱梁接合部の終局モーメント

M_{jy} : 柱梁接合部の主筋降伏時のモーメント

M_{jy} : 柱梁接合部の主筋降伏時のモーメント

M_m : 除荷開始点で柱梁接合部に作用しているモーメントで, 最大耐力以降では終局モーメントとする

n : コンクリートの鉄筋のヤング係数比, 10 としてよい

N_c : 柱の軸力

p_t : 梁の引張主筋比

p_t : 柱の引張主筋比

R : 接合部パネルのアスペクト比 = D_b/D_c

R_1 : 斜めストラットの傾き = $D_{jv}/D_{jh} = \lambda_v D_b / \lambda_h D_c$

R_2 : L形接合部の閉じる方向の加力における斜めストラットの傾き = D_b/D_{jh}

T_b : 梁の引張主筋の応力で, 終局時には降伏強度と釣り合い鉄筋量の小さいほうとする

T_{bb} : 梁の限界補強量で(3)項による。

T_{by} : 梁の引張主筋の降伏強度 = $a_t \cdot b \cdot f_y$

T_c : 柱の引張主筋の応力で, 終局時には降伏強度と釣り合い鉄筋量の小さいほうとする

T_{cy} : 柱の引張主筋の降伏強度 = $a_t \cdot c \cdot f_y$

T_{cb} : 柱の限界補強量で(3)項による。

T_m : 主筋降伏時の柱中段筋の引張力で以下による

$$T_m = \min(T_{my}, E_s a_m \varepsilon_m)$$

$$\varepsilon_m = \frac{m_c}{1+R_1^2} \cdot \frac{1}{R} \xi_{iy} \cdot c \cdot \theta_{jy}$$

T_{my} : 柱中段筋の降伏強度

T_h : 主筋降伏時の接合部横補強筋の引張力で以下による

$$T_h = \min(T_{hy}, E_s a_w \varepsilon_h)$$

$$\varepsilon_h = \frac{m_b}{1+1/R_1^2} \cdot R \xi_{iy} \cdot b \cdot \theta_{jy}$$

T_{hy} : 接合部横補強筋の降伏強度

T_s : 梁主筋の定着端近傍に配された横補強筋の降伏強度の和で、定着端付近とは梁せいの半分および仮想断面を背面側に延伸した範囲に含まれるものをいう、ただし、十字形、T形、L形接合部ではゼロとする

T_w : 柱主筋の定着端近傍に配された梁せん断補強筋の降伏強度の和で、定着端付近とは仮想断面を梁上面側に延伸した範囲に含まれるものをいう、ただし、十字形、ト形、L形接合部ではゼロとする

u_b : コンクリートの終局ひずみと梁主筋の降伏ひずみの比 $= \varepsilon_u / b \varepsilon_y = E_s \varepsilon_u / b f_y$

u_c : コンクリートの終局ひずみと柱主筋の降伏ひずみの比 $= \varepsilon_u / c \varepsilon_y = E_s \varepsilon_u / c f_y$

β_{y1}, β_{y3} : 降伏時のコンクリートストレスブロックの形状を表す係数で以下による

$$\beta_{y1} = \frac{2}{3} + \left(\beta_{u1} - \frac{2}{3} \right) \cdot \min \left(\frac{T_{by} + T_{hy}/2}{T_{bb}}, \frac{T_{cy} + (T_{my} + N_c)/2}{T_{cb} + N_c/2}, 1 \right)$$

$$\beta_{y3} = \frac{3}{4} + \left(\beta_{u3} - \frac{3}{4} \right) \cdot \min \left(\frac{T_{by} + T_{hy}/2}{T_{bb}}, \frac{T_{cy} + (T_{my} + N_c)/2}{T_{cb} + N_c/2}, 1 \right)$$

β_{u1}, β_{u3} : 終局時のコンクリートストレスブロックの形状を表す係数で ACI 規準に従う

ε_u : コンクリートの終局ひずみで 0.3% とする

$b \varepsilon_y$: 梁主筋の降伏ひずみ

$c \varepsilon_y$: 柱主筋の降伏ひずみ

λ_h : 梁主筋の水平定着長さの柱せいに対する比、十字形接合部および T 形接合部の通し配筋された梁主筋の場合は 1 とする。

λ_v : 柱主筋の鉛直定着長さの梁せいに対する比、十字形接合部およびト形接合部の通し配筋された柱主筋の場合は 1 とする。

μ_j : 接合部の塑性率 $= (M_m / \theta_m) / (M_{jy} / \theta_{jy})$

θ_m : 除荷開始点の柱梁接合部の変形

θ_c : 斜めひび割れ発生時の柱梁接合部の変形

θ_{jy} : 主筋降伏時の柱梁接合部の変形

θ_{ju} : 最大耐力点の柱梁接合部の変形

σ_0 : 柱の軸力による鉛直方向の応力度 $= N_c / b_c D_c$, T 形接合部および L 形接合部では 0 とする

${}_h \xi_{iu}, {}_v \xi_{iu}$: 終局時のコンクリートストラットの幅を表す係数で以下による。

$${}_h \xi_{iu} = \left(R_1 + \frac{1}{R_1} \right) \frac{T_b + T_{hy}/2}{b_j D_{jh} \beta_{u1} \beta_{u3} f_c}$$

$$\xi_{iu} = \left(R_1 + \frac{1}{R_1} \right) \frac{T_c + (N_c + T_{my})/2}{b_j D_{jv} \beta_{u1} \beta_{u3} f_c}$$

ξ_{iy} : 主筋降伏時のコンクリートストラットの幅を表す係数で以下による

$$\xi_{iy} = \left(R_1 + \frac{1}{R_1} \right) \times \min \left(\frac{m_b}{\min(m_b, m_c)} \frac{T_{by}}{b_j D_{jh} \beta_{y1} \beta_{y3} f_c}, \frac{m_c}{\min(m_b, m_c)} \frac{T_{cy} + N_c/2}{b_j D_{jv} \beta_{y1} \beta_{y3} f_c} \right)$$

ξ_{iy1} , ξ_{iy2} : L形接合部の閉じる方向の主筋降伏時のコンクリートストラットの幅を表す係数で以下による

$$\xi_{iy1} = \frac{T_{by}/R_2}{b_j D_{jh} \beta_{y1} \beta_{y3} f_c}$$

$$\xi_{iy2} = \left(1 - \frac{1 - \lambda_h^2}{R^2} \right) \frac{R_2 T_{cy}}{b_j D_{jv} \beta_{y1} \beta_{y3} f_c}$$

表 7-1 柱梁接合部に接続する部材の数と限界補強量算定に関する係数 $b k_b$, $c k_b$, $s k_b$

	十字形	ト形	T形	L形
m_b	2	1	2	1
m_c	2	2	1	1
$b k_b = m_b / \min(m_b, m_c)$	1	1	2	1
$c k_b = m_c / \min(m_b, m_c)$	1	2	1	1
$s k_b = 2 / \max(m_b, m_c)$	1	1	1	2

表 7-2 柱梁接合部に接続する部材の数とひび割れ点に関する係数 $t k_{cr}$, $c k_{cr}$, $s k_{cr}$

	十字形	ト形	T形	L形
m_b	2	1	2	1
m_c	2	2	1	1
$t k_{cr}$	2	1	1	1
$c k_{cr}$	2	3	3	3
$h \gamma_{cr}$	g_b	$2 g_b$	$2 g_b$	$2 g_b$
$v \gamma_{cr}$	g_c	$2 g_c$	$2 g_c$	$2 g_c$

7.2 今後の課題

ここでは、本論文では検討せず未解決の問題、さらに検討を続けることが望ましい問題を列記し、今後の課題とする。

(1) 直交梁、スラブの影響の評価法

一般的な骨組み架構では外周部を除き、柱梁接合部には2方向から梁が接続している。接合部降伏が生じるような場合には直交方向でも梁主筋が降伏して端部のひび割れも開いているため、学会靱性指針等で想定しているようなコンクリートの拘束効果による耐力の増大は考えにくい。しかし、接合部降伏が生じた試験体で、直交梁のコンクリートをひび割れを想定して柱梁接合部のコンクリートと縁を切った場合でも、直交梁の効果により最大耐力が増大した実験例もある[7.1]。これは直交梁の主筋のダボ作用による拘束効果と考えられるが[7.2]、一般化した影響の評価法が必要である。

また、スラブ筋により梁の曲げ終局強度が増大することは知られているが、柱梁接合部の終局モーメントにおよぼす効果についての検討が必要である。スラブ筋は梁主筋と異なり柱梁接合部内に直接定着されていない。梁の曲げ強度を算定する場合と同様にスラブ筋を曲げ補強筋として考慮する方法が考えられるが、どの程度の範囲にあるスラブ筋を考慮すべきか等を含めて検討課題である。

(2) 柱幅および偏心の影響の考慮

本論文では、接合部パネル中央におけるコンクリートストラットの奥行き方向の幅を柱幅としている。つまり、圧壊が生じるような終局状態ではストラットの幅は奥行き方向には十分広がるものと考えている。しかし、無制限に大きくなることはあり得ないので何らかの制限が必要と考えられる。

また、一般には梁より柱の幅の方が大きいですが、柱主筋の引張力は一様ではなく、梁幅内の柱主筋が最も大きく、梁から遠くなるほど小さくなる。柱幅が梁幅に対して極端に大きい場合や、梁が柱に対して偏心してとりついている場合など、柱梁接合部の終局時に梁から遠い位置の柱主筋は降伏しない場合もある[7.3]。そのため、柱梁接合部の終局モーメントを算定する際に算入する柱主筋には制限が必要と考えられ、有効な柱主筋の範囲についての検討が必要である。

(3) 2方向加力の影響

地震時には架構には2方向の水平力が作用する。そのため柱には2軸曲げが生じ、断面の隅の主筋は1方向の曲げが作用するときと比べると小さい荷重で降伏する。接合部降伏は梁降伏型の架構であっても梁主筋の降伏後に変形の増大にともない柱主筋も降伏して生じる現象であり、柱に2軸曲げにより柱主筋の降伏が生じればその影響は大きいと予想され、その評価が必要である。

(4) 主筋の定着詳細の影響の評価

ト形接合部やL形接合部では、柱梁接合部内に定着された主筋の定着部に起因する破壊が生じる。学会の設計指針[7.4]では側方割裂破壊や掻き出し破壊に対する強度式が示されている。また、L形接合部では柱上面に対するかご筋による補強等の補強効果が知られている。

本論文の柱梁接合部の性能評価式はこのような主筋の定着部の詳細による性能については考慮されておらず、別途行う検討で定着破壊を防止することを前提としている。柱梁接合部の設計では、現行の設計法の規定を準

用すれば十分と考えられるがその妥当性の検討が必要である。

(5) 限界変形の評価法

本論文では、柱梁接合部内で主筋が降伏し柱梁接合部の変形が大きくなる接合部降伏は急激な耐力低下が生じないことから、これを許容する立場をとっている。この場合、柱梁接合部に塑性変形を許容していることになるが、接合部変形が生じる場合、層間変形角が4%を超えるような大変形時には耐力低下が生じる[7.5]。したがって大変形時の架構の耐力を担保するためには、柱梁接合部についても限界変形を定める必要がある。

柱梁接合部の耐力低下は主として接合部パネル中央に形成されたコンクリートの圧縮ストラットの圧壊が進行することによって生じている[7.5]。本論文で扱っている接合部パネルの変形機構のモデルでは、柱梁接合部の変形角とストラットのコンクリートのひずみの関係を定式化しており、限界変形時のコンクリートのひずみを定めることができれば限界変形の定式化も可能と考えられる。ただし、柱梁接合部のコンクリートは、(1)帯筋で拘束された柱のコンクリートなどとは異なり直接拘束する鉄筋がないこと、(2)繰り返し載荷では直交方向に圧縮応力が生じることなどの点から、限界変形時のコンクリートのひずみは柱や梁の曲げ変形の限界時のものとは異なるものとなり、十分な検討が必要である。

また、柱梁接合部は繰り返し載荷による耐力低下も生じることから、応答スペクトル法による地震時の応答の推定で用いる限界変形の設定は、復元力特性の骨格曲線上の限界変形だけではなく、繰り返し載荷による耐力低下も考慮するなど十分な検討が必要である。

(6) 柱梁接合部の変形を考慮する必要がない条件の検討

本論文では、柱梁接合部内で主筋が降伏し柱梁接合部の変形が大きくなる接合部降伏は急激な耐力低下が生じないことから、これを許容する立場をとっている。しかし、履歴性状はエネルギー吸収能に乏しいスリップ型であり、層崩壊の危険性が高まるなど望ましい破壊形式とはいえない。

そこで、接合部降伏を防止するための条件を明らかにする必要となる。また、接合部降伏が生じないことが保証されていれば骨組の構造解析では柱梁接合部の変形を考慮する必要がなくなる。柱梁接合部の終局モーメントの梁曲げ強度時のモーメントに対する比である接合部強度比が1以上であれば架構の強度は梁曲げ強度時のものを発揮することが可能ではあるが、それだけでは柱梁接合部に損傷が生じる場合がある。接合部強度比が1.5以上であれば柱梁接合部の損傷が小さくエネルギー吸収能も確保されるという検討結果[7.6]もあるが、より詳細な検討が必要である。

柱梁接合部の変形を小さくするためには主筋降伏時にも柱梁接合部に対する縦横の拘束力が存在すればよいと考えられる。一般的に縦方向は柱の軸力が存在するので付加する必要はないが、横方向は梁主筋が降伏し、接合部横補強筋も降伏してしまうと拘束力が喪失する。梁曲げ終局時のモーメントに対しても横補強筋が降伏しないように補強量を確保すればよいと考えられるが、柱梁強度比によって必要な横補強筋量が変わるなど他の因子との組み合わせも含めて検討する必要がある。なお、横補強筋が降伏するときのモーメントと変形は本論文の変形機構のモデル化に基づき可能と考えられるが、定式化、実験結果との比較による検証とも今後の課題である。

(7) 架構の変形の評価精度の確認

本論文では柱梁接合部の変形に梁・柱端のひび割れの拡大による回転変形も含め、梁・柱は主筋の抜け出し

による変形を含まず曲率の2階積分で算出されるたわみとすることとしている。6章では提案したひび割れ時、降伏時の変形については実験で測定した柱梁接合部の変形と比較して妥当性を検討している。柱・梁端部の曲げひび割れの拡大による回転を柱梁接合部の変形成分を含め柱・梁の変形成分からは除外すると、柱梁接合部の損傷により柱・梁の危険断面付近で局所的に平面保持の仮定が成立しなくても柱や梁の部材端の応力と変形の関係は平面保持を仮定した曲げ解析から求めた荷重と変形の関係により表せることがわかっているが[7.7]、より幅広い諸元を持つ実験結果に対して、梁・柱の変形を含む部分架構の全体変形についての検証は必要である。

(8) 構造解析における弾塑性ばねの設定法

本論文で定義する柱梁接合部の変形は接合部パネルのフェース間の相対的な回転角であり、骨組解析では図7-1(a)に示すように柱と梁をピン接合とし、部材端間にばねを挿入することが適当である。一方、現在広く使われている構造解析のプログラムを使うことを考えると、図7-1(b)のように部材端の弾塑性ばねと直列に柱梁接合部の変形を表すばねを挿入するほうが容易である。この場合、梁端と柱端のそれぞれに挿入するばねにどのように変形を配分するか、いずれか1つのばねが降伏した場合に本来は他の部材端に挿入したばねの剛性も低下するべきであるがどのようにして解析上処理すべきかといった問題が生じる。また、直列ばねであるため、一方が降伏すると変形は降伏が生じたばねに集中する。一方、柱梁接合部の終局強度が梁・柱の曲げ強度を上回っている場合でも接合部横補強筋の降伏などにより柱梁接合部に損傷と変形が集中する場合があります、このような現象の再現性については十分な検討が必要といえる。

いずれの場合についてもマクロエレメント[7.8]を用いた骨組全体の解析との比較などによりモデル化の妥当性の検証が必要である。

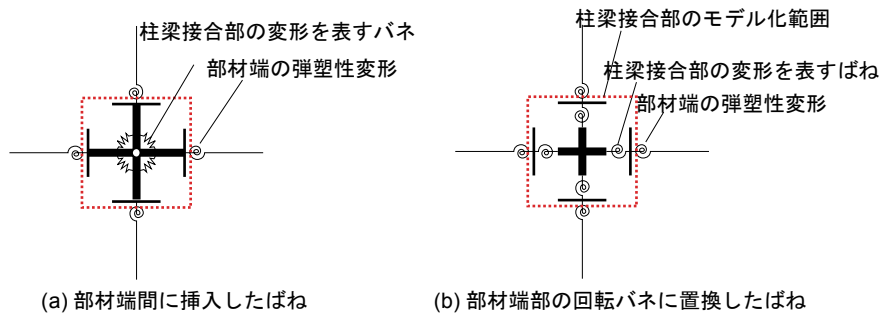


図 7-1 柱梁接合部の変形をあらわすばね

引用文献

- [7.1] 楠原文雄, 塩原等: 多軸複合応力を受ける鉄筋コンクリート造柱梁接合部の復元力特性と損傷特性, コンクリート工学年次論文集, Vol. 29, No. 3, pp. 235–240, 2007.7
- [7.2] 塩原等: 鉄筋コンクリート柱梁接合部: 梁曲げ降伏型接合部の耐震設計, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 74, No. 640, pp. 1145–1154, 2009.6
- [7.3] 楠原文雄, 松土智史, 塩原等, 壁谷澤寿一, 福山洋: 柱幅が大きく柱梁曲げ強度比が小さい鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp. 495–496, 2011.8
- [7.4] 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
- [7.5] 塩原等, 焦博文他: 接合部降伏する鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の大変形時挙動 その 1~4, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp. 723–730, 2013.8
- [7.6] 楠原文雄, 朴星勇, 塩原等: 鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部部分架構の履歴エネルギー吸収能に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol. 34, No. 2, pp. 271–276, 2012.7
- [7.7] 朴星勇, 楠原文雄, 塩原等: 鉄筋コンクリート造柱梁接合部の変形成分の骨格曲線と履歴特性, コンクリート工学年次論文集, Vol. 33, No. 2, pp. 355–360, 2011.6
- [7.8] 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

A1. 柱と梁の強度が近い柱梁接合部部分架構の水平加力実験

A1.1 十字形柱梁接合部部分架構の水平加力実験

A1.1.1 試験体概要

試験体は 1/3 スケールとし、柱、梁の反曲点位置で切り出した平面十字形部分架構である。試験体は A シリーズ 2 体、B シリーズ 10 体、C シリーズ 4 体、D-I シリーズ 8 体、D-II シリーズ 3 体、E シリーズ 3 体、F シリーズ 5 体、G シリーズ 2 体、H シリーズ 2 体、I シリーズ 3 体の 10 の実験シリーズにより構成される 42 体である。

試験体の諸元を表 A 1-1～表 A 1-9 に、試験体の形状を図 A 1-1～図 A 1-11 に示す。梁、柱の反曲点間距離は G シリーズおよび I シリーズを除いて共通とし、1400(mm)である。梁と柱のせいは接合部パネルのアスペクト比(柱せいに対する梁せいの比)の影響を検討した D-I シリーズおよび F シリーズの試験体を除いて同一とし、接合部パネルのアスペクト比は 1 である。また、梁幅の影響を検討した C シリーズおよび F シリーズの試験体を除き、梁幅と柱幅は同一とした。これは梁幅より柱幅が小さいと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である。

なお、以下で示す試験体の柱梁曲げ強度比は、コンクリートの応力分布は ACI 規準の係数を用いてストレスブロックに置換し、材料の強度とヤング係数に使用材料の材料試験結果を用い平面保持を仮定して行った断面解析によるもので、断面の圧縮縁のコンクリートのひずみが 0.3%に達するときを曲げ終局時とした曲げ終局強度に基づいている。

以下に各実験シリーズの概要を示す。

(1) A シリーズ[A1.1]

試験体は、1/3 スケールの平面十字形部分架構 2 体である。2 体は全く同一条件で作製されたものである。A シリーズは、加力装置、計測方法その他の実験の問題点の有無を確認するためのパイロットシリーズである。梁、柱の断面形状は共通である。試験体 A01 と A02 では載荷の境界条件が異なっている。試験体 A01 では上下の柱と左右のはりの反曲点位置に載荷するのに対して、試験体 A02 では、上下の柱と片方の梁にのみ載荷した。

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靱性指針のせん断強度の 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%とした。

(2) B シリーズ[A1.2] [A1.3]

B シリーズ試験体は柱と梁の断面形状を同一とし、接合部アスペクト比は 1 である。一般の構造物においては梁幅が柱幅に比べて小さい場合が多いが、梁幅より柱幅が小さいと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ことから柱幅と梁幅は同じとしている。

試験体の変動因子は、1) 梁主筋量、2) 柱梁曲げ強度比、3) 主筋間距離比である。試験体 B01～B03 は梁と柱の配筋を同一とし、柱梁曲げ強度比が 1 である。主筋量は接合部せん断余裕度がおよそ 1.3, 1.0, 0.6 となるように定めた。

試験体 B04 は試験体 B01 に対して、試験体 B05, B06 は試験体 B02 に対して柱主筋を増し、柱梁曲げ強度比を大きくした試験体である。柱梁曲げ強度比は試験体 B04 が 1.48, 試験体 B05, B06 はそれぞれ 1.35, 1.77 で

ある。

また、試験体 B07, B08 は試験体 B01 に対して、試験体 B09, B10 は試験体 B03 に対して主筋間距離比を小さくした試験体で、主筋間距離比は試験体 B07, B09 が 0.65, 試験体 B08, B10 は 0.5 とした。

(3) C シリーズ[A1.2] [A1.4]

C シリーズは梁幅を変動因子とし、試験体 C01 は梁と柱が同幅、試験体 C03 の梁幅は柱幅の 1/2 とした。柱は同形状、同配筋であり、梁配筋も同一とした。梁主筋量は柱と梁の幅が等しい試験体 C01 でせん断余裕度が 1.0 程度となるように定めた。柱梁曲げ強度比は試験体 C01 が 1.03, 試験体 C03 が 1.10 である。

また、試験体 C02, C04 はそれぞれ試験体 C01, C02 に対して柱の 4 隅に炭素繊維ストランド (CF アンカー) を用いた補強を行った試験体である。

(4) D-I シリーズ[A1.2]

D-I シリーズは柱せいを梁せいの 2 倍とした。その上で接合部パネルの見つけ面積が接合部アスペクト比 1 の試験体と等しくなるように設定した。また、D-I シリーズのうち梁主筋を D13 とした試験体では、付着余裕度は概ね 1.0 である。変動因子は 1) 梁主筋量および 2) 柱梁曲げ強度比であり、梁主筋量は B シリーズと同様に 3 水準とし、接合部せん断余裕度が 1.5, 1.0, 0.7 程度となるように定めた。

試験体 D01, D05, D08 は柱梁曲げ強度比がおよそ 1.0 となるように柱主筋量を定め、他の試験体は柱梁曲げ強度比が 0.7~2.0 程度となるように柱主筋量を調整した。

(5) D-II シリーズ[A1.2]

一般の構造物の設計では、長期荷重に対する設計により梁端部では上端筋が下端筋に対して多い場合が多い。そこで、D-II シリーズでは梁主筋が上下で非対称であることの影響を確認することとした。

試験体 D09 は基準試験体であり、柱と梁が同形状、同配筋で、梁主筋も上下に対称である。試験体 D10 は試験体 D09 に対して上下の配筋量が異なるようにした試験体で、左右の梁の曲げ終局モーメントの和は変わらないように主筋の総本数は同一とした。試験体 D11 は試験体 D10 に対して柱梁曲げ強度比が大きくなるように柱主筋を増したものである。

(6) E シリーズ[A1.2]

E シリーズは高強度コンクリートを用いた試験体で、他のシリーズでは加力時に圧縮強度が 30(MPa)程度であるのに対して、圧縮強度が 60(MPa)程度のものを用いた。

試験体の形状、配筋は試験体 B01~B03 に同一であり、柱と梁の形状、配筋を同一とした柱梁曲げ強度比 1 の試験体である。

(7) F シリーズ[A1.5]

梁幅に対して柱幅が大きい場合、および梁が柱に対して偏心して取り付く場合についてその影響を確認するための実験シリーズで、梁幅に対する柱幅の比は 3 とし、実験変数は(1)柱せいと梁せいの比および(2)偏心の有無である。

試験体 F01 および F02 は梁せいと柱せいが等しい。試験体 F01 は柱幅中央に梁がとりつき偏心はなく、試験体 F02 では片側で梁側面と柱側面がそろえており梁が柱に対して偏心してとりついている。梁配筋は 2 体で共

通で、主筋量は偏心のない試験体 F01 で接合部せん断余裕度が 1 程度となるように決定した。柱梁曲げ強度比は 1.2 程度となるよう柱主筋を決めている。

試験体 F03, F04 および F05 は梁せいが柱せいの 2 倍とし、試験体 F03 は柱幅中央に梁がとりつき偏心はなく、試験体 F04, F05 では片側で梁側面と柱側面がそろえており梁が柱に対して偏心してとりついている。梁配筋は 3 体で共通で、偏心のない試験体 F03 で接合部せん断余裕度が 1 程度となるように決定した。試験体 F03 および F04 では柱梁曲げ強度比は 1.2 程度とした。試験体 F05 は偏心した試験体 F04 に対して柱主筋および接合部横補強筋量を増した試験体で、柱梁曲げ強度比は 1.5 とし、梁が取り付く側に柱主筋および接合部横補強筋を増した。

(8) G シリーズ[A1.6]

十字形柱梁接合部において、柱・梁のせん断スパン長さの影響を確認するための実験シリーズで、実験変数は柱および梁のスパン長さである。

試験体は B シリーズの試験体のうち、柱梁曲げ強度比 1、接合部せん断余裕度が 1 程度の試験体 B02 を基準とし、試験体 B01 のスパン長さが 1,400(mm) (せん断スパン比 $a/D=2.42$) に対して、試験体 G01 は 1,000(mm) ($a/D=1.58$)、試験体 G02 は 700(mm) ($a/D=0.96$) である。

(9) H シリーズ[A1.7]

十字形柱梁接合部において、梁曲げ破壊となる条件を検討するための試験体で、既往の実験データベースで梁曲げ破壊 (B 型) となった試験体の諸元を参考に、次の条件を満たすように設計した。すなわち、1) 柱梁接合部の終局モーメントの梁曲げ終局時強度に対する比が 1.5 程度、2) 柱-梁曲げ強度比 1.5 以上、3) 柱梁接合部の梁通し主筋の付着指標 1.0 以下 (付着余裕度 1.0 以上)、4) 柱軸力の載荷、とした。

試験体は既往の B シリーズの試験体に同形状とし、コンクリートは既往の実験シリーズに比べてやや高強度のものをを用い、主筋径は他のシリーズの試験体では D13 を基本としているのに対して D10 を用いた。

梁配筋は 2 体の試験体で共通とし、靱性指針に基づく接合部せん断余裕度は 1.63、付着指標は 0.92 (付着余裕度 1.09) である。柱には一定軸力 (実験時のコンクリート圧縮強度を用いた軸力比で 0.07) を載荷するものとし、試験体 H01 は柱梁曲げ強度比 2.0、試験体 H02 は柱梁曲げ強度比 1.5 程度となるように柱主筋量を決定した。ただし、試験体 H01 では中段筋が配されているのに対し、試験体 H02 では引張および圧縮主筋のみが配され中段筋はない。

接合部横補強筋も他のシリーズの試験体に比べて増やしてあり、H01 は横補強筋比 1.1%、H02 では横補強筋比 1.8%である。

補強量はそろえてはいないが、試験体 H01 は柱中段筋による縦方向の、試験体 H02 は接合部横補強筋による横方向の拘束力により柱梁接合部の終局モーメントの梁曲げ終局強度に対する比 1.5 を確保している。

(10) I シリーズ[A1.8]

他のシリーズの試験体が梁と柱のスパン長さを同一としているのに対し、実構造物に近いように柱に対して梁のスパン長さが大きいシリーズである。試験体は B シリーズのうち接合部のせん断余裕度が 1 程度で柱梁強度比 1.3 程度とした試験体 B05 を基準とした。実験変数は柱の主筋位置と柱主筋の機械式継手の有無である。

また、大変形にいたるまでの挙動を確認するため I シリーズでは層間変形角 7%までの加力を行った。

A1.1.2 実験結果の概要

実験結果の一覧を表 A 1-10～表 A 1-17 に示し、実験シリーズごとの実験結果の概要を以下に示す。

(1) A シリーズ

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、柱と梁の曲げ強度が等しい試験体で、十字形接合部の応力状態となるように加力した試験体 A01 では、梁・柱の主筋後に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った。層間変形角 3%までの加力後、一方の梁のみを加力すると、梁せん断力の最大値は増大し、初めから一方のはりのみを加力した試験体 A02 と同程度の最大梁せん断力が生じた。従って、両梁を加力した際の最大せん断力は梁主筋は降伏しているものの梁の曲げ耐力ではなく、柱梁接合部の性能によって決まっていたと考えられる。

同形状、同配筋とし、一方の梁のみを加力した十字形部分架構では、梁曲げ破壊となり、紡錘型の履歴性状となった。

(2) B シリーズ

- すべての試験体において、梁に降伏ヒンジが形成されるものはなく、柱梁接合部内のひび割れの拡大に伴う接合部変形が架構変形のほとんどを占めていた。また、復元力特性は逆 S 字形の顕著なスリップ特性を示した。同一振幅の繰り返しによる耐力低下は見られたが、せん断余裕度が 0.55 程度であっても、包絡線は、層間変形角 3%まで顕著な耐力低下が見られるものはなかった。
- 梁曲げ強度と柱曲げ強度の等しい試験体では、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位置を指向し、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。
- 接合部入り隅部のひび割れ荷重は、ばらつきは大きいものの平均値は 5 kN 程度で接合部対角ひび割れ時の荷重は、特に大きな一部を除くと平均値は 10 kN 程度であった。
- ひび割れの発生順序は、(1) 最初にごく小さな荷重で入り隅部分から斜めに中央に向かうひび割れが発生し (2) 次に、接合部の中央付近に対角方向のひび割れが発生し、荷重の向きが逆転すると、これらのひび割れは閉じて、これらに直交するひび割れが発生した。これらの順序は、柱梁接合部の 9 自由度モデルで想定するひび割れ発生と良く対応していた。
- 梁主筋は、すべての試験体で柱梁接合部の対角線上の位置における降伏した。これらの中には、主筋量が多くせん断余裕度が 0.55 程度である試験体 B03(0.57)、試験体 B09 (0.56) 試験体 B10 (0.55) も含まれている。梁主筋は、柱フェースにおいては、試験体 B08 B03 B09 B10 を除いて降伏した。
- 柱主筋は、柱梁接合部の対角線上の位置において、試験体 B06 を除いて、すべての試験体で降伏した。柱主筋は、梁フェースにおいては、試験体 B09 と試験体 B10 を除いて降伏した。つまり、主筋が柱フェース位置において降伏していなくとも、柱梁接合部内で先に引張り降伏する現象が起こることが確認された。さらに、柱の曲げ強度が梁の曲げ強度の 1.78 倍ある試験体 B06 では柱主筋降伏が起こらなかったが、その比が 1.35 の試験体 (試験体 B05)、1.48 の試験体 (試験体 B04) では、柱主筋が 柱梁接合部の対角線上の位置において降伏した。
- 接合部横補強筋の降伏する層間変形角は、0.4%から 0.95%であり、すべての試験体で降伏が認められた。
- 梁主筋が接合部内の対角線位置で降伏する時の層せん断力は、梁主筋量と主筋間距離比によって定まり、柱主筋量に影響を受けることはなかった。また、梁主筋量が一定であれば、主筋間距離比が小さいほど、梁主筋

降伏時荷重がわずかに低減する傾向が見られた。

- ・ 柱主筋が接合部内の対角線位置で降伏する時の層せん断力は、柱と梁の曲げ強度が等しい時の架構の強度を基準とした場合、柱主筋が多いほど高くなる傾向が確認された。
- ・ 梁曲げ降伏型の柱梁接合部においては、梁曲げ強度により架構の強度が決まるため、梁が同じであれば強度は等しくなるはずだが、梁断面が同じであっても、柱の曲げ強度の梁曲げ強度に対する比が 1.0 に近いと、かならず、最大層せん断力が小さくなる傾向が見られた、これらの差は最大で 10%程度である。
- ・ すべての試験体で正負の最大層せん断力は、先に最大変位に達する正側が負側より必ず大きく、その差は概ね 10%程度であった。

(3) C シリーズ

日本建築学会の靱性保証指針による接合部せん断強度に対する余裕度は 0.8 および 1.1 とした無補強試験体の破壊モードは梁主筋の降伏を伴う接合部破壊であり、層せん断力の実験値は梁曲げ終局強度の 88～92%となった。

これに対して補強した試験体は、

- (1) 最大耐力が 6～13%増加し、概ね梁曲げ終局強度時の層せん断力まで増加した。
- (2) 無補強試験体・補強試験体いずれも、履歴性状はスリップ形で、補強によりややエネルギー吸収能力の向上がみられた。
- (3) 耐震補強により降伏時の剛性は 8～22%増大した、
- (4) 最大耐力付近では、補強しても接合部の損傷を減らす効果は得られなかった。

(4) D-I シリーズ

(5) D-II シリーズ

いずれの試験体も損傷は柱梁接合部に集中し、主筋降伏後の接合部破壊となった。

梁の配筋が非対称な試験体 D10 は、対称配筋の試験体 D09 に比べると梁主筋の降伏が早く、主筋の降伏後大きな剛性低下が生じた。最大層せん断力に達する変形は非対称な場合の方が大きく、最大層せん断力は正側では大きな差はなかったが、負側では 8%ほど小さかった。また、柱－梁曲げ強度比を大きくした試験体 D11 は、柱－梁曲げ強度比が 1.0 の試験体 D10 に対して最大層せん断力は 8～11%大きくなった。

(6) E シリーズ

主筋量が少ない試験体では接合部せん断余裕度も十分に大きく、また、通し主筋の付着性能も学会靱性指針の規定を満たすものであったが、すべての試験体で梁主筋降伏後接合部に損傷が集中する破壊となり、履歴ループもスリップ性状の著しいものとなった。

高強度コンクリートを用いた試験体では主筋降伏時の層せん断力は同配筋の普通コンクリートの試験体（B シリーズ）とほぼ等しかったが、剛性が大きく降伏時の層間変形角は小さかった。

接合部せん断余裕度が極めて大きい試験体 E01 も含めいずれの試験体で最大耐力は梁曲げ終局時の計算値に比べると小さかった。また、同配筋の試験体を比較すると最大耐力の普通コンクリートの試験体に対する増加量は主筋量が多いものほど大きかった。

(7) F シリーズ

- ・梁と柱が偏心していない試験体では、柱梁接合部パネル表面でコンクリートの圧壊は見られなかった。
- ・梁と柱が偏心している試験体では、梁が寄っている側の柱梁接合部パネル表面でコンクリートが圧壊したが、反対側ではひび割れが生じたのみでひび割れの拡大も見られなかった。
- ・いずれの試験体も梁、柱主筋の一部もしくはすべてが降伏して最大耐力に達した。
- ・梁が柱に対して偏心している試験体では梁から遠い位置の柱主筋は未降伏であった。
- ・梁と柱が偏心していない試験体は柱梁曲げ強度比、接合部せん断余裕度とも 1 程度であるが、いずれも最大耐力は梁曲げ強度時および接合部せん断強度時の計算値より小さかった。
- ・梁と柱が偏心している試験体は接合部せん断余裕度は 1 以下であったが、柱梁曲げ強度比が 1.1 程度の試験体では最大耐力は接合部せん断強度時の計算値より小さかった。
- ・梁近傍の柱主筋および接合部横補強筋を増すことで最大耐力は増加した。
- ・柱幅が梁幅に対して著しく大きい場合には柱梁接合部の終局モーメント算定にあたっては強度に寄与する有効な幅を考慮する必要がある。

(8) G シリーズ

いずれの試験体も接合部横補強筋、梁・柱主筋の降伏後に柱梁接合部においてひび割れの拡大、コンクリートの圧壊が進行する破壊となった。

柱・梁のせん断スパン比が 1 程度の試験体 G02 の正側加力を除き、最大耐力は柱・梁曲げ終局強度時計算値より小さく、実験における最大耐力の柱・梁曲げ終局強度時計算値に対する比はせん断スパン比が大きいほど小さくなった。また、初期剛性、降伏時剛性および加力サイクルピーク点からの除荷剛性はせん断スパン比が小さいほど大きかった。

(9) H シリーズ

柱梁曲げ強度比を 2 とした試験体 H01 の柱主筋は、1 段目の引張主筋のみ降伏し、中段筋は実験終了まで弾性であった。接合部横補強筋は梁主筋降伏後に降伏した。一方、柱梁曲げ強度比を 1.5 とし、接合部横補強筋を多量に配した試験体 H02 では、柱主筋の降伏は負加力時の上柱でのみ生じた。また、接合部横補強筋の降伏は普通強度の鉄筋を用いた外周の帯筋の一部でのみ生じた。いずれの試験体も梁曲げ主筋降伏後も層せん断力が増加し、層間変形角 1%弱で梁曲げ終局強度時層せん断力計算値をやや上回った後はほとんど層せん断力が増加しなくなった。ただし、層間変形角の増加とともに層せん断力は緩やかに増大し、実験における最大層せん断力は加力の最大層間変形角時であった。履歴ループの形状に顕著なスリップ性状はみられず、加力サイクルピークからの除荷後の反対側への再載荷時にはほぼ前回の加力における最大点を指向するものとなった。

以上より、柱中段筋もしくは接合部横補強筋を多量に配し接合部強度比を確保することにより柱梁接合部の変形を抑制して履歴性状を紡錘形とすることができることが明らかになった。ただし、その場合にあっては梁の圧縮側の主筋には引張転化が生じ、梁主筋降伏時の層せん断力は断面保持を仮定した計算値より小さかった。

(10) I シリーズ

- ・主筋位置や継手の有無による破壊性状、復元力特性、等価粘性減衰定数、層間変形にしめる各部の変形成分、接合部の水平・鉛直膨張率への影響に大きな差異は見受けられなかった。
- ・柱梁スパン比 2.2 の試験体は柱梁スパン比が 1 の試験体に比べ繰り返し載荷による耐力低下が 1 割大きかった。

た。

- ・層間変形 4%を超すと,各試験体の柱梁接合部の中央部分のコンクリートの圧壊剥落が大きくなり,層間変形 7%の大変形時において最大耐力の 5 割程度の耐力低下が生じた。
- ・継手を有する試験体の最大耐力に対する耐力低下は,継手を有さない試験体に比べ,2 割程度小さかった。
- ・最大耐力計算値と実験値の比較をすると,接合部の曲げ強度を考慮した計算値と実験値はよく合った。

表 A 1-1 試験体の諸元 (A シリーズ)

試験体	A01	A02
加力方法	十字形	ト形
コンクリート強度 MPa	33.5	
主筋間距離比	0.7	
梁・柱	スパン mm	1400
	断面 mm	240×240
	主筋	4-D13
	主筋降伏強度 MPa	378
	引張鉄筋比 %	1.04
	あばら筋	□-D6(SD295)@50
	せん断補強筋比 %	0.53
接合部	横補強筋	□-D6(SD295)×2
	補強筋降伏強度 MPa	399
	横補強筋比 %	0.32
柱梁強度比	1.0	2.0
接合部せん断余裕度	1.43	2.00

表 A 1-2 試験体の諸元 (B シリーズ)

試験体	B01	B02	B03	B04	B05	B06	B07	B08	B09	B10	B11	
コンクリート強度 MPa	29.0											
主筋間距離比	0.8						0.65	0.5	0.65	0.5	0.8	
梁	スパン mm	1400										
	断面 mm	240×240										
	主筋	4-D13	5-D13	5-D16	4-D13	5-D13		4-D13		5-D16		4-D13
	主筋降伏強度 MPa	378		425		378				425		378
	引張鉄筋比 %	0.98	1.22	1.92	0.98	1.22	1.22	1.07	1.18	2.09	2.30	0.98
	あばら筋	□-D6(SD295)@50										
	せん断補強筋比 %	0.53										
柱	スパン mm	1400										
	断面 mm	240×240										
	主筋	4-D13	5-D13	5-D16	6-D13	5+2-D13	5+5-D13	4-D13		5-D16		4-D13
	主筋降伏強度 MPa	378		425		378				425		378
	引張鉄筋比 %	0.98	1.22	1.92	1.47	1.80	2.67	1.07	1.18	2.09	2.30	0.98
	帯筋	□-D6(SD295)@50										
	せん断補強筋比 %	0.53										
接合部	横補強筋	□-D6(SD295)×2										
	補強筋降伏強度 MPa	399										
	横補強筋比 %	0.28						0.34	0.44	0.34	0.44	0.28
柱梁強度比	1.0	1.0	1.0	1.48	1.28	1.67	1.0	1.0	1.0	1.0	1.48	
接合部せん断余裕度	1.30	1.04	0.59	1.30	1.04	1.04	1.28	1.26	0.57	0.56	1.30	

表 A 1-3 試験体の諸元 (C シリーズ)

		C01	C02	C03	C04
コンクリート強度		31.0			
梁	反曲点間距離 (mm)	1400			
	幅 (mm)	240		120	
	せい (mm)	240			
	引張主筋	3+2-D13 (SD345)		同左	
	引張主筋比 (%)	1.31		2.62	
	せん断補強筋	□-D6(SD295A)@50			
	せん断補強筋比 (%)	0.53			
柱	反曲点間距離 (mm)	1400			
	幅 (mm)	240			
	せい (mm)	240			
	引張主筋	5-D13 (SD345)			
	引張主筋比 (%)	1.22			
	せん断補強筋	□-D6(SD295A)@50			
	せん断補強筋比 (%)	0.53			
接合部	炭素繊維シート (軸方向)	—	300g/m ² ×2層	—	300g/m ² ×2層
	横補強筋	2×□-D6 (SD295A)			
	補強筋降伏強度 (MPa)	399			
	横断補強筋比 (%)	0.33			
接合部	炭素繊維ストランド (鉛直方向)	—	96-24K ストランド ×4箇所	—	96-24K ストランド ×4箇所
	柱梁強度比	1.09	—	1.16	—
接合部せん断余裕度		1.07		0.80	

表 A 1-4 試験体の諸元 (D シリーズ)

試験体	D01	D02	D03	D04	D05	D06	D07	D08	D09	D10	D11	
コンクリート強度 MPa	32.4								32.9			
梁	スパン mm	1400										
	断面 mm	240×170							240×240			
	主筋間距離比	0.72							0.8	0.76		
	主筋	5-D13			7-D13			7-D16	5-D13	5+2-D13 (上端) 3-D13 (下端)		
	主筋降伏強度	378							374	378		
	引張鉄筋比 %	1.81			2.54			3.98	1.22	1.80 (上端) 0.73 (下端)		
	あばら筋	□-D6(SD295)@50										
	せん断補強筋比 %	0.53										
柱	スパン mm	1400										
	断面 mm	240×340										
	主筋間距離比	0.86					0.79	0.86	0.8	0.71		
	主筋	2-D13	3-D13	5-D16	2-D13	3-D13	4-D16	4+2-D13	3-D16	5-D13	5+2-D13	
	主筋降伏強度	378							374	378		
	引張鉄筋比 %	0.98	1.22	1.92	1.47	1.80	2.67	1.07	1.18	2.09	2.30	0.98
	帯筋	□-D6(SD295)@50										
	せん断補強筋比 %	0.53										
接合部	横補強筋	□-D6(SD295)×2										
	補強筋降伏強度 MPa	399										
	横補強筋比 %	0.44							0.28			
柱梁強度比	0.82	1.21	1.99	0.60	0.88	1.17	1.64	0.89	1.0	1.05	1.35	
接合部せん断余裕度		1.50			1.07				0.69	1.14	1.13	

表 A 1-5 試験体の諸元 (E シリーズ)

試験体		E01	E02	E03
コンクリート強度 MPa		61.4		
主筋間距離比		0.8		
梁・柱	スパン mm	1400		
	断面 mm	240×240		
	主筋	4-D13	5-D13	5-D16
	主筋降伏強度 MPa	378		425
	引張鉄筋比 %	0.98	1.22	1.92
	あばら筋	□-D6(SD295)@50		
	せん断補強筋比 %	0.53		
	接合部	横補強筋	□-D6(SD295)×2	
補強筋降伏強度 MPa		399		
横補強筋比 %		0.28		
柱梁強度比		1.0		
接合部せん断余裕度		2.22	1.77	1.00

表 A 1-6 試験体の諸元 (F シリーズ)

		F01	F02	F03	F04	F05
コンクリート強度		28.2				28.0
梁	スパン (mm)	700				
	幅×せい (mm)	120×240		120×340		
	有効せい (mm)	216		316		
	引張主筋	3+2-D13(SD345)		3-D13		
	主筋降伏強度 (MPa)	380				
	引張主筋比 (%)	2.62		1.00		
	せん断補強筋	□-D6(SD295A)@50				
	せん断補強筋比 (%)	0.53				
柱	スパン (mm)	700				
	幅×せい (mm)	360×240		360×170		
	有効せい (mm)	216		146		
	引張主筋(SD345)	5-D13(SD345)		7-D13(SD345)		9-D13
	主筋降伏強度 (MPa)	380				
	引張主筋比 (%)	0.82		1.69		2.17
	せん断補強筋	□-D6(SD295A)@50				
	せん断補強筋比 (%)	0.36				
接合部	偏心量 (mm)	0	120	0	120	
	偏心率	0	0.33	0	0.33	
	横補強筋(SD295A)	2×□-D6(SD295A)		4×□-D6(SD295A)		2×4-D6
	補強筋降伏強度 (MPa)	334				
	横補強筋比 (%)	0.22		0.24		0.49
柱梁強度比		1.18		1.18		1.49
接合部せん断余裕度		0.99	0.74	1.12	0.89	0.88

表 A 1-7 試験体の諸元 (G シリーズ)

試験体		B01	G01	G02
コンクリート強度 MPa		29.0	26.8	
主筋間距離比		0.8		
梁・柱	スパン mm	1400	1000	700
	断面 mm	240×240		
	主筋	5-D13		
	主筋降伏強度 MPa	378	380	
	引張鉄筋比 %	1.22		
	あばら筋	□-D6(SD295)@50		
	せん断補強筋比 %	0.53		
	接合部	横補強筋	□-D6(SD295)×2	
補強筋降伏強度 MPa		399	334	
横補強筋比 %		0.28		
柱梁強度比		1.0		
接合部せん断余裕度		1.04	1.10	1.43

表 A 1-8 試験体の諸元 (H シリーズ)

試験体		H01	H02
コンクリート強度	MPa	40.1	
スパン $L_b \times L_c$	mm	1400×1400	
梁断面 $b_b \times D_b$	mm	240×240	
梁引張主筋		7-D10 (SD345)	
主筋降伏強度	MPa	389	
引張主筋比	%	0.96	
柱断面 $b_c \times D_c$	mm	240×240	
柱引張主筋	mm	8+2-D10 (SD345)	8-D10 (SD345)
引張主筋比	%	1.42	1.10
柱中段筋		6-D10 (SD345)	—
柱中段筋鉄筋比	%	0.74	—
柱軸力 N_c	kN	166	
軸力比		0.07	
柱梁接合部横補強筋		4×4-D6 (SD295)	4×2-D6 (SD295) +4×2-D10 (SD685)
横補強筋比	%	1.11	1.79
柱梁強度比		2.07	1.53
接合部せん断余裕度		1.63	

表 A 1-9 試験体諸元 (I シリーズ)

試験体	B05	I01	I02	I03	
コンクリート強度 (MPa)	29.0	25.3			
梁	スパン (mm)	1400	2200		
	断面 (mm)	240×240			
	主筋間距離比	0.8			
	主筋	5-D13			
	主筋降伏強度	378	386		
	引張鉄筋比 (%)	1.22			
	あばら筋	□-D6@50	□-D6@85		
	せん断補強比 (%)	0.53	0.31		
柱	スパン (mm)	1400	1000		
	断面 (mm)	240×240			
	主筋間距離比	0.71	0.77	0.73	
	主筋	5+2-D13	6-D13	4-D16	
	主筋降伏強度	378	386	402	
	引張鉄筋比 (%)	1.22	1.47	1.60	
	帯筋	□-D6@50	□-D6@35		
	せん断補強比 (%)	0.53	0.76		
接合部	スリーブ継手			4-S5U	
	横補強筋	□-D6(SD295)×2			
	横補強筋比 (%)	0.28			
柱梁強度比	1.28	1.36	1.42		
接合部せん断余裕度	1.04	0.99	0.99		

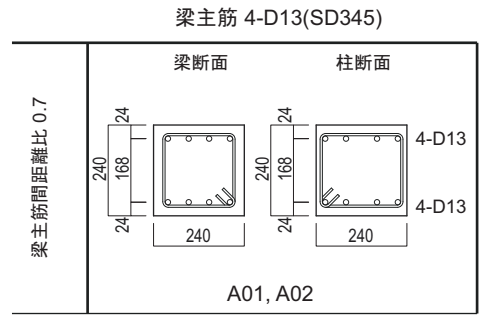
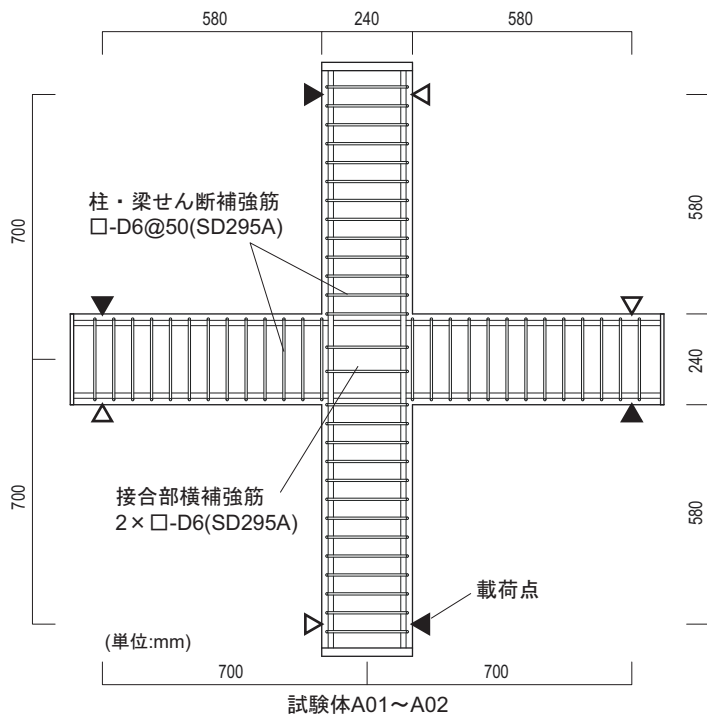
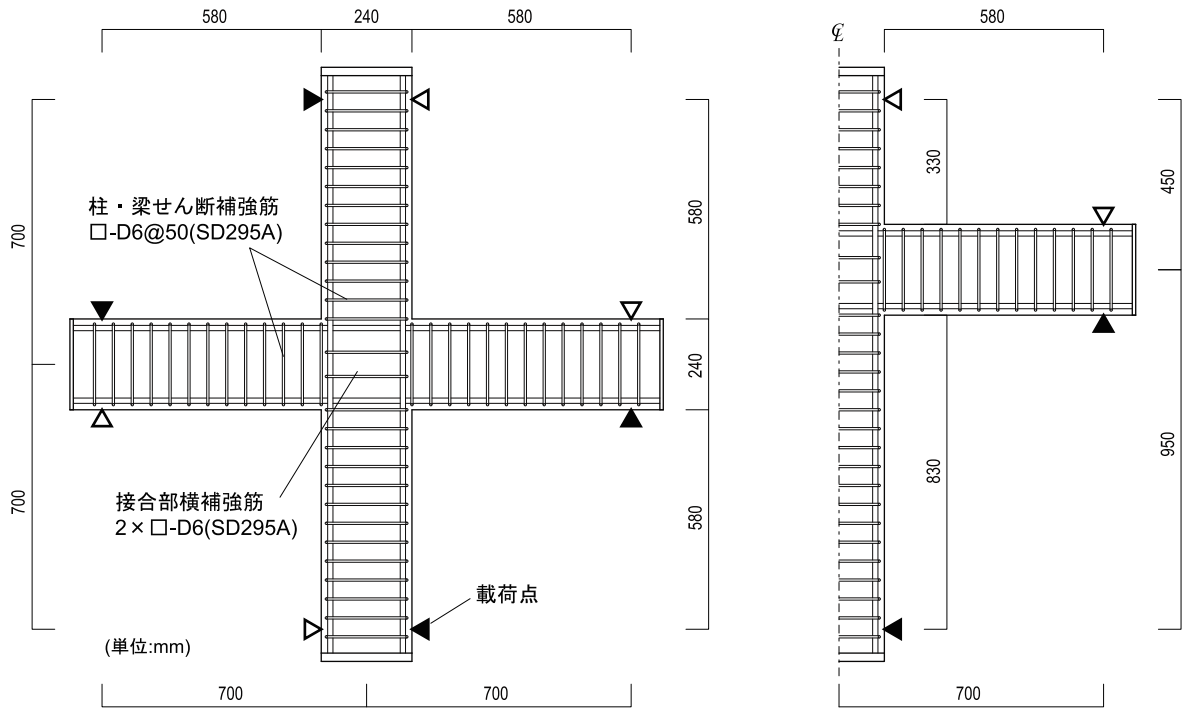


図 A 1-1 A シリーズ試験体の形状



試験体B01~B10

試験体B11

	梁主筋 4-D13(SD345)	梁主筋 5-D13(SD345)	梁主筋 5-D16(SD390)
柱梁曲げ耐力比 1.8	梁断面 柱断面	梁断面 柱断面 同下 B06	梁断面 柱断面
梁主筋間距離比 0.8	同下 B04, B11	同下 B05	
柱梁曲げ耐力比 1.4	同下 B01(E01)	同下 B02(E02)	同下 B03(E03)
柱・梁同配筋	同下 B07		同下 B09
梁主筋間距離比 0.65	同下 B08		同下 B10
梁主筋間距離比 0.5			

図 A 1-2 B, E シリーズ試験体の形状

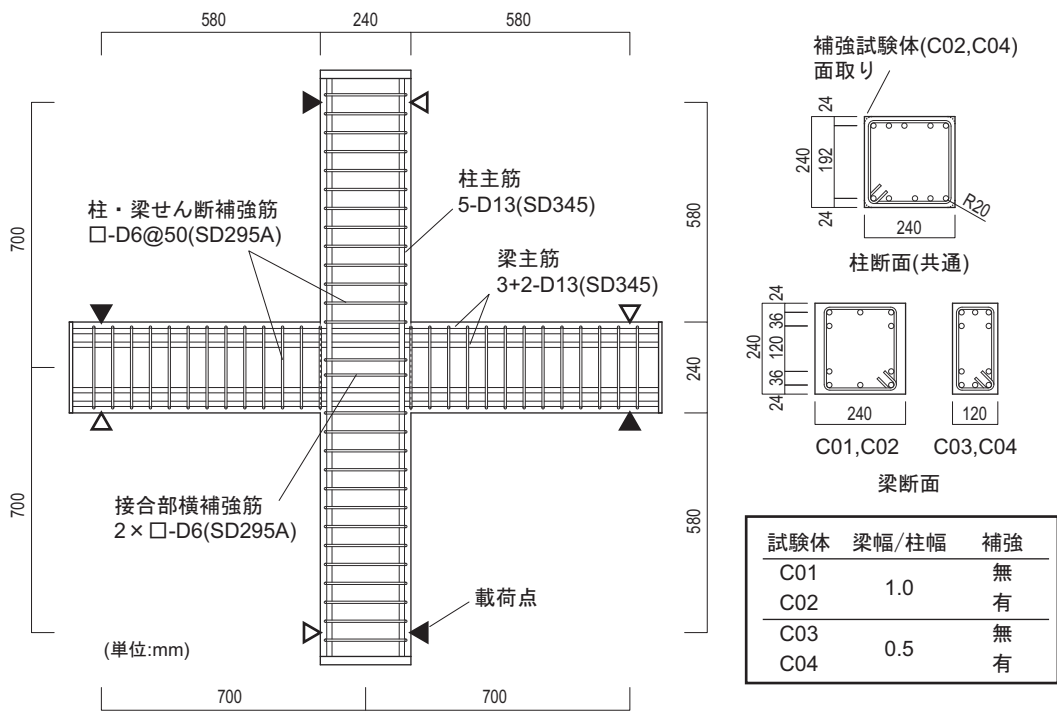
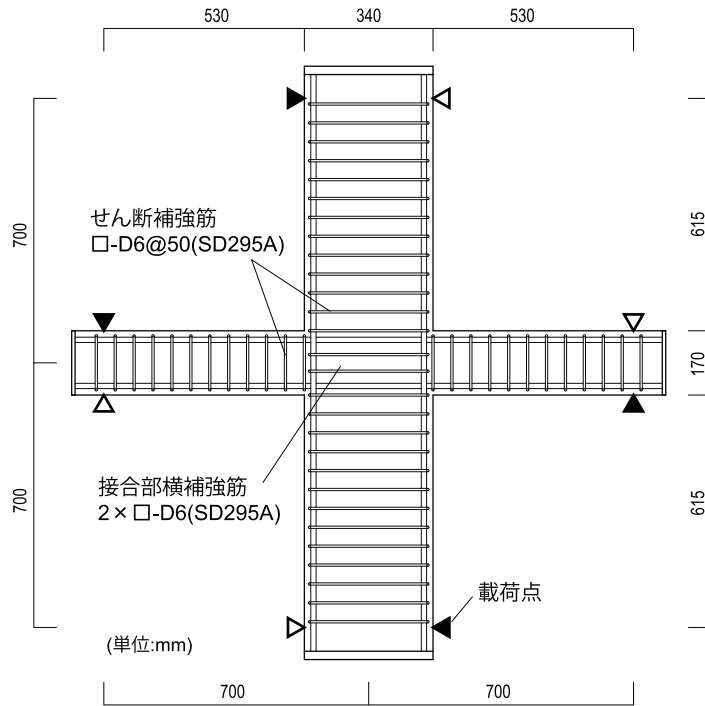


図 A 1-3 C シリーズ試験体の形状



	梁主筋 5-D13(SD345) $jV_u/jV = 1.4$	梁主筋 7-D13(SD345) $jV_u/jV = 1.0$	梁主筋 7-D16(SD390) $jV_u/jV = 0.56$	
$D_c/D_b = 2.0$	$M_{cu}/M_{bu} > 1.7$	梁断面: 同下 柱断面: 5-D13 (SD345) D03	梁断面: 同下 柱断面: 4+2-D13 (SD345) D07	
	$M_{cu}/M_{bu} = 1.4$	梁断面: 同下 柱断面: 3-D13 (SD345) D02	梁断面: 同下 柱断面: 4-D13 (SD345) D06	
	$M_{cu}/M_{bu} = 1.0$	梁断面: 170 × 240, 2-D13 (SD345) 柱断面: 340 × 240, 2-D13 (SD345) D01	梁断面: 170 × 240, 3-D13 (SD345) 柱断面: 340 × 240, 3-D13 (SD345) D05	梁断面: 170 × 240, 3-D16 (SD390) 柱断面: 340 × 240, 3-D16 (SD390) D08
	$M_{cu}/M_{bu} = 0.8$		梁断面: 同下 柱断面: 2-D13 (SD345) D04	

図 A 1-4 D-I シリーズ試験体の形状

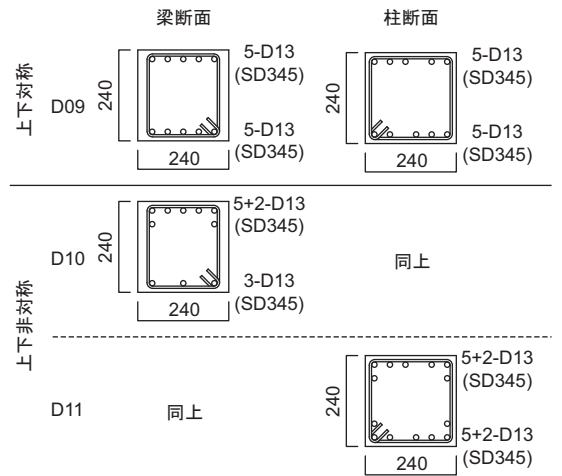
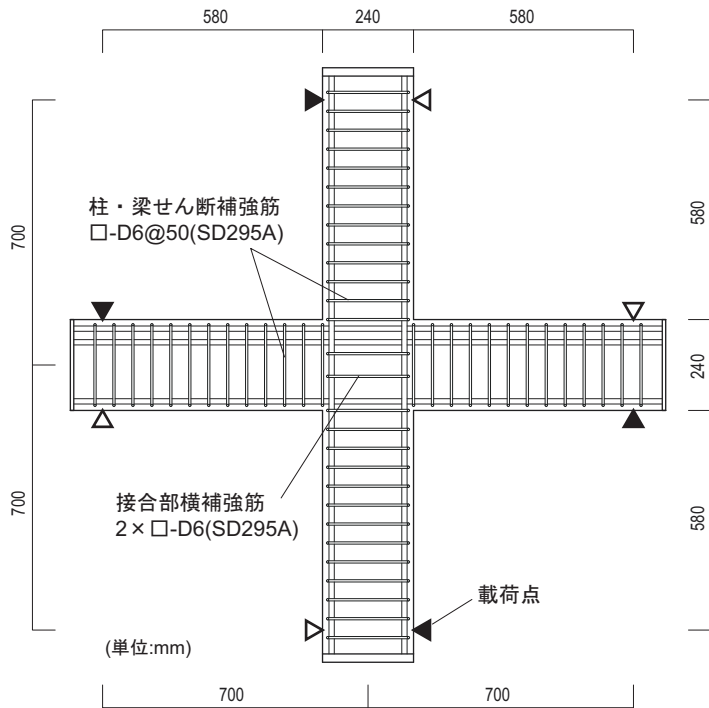
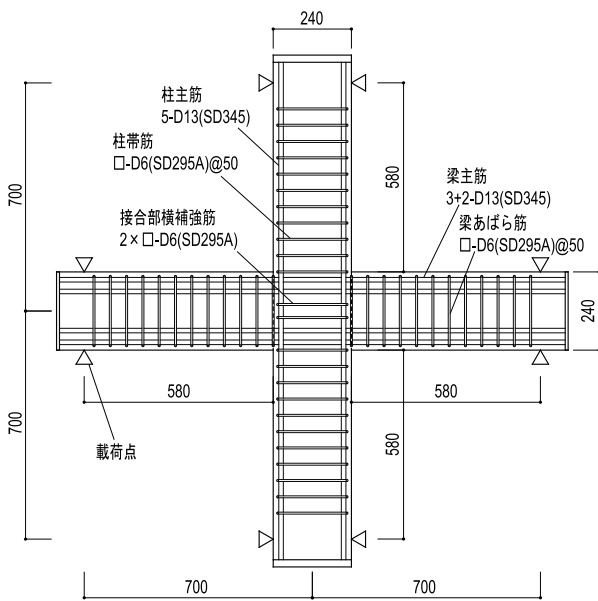
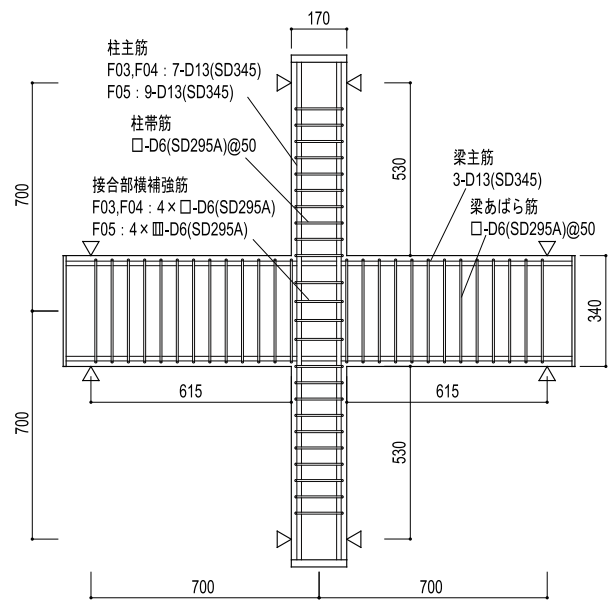


図 A 1-5 D-II シリーズ試験体の形状



試験体F01, F02



試験体F03, F04, F05

単位 : mm

図 A 1-6 F シリーズ試験体の形状

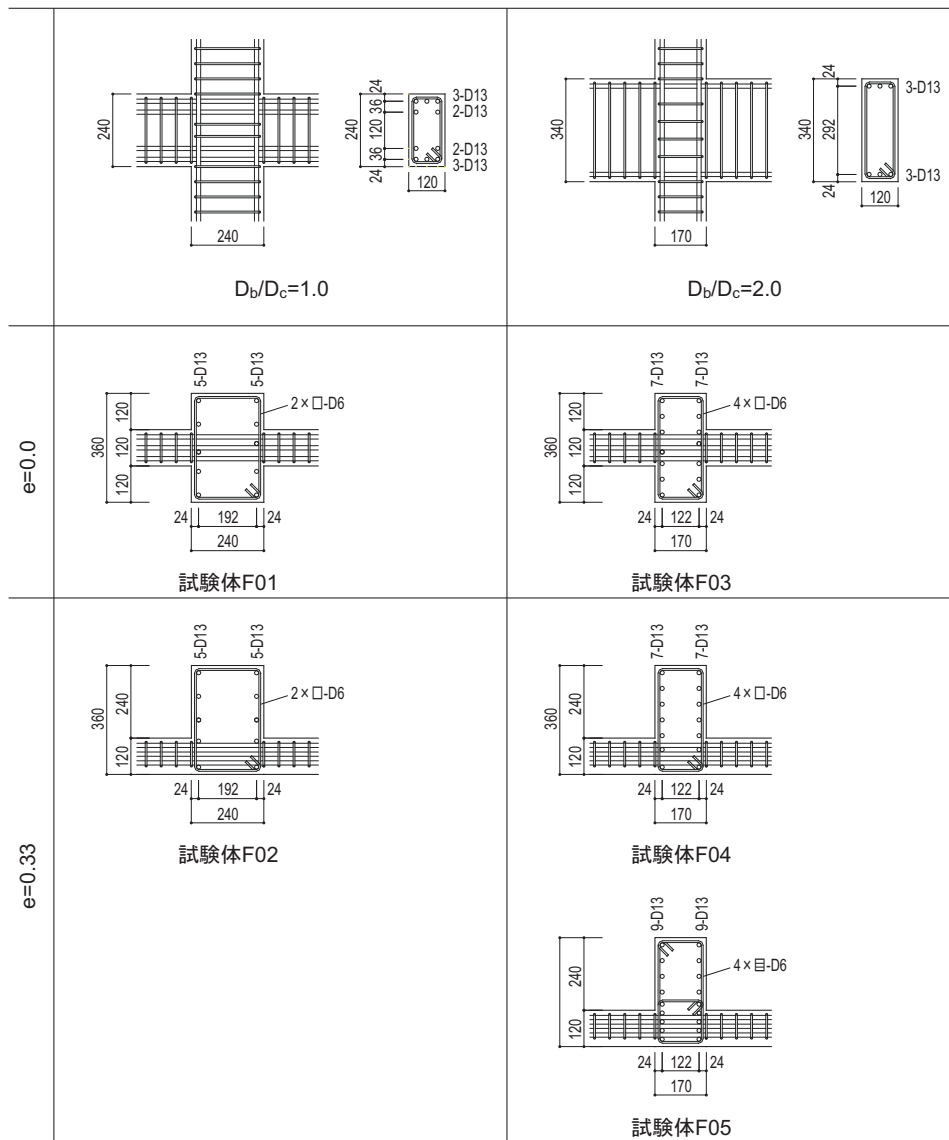


図 A 1-7 F シリーズ梁・柱断面

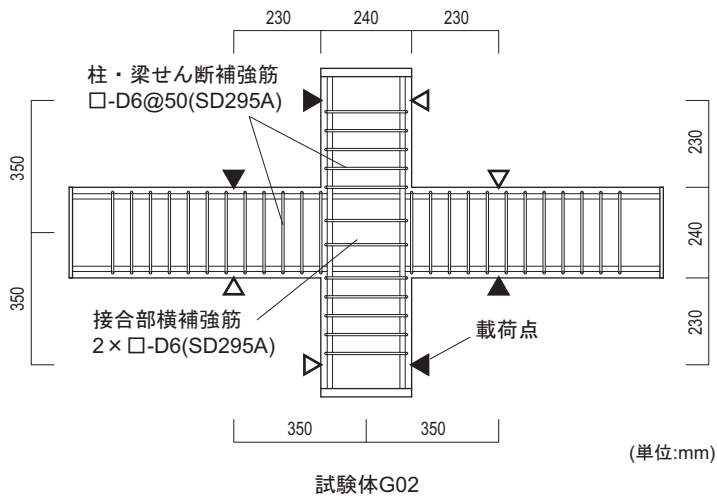
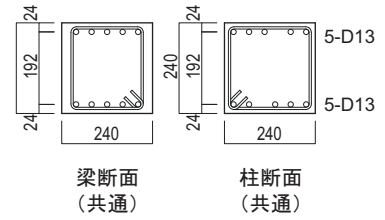
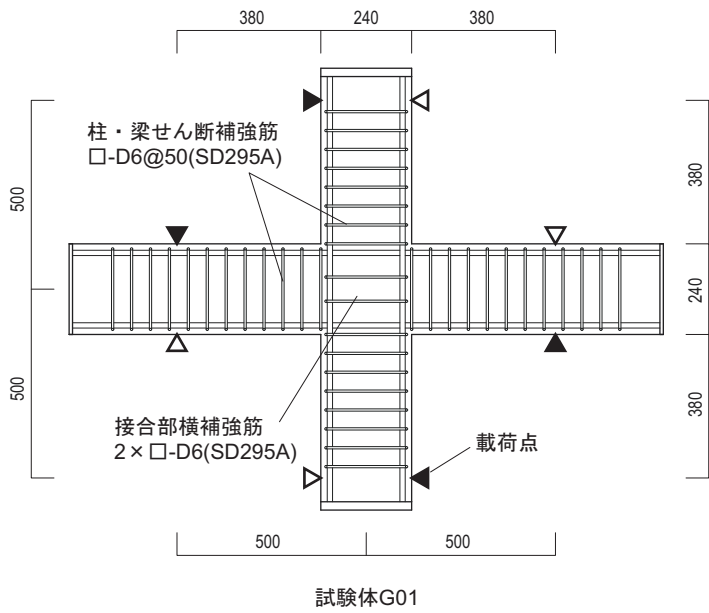


図 A 1-8 G シリーズ試験体の形状

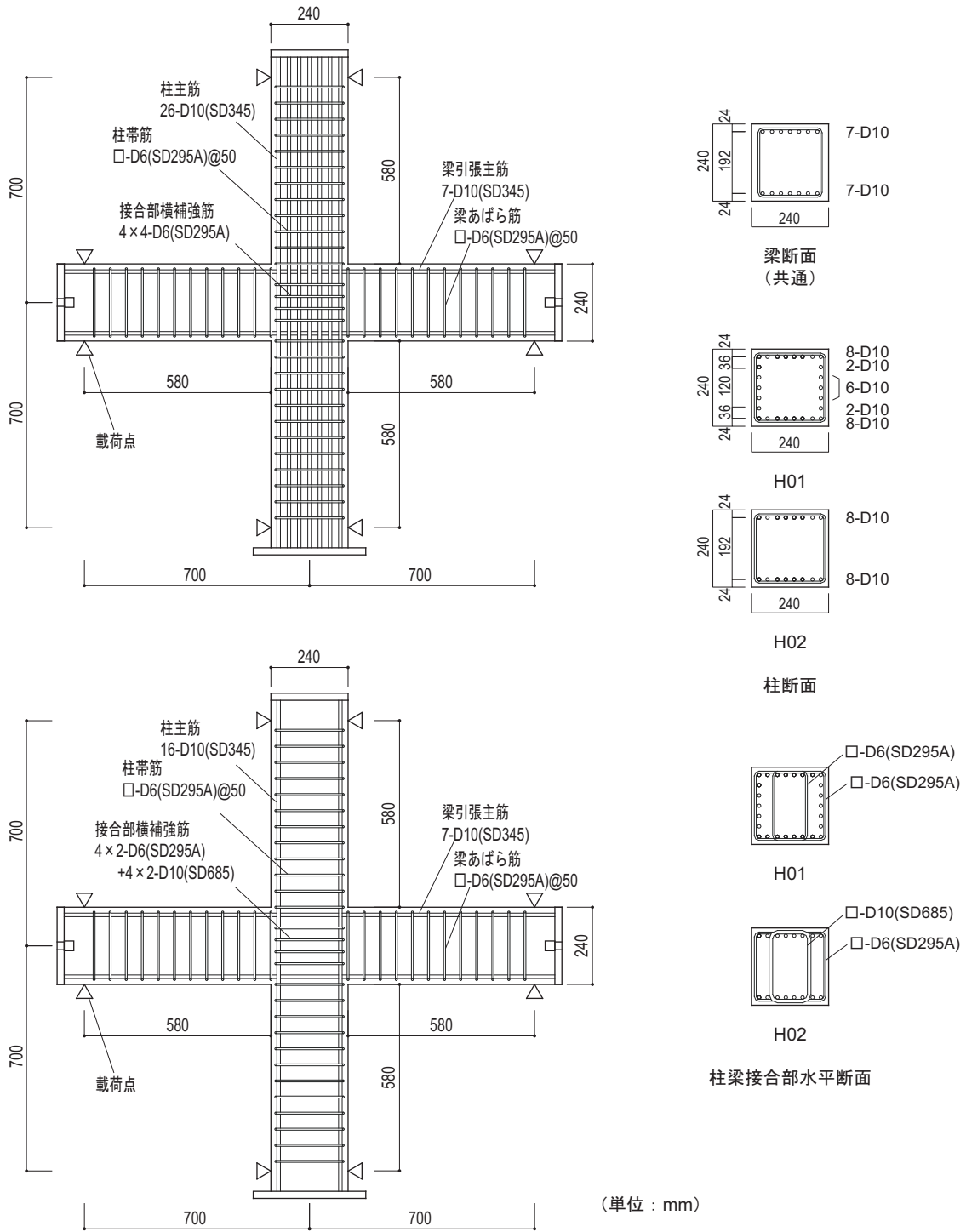


図 A 1-9 H シリーズ試験体の形状

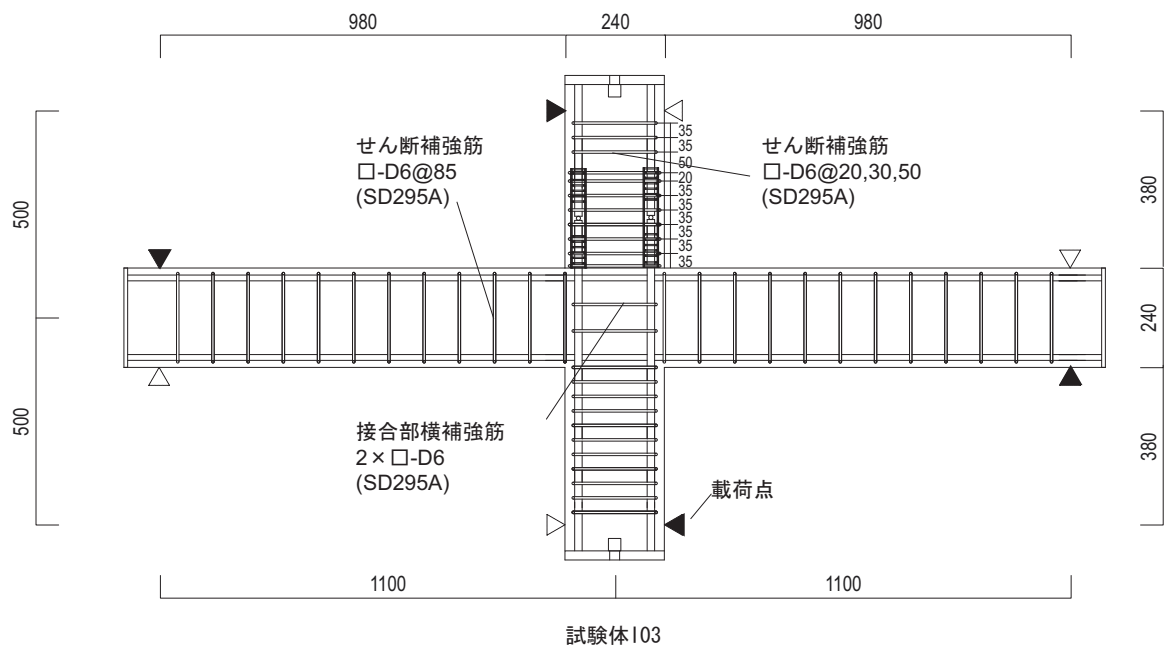
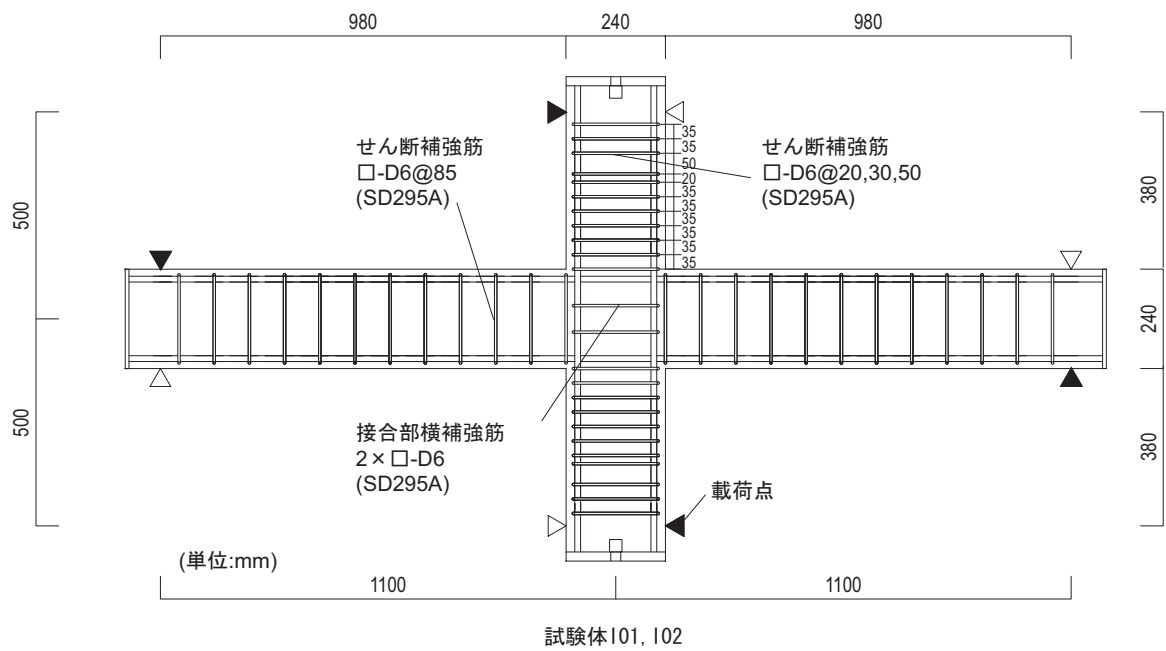


図 A 1-10 Iシリーズ試験体の形状

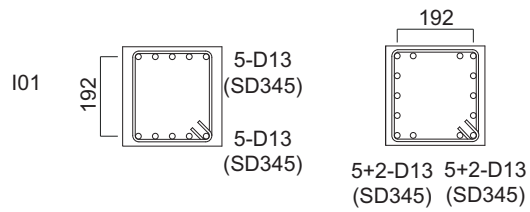
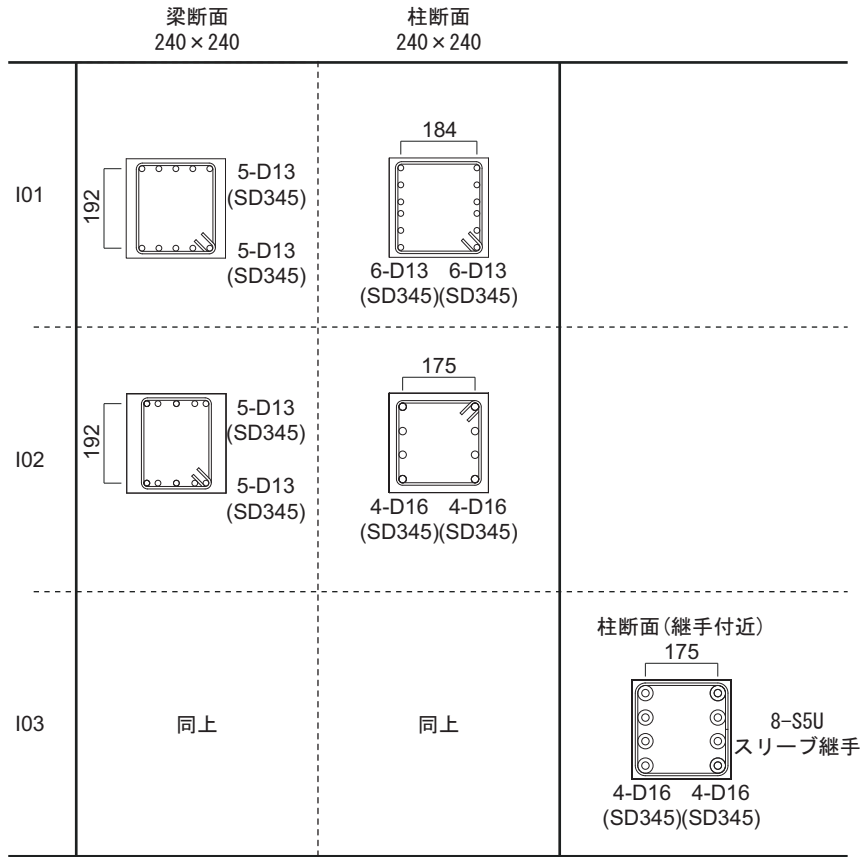


図 A 1-11 Iシリーズ梁・柱断面

表 A 1-10 実験結果一覧 (A シリーズ)

		A01		A02	
		Q_s kN	R_s %	Q_s kN	R_s %
接合部入隅部ひび割れ (梁端ひび割れ)	正	12.0	0.07	4.6	0.03
	負	-9.6	-0.04	-3.9	0.01
接合部対角ひび割れ	正	29.0	0.41	29.0	0.77
	負	-32.6	-0.46	-30.1	-0.77
梁・柱主筋の降伏	正	61.9	1.20	測定不良	
	負	-56.0	-0.90		
接合部横補強筋降伏		66.9	1.45		
最大層せん断力	正	71.7	2.00	36.2	1.50
	負	-65.5	-3.00	-33.4	-2.21

表 A 1-11 実験結果一覧 (B シリーズ)

試験体		B01	B02	B03	B04	B05	B06	B07	B08	B09	B10	B11
初期剛性 (kN/mm)		16.2	17.3	21.5	18.2	19.5	19.5	16.7	17.7	19.5	16.1	15.8
接合部入隅部ひび割れ (梁端ひび割れ)	正	5.1	4.1	3.9	4.0	4.0	4.1	7.6	5.8	2.6	5.9	4.0
	負	-4.1	-4.1	-4.0	-2.9	-4.2	-9.8	-2.7	-4.1	-4.0	-6.0	4.2
接合部対角ひび割れ	正	13.7	12.6	18.2	37.5	10.9	9.7	10.9	8.2	9.8	8.7	20.3
	負	-11.5	-11.9	-17.5	-28.2	-12.0	-22.0	-13.3	-7.0	-8.1	-8.7	29.5
梁主筋(1 段目)降伏	正	57.6 1.09	69.5 1.20	107.1 2.20	58.8 0.95	69.9 1.14	70.9 0.95	57.0 1.25	55.7 1.31	88.8 2.11	98.5 2.50	59.8 0.95
	負	-55.2 -1.14	-66.7 -1.21	-96.6 -1.81	-60.0 -0.90	-69.0 -1.00	-74.4 -1.20	-53.0 -1.19	-55.8 -1.35	-89.5 -1.73	-87.9 -2.32	57.3 0.90
柱主筋(1 段目)降伏	正	57.6 1.09	69.5 1.20	101.5 2.62	62.6 2.21	75.8 2.44	未降伏	55.2 1.20	59.5 1.45	93.6 2.32	98.5 2.50	60.8 1.10
	負	-59.0 -0.99	-66.7 -1.21	-64.8 -1.61	-58.8 -1.62	-70.5 -1.64	未降伏	-53.0 -1.19	-57.0 -1.40	-80.9 -2.21	未降伏	53.91 1.00
接合部横補強筋降伏		37.3 0.59	34.2 0.44	63.1 0.70	52.0 0.80	45.2 0.61	52.5 0.63	40.0 0.76	43.5 0.95	36.1 0.40	52.1 0.80	45.0 0.70
最大耐力	正	65.2 3.00	76.7 2.00	107.1 2.00	68.6 1.51	79.3 2.02	84.0 1.50	64.6 2.00	66.7 3.00	99.8 3.00	102.6 2.91	68.9 1.41
	負	-61.5 -1.50	-72.3 -1.50	-99.4 -2.00	-64.2 -1.46	-77.7 -1.52	-80.5 -1.52	-60.4 -1.50	-63.0 -2.01	-94.2 -2.01	-95.8 -2.92	64.9 1.39

ひび割れ発生時：層せん断力(kN), 鉄筋降伏時・最大耐力時：(上段)層せん断力(kN) (下段)層間変形角(%), 斜体：最大耐力後の繰り返しにより降伏

表 A 1-12 実験結果一覧 (C シリーズ)

		C01	C02	C03	C04	
入隅ひび割れ (梁端)	正	10.41 0.05%	7.55 0.03%	7.28 0.05%	6.09 0.03%	
	負	-6.60 0.02%	-10.56 -0.01%	-4.29 0.02%	-3.42 0.03%	
柱端ひび割れ	正	11.67 0.07%	— —	14.43 0.14%	— —	
	負	-8.77 -0.01%	— —	-7.15 -0.02%	— —	
対角ひび割れ	正	24.5 0.25%	14.1 0.08%	19.9 0.25%	17.9 0.15%	
	負	-14.9 -0.10%	-12.6 -0.04%	-29.4 -0.40%	-16.1 -0.11%	
降伏	梁 1 段目	正	62.5 1.00%	67.5 1.00%	61.4 1.41%	61.5 1.16%
		負	-61.4 -0.95%	-62.4 -0.80%	-62.1 -1.40%	-58.9 -0.95%
	梁 2 段目	正	72.0 1.30%	73.0 1.21%	63.1 1.75%	67.3 1.35%
		負	-68.6 -1.25%	-70.6 -1.00%	-62.0 -1.71%	-68.0 -1.31%
	柱	正	72.0 1.30%	75.5 1.71%	57.7 1.30%	55.1 2.60%
		負	-64.0 -1.15%	-75.1 -1.92%	-56.8 -1.20%	-67.7 -2.33%
	接合部 横補強筋		57.8 0.90%	-56.7 -0.70%	-49.4 -0.90%	48.7 0.76%
	最大層せん断力	正	75.3 1.50%	80.5 2.92%	67.4 2.00%	76.4 3.01%
		負	-73.4 -1.50%	-77.8 -1.53%	-65.8 -2.01%	-74.2 -3.01%

上段：層せん断力(kN)， 下段：層間変形角

表 A 1-13 実験結果一覧 (D シリーズ)

シリーズ	D-I								D-II			
試験体	D01	D02	D03	D04	D05	D06	D07	D08	D09	D10	D11	
初期剛性 (kN/mm)	14.6	16.0	15.8	16.9	14.9	21.4	20.1	26.6	27.7	21.6	22.8	
接合部入隅部ひび割れ (梁端ひび割れ)	正	5.1	4.2	4.2	3.5	5.1	4.3	6.6	4.3	6.3	7.7	7.1
	負	-6.1	-3.6	-6.3	-5.6	-8.5	-11.4	-5.8	-4.6	-5.6	-7.3	-7.5
接合部対角ひび割れ	正	14.8	15.8	14.9	23.2	14.5	15.6	14.2	15.0	10.6	11.4	11.0
	負	-11.4	-12.9	-13.7	-18.4	-11.4	-12.9	-11.2	-11.7	-13.5	-29.8	-11.2
梁主筋(1 段目)降伏	正	未降伏	55.5	52.1	未降伏	未降伏	59.6	73.7	未降伏	71.4	47.5	48.6
	負	未降伏	-50.3	-56.8	未降伏	未降伏	-52.5	-69.3	-55.9	-63.4	-49.9	-50.5
柱主筋(1 段目)降伏	正	35.2	48.0	61.3	37.4	47.2	59.4	83.7	70.3	67.7	60.8	78.7
	負	-33.4	-47.3	-55.4	-34.9	-45.1	-55.6	-75.0	-61.6	-66.2	-53.5	-68.0
接合部横補強筋降伏		未降伏	未降伏	-59.0	未降伏	未降伏	測定 不良	-77.3	未降伏	55.6	52.8	60.7
最大耐力	正	45.4	57.1	63.1	46.3	59.3	67.4	83.8	76.4	77.6	75.7	82.1
	負	-39.4	-55.1	-59.8	-41.9	-52.8	-66.3	-77.3	-74.4	-74.1	-68.4	-77.5
		-1.01	-1.51	-3.01	-2.01	-1.52	-1.46	-2.01	-2.01	-1.51	-3.03	-2.04

ひび割れ発生時：層せん断力(kN)，鉄筋降伏時・最大耐力時：(上段)層せん断力(kN) (下段)層間変形角(%), 斜体：最大耐力後の繰り返しにより降伏

表 A 1-14 実験結果一覧 (E シリーズ)

試験体	E01	E02	E03	
初期剛性 (kN/mm)	34.5	32.1	30.3	
接合部入隅部ひび割れ (梁端ひび割れ)	正	11.7	10.9	13.7
	負	-8.8	-11.8	-11.9
接合部対角ひび割れ	正	32.4	42.3	16.1
	負	-34.0	-24.3	-29.6
梁主筋(1 段目)降伏	正	55.2	69.5	115.1
	負	-55.9	-69.2	-117.8
柱主筋(1 段目)降伏	正	57.5	72.3	123.0
	負	-57.3	-71.1	-123.6
接合部横補強筋降伏		56.2	59.8	79.0
最大耐力	正	68.9	84.4	136.7
	負	-62.8	-74.4	-129.3
		-1.00	-1.01	-2.01

ひび割れ発生時：層せん断力(kN)，鉄筋降伏時・最大耐力時：(上段)層せん断力(kN) (下段)層間変形角(%), 斜体：最大耐力後の繰り返しにより降伏

表 A 1-15 実験結果一覧 (F シリーズ)

試験体			F01	F02	F03	F04	F05
接合部アスペクト比		Db / Dc	1.0		2.0		
接合部偏心率			0	0.33	0	0.33	
接合部せん断余裕度		Vju / Vu	0.99	0.74	1.12	0.89	0.88
柱梁曲げ強度比		Mcu / Mbu	1.16		1.18		1.45
鉄筋の降伏	梁主筋	正	1.43	1.96	1.01	0.86	0.76
			65.5	48.6	58.0	46.0	55.9
		負	-1.42	-2.20	-1.17	-0.89	-0.86
			-65.7	-37.1	-56.1	-44.9	-53.7
	柱主筋	正	1.29	0.49	3.53	0.67	0.79
			61.3	35.6	63.4	39.9	57.3
		負	-1.17	-0.77	-2.59	-0.66	-0.78
			-57.8	-37.7	-62.7	-38.4	-50.8
	接合部横補強筋			1.22	-2.06	-1.35	0.73
		58.9	-46.4	-62.0	42.0	45.2	
最大耐力	正		2.96	2.96	2.90	1.50	3.00
			72.9	49.1	69.1	54.0	66.5
	負		-1.98	-2.06	-3.00	-3.01	-1.51
		-69.4	-46.4	-65.5	-50.4	-60.5	

上段：層せん断力(kN), 下段：層間変形角(%)

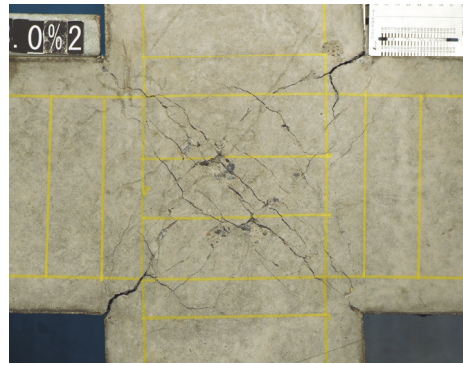
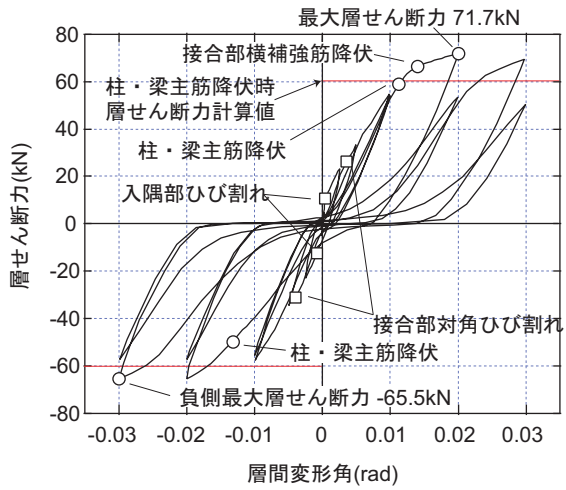
表 A 1-16 実験結果一覧 (H シリーズ)

試験体		G01	G02
初期剛性 (kN/mm)		49.0	339.9
接合部入隅部ひび割れ (梁端ひび割れ)	正	10.0	21.8
	負	6.4	17.9
接合部対角ひび割れ	正	74.8	102.5
	負	65.5	118
梁主筋(1段目)降伏	正	106.1	189.9
		1.11	0.79
	負	98.5	18.9
		0.95	0.85
柱主筋(1段目)降伏	正	118.1	202.7
		1.29	0.90
	負	107.2	169.8
		1.22	0.77
接合部横補強筋降伏		102.8	173.2
		1.00	0.71
最大耐力	正	123.6	214.5
		1.50	1.51
	負	116.2	198.8
		1.52	3.02

ひび割れ発生時：層せん断力(kN), 鉄筋降伏時・最大耐力時：(上段)層せん断力(kN) (下段)層間変形角(%), 斜体：最大耐力後の繰り返しにより降伏

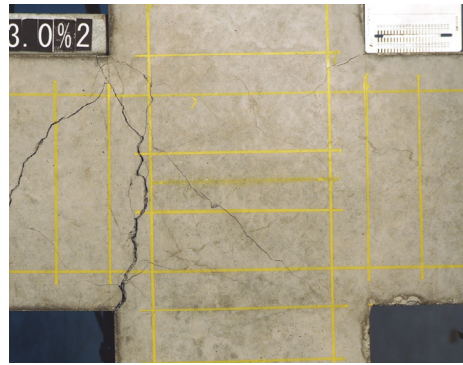
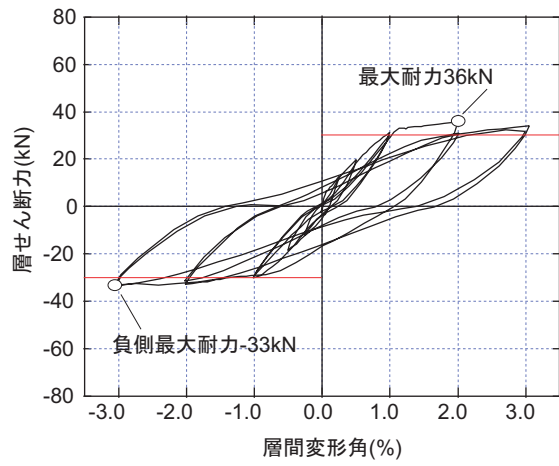
表 A 1-17 実験結果一覧 (Iシリーズ)

試験体		I01	I02	I03
梁主筋		5-D13		
梁主筋間距離比		0.8		
柱主筋		6-D13 6-D13	4-D16 4-D16	
柱主筋間距離比		0.77	0.73	
接合部 入隅部 ひび割れ	正	15.8 0.03	12.1 0.07	7.3 0.03
	負	-9.6 0.05	-7.0 0.01	-3.2 -0.01
接合部 パネル 斜めひび割れ	正	60.5 0.65	50.6 0.57	45.6 0.41
	負	-47.9 -0.45	-51.3 -0.49	-45.6 -0.42
梁主筋 降伏	接合部内 位置	正	84.6 1.09	103.48 1.45
		負	-95.7 -1.26	-103.2 -1.85
	柱フェース 位置	正	101.5 1.48	103.5 1.45
		負	-97.0 -1.59	-96.6 -1.22
柱主筋 降伏	接合部内 位置	正	89.9 2.12	83.1 3.23
		負	88.8 1.53	-80.4 -2.00
	梁フェース 位置	正	88.3 3.48	77.0 3.04
		負	64.6 5.48	-80.4 -2.00
接合部横補強筋の降伏		92.1 1.20	94.1 1.26	-74.3 -0.82
最大層せん断力	正	104.4 2.98	108.3 2.01	106.0 1.51
	負	-103.6 -2.01	-104.9 -1.48	-103.3 -1.51



層間変形角 3.0%時

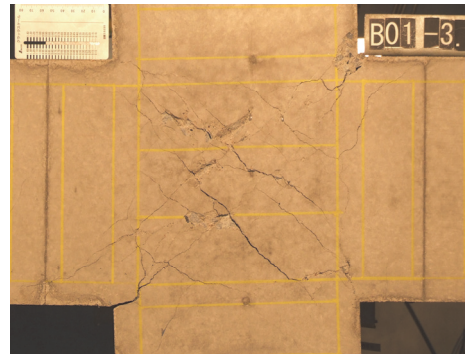
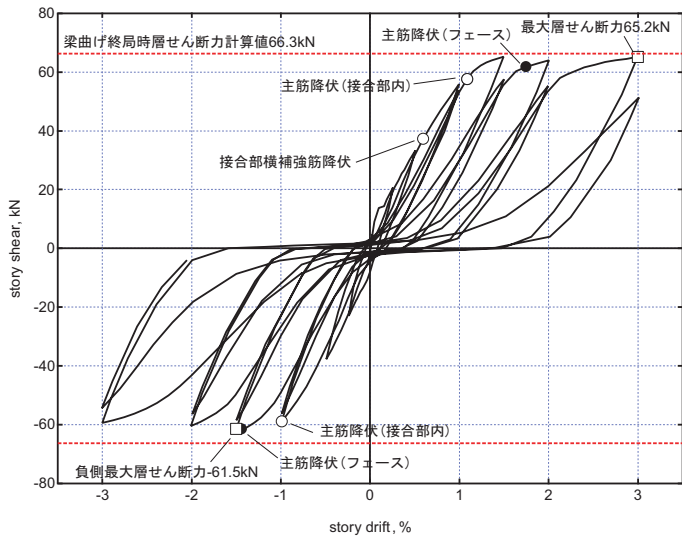
(a) 試験体 A01



層間変形角 3.0%時
(左梁のみ加力)

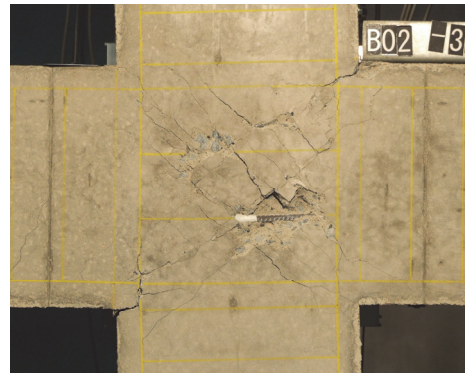
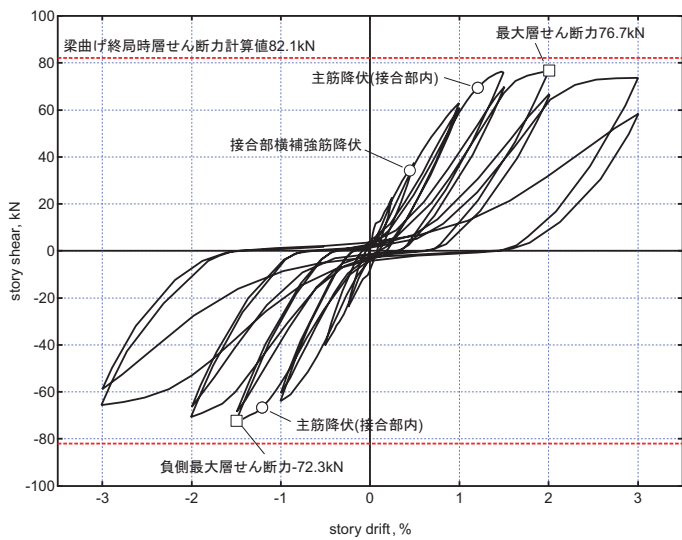
(b) 試験体 A02

図 A 1-12 荷重変形関係と破壊状況 (A シリーズ)



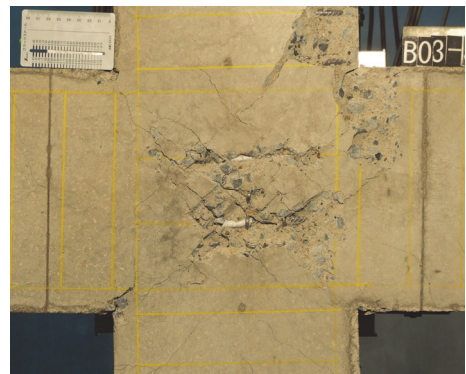
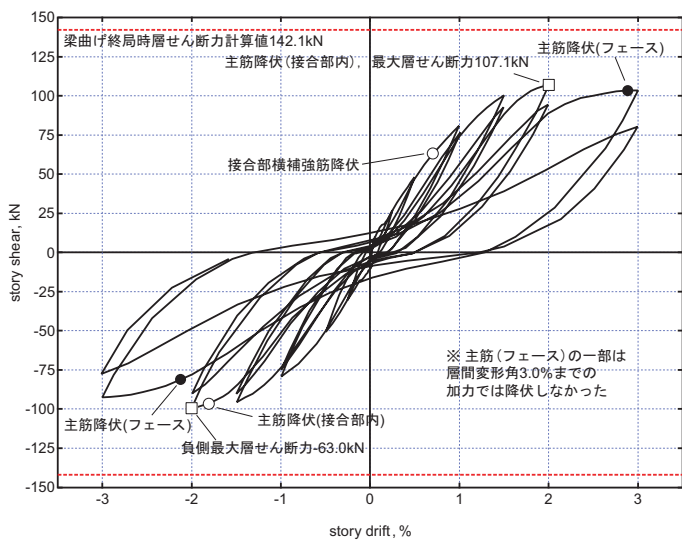
層間変形角 3.0%時

(a) 試験体 B01



層間変形角 3.0%時

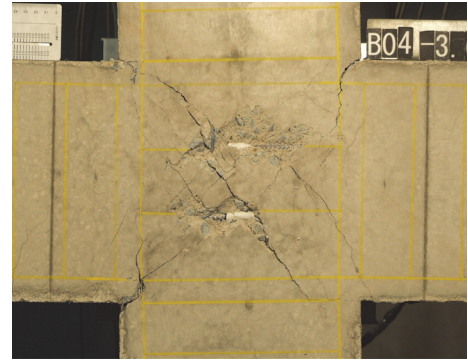
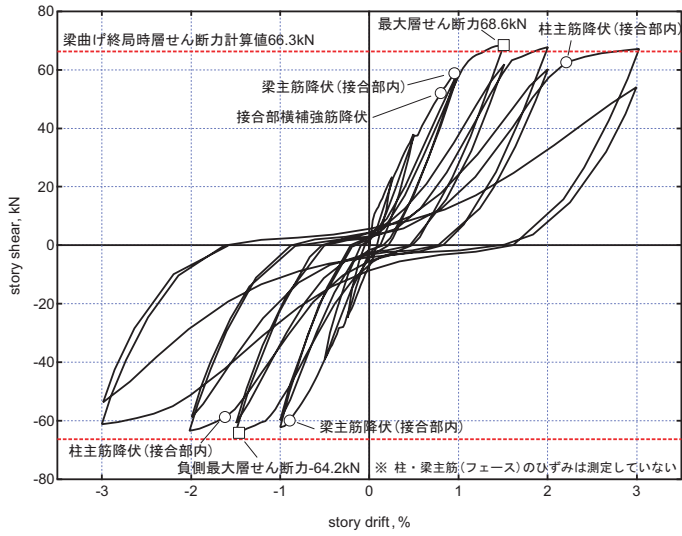
(b) 試験体 B02



層間変形角 3.0%時

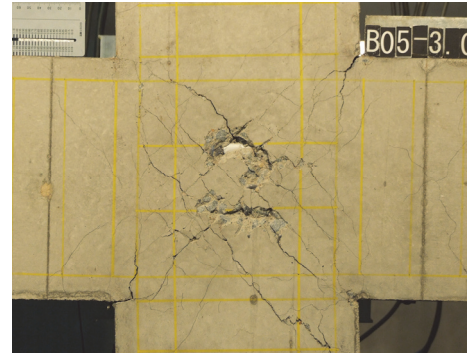
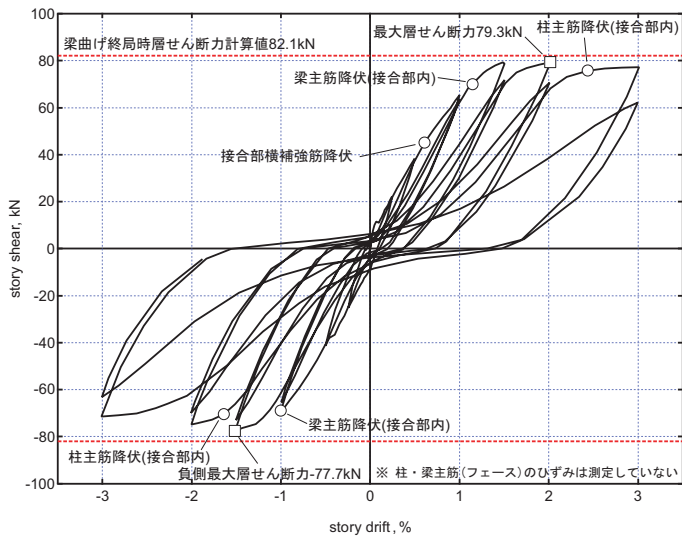
(c) 試験体 B03

図 A 1-13 荷重変形関係と破壊状況 (B シリーズ)



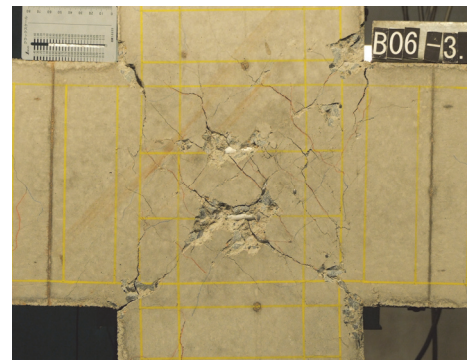
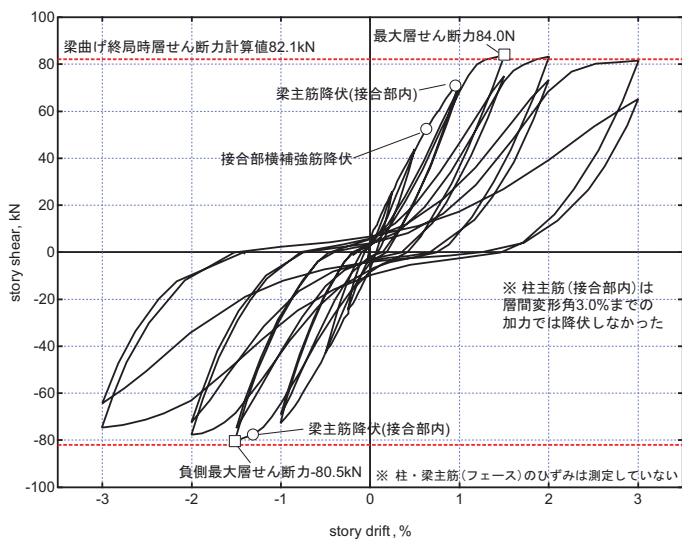
層間変形角 3.0%時

(d) 試験体 B04



層間変形角 3.0%時

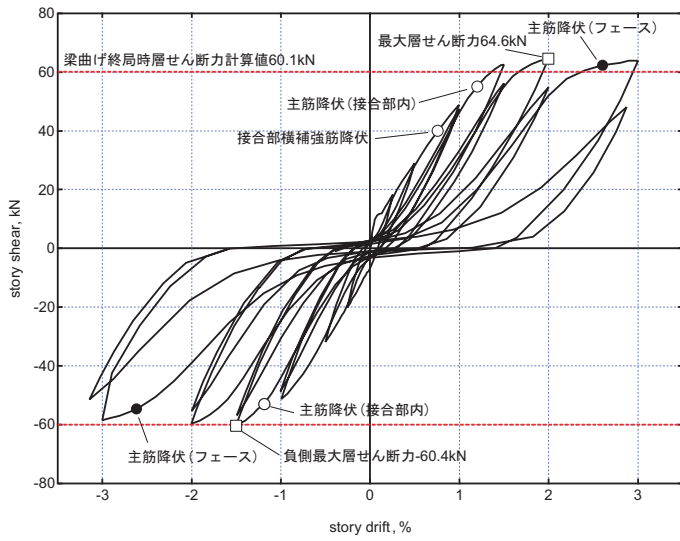
(e) 試験体 B05



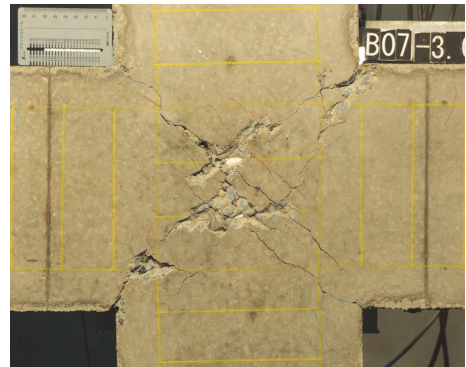
層間変形角 3.0%時

(f) 試験体 B06

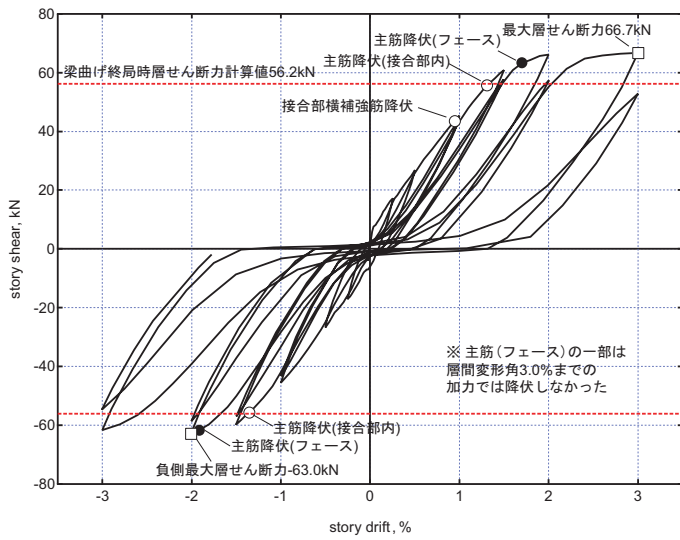
図 A-1-13 荷重変形関係と破壊状況 (B シリーズ) (つづき)



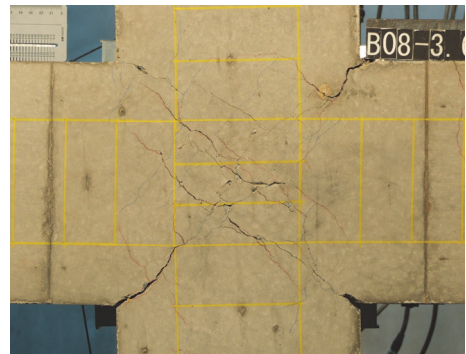
(g) 試験体 B07



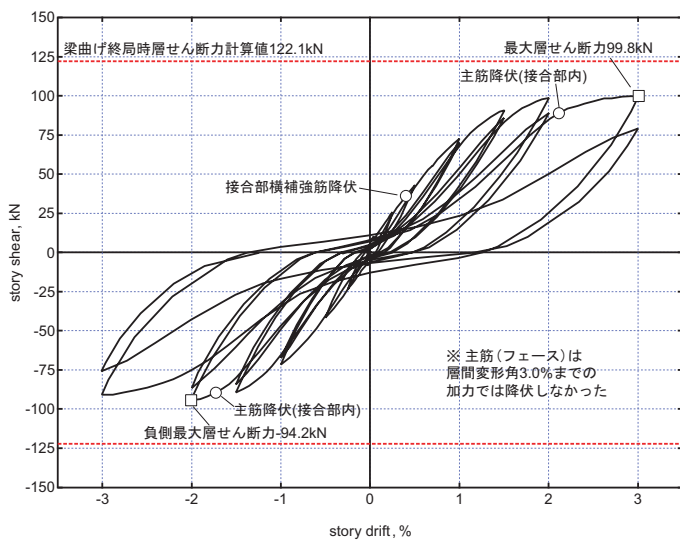
層間変形角 3.0%時



(h) 試験体 B08



層間変形角 3.0%時

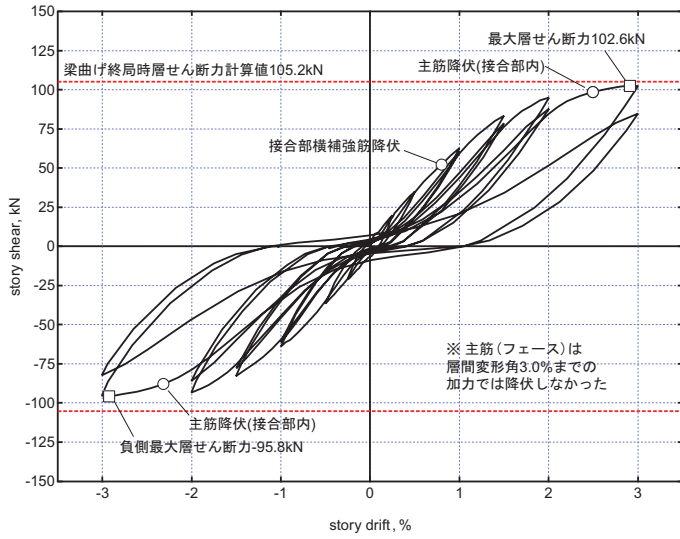


(i) 試験体 B09



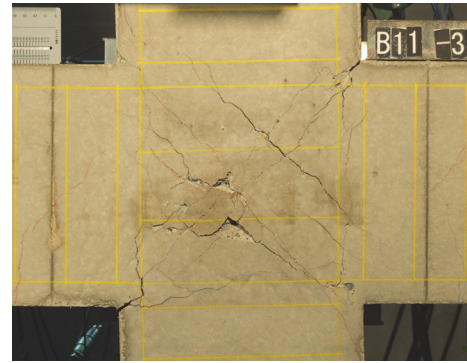
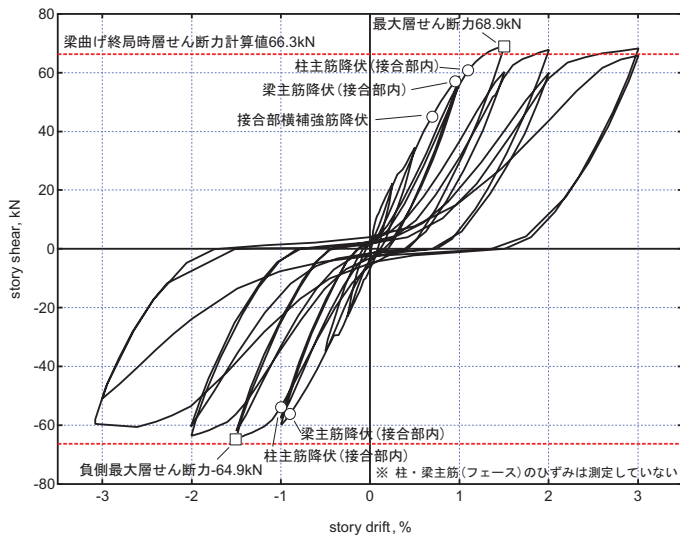
層間変形角 3.0%時

図 A-1-13 荷重変形関係と破壊状況 (B シリーズ) (つづき)



層間変形角 3.0%時

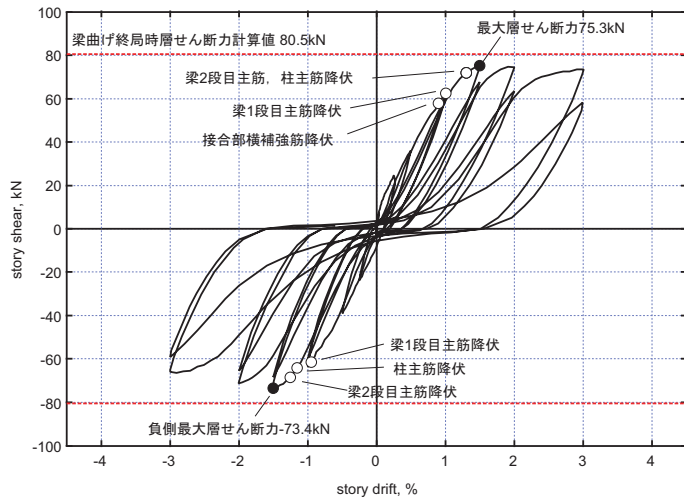
(j) 試験体 B10



層間変形角 3.0%時

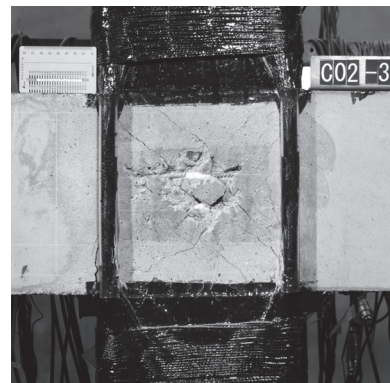
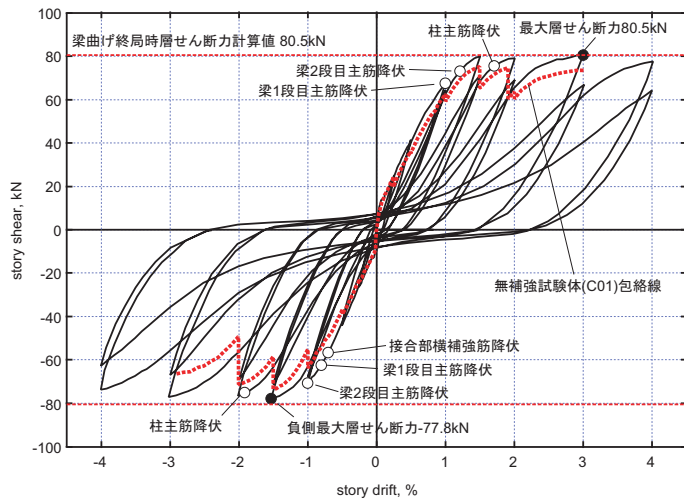
(k) 試験体 B11

図 A 1-13 荷重変形関係と破壊状況 (B シリーズ) (つづき)



層間変形角 3.0%時

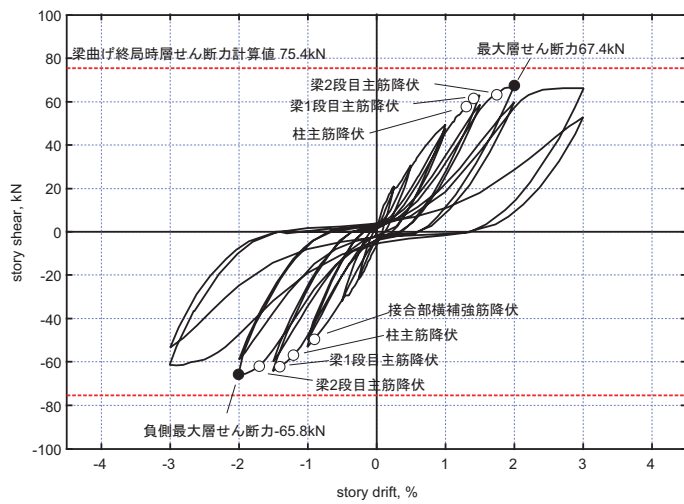
(a) 試験体 C01



層間変形角 3.0%時

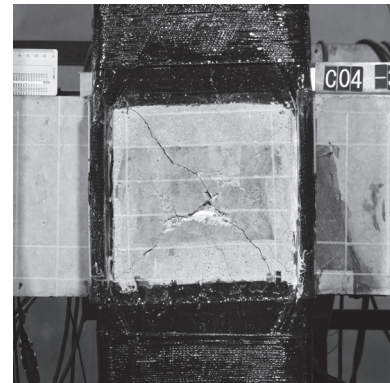
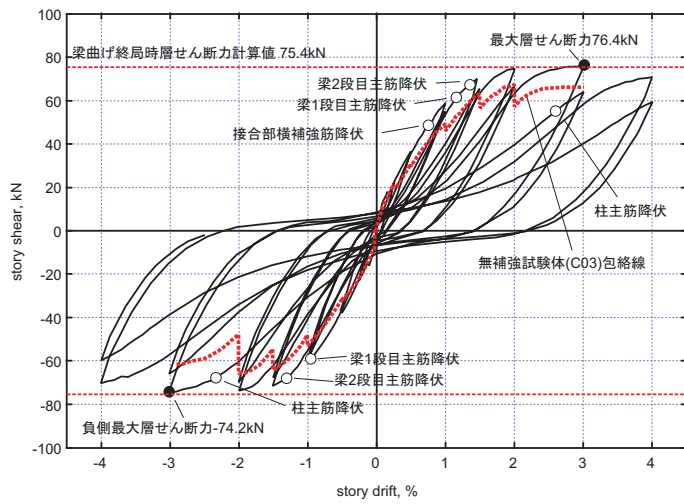
(b) 試験体 C02

図 A 1-14 荷重変形関係と破壊状況 (C シリーズ)



層間変形角 3.0%時

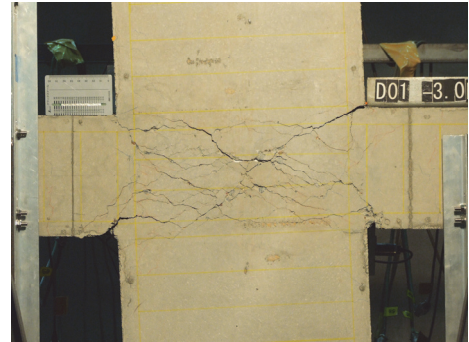
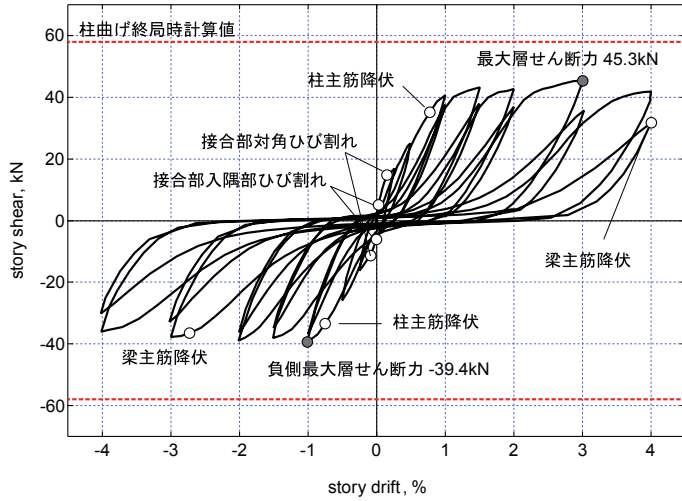
(c) 試験体 C03



層間変形角 3.0%時

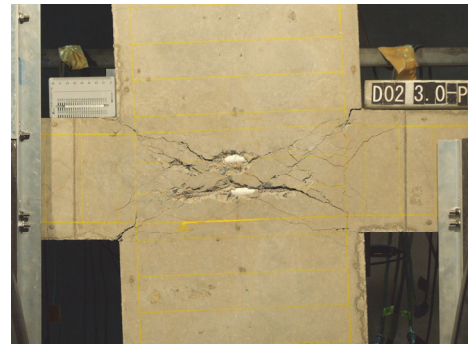
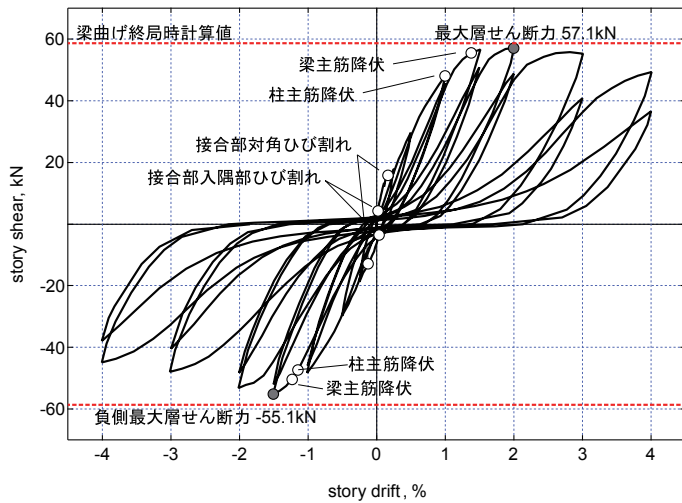
(d) 試験体 C04

図 A 1-14 荷重変形関係と破壊状況 (C シリーズ) (つづき)



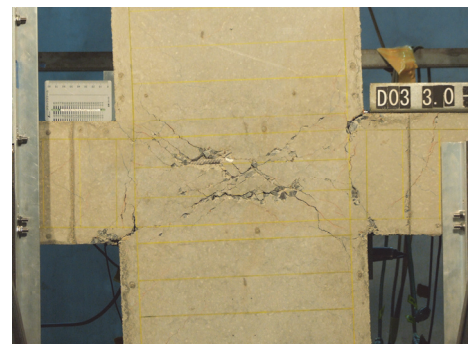
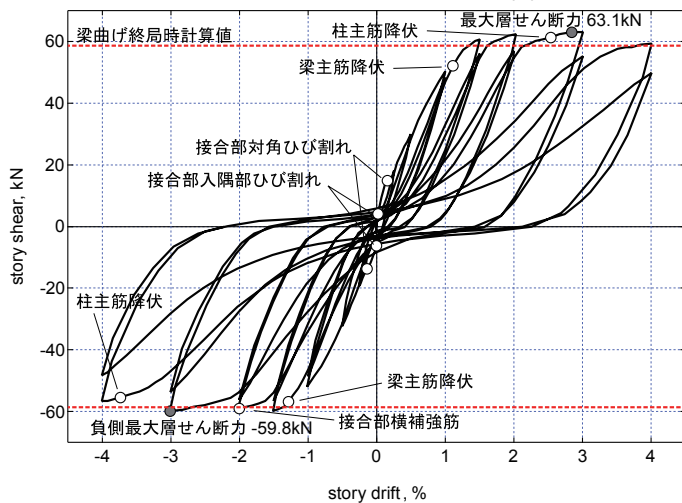
層間変形角 3.0%時

(a) 試験体 D01



層間変形角 3.0%時

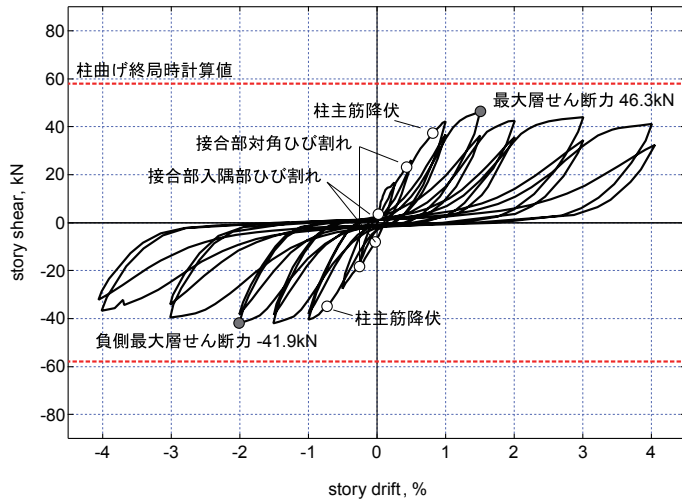
(b) 試験体 D02



層間変形角 3.0%時

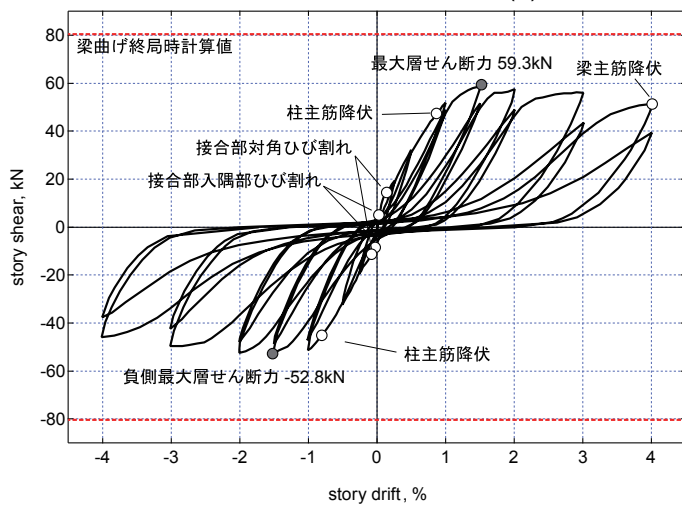
(c) 試験体 D03

図 A 1-15 荷重変形関係と破壊状況 (D-I シリーズ)



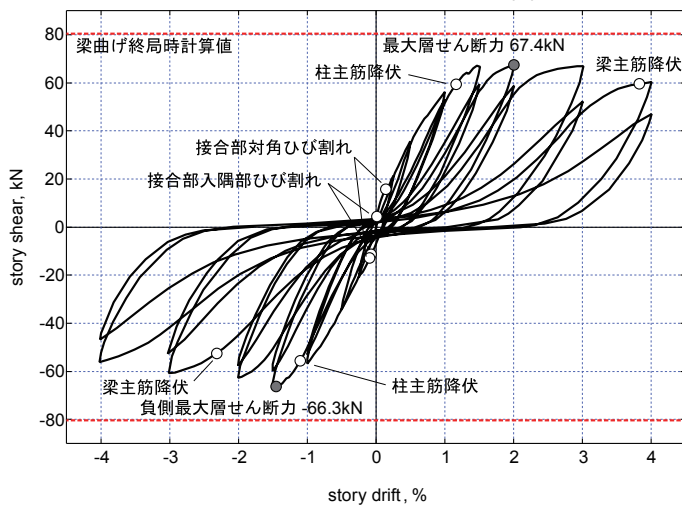
層間変形角 3.0%時

(d) 試験体 D04



層間変形角 3.0%時

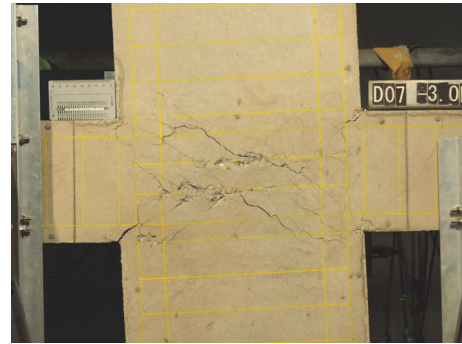
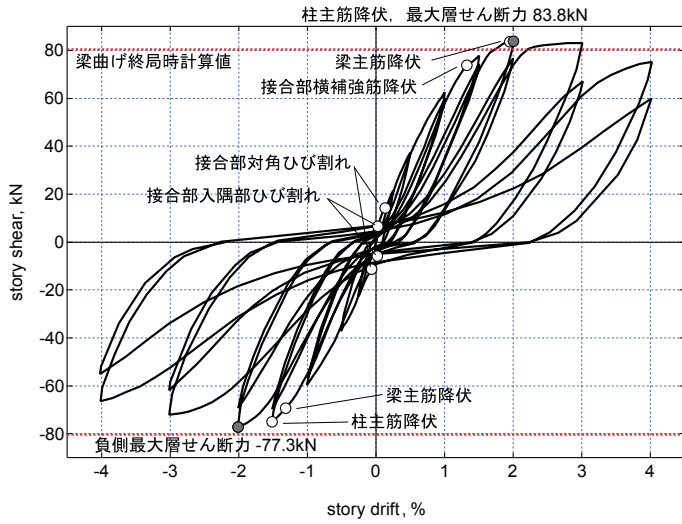
(e) 試験体 D05



層間変形角 3.0%時

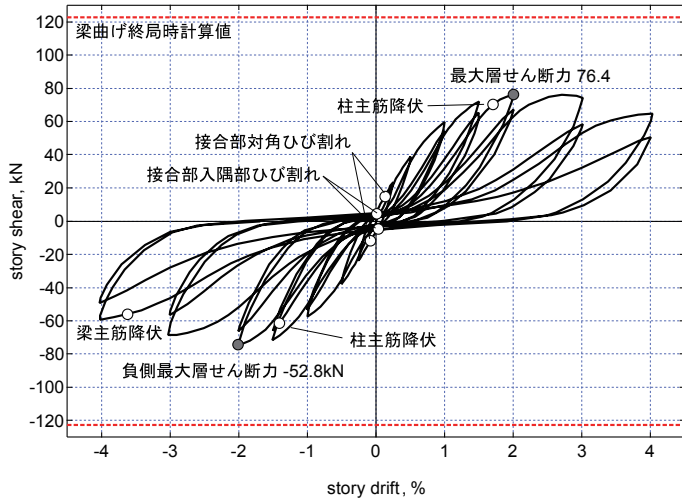
(f) 試験体 D06

図 A 1-15 荷重変形関係と破壊状況 (D-I シリーズ) (つづき)



層間変形角 3.0%時

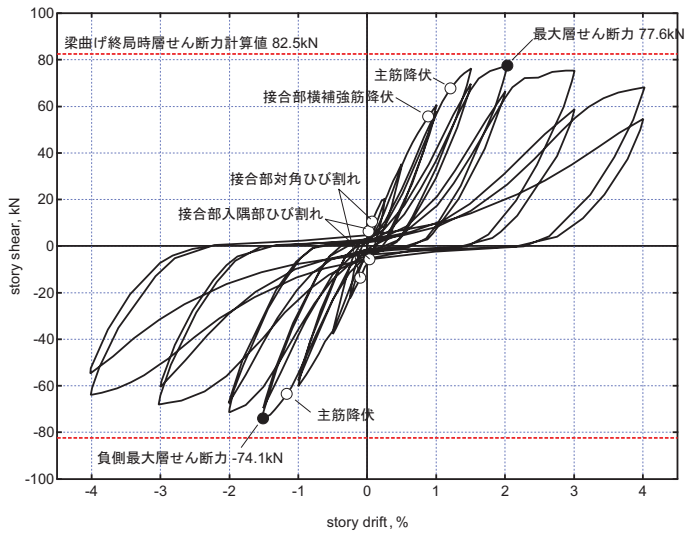
(g) 試験体 D07



層間変形角 3.0%時

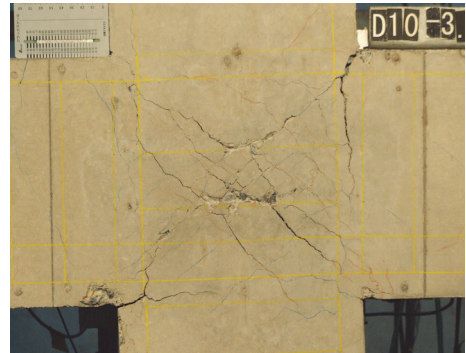
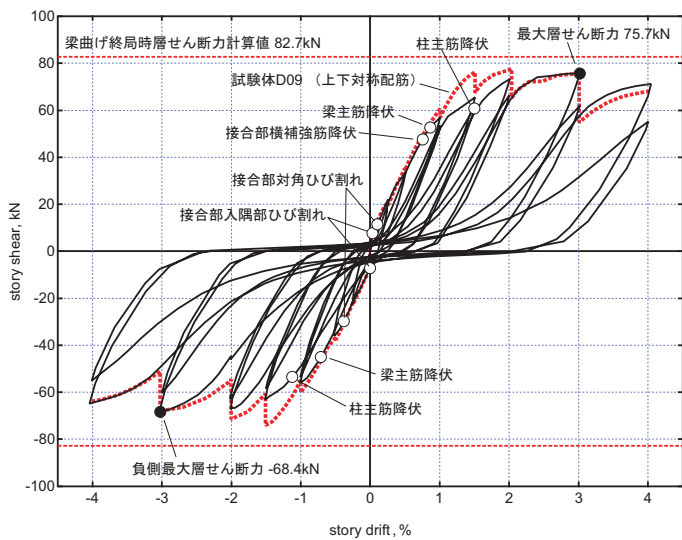
(h) 試験体 D08

図 A 1-15 荷重変形関係と破壊状況 (D-I シリーズ) (つづき)



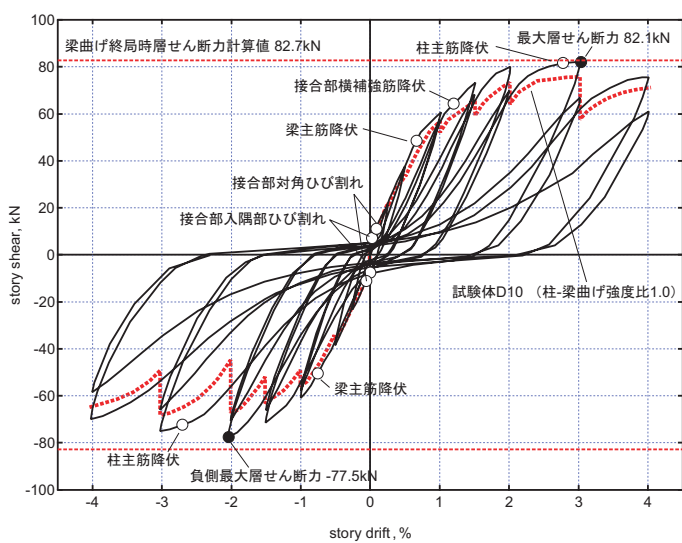
層間変形角 3.0%時

(a) 試験体 D09



層間変形角 3.0%時

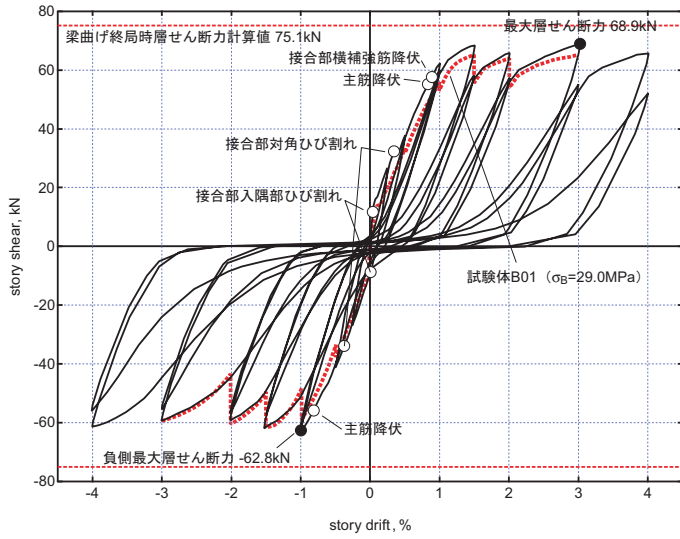
(b) 試験体 D10



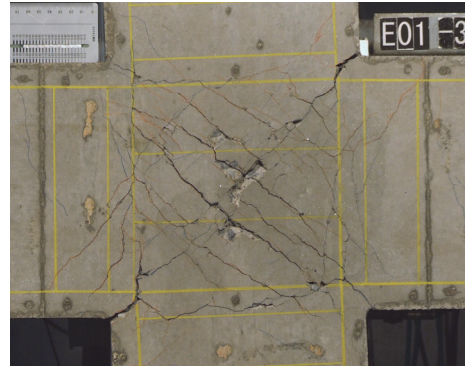
層間変形角 3.0%時

(c) 試験体 D11

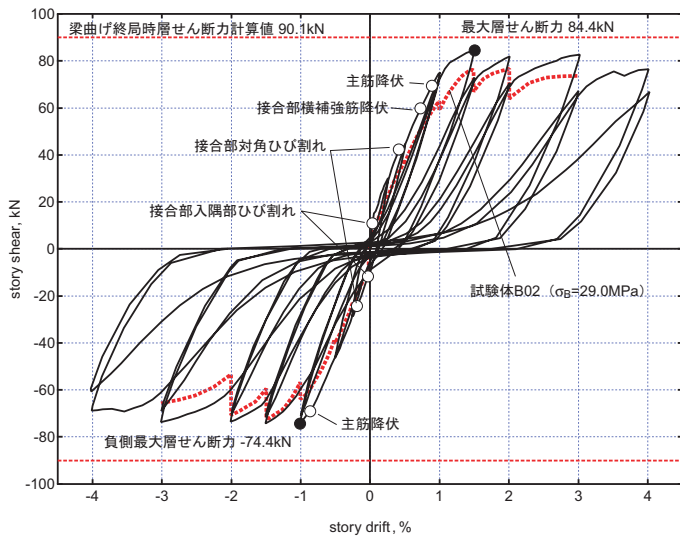
図 A 1-15 荷重変形関係と破壊状況 (D-II シリーズ)



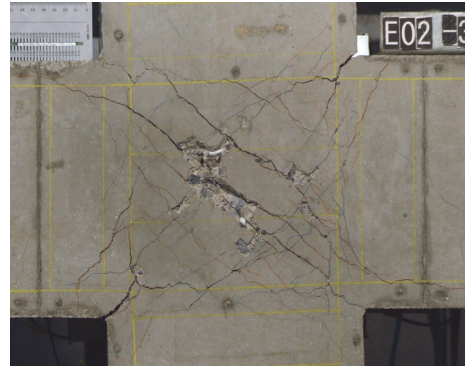
(a) 試験体 E01



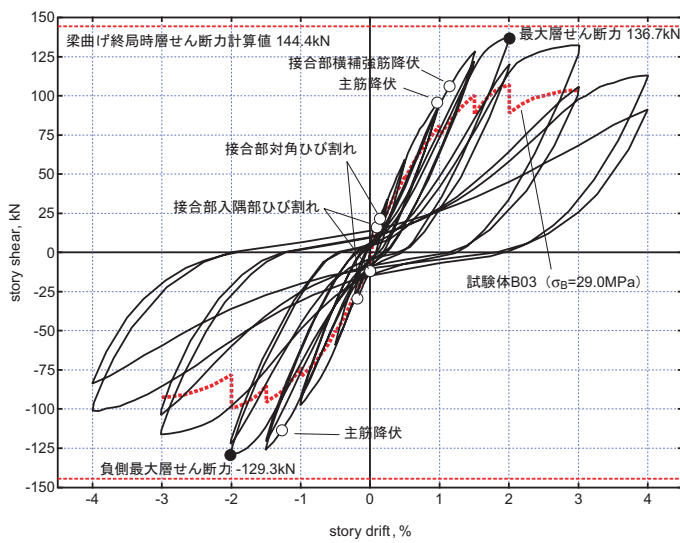
層間変形角 3.0%時



(b) 試験体 E02



層間変形角 3.0%時

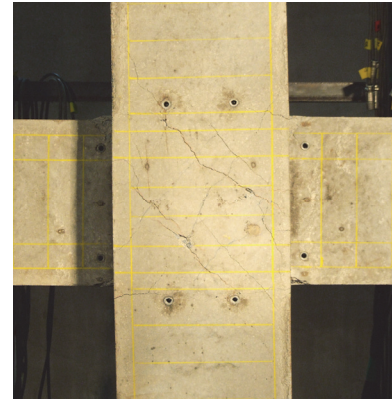
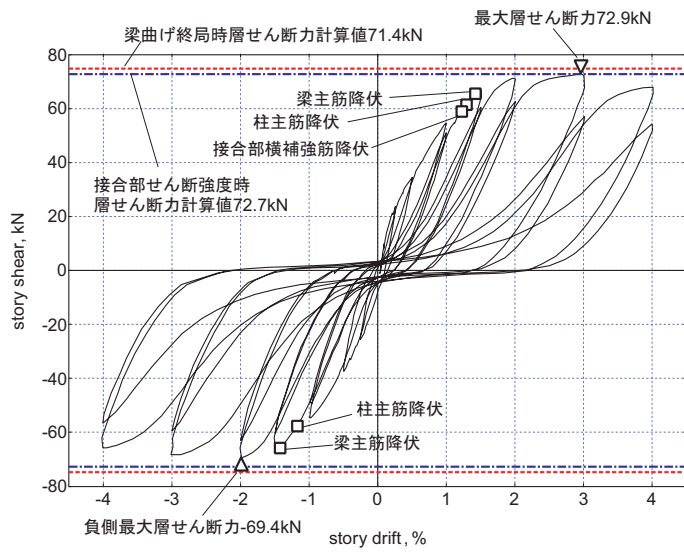


(c) 試験体 E03

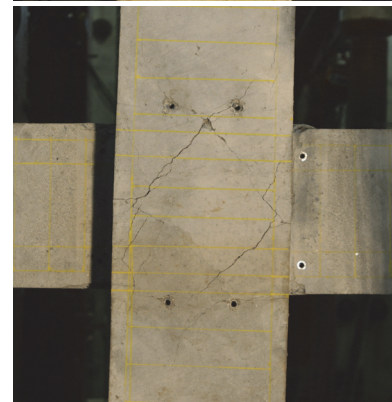


層間変形角 3.0%時

図 A 1-16 荷重変形関係と破壊状況 (E シリーズ)



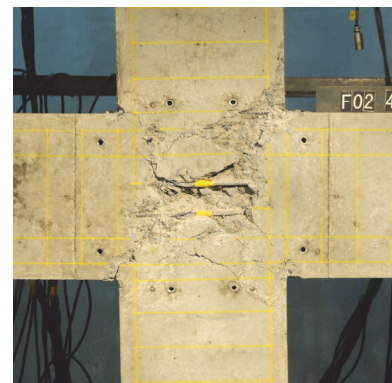
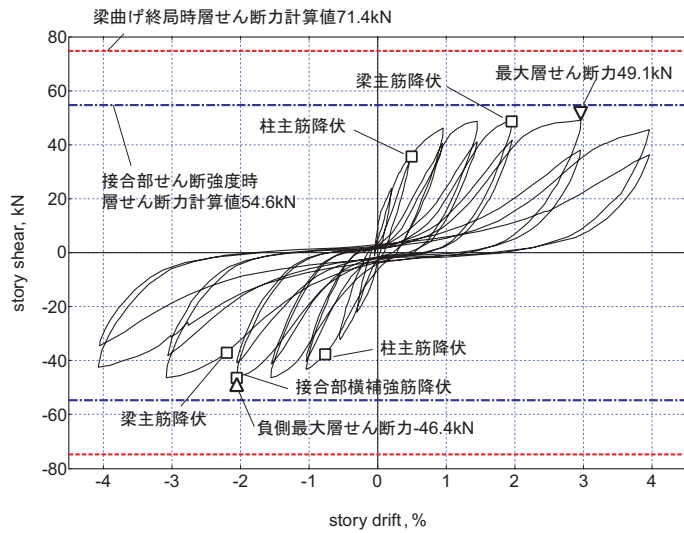
西面



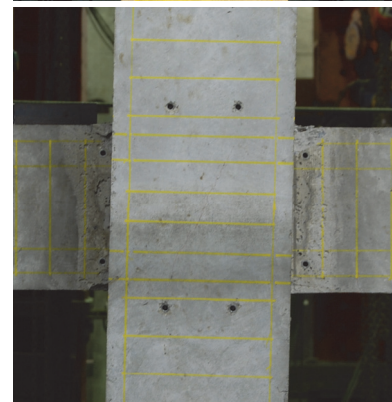
東面

層間変形角 3.0%時

(a) 試験体 F01



西面

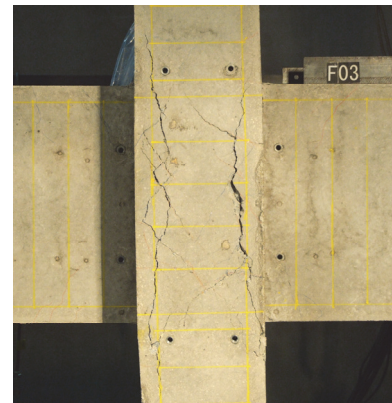
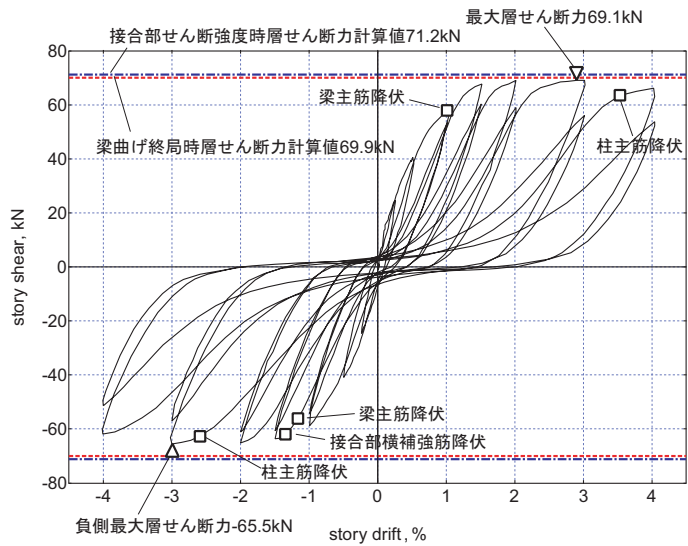


東面

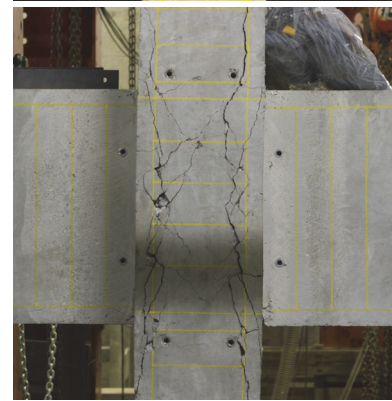
層間変形角 3.0%時

(b) 試験体 F02

図 A 1-17 荷重変形関係と破壊状況 (F シリーズ)



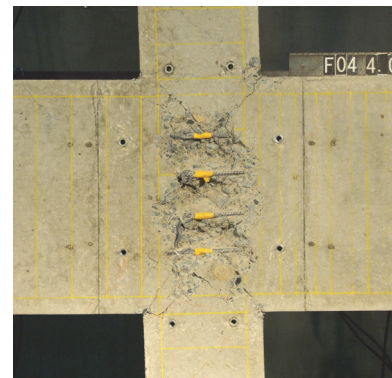
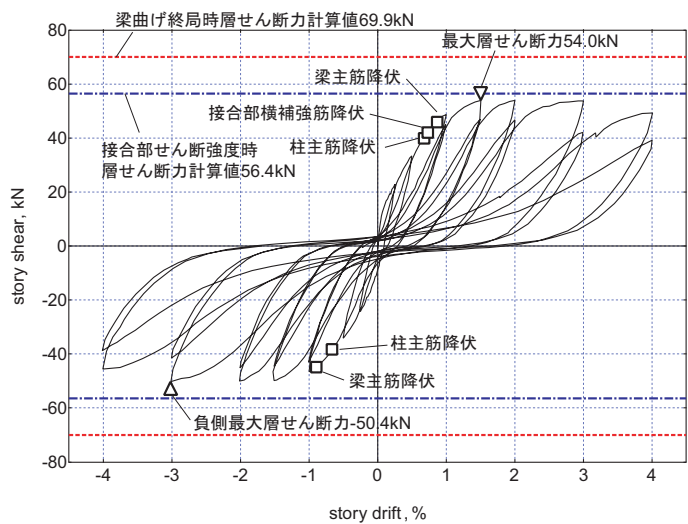
西面



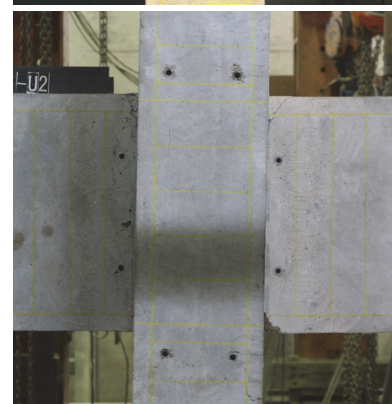
東面

層間変形角 3.0%時

(c) 試験体 F03



西面

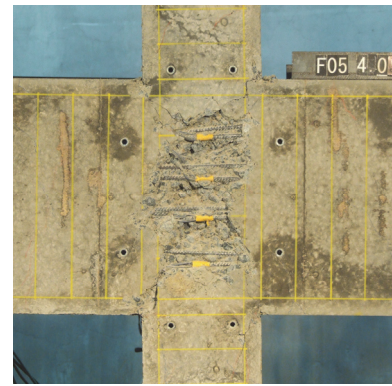
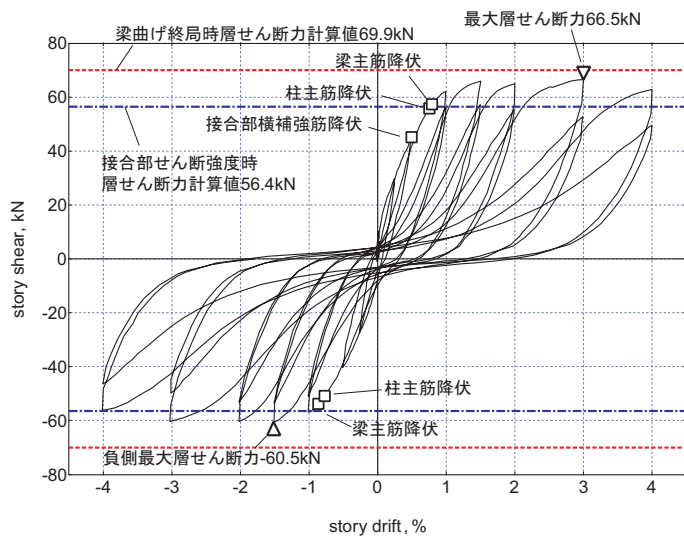


東面

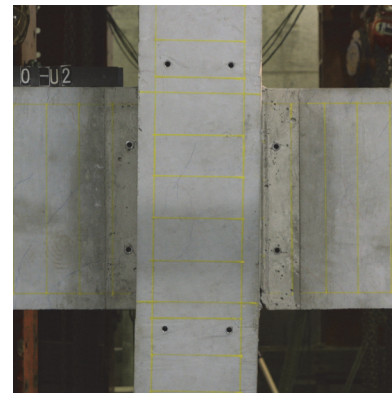
層間変形角 3.0%時

(d) 試験体 F04

図 A 1-17 荷重変形関係と破壊状況 (F シリーズ) (つづき)



西面

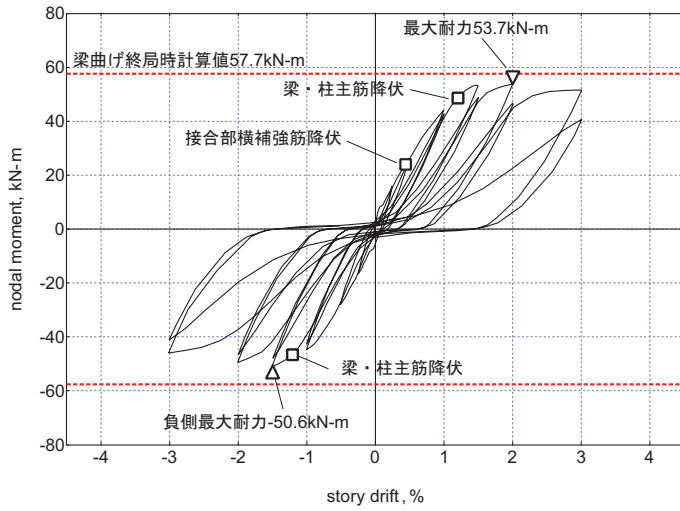


東面

層間変形角 3.0%時

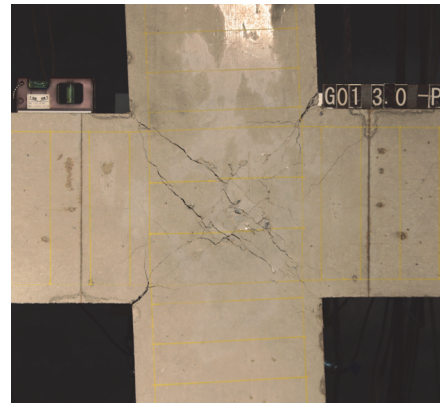
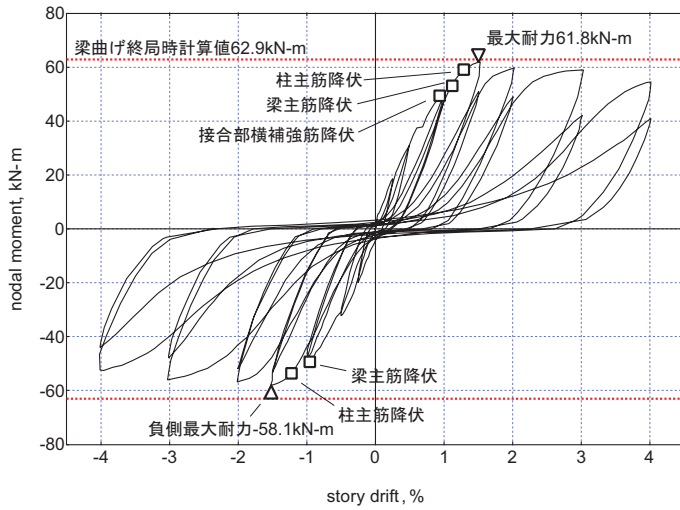
(e) 試験体 F05

図 A-1-17 荷重変形関係と破壊状況 (F シリーズ) (つづき)



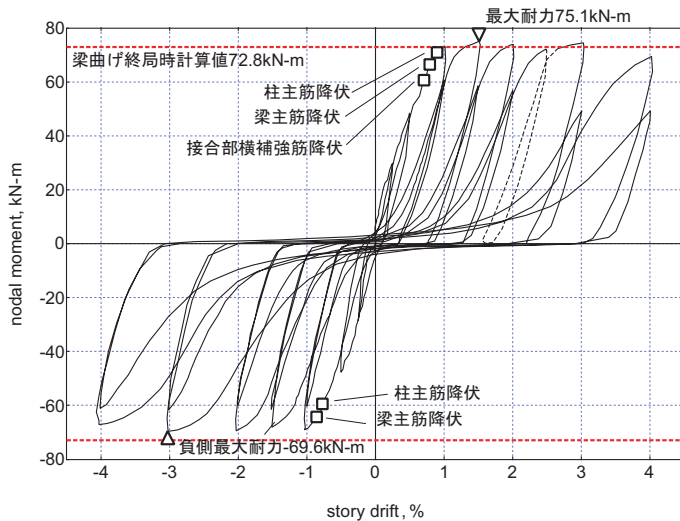
層間変形角 3.0%時

(a) 試験体 B02



層間変形角 3.0%時

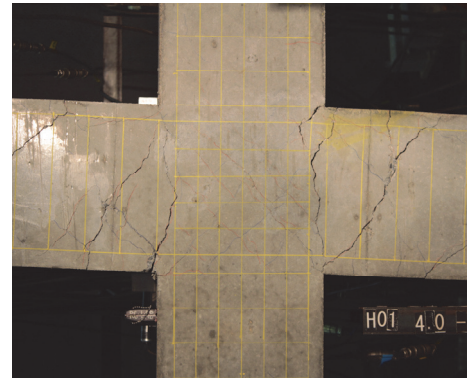
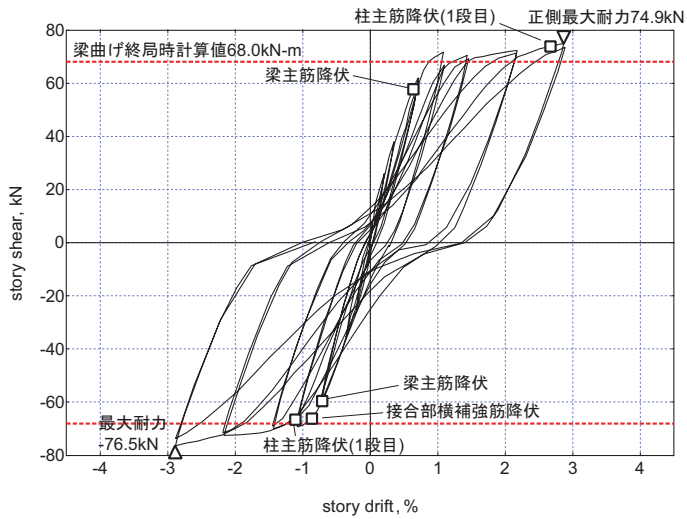
(b) 試験体 G01



層間変形角 3.0%時

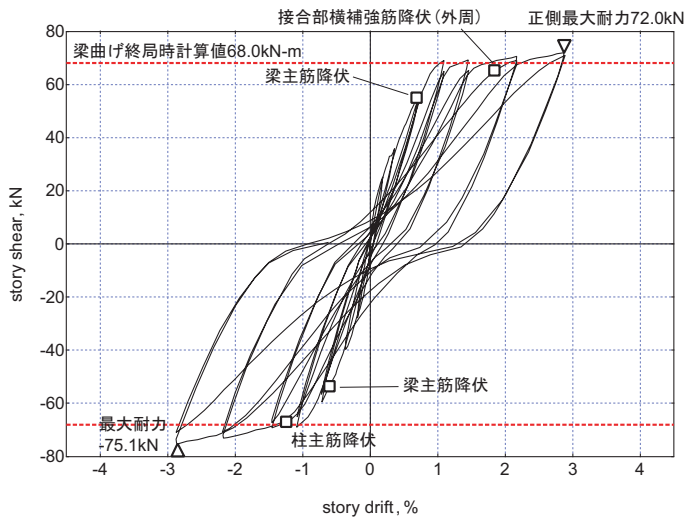
(c) 試験体 G02

図 A 1-18 荷重変形関係と破壊状況 (G シリーズ)



層間変形角 3.0%時

(a) 試験体 H01



層間変形角 3.0%時

(b) 試験体 H02

図 A 1-19 荷重変形関係と破壊状況 (H シリーズ)

A1.2 ト形柱梁接合部部分架構の水平加力実験

A1.2.1 試験体概要

ト形柱梁接合部では、接合部の強度に対してコンクリート強度のほかに主筋の定着位置が影響を与えることが知られている。また、十字形柱梁接合部に対して明らかになったように、接合部破壊の多くは接合部内で梁、柱の主筋が降伏することに起因して生じるものであり、主筋量の影響を大きく受ける。そのため、架構の耐力は、降伏を計画する部材の主筋量のみならず非降伏部材の主筋量の影響も受け、梁降伏型に設計された架構においては柱の主筋量、すなわち柱と梁の曲げ強度の比が強度や靱性に与える影響は大きいと考えられる。また、梁の主筋の定着方法を機械式定着とした接合部の強度と靱性は、接合部に生じる斜めひび割れを梁主筋が横切らないため、斜めひび割れを横切る接合部付近の横補強筋量の影響を受ける。

そこで、1) 梁主筋量、2) 梁主筋の定着位置、3) 柱と梁の曲げ強度の比、4) 接合部横補強筋および接合部付近の柱の帯筋の量を主な実験変数とした。さらに、これらに5) 接合部アスペクト比（柱せいと梁せいの比）と6) 梁主筋の定着方法（機械式定着と折り曲げ定着）を加え、全体の試験体の計画を行った。

試験体はすべて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）とし、K シリーズ 2 体、L シリーズ 11 体、M シリーズ 4 体、N シリーズ 5 体、O シリーズ 4 体、P シリーズ 4 体の 6 シリーズにより構成される計 30 体である。

試験体の形状は、接合部芯（柱の断面芯と梁の断面芯の交点）から梁と柱の反曲点までの距離はすべての試験体で同一とし、接合部アスペクト比の影響を検討する実験シリーズ（N シリーズ、P シリーズ、Q シリーズのうち 3 体）を除き柱せいと梁せいも同一とした。また、梁幅より柱幅が小さいと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、すべての試験体で梁幅と柱幅は同一とした。

梁主筋の定着方法は、折り曲げ定着とした場合についての検討を行う実験シリーズ（O シリーズ）以外では定着プレートを用いた機械式定着とした。機械式定着を基本としたのは、機械式定着では理論モデルにおいて想定する危険断面を横切る鉄筋の応力が明確（ゼロ）となるため、実験結果を力学モデルに基づく柱梁接合部の終局強度の理論値と直接比較しやすいためである。

試験体の加力は静的漸増振幅繰り返し載荷とし、柱に初期軸力は加えていない。梁せん断力に釣り合う柱の軸力の変動は、上下の柱で変動幅が等しくなるように制御した。また、既往の実験研究との連続性を考慮し、L シリーズ以降の実験の境界条件は K シリーズにおける 2 種類の加力方法のうち梁先端の軸方向の変位は拘束しない加力方法とした。

試験体の材料強度の実験結果への影響を避けるため、同一シリーズの試験体はすべて同一バッチのコンクリートを 1 回で打設した。また、使用した鉄筋は径が同一のものはすべてのシリーズで同一ロットの共通の鉄筋を用いた。

(1) K シリーズ[A1.9]

試験体は 1/3 スケールの平面ト形部分架構 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。

柱・梁のスパン（反曲点から柱と梁の材軸の交点までの距離）はいずれも 700(mm)、柱と梁断面寸法は同一で 240×240(mm)である。梁引張主筋は 4-D13（SD345、 $pt=0.98\%$ ）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、 $pt=0.73\%$ ）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、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载荷した。

(2) L シリーズ[A1.10]

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 11 体である。実験変数は、1) 梁主筋の水平定着長さ、2) 柱と梁の曲げ強度の比（以下、柱梁曲げ強度比）、3) 梁主筋量である。

コンクリートは実験時に 27(MPa)程度の圧縮強度を発現するように配合された普通強度のコンクリートとし、鉄筋も SD345, SD295 クラスの普通鉄筋である。試験体の柱および梁の断面寸法は同一で、いずれも $240 \times 240(\text{mm})$ とした。また、柱および梁のスパン（柱および梁の軸線の交点から载荷点までの距離）も共通で 700(mm)である。梁主筋はすべて定着プレート PL-12 \times 36 \times 36 を用いた機械式定着とし、定着プレートは梁主筋端部に溶接としている。

梁主筋量は 2 水準とした。梁引張主筋を 4-D13 (SD345, $p_f=0.98\%$) としたものを基準とし、試験体 L01~L09 の 9 体が同一の梁断面である。試験体 L10, L11 ではさらに主筋量を増し 6-D13 (SD345, $p_f=1.47\%$) とした。

梁主筋の水平定着長さは柱せいの 0.8 倍、0.65 倍、0.5 倍の 3 水準とした。梁主筋を 4-D13 とした試験体のうち試験体 L01~L03 の梁主筋の水平定着長さは柱せいの 0.8 倍、試験体 L04~L06 は 0.65 倍、試験体 L07~L09 が 0.5 倍である。主筋量を増した試験体 L10, L11 では、定着長さが柱せいに対して小さい影響がはっきり実験結果に現れるように柱せいの 0.65 倍とした。従来の設計法では水平定着長さを柱せいの 3/4 倍以上としているのに対して極端に定着長が短い試験体が含まれているのは、定着長を短くすることで定着部が抜け出すいわゆる掻き出し破壊を生じさせるためである。

日本建築学会の設計指針に基づき求めた接合部せん断強度の梁主筋降伏時の接合部せん断力に対する比（接合部せん断余裕度）は、梁の引張主筋を基準の 4-D13 とした試験体では定着長さごとに試験体 L01~L03 が 1.4、試験体 L04~L06 が 1.1、試験体 L07~L09 が 0.9 である。主筋量の多い試験体 L10, L11 の接合部せん断余裕度は 0.7 となる。

さらに、同一の梁断面に対し柱梁曲げ強度比が 1.0~3.0 となるように柱主筋を決定した。梁の引張主筋を 4-D13 とした基準の梁に対しては、定着長さごとに柱梁曲げ強度比が異なる試験体を 3 体としている。

横補強筋の量は全試験体で共通とし、柱の帯筋は \square -D6@120 (SD295A, $p_w=0.22\%$)、柱梁接合部内の横補強筋は $2 \times \square$ -D6 (SD295A, $p_{jw}=0.28\%$) とした。

(3) M シリーズ[A1.10]

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 4 体である。実験変数は、1) 梁主筋の水平定着長さ、2) 接合部横補強筋と柱帯筋の量である。

コンクリートは実験時に 27(MPa)程度の圧縮強度を発現するように配合された普通強度のコンクリートとし、鉄筋も SD345, SD295 クラスの普通鉄筋である。

試験体の柱および梁の断面寸法は同一で、いずれも $240 \times 240(\text{mm})$ とした。また、柱および梁のスパン（柱および梁の軸線の交点から载荷点までの距離）も共通で 700(mm)である。梁主筋は機械式定着とし、端部に定着

プレート PL-12×36×36 を溶接した。

接合部内の横補強筋を 2×□-D6 (SD295A, $p_{jw}=0.28\%$)、柱の帯筋を□-D6@120 (SD295A, $p_w=0.22\%$) とし設計で求められる最小配筋量程度としている L シリーズの試験体に対して、補強量が 1.5 倍および 3 倍となる試験体とした。ただし、接合部内の横補強筋量と柱の帯筋量は個別に変化させず、同時に増すこととした。

L シリーズ試験体のうち、梁主筋の定着長さの柱せいに対する比が 0.8 倍および 0.65 倍の試験体で梁主筋と柱主筋がほぼ同時に降伏した試験体 L02, L05 を基準に、試験体 M01, M02 は試験体 L02 に対して、試験体 M03, M04 は試験体 L05 に対して補強筋量を増した試験体である。

従って梁および柱の配筋は L02, L05 に同一で、梁引張主筋は 4-D13 (SD345, $p_f=0.98\%$)、柱引張主筋は 3-D13 (SD345, $p_f=0.73\%$)、梁主筋の定着長さは試験体 M01, M02 が柱せいの 0.8 倍、試験体 M03, M04 は柱せいの 0.65 倍である。

接合部内の横補強筋は試験体 M01, M03 が 3×□-D6 (SD295A, $p_{jw}=0.42\%$)、試験体 M02, M04 は 3×2-□-D6 (SD295A, $p_{jw}=0.83\%$) とした。また、柱の帯筋は試験体 M01, M03 が□-D6@80 (SD295A, $p_w=0.33\%$)、試験体 M02, M04 は□-D6@40 (SD295A, $p_w=0.67\%$) である。

柱と梁の曲げ強度の比および接合部せん断余裕度は補強筋量の影響を受けないため、すべての試験体で柱と梁の曲げ強度の比は 1.6 となり、接合部せん断余裕度は梁主筋の定着長さごとに試験体 M01, M02 で 1.5、試験体 M03, M04 で 1.2 である。

(4) N シリーズ[A1.10]

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 5 体である。N シリーズでは柱せいを梁せいの 2 倍とし、その上で接合部パネルの見つけ面積が柱せいと梁せいが等しい他のシリーズの試験体と等しくなるように設定した。実験変数は、1) 梁主筋の水平定着長さ、2) 柱梁曲げ強度比である。

コンクリートは実験時に 27(MPa)程度の圧縮強度を発現するように配合された普通強度のコンクリートとし、鉄筋も SD345, SD295 クラスの普通鉄筋である。

梁断面は 240×170(mm)、柱断面は 240×340(mm)であり、梁と柱は同幅、柱せいが梁せいの 2 倍である。柱および梁のスパン (柱および梁の軸線の交点から荷点までの距離) は共通で 700(mm)である。梁主筋は機械式定着とし、端部に定着プレート PL-12×36×36 を溶接としている。

梁の配筋はすべての試験体で同一で、6-D13 (SD345, $p_f=2.17\%$) とし、梁主筋の接合部内への定着長さは柱せいに対して試験体 N01 は 0.8 倍、試験体 N02~N04 は 0.65 倍、試験体 N05 は 0.5 倍とした。接合部せん断余裕度は定着長さごとに試験体 N01 が 1.3、試験体 N02~N04 が 1.0、試験体 N05 が 0.8 である。

梁主筋の定着長さが柱せいの 0.65 倍の試験体では、柱せいではなく梁主筋の定着長さを柱の有効せいとして計算した柱の曲げ強度に基づく柱と梁の曲げ強度の比が 1.0, 1.5, 2.5 程度となるように柱の主筋量を決定した。柱の引張主筋量は試験体 N02 が 2-D13 (SD345, $p_f=0.33\%$)、試験体 N03 が (SD345, $p_f=0.50\%$)、試験体 N04 が (SD345, $p_f=0.84\%$) である。柱全せいを有効とした見かけ上の柱梁曲げ強度比はそれぞれ 1.7, 2.4, 3.8 である。

梁主筋の定着長さが柱せいの 0.8 倍および 0.5 倍の試験体では、梁主筋の定着長さを柱の有効せいとして求めた柱と梁の曲げ強度の比が 1.2~1.3 程度となるように柱主筋量を決定し、柱引張主筋は試験体 N01 で 2-D13 (SD345, $p_f=0.33\%$)、試験体 N05 で 3-D13 (SD345, $p_f=0.50\%$) とした。

接合部内の横補強筋は柱せいと梁せいが等しい L シリーズと同量とし、2×□-D6 (SD295A, $p_{jw}=0.44\%$) である。また、柱の帯筋も L シリーズと同様に最低補強筋量程度とし、□-D6@120 (SD295A, $p_w=0.22\%$) とした。

(5) O シリーズ[A1.10]

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 4 体である。O シリーズでは梁の主筋は接合部内に折り曲げ定着とした。実験変数は、1) 梁主筋の水平定着長さ、2) 柱梁曲げ強度比、3) 梁主筋量である。

梁主筋の折り曲げ方向は上端筋では曲げ下げ、下端筋は曲げ上げとした。ただし、通常の折り曲げ定着では理論モデルで想定する斜め方向のひび割れ断面を横切る余長部の影響が不明確になるため、上端筋と下端筋を連続させた U 字型定着とした上で折り曲げ部の前後にひずみゲージを貼り付けひずみを計測することとした。定着長さは、梁端から折り曲げ後の鉄筋の内側までの距離が、比較対象とした機械式定着の試験体の定着プレートの支圧面までの距離と等しくなるように設定した。従って、定着部の水平投影長さは機械式定着の場合の定着長に鉄筋の最外径を加えた長さとなっている。また、鉄筋の折り曲げ半径は内寸で $2d$ (d : 鉄筋の呼び径) とした。

コンクリートは実験時に 27(MPa)程度の圧縮強度を発現するように配合された普通強度のコンクリートとし、鉄筋も SD345, SD295 クラスの普通鉄筋である。試験体の柱および梁の断面寸法は同一で、いずれも $240 \times 240(\text{mm})$ 、柱および梁のスパンも共通で $700(\text{mm})$ である。

梁主筋量は L シリーズと同様の 2 水準とし、試験体 O01~O03 が 4-D13 (SD345, $p_f=0.98\%$)、試験体 O04 は 6-D13 (SD345, $p_f=1.47\%$) である。また、梁主筋の定着長さ(梁端から折り曲げ後の鉄筋の内側までの距離)は柱せいの 0.65 倍を基本とし、梁の引張主筋が 4-D13 とした試験体のうち試験体 O01 のみ柱せいの 0.8 倍とした。

柱と梁の曲げ強度の比は、柱の全せいを有効とした場合で梁主筋の定着長さが柱せいの 0.8 倍の試験体 O01 は 1.6、定着長さが柱せいの 0.65 倍では試験体 O02 が 1.1、試験体 O03 が 1.6 倍、梁主筋を増した試験体 O04 は 2.0 倍とした。

試験体 O01 は試験体 L02 と、試験体 O02 は試験体 L04 と、試験体 O03 は試験体 L05 と、試験体 O04 は試験体 L11 と同配筋であり、それぞれ梁主筋の定着方法のみが異なる試験体となっている。

横補強筋の量は全試験体で L シリーズと共通とし、柱の帯筋は \square -D6@120 (SD295A, $p_w=0.22\%$)、柱梁接合部内の横補強筋は $2 \times \square$ -D6 (SD295A, $p_w=0.28\%$) とした。

(6) P シリーズ[A1.11]

試験体は 1/3 スケールの平面ト形部分架構 4 体である。外部柱梁接合部のうち梁せいが柱せいに対して大きい実験シリーズで、梁せいを柱せいの 2 倍としている。実験変数は 1) 柱梁曲げ強度比、および 2) 横補強筋量である。

梁断面は $240 \times 340(\text{mm})$ 、柱断面は $240 \times 170(\text{mm})$ であり、梁と柱は同幅とした。柱および梁のスパン(柱および梁の軸線の交点から載荷点までの距離)は共通で $700(\text{mm})$ である。梁主筋は機械式定着とし、端部に定着プレート PL-12 \times 36 \times 36 を溶接としている。

梁の配筋はすべての試験体で同一で、3-D13 (SD345, $p_f=0.50\%$) とし、梁主筋の接合部内への定着長さは柱せいに対して 0.65 倍とした。学会指針に基づく接合部せん断余裕度が 1.1 程度となる。

試験体 P01~P03 は柱梁曲げ強度比を変数とし、試験体 P01, P02, P03 でそれぞれ 1.0, 1.5, 2.0 程度となるように柱主筋量を決定し、それぞれ柱の引張主筋比は 1.0%, 1.7%, 2.3%である。なお、梁主筋の定着長さを柱の有効せいとした柱梁曲げ強度比はそれぞれ 0.7, 1.1, 1.5 となる。

試験体 P01～P03 の接合部内の横補強筋は、既往の L シリーズ試験体と横補強筋比がほぼ等しくなるように配筋を決定し 3×□-D6 (SD295A) とした。接合部横補強筋比は 0.27% である。試験体 P04 は、梁主筋の定着長さを柱の有効せいとした柱梁曲げ強度比が 1.1 で梁と柱の主筋がほぼ同時に降伏すると予想される試験体 P02 に対して横補強筋量を 2 倍に増して 6×□-D6 (SD295A, $p_{fv}=0.55\%$) とし、その効果を確認するための試験体である。

A1.2.2 実験結果の概要

実験結果の一覧を表 A 1-24～表 A 1-29 に示し、実験シリーズごとの実験結果の概要を以下に示す。

(1) K シリーズ

- ・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接合部に損傷が集中する接合部破壊となった。
- ・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。
- ・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。
- ・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。
- ・ト形部分架構では、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。

(2) L シリーズ

- ・梁主筋の定着長さを柱せいの 0.5 倍とした試験体の一部を除き、梁または柱、もしくは両方の主筋の降伏後に接合部に損傷が集中する接合部破壊となった。
- ・接合部のひび割れは、引張側の入隅部、接合部中央の斜めひび割れの順に発生し、接合部中央の斜めひび割れは梁主筋の定着端と接合部の圧縮側の入隅を結ぶ方向に生じた。
- ・初期剛性および接合部入隅から生じるひび割れの発生荷重は、ばらつきはあるものの梁主筋量、柱主筋量 (柱梁曲げ強度比)、梁主筋の定着長さの影響はみられなかった。
- ・梁主筋の降伏荷重は、梁主筋の定着長さが大きいほど大きく、柱梁曲げ強度比の影響は読み取れなかった。
- ・柱主筋は柱梁曲げ強度比が 1.5 以下の試験体であっても最大耐力前に降伏し、降伏時の荷重は梁主筋の定着長さが大きいほど、柱梁曲げ強度比が大きいほど大きかった。
- ・接合部せん断余裕度が 1.4 であり梁主筋の定着長さを設計で求められる柱せいの 0.75 倍以上とした試験体 L01～L03 であっても、柱梁曲げ強度比が 1～1.4 である試験体 L01, L02 では最大層せん断力は梁曲げ強度時の層せん断力の計算値を下回り、柱梁曲げ強度比が 1 の試験体 L01 では計算値に対して最大層せん断力実験値は 20%以上小さかった。
- ・最大層せん断力は、同一の梁断面であっても、梁主筋の定着長さが大きいほど、柱梁曲げ強度比が大きいほど大きかった。
- ・接合部せん断余裕度によらず、いずれの試験体においても最大耐力後の急激な耐力低下は生じなかった。
- ・梁主筋の定着長さが大きい試験体では、柱梁曲げ強度比を大きくすることで荷重変形関係における等価粘性減衰定数は増加した。

- ・ 掻き出し破壊が生じたのは梁の定着長さを柱せいの 0.5 倍とした試験体のみであった。定着長さを柱せいの 0.65 倍以上とした試験体では、横補強筋量が現行の設計で求められる最小補強筋量程度で、柱梁曲げ強度比が 1 と柱の主筋量が設計で想定される最小の場合であっても掻き出し破壊は生じなかった。

(3) M シリーズ

- ・ 柱と梁の曲げ強度の比が 1.6 であったが、横補強筋量によらず梁主筋と柱主筋がほぼ同時に降伏した。
- ・ 横補強筋量を増すことで接合部の損傷が軽減され、梁端部に損傷する部分に移行していった。
- ・ 横補強筋量を増すことで最大耐力は増加し、梁主筋の定着長さを柱せいの 0.8 倍とした試験体では補強筋量を最小補強筋量の 1.5 倍とした試験体でも梁曲げ強度時の計算値を上回った。
- ・ 梁主筋の定着長さが大きい試験体では、横補強筋量を増すことで荷重変形関係における等価粘性減衰定数は増加した。しかし、梁主筋の定着長さを柱せいの 0.8 倍とし、横補強筋量を最小補強筋量の 3 倍とし、柱梁曲げ強度比が 1.6 である試験体 M02 でも、履歴ループにはスリップ性状がみられ紡錘形とはならなかった。

(4) N シリーズ

- ・ 接合部せん断余裕度、柱梁曲げ強度比によらず、いずれの試験体も梁または柱、もしくは両方の主筋降伏後に接合部に損傷が集中する接合部破壊となった。
- ・ 接合部のひび割れは、柱せいと梁せいが等しい場合と同様に引張側の入隅部、接合部中央の斜めひび割れの順に発生した。接合部中央の斜めひび割れは梁主筋の定着端と接合部の圧縮側の入隅を結ぶ方向に生じたが、梁主筋の定着長さが柱せいの 0.8 倍とし、梁せいに 1.5 倍以上ある試験体では斜めひび割れの方向はやや柱の軸芯の方向によっていた。
- ・ 初期剛性および接合部入隅から生じるひび割れの発生荷重は、柱せいと梁せいが等しい場合と同様にばらつきはあるものの梁主筋の定着長さおよび柱主筋量（柱梁曲げ強度比）の影響はみられなかった
- ・ 梁主筋の降伏荷重は、柱せいと梁せいが等しい場合と同様に梁主筋の定着長さが大きいほど大きく、柱梁曲げ強度比の影響は読み取れなかった。
- ・ 柱主筋降伏時の荷重は、柱せいと梁せいが等しい場合と同様に梁主筋の定着長さが大きいほど、柱梁曲げ強度比が大きいほど大きかった。
- ・ 柱せいと梁せいが等しい場合に比べると、柱梁曲げ強度比が 1 以上であっても柱主筋の降伏荷重が生じる強度比および梁主筋の降伏が生じない強度比は大きく、柱せいが梁せいに対して大きいと柱主筋の降伏は生じやすく、梁主筋の降伏は生じにくい。
- ・ 接合部せん断余裕度が 1.3 であり梁主筋の定着長さを設計で求められる柱せいの 0.75 倍以上とした試験体 N01 であっても最大層せん断力の実験値は梁曲げ強度時の層せん断力の計算値を 25%以上下回った。
- ・ 最大層せん断力は、同一の梁断面であっても、梁主筋の定着長さが大きいほど、柱梁曲げ強度比が大きいほど大きかった。
- ・ 柱梁曲げ強度比が 3 程度の試験体、梁主筋の定着長さを梁せいの 0.5 倍とした試験体を除いて、最大耐力後に急激な体力低下が生じた。
- ・ 柱梁曲げ強度比を 3 以上とした試験体では、荷重変形関係における等価粘性減衰定数は増加した。

(5) O シリーズ

- ・ 接合部せん断余裕度、柱梁曲げ強度比によらず、いずれの試験体も梁または柱、もしくは両方の主筋降伏後

に接合部に損傷が集中する接合部破壊となった。

- ・接合部中央の斜めひび割れは、梁主筋の折り曲げ部と接合部の圧縮側の入隅を結ぶ方向に生じた。
- ・梁主筋の鉛直定着部と柱主筋の間に斜めひび割れが発生し、最終的にはこの部分の圧壊が顕著であった。
- ・接合部入隅から生じるひび割れの発生荷重には定着方法による顕著な差はなかった。
- ・接合部中央の斜めひび割れの発生荷重は、折り曲げ定着とすることで機械式定着の場合と比べて大きくなり、同配筋、同定着長さの試験体間では折り曲げ定着の試験体が機械式定着の試験体の 1.24～1.83 倍となった。
- ・梁主筋の降伏荷重は、折り曲げ定着とすることで機械式定着の場合と比べて大きくなり、同配筋、同定着長さの試験体間では折り曲げ定着の試験体が機械式定着の試験体の 1.02～1.27 倍となった。
- ・最大層せん断力は、折り曲げ定着とすることで機械式定着の場合と比べて大きくなり、同配筋、同定着長さの試験体間では折り曲げ定着の試験体が機械式定着の試験体の 1.01～1.23 倍となった。
- ・荷重変形関係における等価粘性減衰定数は、定着長さを柱せいの 0.8 倍とし柱梁曲げ強度比が 1.4 の場合では折り曲げ定着とすることで機械式定着の場合に対して増加した。他のケースについては定着方法による顕著な差は現れなかった。

(6) P シリーズ

- ・接合部せん断余裕度は 1 以上であるが、いずれの試験体も梁または柱、もしくは両方の主筋降伏後に柱梁接合部に損傷が集中する接合部破壊となった。
- ・柱梁接合部のひび割れは、柱せいと梁せいが等しい場合と同様に引張側の入隅部、接合部パネルの斜めひび割れの順に生じた。
- ・接合部パネルの斜めひび割れは、柱せいと梁せいが等しい場合とは異なり梁主筋の定着端から接合部中央に向かい傾きが 45 度で、柱主筋に近いところでは柱主筋に沿うように発生した。
- ・梁主筋が降伏しなかった柱梁曲げ強度比 1 の試験体を除き、梁主筋の降伏荷重は柱梁曲げ強度比が大きいほうが大きかった。また、梁主筋降伏荷重は接合部横補強筋を増すことでも増加した。
- ・接合部せん断余裕度は 1 以上であるが、最大耐力は接合部補強筋比を 0.3%程度とした試験体では柱梁曲げ強度比によらずいずれも梁曲げ終局時計算値より小さかった。
- ・最大耐力は柱梁曲げ強度比を大きくすることで増加した。また、接合部横補強筋を増すことでも最大耐力は増加した。
- ・いずれの試験体もスリップ性状が顕著でエネルギー吸収能に乏しい履歴性状を示した。

表 A 1-18 試験体の諸元 (K シリーズ)

		K01	K02
梁	スパン (mm)	700	
	幅×せい (mm)	240×240	
	有効せい (mm)	216	
	引張主筋	4-D13(SD345)	
	引張主筋比 (%)	0.98	
	せん断補強筋	□-D6(SD295A)@50	
	せん断補強筋比 (%)	0.53	
柱	スパン (mm)	700	
	幅×せい (mm)	240×240	
	有効せい (mm)	216	
	引張主筋	3-D13	
	引張主筋比 (%)	0.73	
	せん断補強筋	□-D6(SD295A)@120	
	せん断補強筋比 (%)	0.22	
接合部	横補強筋	2×□-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 (mm)	144	
	定着長 / 柱せい	0.6	
柱梁強度比		1.52	
接合部せん断余裕度		1.02	

表 A 1-19 試験体の諸元 (L シリーズ)

		L01	L02	L03	L04	L05	L06	L07	L08	L09	L10	L11	
梁	スパン (mm)	700											
	幅×せい (mm)	240×240											
	有効せい (mm)	216											
	引張主筋	4-D13(SD345)										6-D13(SD345)	
	引張主筋比 (%)	0.98										1.47	
	せん断補強筋	□-D6(SD295A)@50											
	せん断補強筋比 (%)	0.53											
柱	スパン (mm)	700											
	幅×せい (mm)	240×240											
	有効せい (mm)	216											
	引張主筋	2-D13	3-D13	4-D13	2-D13	3-D13	4-D13	2-D13	4-D13	6-D13	4-D13	6-D13	
	引張主筋比 (%)	0.49	0.73	0.98	0.49	0.73	0.98	0.49	0.98	1.47	0.98	1.47	
	せん断補強筋	□-D6(SD295A)@120											
	せん断補強筋比 (%)	0.22											
接合部	横補強筋	2×□-D6(SD295A)											
	横補強筋比 (%)	0.28											
梁主筋	定着方法	定着板 PL-12×35×35											
定着部	定着長 (mm)	192			156			120			156		
	定着長 / 柱せい	0.8			0.65			0.5			0.65		
柱梁強度比		1.04	1.52	2.00	1.04	1.52	2.00	1.04	2.00	2.96	1.35	2.00	
接合部せん断余裕度		1.40			1.14			0.88			0.76		

表 A 1-20 試験体の諸元 (M シリーズ)

		M01	M02	M03	M04
梁	スパン (mm)	700			
	幅×せい (mm)	240×240			
	有効せい (mm)	216			
	引張主筋	4-D13(SD345)			
	引張主筋比 (%)	0.98			
	せん断補強筋	□-D6(SD295A)@50			
	せん断補強筋比 (%)	0.53			
柱	スパン (mm)	700			
	幅×せい (mm)	240×240			
	有効せい (mm)	216			
	引張主筋	3-D13			
	引張主筋比 (%)	0.73			
	せん断補強筋	□-D6@80	□-D6@40	□-D6@80	□-D6@40
	せん断補強筋比 (%)	0.33	0.67	0.33	0.67
接合部	横補強筋	3×□-D6	3×2-□-D6	3×□-D6	3×2-□-D6
	横補強筋比 (%)	0.42	0.83	0.42	0.83
梁主筋	定着方法	定着板 PL-12×35×35			
定着部	定着長 (mm)	192		156	
	定着長 / 柱せい	0.8		0.65	
柱梁強度比		1.52			
接合部せん断余裕度		1.45		1.18	

表 A 1-21 試験体の諸元 (N シリーズ)

		N01	N02	N03	N04	N05
梁	スパン (mm)	700				
	幅×せい (mm)	240×170				
	有効せい (mm)	146				
	引張主筋	6-D13(SD345)				
	引張主筋比 (%)	2.17				
	せん断補強筋	□-D6(SD295A)@50				
	せん断補強筋比 (%)	0.53				
柱	スパン (mm)	700				
	幅×せい (mm)	240×340				
	有効せい (mm)	316				
	引張主筋	2-D13	2-D13	3-D13	5-D13	3-D13
	引張主筋比 (%)	0.33	0.33	0.50	0.84	0.50
	せん断補強筋	□-D6(SD295A)@120				
	せん断補強筋比 (%)	0.22				
接合部	横補強筋	2×□-D6(SD295A)				
	横補強筋比 (%)	0.44				
梁主筋	定着方法	定着板 PL-12×35×35				
定着部	定着長 (mm)	272	221		170	
	定着長 / 柱せい	0.8	0.65		0.5	
柱梁強度比		1.39		2.05	3.36	2.05
接合部せん断余裕度		1.29	1.05		0.81	

表 A 1-22 試験体の諸元 (O シリーズ)

		O01	O02	O03	O04
梁	スパン (mm)	700			
	幅×せい (mm)	240×240			
	有効せい (mm)	216			
	引張主筋	4-D13			6-D13
	引張主筋比 (%)	0.98			1.47
	せん断補強筋	□-D6(SD295A)@50			
	せん断補強筋比 (%)	0.53			
柱	スパン (mm)	700			
	幅×せい (mm)	240×240			
	有効せい (mm)	216			
	引張主筋	3-D13	2-D13	3-D13	6-D13
	引張主筋比 (%)	0.73	0.49	0.73	1.47
	せん断補強筋	□-D6(SD295A)@120			
	せん断補強筋比 (%)	0.22			
接合部	横補強筋	2×□-D6(SD295A)			
	横補強筋比 (%)	0.28			
梁主筋	定着方法	折り曲げ定着 (U 字形)			
定着部	定着長 [*] (mm)	192	156		
	定着長 / 柱せい	0.8	0.65		
柱梁強度比		1.52	1.04	1.52	2.00
接合部せん断余裕度		1.48	1.20		0.80

表 A 1-23 試験体の諸元 (P シリーズ)

		P01	P02	P03	P04
梁	スパン (mm)	700			
	幅×せい (mm)	240×340			
	有効せい (mm)	316			
	引張主筋	3-D13(SD345)			
	引張主筋比 (%)	0.50			
	せん断補強筋	□-D6(SD295A)@50			
	せん断補強筋比 (%)	0.53			
柱	スパン (mm)	700			
	幅×せい (mm)	240×170			
	有効せい (mm)	146			
	引張主筋(SD345)	3-D13	5-D13	7-D13	5-D13
	引張主筋比 (%)	1.09	1.81	2.54	1.81
	せん断補強筋	□-D6(SD295A)@80			
接合部	横補強筋(SD295A)	3×□-D6			6×□-D6
	横補強筋比 (%)	0.27			0.55
梁主筋 定着部	定着方法	定着板 PL-12×35×35			
	定着長 (mm)	111			
	定着長/柱せい	0.65			
柱梁強度比		1.02	1.64	2.26	1.64
接合部せん断余裕度		1.14			

表 1.1 コンクリートの強度試験結果

シリーズ	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	圧縮強度時歪 (10 ⁻⁶ mm/mm)	引張割裂強度 (MPa)
K	26.6	25.6	1704	2.32
L	27.7	25.6	1889	2.35
M	29.0	28.2	1890	2.16
N	29.0	27.0	1810	2.15
O	29.8	27.5	1822	2.22
P	26.2	26.9	1568	2.03

表 1.2 鉄筋の引張試験結果

			降伏強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	降伏歪 (10 ⁻⁶ mm/mm)	引張強度 (MPa)	破断伸び (%)
柱・梁主筋	D13	SD345	380	197	1934	547	20.5
せん断補強筋	D6	SD295A	334 ^{※1}	186	3798 ^{※2}	479	23.6

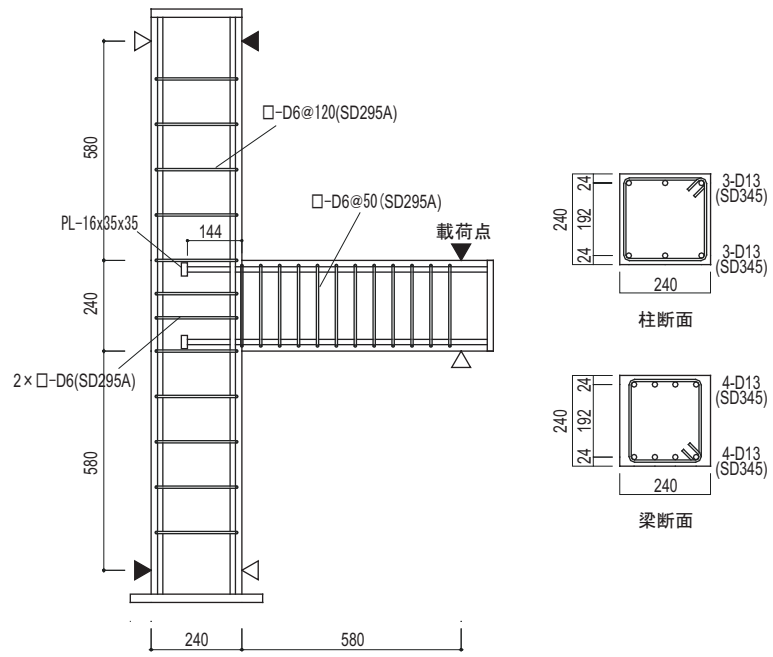
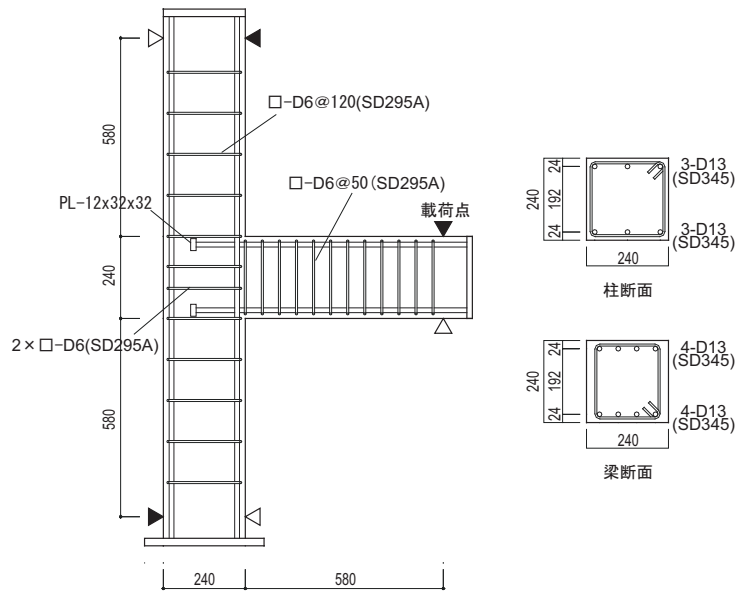
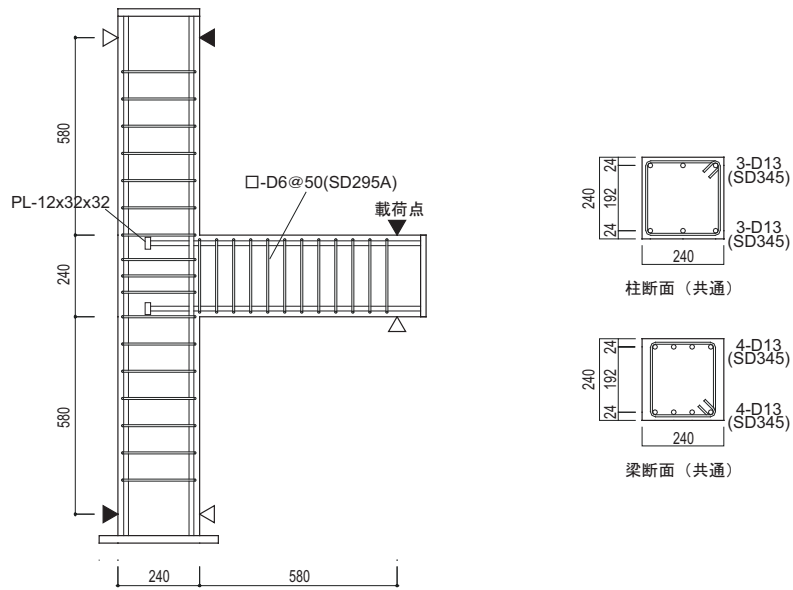


図 A 1-20 試験体の形状と配筋 (K シリーズ)



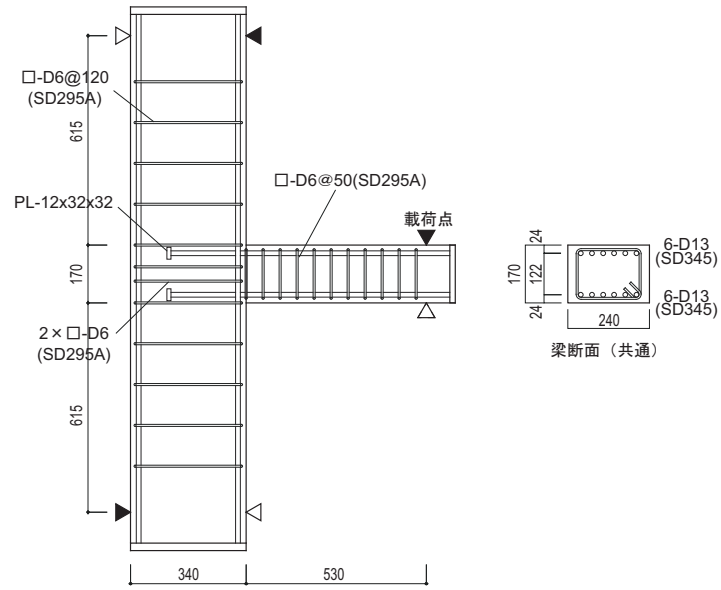
柱梁曲げ耐力比 1.0	 柱断面 L01	同左 L04	同左 L07	
柱梁曲げ耐力比 1.5	 柱断面 L02	同左 L05		 柱断面 L10
柱梁曲げ耐力比 2.0	 柱断面 L03	同左 L06	同左 L08	 柱断面 L11
柱梁曲げ耐力比 3.0			 柱断面 L09	

図 A 1-21 試験体の形状と配筋 (L シリーズ)



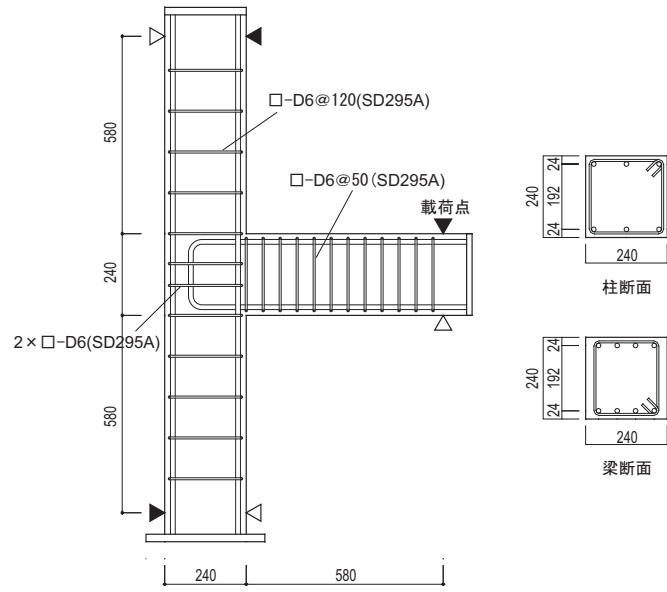
	$p_w = 0.22\%, p_{jw} = 0.28\%$	$p_w = 0.33\%, p_{jw} = 0.42\%$	$p_w = 0.67\%, p_{jw} = 0.83\%$
$l_{dh} / D_c = 0.80$	<p>□-D6@120 (SD295A) 192 2 × □-D6 (SD295A)</p> <p>L02</p>	<p>□-D6@80 (SD295A) 192 3 × □-D6 (SD295A)</p> <p>M01</p>	<p>□-D6@40 (SD295A) 192 3 × 2-□-D6 (SD295A)</p> <p>M02</p>
$l_{dh} / D_c = 0.80$	<p>□-D6@120 (SD295A) 156 2 × □-D6 (SD295A)</p> <p>L05</p>	<p>□-D6@80 (SD295A) 156 3 × □-D6 (SD295A)</p> <p>M03</p>	<p>□-D6@40 (SD295A) 156 3 × 2-□-D6 (SD295A)</p> <p>M04</p>

図 A 1-22 試験体の形状と配筋 (M シリーズ)



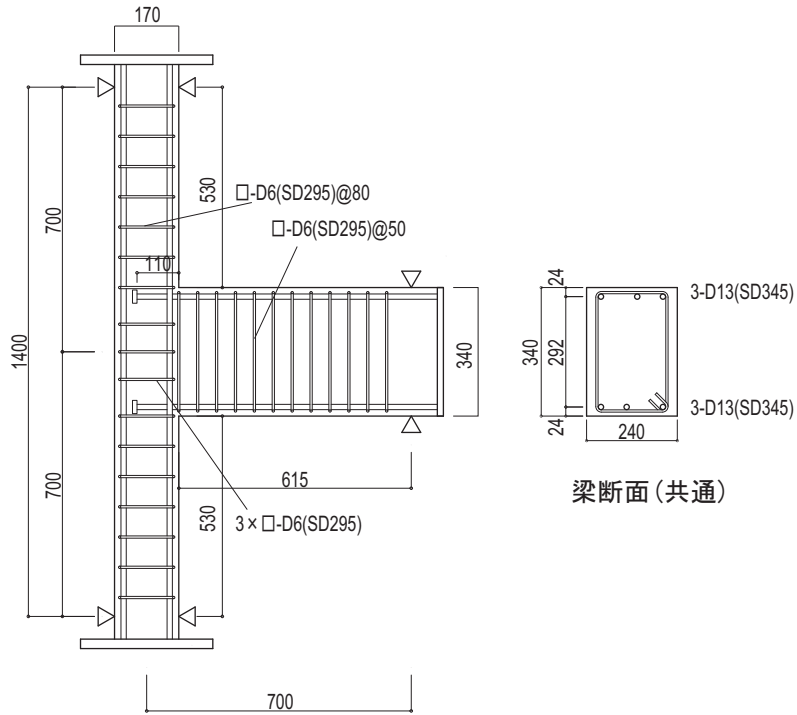
	$l_{dh} / D_c = 0.80$	$l_{dh} / D_c = 0.65$	$l_{dh} / D_c = 0.50$
柱梁曲げ耐力比 1.6	同右 N01	柱断面 N02 2-D13 (SD345)	
柱梁曲げ耐力比 2.4		柱断面 N03 3-D13 (SD345)	同左 N05
柱梁曲げ耐力比 3.7		柱断面 N04 5-D13 (SD345)	

図 A 1-23 試験体の形状と配筋 (N シリーズ)



	<p>梁断面</p>	<p>梁断面</p>	
	<p>$l_{dh} / D_c = 0.80$</p>	<p>$l_{dh} / D_c = 0.65$</p>	<p>$l_{dh} / D_c = 0.65$</p>
柱梁曲げ耐力比 1.0		<p>柱断面 O02</p>	
柱梁曲げ耐力比 1.5	同右 O01	<p>柱断面 O03</p>	
柱梁曲げ耐力比 2.0			<p>柱断面 O04</p>

図 A 1-24 試験体の形状と配筋 (O シリーズ)



接合部横補強筋配筋	柱断面		
	$\Sigma M_{cu}/M_{bu}=1.0$	$\Sigma M_{cu}/M_{bu}=1.6$	$\Sigma M_{cu}/M_{bu}=2.2$
<p>$p_{jw}=0.27\%$</p>	<p>試験体P01</p>	<p>試験体P02</p>	<p>試験体P03</p>
<p>$p_{jw}=0.55\%$</p>	<p>同上</p> <p>試験体P04</p>		

図 A 1-25 試験体の形状と配筋 (O シリーズ)

表 A 1-24 実験結果一覧 (K シリーズ)

試験体			K01	K02	
梁先端の軸方向拘束条件			拘束	非拘束	
初期剛性 (kN/mm)			8.3	14.0	
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	
	鉄筋の降伏	梁主筋	正	27.1 1.20	25.6 0.92
			負	-29.9 -1.50	-22.8 -0.91
柱主筋		正	25.6 3.52	27.7 1.31	
		負	-27.4 -1.60	27.1 2.40	
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	

上段：層せん断力(kN)，下段；層間変形角(%)

※1 柱曲げ強度は上下の柱の平均による

※2 柱曲げ強度は引張側の柱の曲げ強度による

表 A 1-25 実験結果一覧 (L シリーズ)

試験体		L01	L02	L03	L04	L05	L06	L07	L08	L09	L10	L11		
初期剛性 (kN/mm)		10.9	11.9	11.7	11.1	11.1	17.4	11.7	11.8	10.4	13.4	15.2		
ひび割れ	入隅	正	1.9 0.01	4.4 0.03	4.8 0.04	2.4 0.02	6.7 0.07	4.6 0.04	3.9 0.03	4.7 0.03	7.7 0.08	7.0 0.08	4.8 0.04	
		負	-3.7 0.01	-3.6 0.01	-6.1 -0.04	-2.7 0.04	-3.5 0.04	-3.4 0.03	-4.5 -0.01	-4.2 0.00	-5.0 -0.02	-6.5 -0.02	-3.9 0.01	
	対角	正	15.7 0.50	16.6 0.42	16.6 0.47	9.6 0.26	12.2 0.27	12.3 0.28	9.8 0.24	9.9 0.18	11.0 0.19	8.5 0.22	12.0 0.22	
		負	-14.2 -0.45	-17.5 -0.48	-16.6 -0.43	-9.4 -0.27	-12.5 -0.32	-10.9 -0.27	-8.5 -0.17	-9.9 -0.15	-11.0 -0.20	-11.4 -0.25	-12.2 -0.24	
	鉄筋の降伏	梁主筋	正	未降伏 1.21	32.1 1.00	31.2 1.00	未降伏 1.11	26.1 1.11	28.3 1.11	未降伏 1.25	26.3 1.25	未降伏 1.25	未降伏 1.25	36.3 1.34
			負	未降伏 -1.20	-29.4 -1.20	-29.9 -0.92	未降伏 -1.20	-24.9 -1.20	-29.3 -1.20	未降伏 -1.20	未降伏 -1.20	未降伏 -1.20	未降伏 -1.20	-29.6 -3.51
柱主筋		正	23.0 0.87	30.8 1.00	33.0 2.28	20.5 0.93	28.2 1.32	30.7 2.62	17.3 0.77	26.2 3.40	未降伏 3.40	未降伏 3.40	33.6 1.18	33.2 3.26
		負	-24.1 -1.40	-30.3 -1.70	-33.9 -2.42	-20.6 -1.00	-26.3 -1.31	-26.7 -3.21	-18.2 -0.95	未降伏 -0.95	未降伏 -0.95	未降伏 -0.95	-33.8 -1.35	-36.0 -2.32
接合部 横補強筋		21.5 0.75	22.1 0.60	24.1 0.70	13.1 0.45	-15.3 -0.45	16.5 0.43	-12.5 -0.50	-15.2 -0.42	16.7 0.42	15.4 0.36	17.7 0.37		
最大層せん断力		正	26.5 3.01	33.0 1.50	34.8 3.00	23.9 4.00	29.3 2.00	31.7 1.50	19.7 4.00	29.1 3.00	25.9 1.00	36.6 1.50	40.1 2.00	
		負	-24.1 -1.40	-32.6 -3.01	-34.3 -2.00	-21.3 -4.00	-28.1 -1.50	-31.6 -1.50	-20.3 -4.01	-23.7 -1.50	-28.0 -3.00	-35.5 -1.51	-39.6 -2.00	

上段：層せん断力(kN)， 下段；層間変形角(%)

※1 柱曲げ強度は引張側の柱の曲げ強度による

表 A 1-26 実験結果一覧 (M シリーズ)

試験体			L02	M01	M02	L05	M03	M04	
初期剛性 (kN/mm)			11.9	15.2	16.0	11.1	10.3	20.7	
ひび割れ	入隅	正	4.4 0.03	9.5 0.10	6.8 0.05	6.7 0.07	2.4 0.00	8.3 0.06	
		負	-3.6 0.01	-4.3 0.00	-5.8 -0.01	-3.5 0.04	-2.0 0.03	-4.3 0.00	
	対角	正	16.6 0.42	20.9 0.51	20.7 0.44	12.2 0.27	15.5 0.22	15.8 0.26	
		負	-17.5 -0.48	-21.5 -0.53	-23.1 -0.51	-12.5 -0.32	-14.8 -0.29	-16.5 -0.29	
	鉄筋の降伏	梁主筋	正	32.1 1.21	32.1 0.91	31.2 0.76	26.1 1.11	28.9 0.89	32.2 0.95
			負	-29.4 -1.20	-30.8 -1.05	-32.3 -0.88	-24.9 -1.20	-27.8 -0.90	-30.7 -0.80
柱主筋		正	30.8 1.00	32.5 1.58	32.1 0.80	28.2 1.32	30.0 0.96	30.4 0.83	
		負	-30.3 -1.70	-33.3 -2.01	-33.9 -1.42	-26.3 -1.31	-27.8 -0.90	-31.2 -0.84	
接合部 横補強筋			22.1 0.60	21.5 0.53	33.6 1.05	-15.3 -0.45	18.3 0.39	29.8 0.79	
最大層せん断力		正	33.0 1.50	35.3 3.00	37.1 4.01	29.3 2.00	32.6 3.01	34.5 3.02	
		負	-32.6 -3.01	-33.7 -2.87	-37.3 -4.01	-28.1 -1.50	-30.3 -1.51	-32.9 -1.54	

上段：層せん断力(kN)，下段：層間変形角(%)

※1 柱曲げ強度は引張側の柱の曲げ強度による

表 A 1-27 実験結果一覧 (N シリーズ)

試験体			N01	N02	N03	N04	N05	
初期剛性 (kN/mm)			9.2	9.6	9.0	9.3	9.3	
ひび割れ	入隅	正	3.4 0.03	4.7 0.06	2.0 0.03	3.2 0.03	2.5 0.02	
		負	-9.5 -0.15	-2.4 0.02	-4.2 -0.02	-1.4 0.03	-3.0 0.01	
	対角	正	15.1 0.33	12.4 0.25	12.5 0.26	14.2 0.28	11.6 0.23	
		負	-16.4 -0.39	-12.8 -0.25	-14.1 -0.29	-11.6 -0.18	-11.1 -0.19	
	鉄筋の降伏	梁主筋	正	未降伏	未降伏	36.4 1.41	32.0 0.93	25.4 3.44
			負	未降伏	未降伏	-30.1 -1.13	-31.7 -0.98	-28.9 -1.39
柱主筋		正	28.5 0.92	23.6 0.83	33.2 1.15	35.4 3.17	26.6 0.97	
		負	-28.7 -1.45	-24.7 -0.96	-35.4 -1.46	-35.6 -3.75	-28.5 -1.34	
接合部 横補強筋			-25.8 -1.51	23.1 0.81	29.0 0.90	-24.4 -0.66	19.6 0.61	
最大層せん断力		正	33.5 1.86	26.5 1.50	36.6 1.51	38.3 3.01	29.0 1.48	
	負	-29.1 -1.51	-25.2 -1.49	-35.6 -1.50	-36.7 -3.01	-29.9 -1.51		

上段：層せん断力(kN)， 下段；層間変形角(%)

※1 柱曲げ強度は引張側の柱の曲げ強度による

表 A 1-28 実験結果一覧 (O シリーズ)

試験体			L02	O01	L04	O02	L05	O03	L11	O04	
定着方法			機械式	折り曲げ	機械式	折り曲げ	機械式	折り曲げ	機械式	折り曲げ	
初期剛性 (kN/mm)			11.9	13.6	11.1	15.0	11.1	15.7	15.2	15.2	
ひび割れ	入隅	正	4.4 0.03	3.5 0.02	2.4 0.02	3.5 0.02	6.7 0.07	6.3 0.05	4.8 0.04	6.9 0.05	
		負	-3.6 0.01	-2.4 0.05	-2.7 0.04	-2.8 0.03	-3.5 0.04	-3.0 0.04	-3.9 0.01	-5.8 -0.01	
	対角	正	16.6 0.42	29.1 0.72	9.6 0.26	-11.7 -0.21	12.2 0.27	15.8 0.31	12.0 0.22	18.9 0.24	
		負	-17.5 -0.48	-26.2 -0.67	-9.4 -0.27	16.2 0.35	-12.5 -0.32	-16.7 -0.34	-12.2 -0.24	-22.2 -0.35	
	鉄筋の降伏	梁主筋	正	32.1 1.21	32.9 0.86	未降伏	未降伏	26.1 1.11	30.6 0.91	36.3 1.34	45.7 1.24
			負	-29.4 -1.20	-33.2 -0.90	未降伏	未降伏	-24.9 -1.20	-29.1 -1.31	-35.8 -1.34	-45.4 -1.36
柱主筋		正	30.8 1.00	35.1 1.84	20.5 0.93	23.8 0.92	28.2 1.32	32.9 1.34	33.2 3.26	48.5 1.50	
		負	-30.3 -1.70	-30.7 -2.21	-20.6 -1.00	-22.1 -1.51	-26.3 -1.31	-24.9 -2.52	-36.0 -2.32	-45.2 -1.86	
接合部 横補強筋			22.1 0.60	-33.4 -1.11	13.1 0.45	23.8 0.92	-15.3 -0.45	29.6 0.86	17.7 0.37	30.3 0.55	
最大層せん断力		正	33.0 1.50	35.8 1.51	23.9 4.00	24.1 0.85	29.3 2.00	32.9 1.34	40.1 2.00	49.3 2.02	
	負	-32.6 -3.01	-34.9 -1.02	-21.3 -4.00	-23.4 -1.01	-28.1 -1.50	-30.7 -1.51	-39.6 -2.00	-47.2 -1.50		

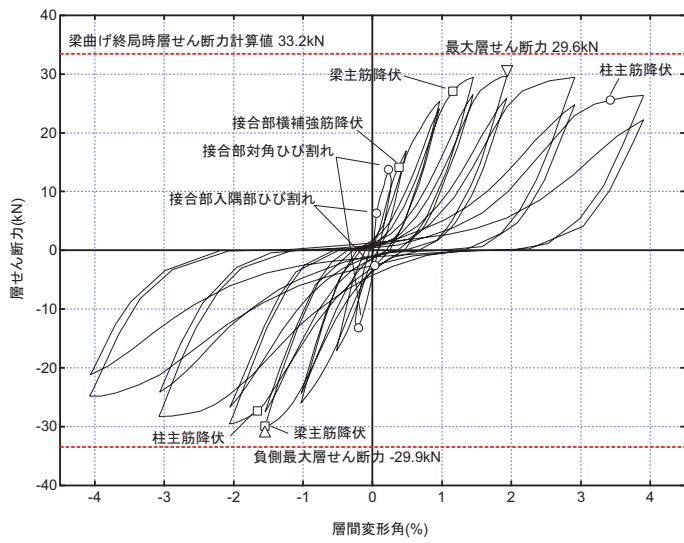
上段：層せん断力(kN)，下段；層間変形角(%)

※1 柱曲げ強度は引張側の柱の曲げ強度による

表 A 1-29 実験結果一覧 (P シリーズ)

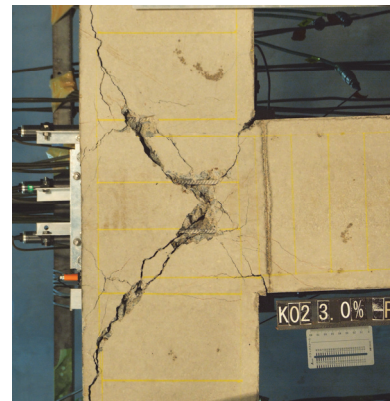
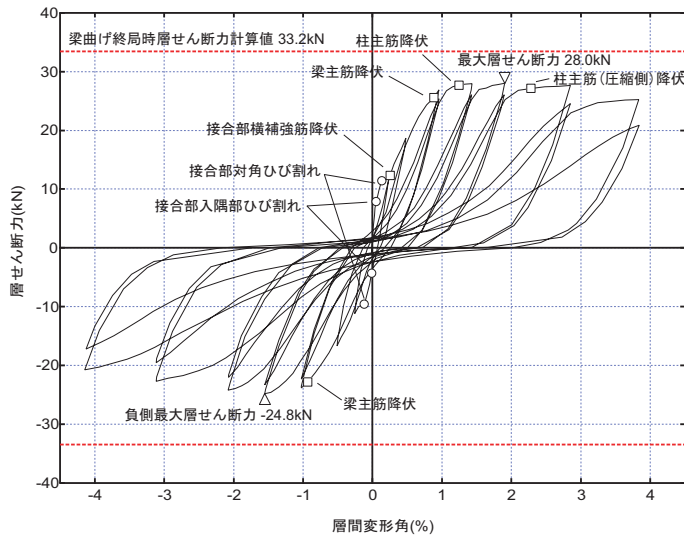
試験体			P01	P02	P03	P04	
ひび割れ	入隅	正	4.2 0.03	5.8 0.05	3.9 0.02	4.4 0.03	
		負	-7.2 -0.06	-2.8 0.04	-4.0 0.02	-3.1 0.04	
	対角	正	16.3 0.31	18.0 0.32	17.5 0.23	16.3 0.20	
		負	-17.3 -0.37	-17.3 -0.28	-15.2 -0.17	-23.8 -0.45	
	鉄筋の降伏	梁主筋	正	未降伏	25.5 0.79	27.2 0.75	32.0 0.80
			負	-24.1 -1.21	-26.6 -0.86	-28.5 -0.95	-31.1 -0.80
柱主筋		正	23.3 0.75	未降伏	未降伏	34.6 1.29	
		負	-25.2 -0.95	未降伏	未降伏	-24.3 -3.21	
接合部横補強筋		17.7 0.44	21.1 0.45	20.3 0.37	23.6 0.51		
柱帯筋		未降伏	未降伏	未降伏	34.2 1.22		
最大層せん断力	正	25.6 1.51	28.4 1.51	31.3 1.51	35.5 1.51		
	負	-25.7 -1.86	-28.5 -1.51	-28.9 -1.01	-33.9 -1.50		

上段：層せん断力(kN)，下段；層間変形角(%)



層間変形角 3.0%時

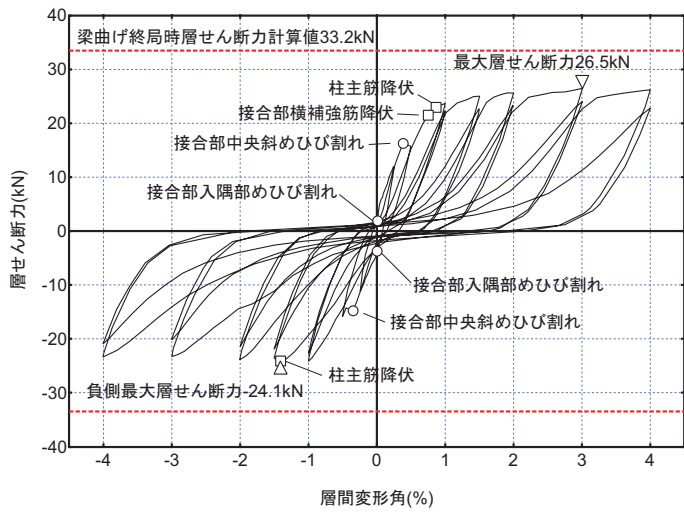
(a) 試験体 K01



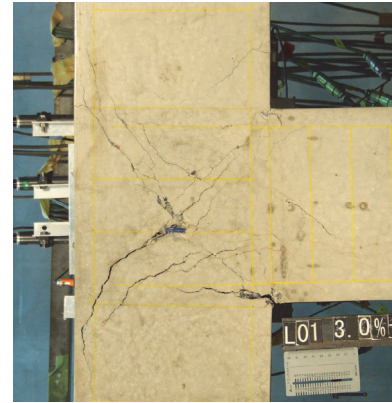
層間変形角 3.0%時

(b) 試験体 K02

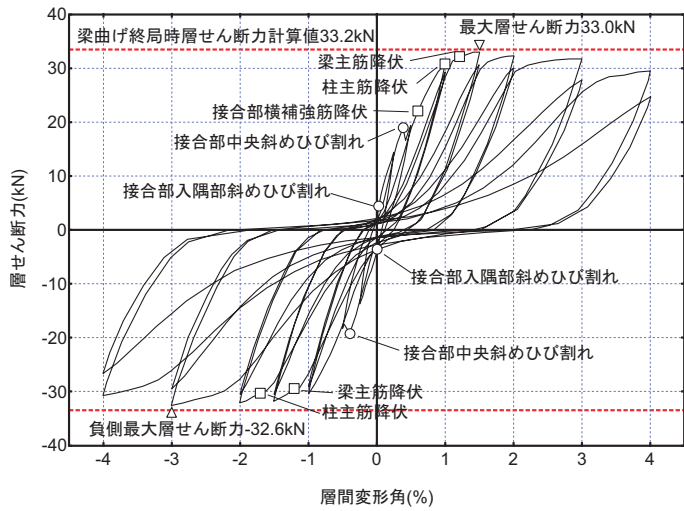
図 A 1-26 荷重変形関係と破壊状況 (K シリーズ)



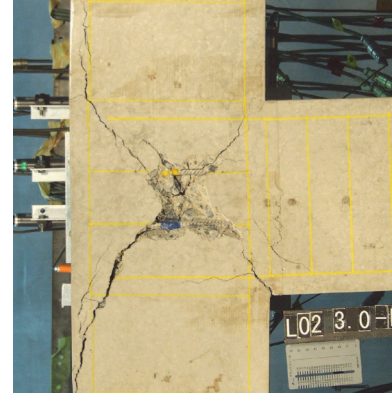
(a) 試験体 L01



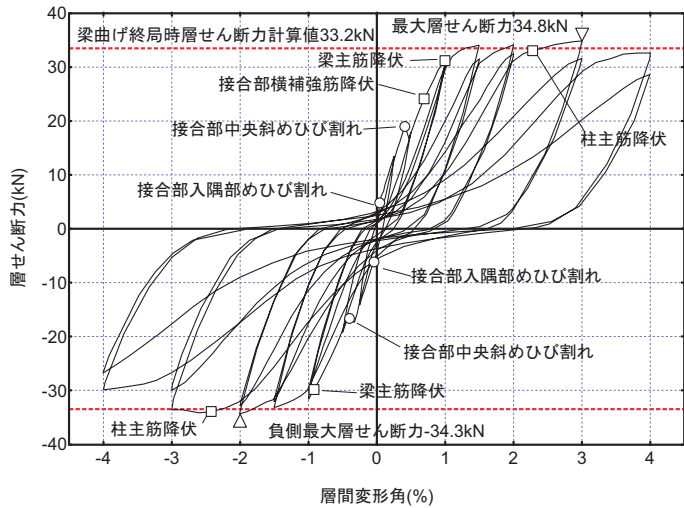
層間変形角 3.0%時



(b) 試験体 L02



層間変形角 3.0%時

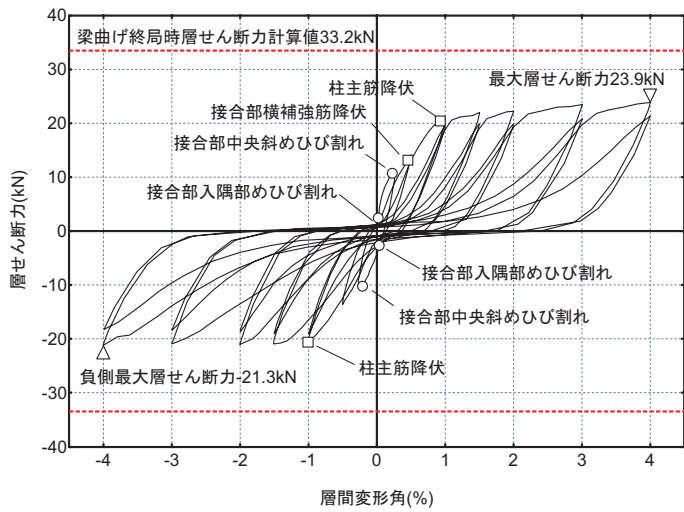


(c) 試験体 L03



層間変形角 3.0%時

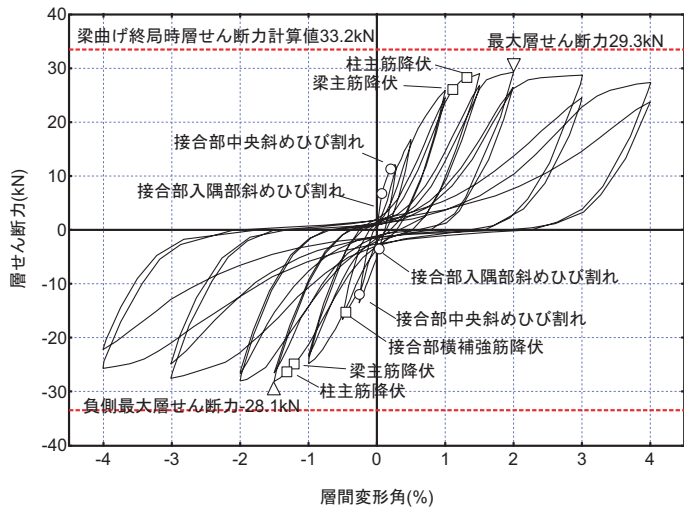
図 A 1-27 荷重変形関係と破壊状況 (L シリーズ)



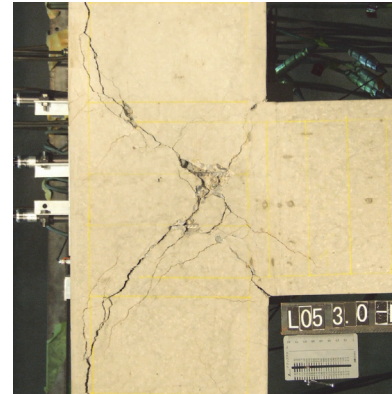
(d) 試験体 L04



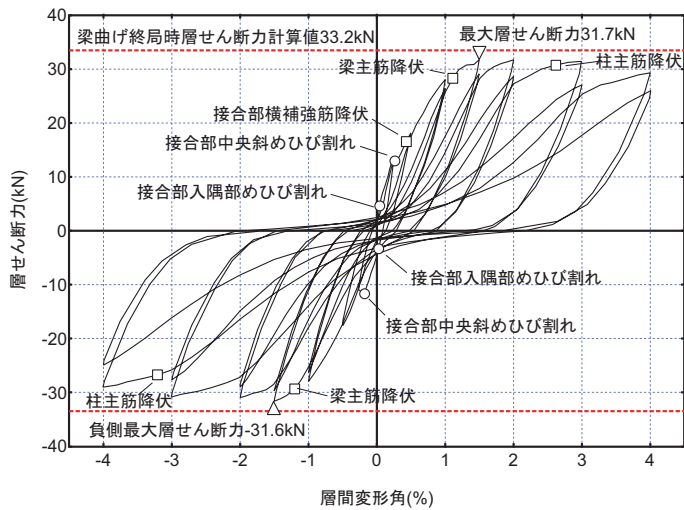
層間変形角 3.0%時



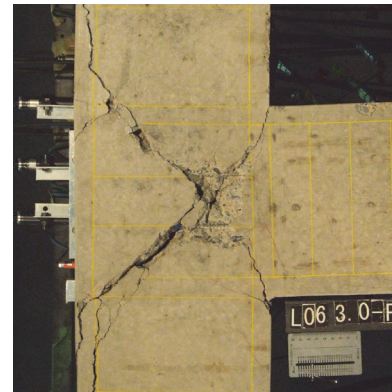
(e) 試験体 L05



層間変形角 3.0%時

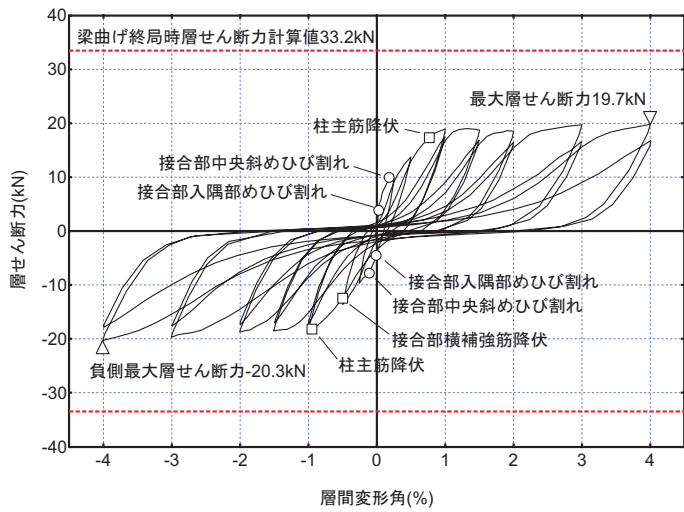


(f) 試験体 L06

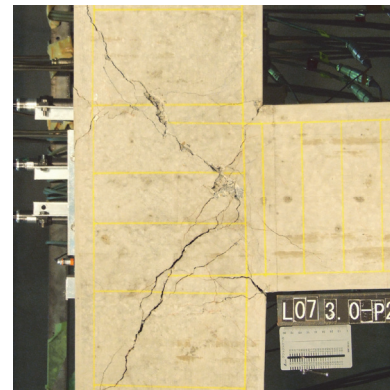


層間変形角 3.0%時

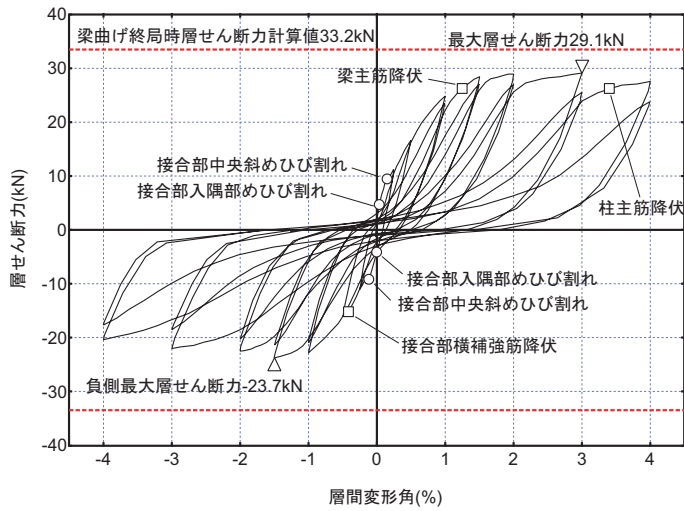
図 A 1-27 荷重変形関係と破壊状況 (L シリーズ) (つづき)



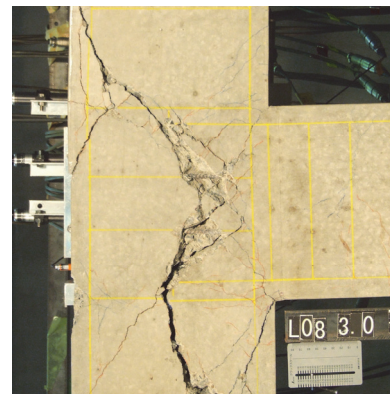
(g) 試験体 L07



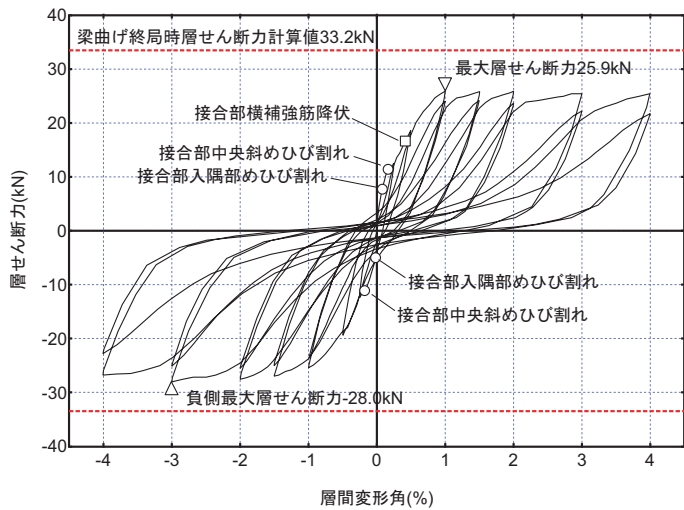
層間変形角 3.0%時



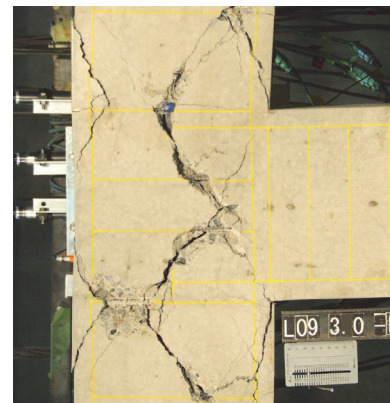
(h) 試験体 L08



層間変形角 3.0%時

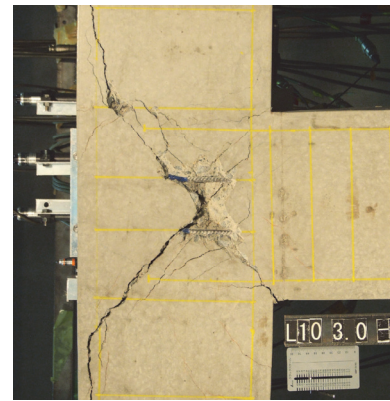
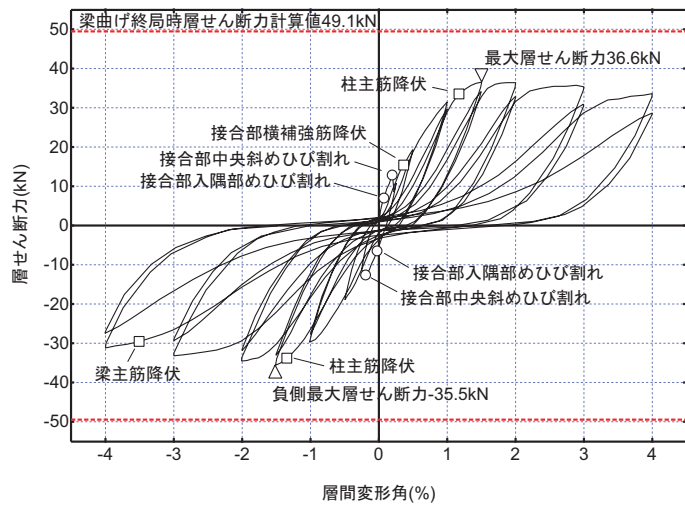


(i) 試験体 L09



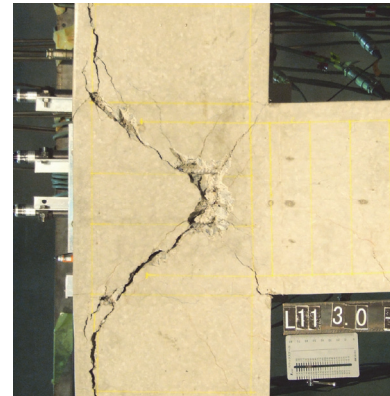
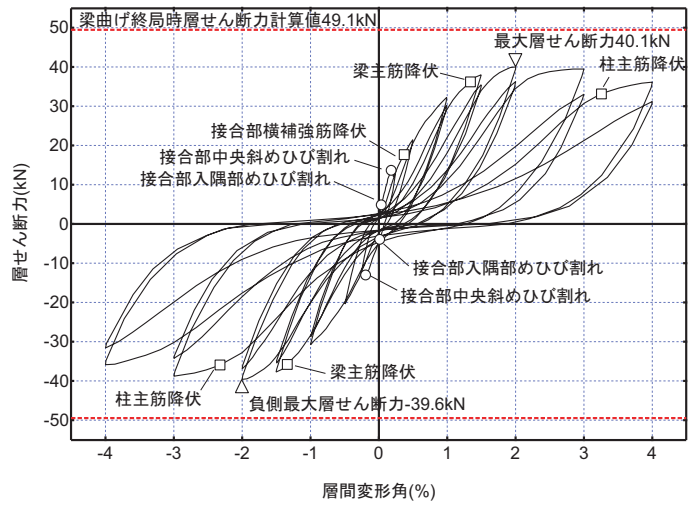
層間変形角 3.0%時

図 A 1-27 荷重変形関係と破壊状況 (L シリーズ) (つづき)



層間変形角 3.0%時

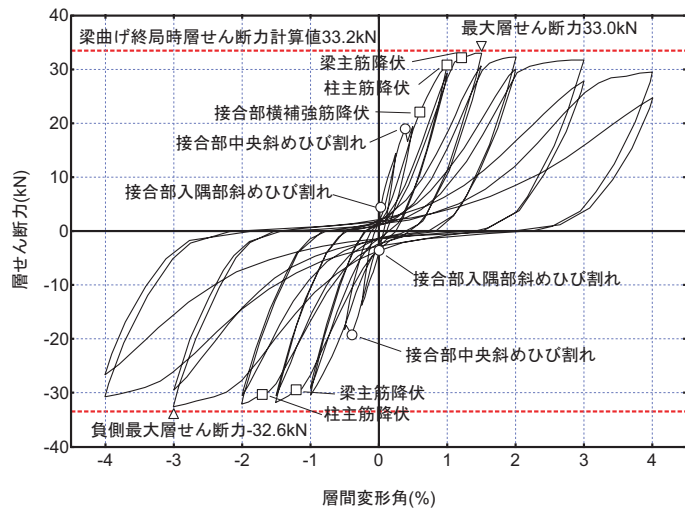
(j) 試験体 L10



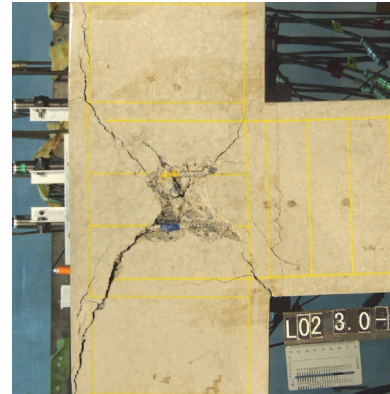
層間変形角 3.0%時

(k) 試験体 L11

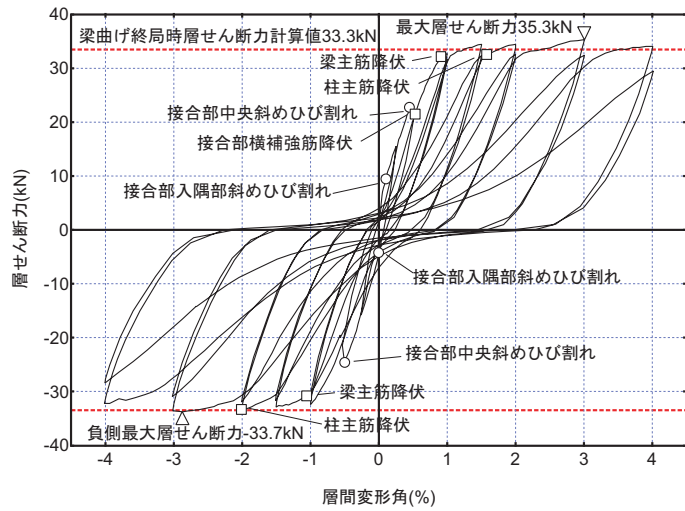
図 A-1-27 荷重変形関係と破壊状況 (L シリーズ) (つづき)



(a) 試験体 L02



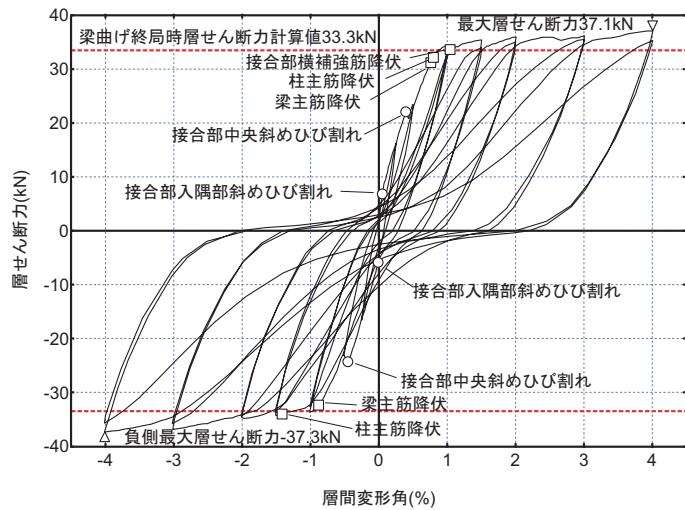
層間変形角 3.0%時



(b) 試験体 M01



層間変形角 3.0%時

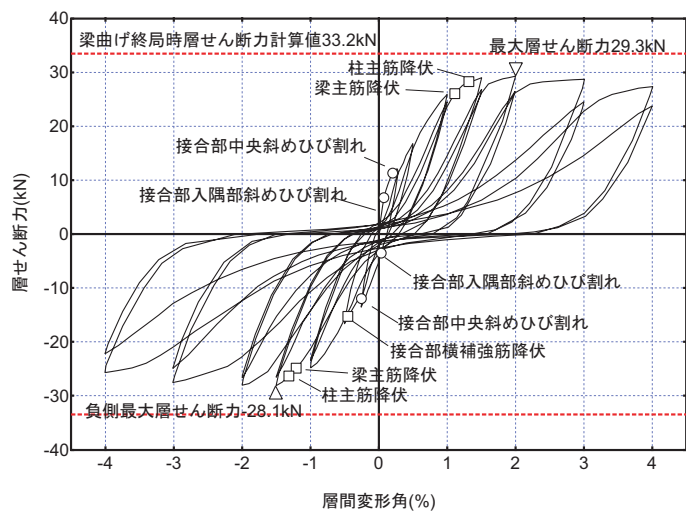


(c) 試験体 M02

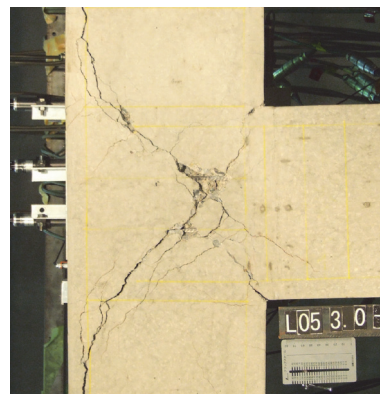


層間変形角 3.0%時

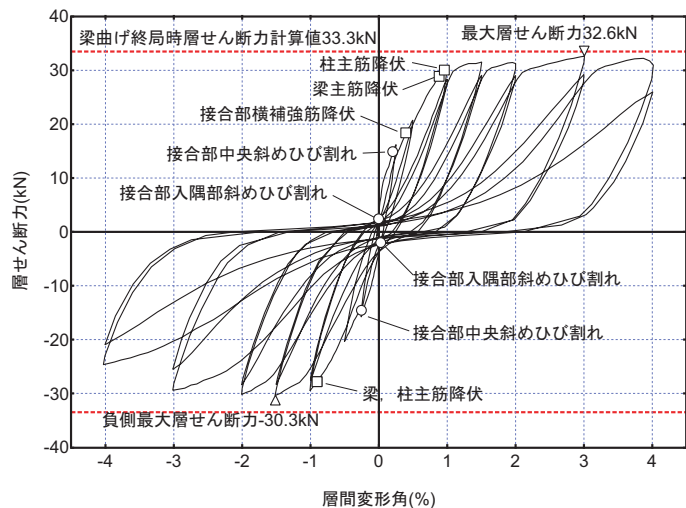
図 A 1-28 荷重変形関係と破壊状況 (M シリーズ)



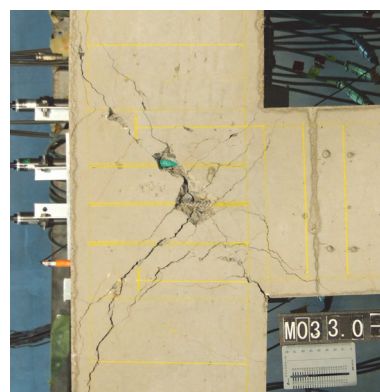
(d) 試験体 L05



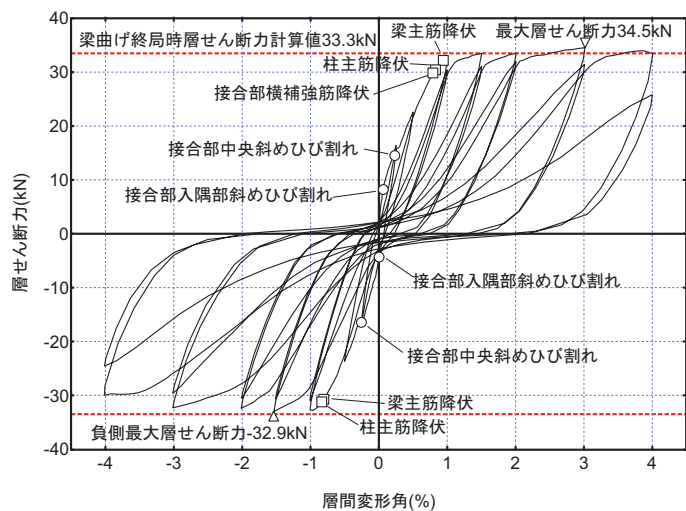
層間変形角 3.0%時



(e) 試験体 M03



層間変形角 3.0%時

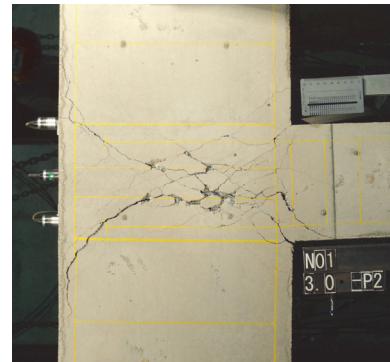
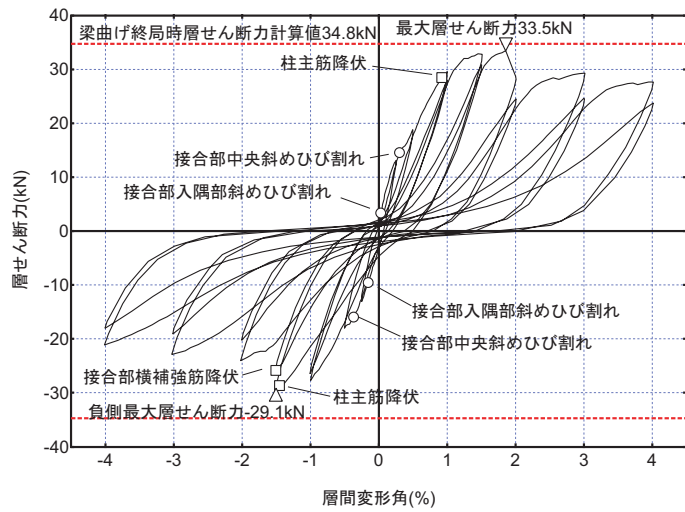


(f) 試験体 M04



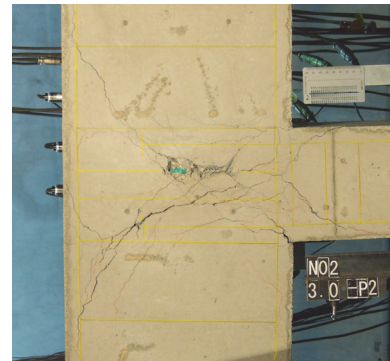
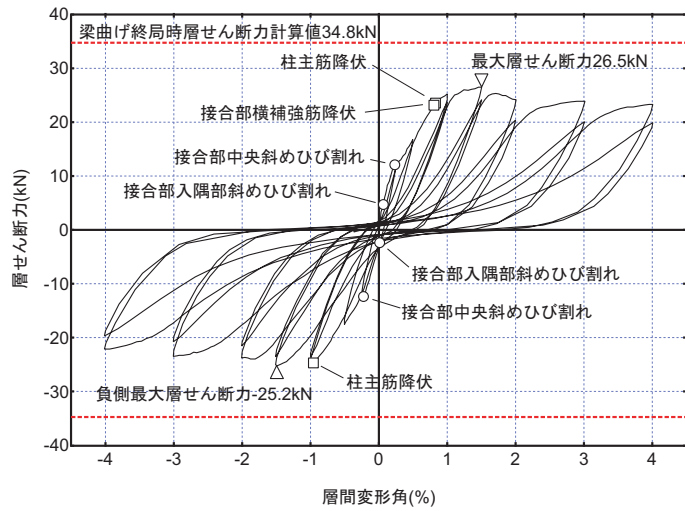
層間変形角 3.0%時

図 A 1-28 荷重変形関係と破壊状況 (M シリーズ) (つづき)



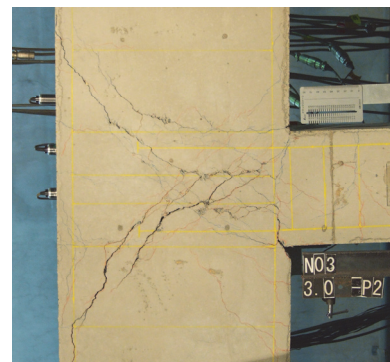
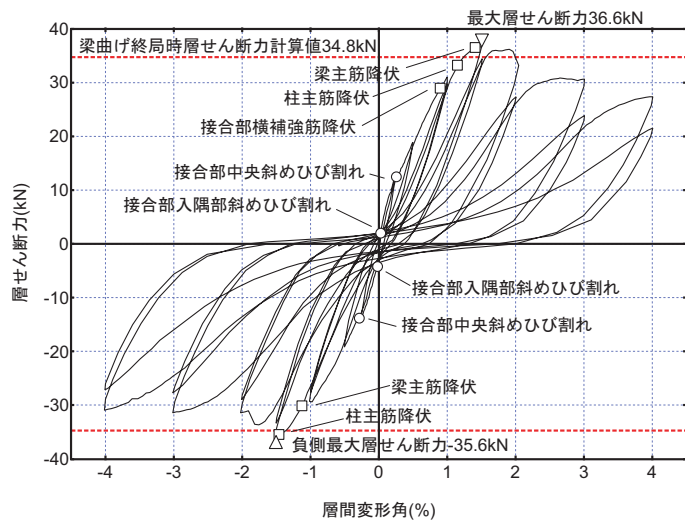
層間変形角 3.0%時

(a) 試験体 N01



層間変形角 3.0%時

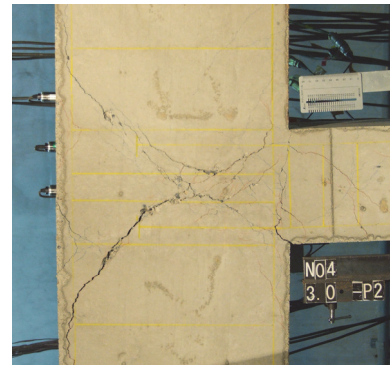
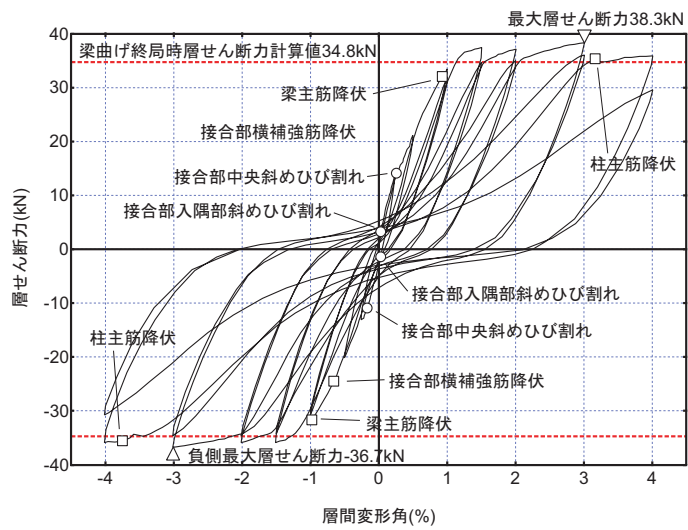
(b) 試験体 N02



層間変形角 3.0%時

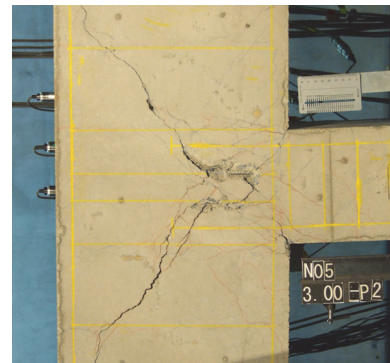
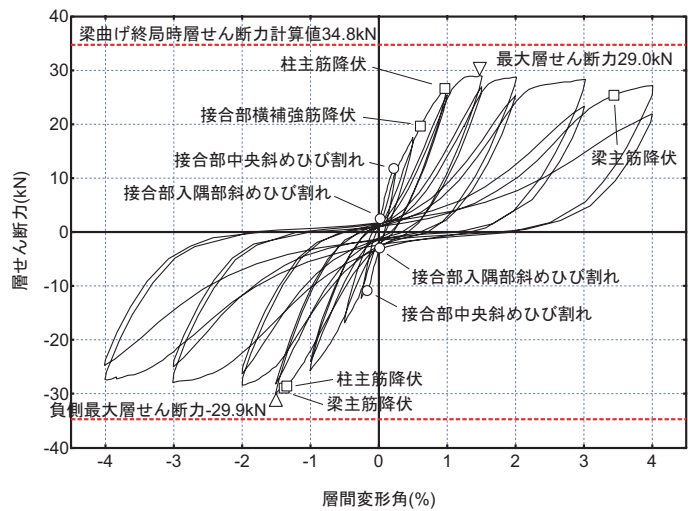
(c) 試験体 N03

図 A 1-29 荷重変形関係と破壊状況 (N シリーズ)



層間変形角 3.0%時

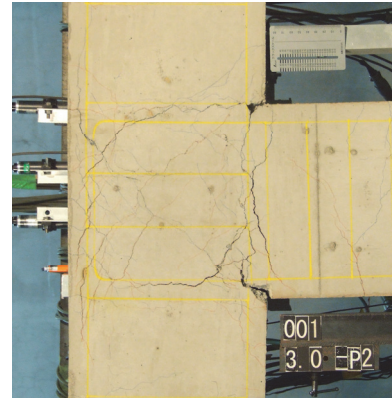
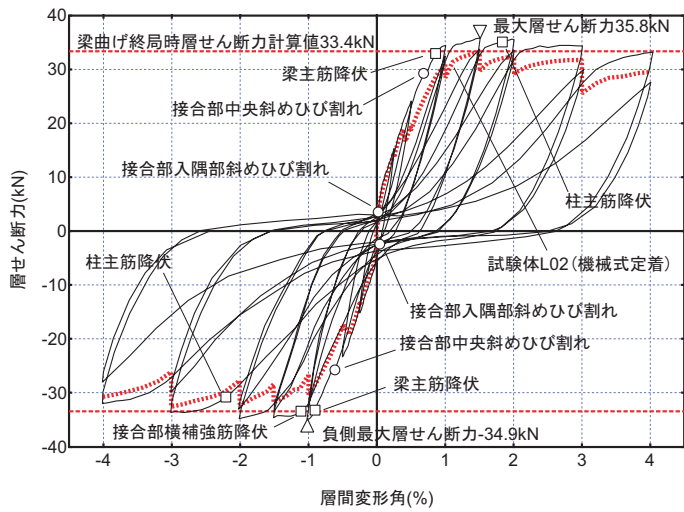
(d) 試験体 N04



層間変形角 3.0%時

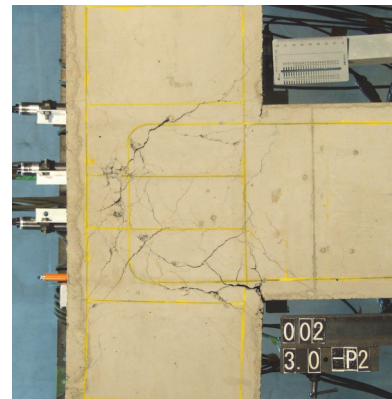
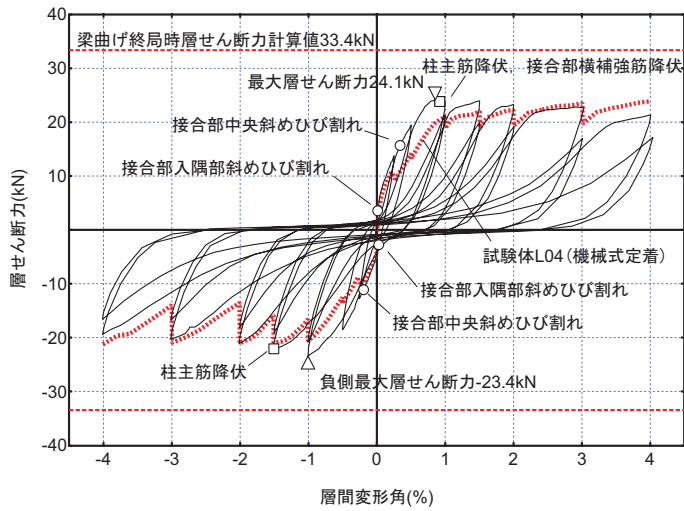
(e) 試験体 N05

図 A 1-29 荷重変形関係と破壊状況 (N シリーズ) (つづき)



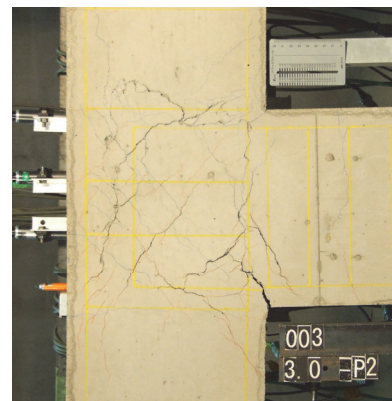
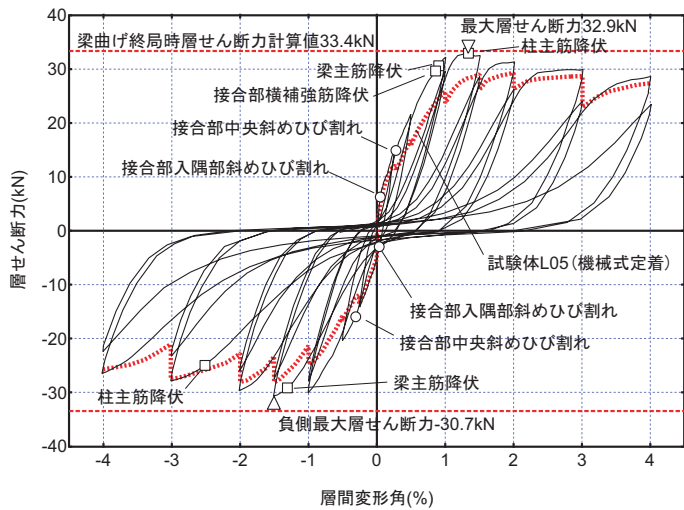
層間変形角 3.0%時

(a) 試験体 O01



層間変形角 3.0%時

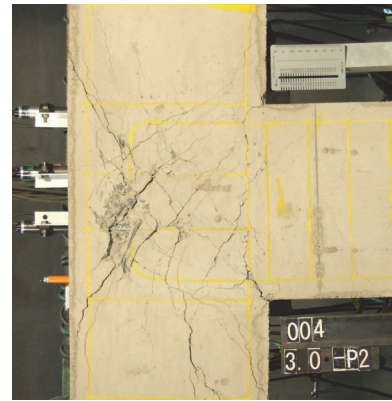
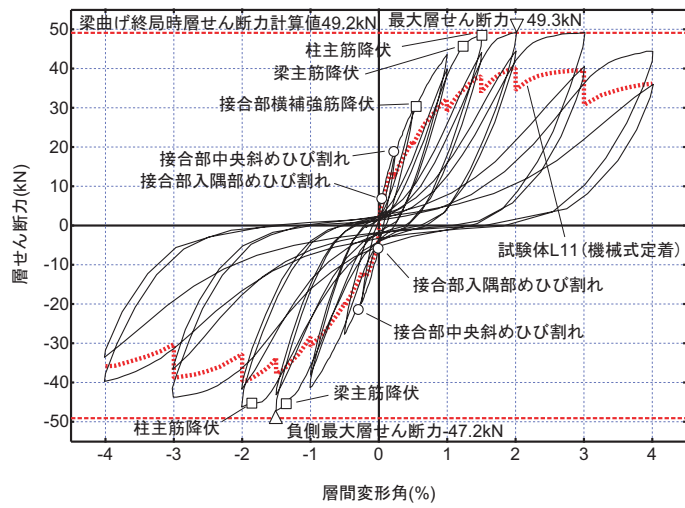
(b) 試験体 O02



層間変形角 3.0%時

(c) 試験体 O03

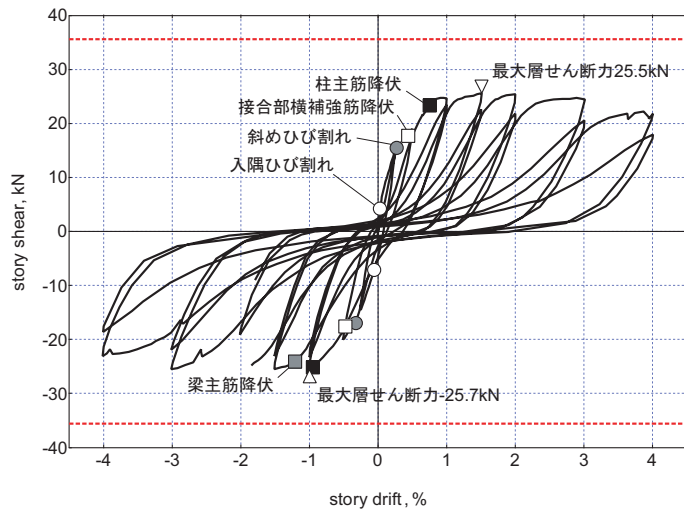
図 A1-30 荷重変形関係と破壊状況 (O シリーズ)



層間変形角 3.0%時

(d) 試験体 O04

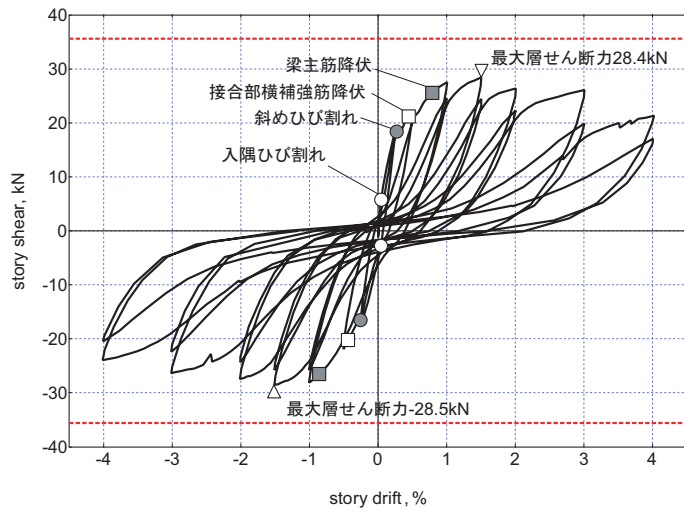
図 A 1-30 荷重変形関係と破壊状況 (O シリーズ) (つづき)



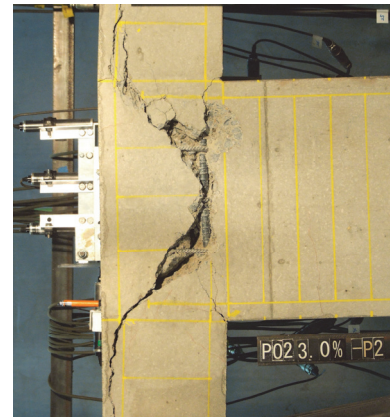
(a) 試験体 P01



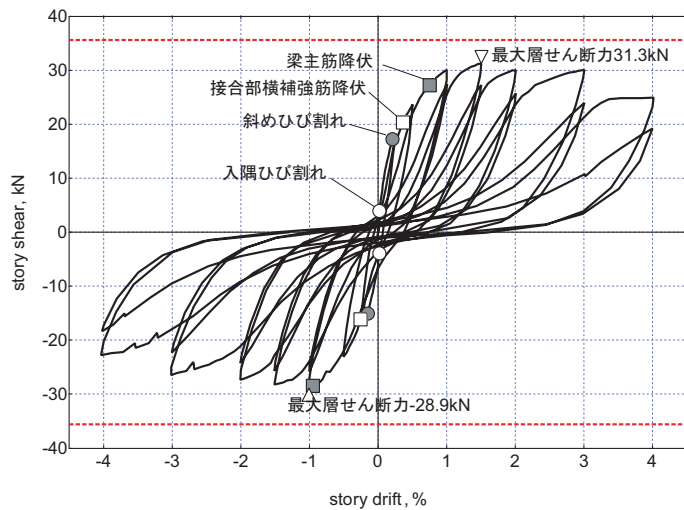
層間変形角 3.0%時



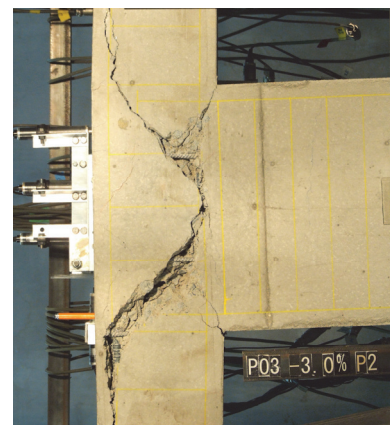
(b) 試験体 P02



層間変形角 3.0%時

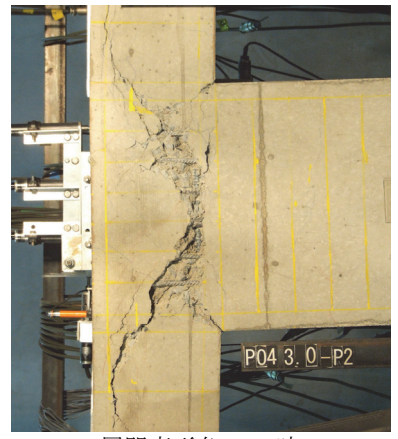
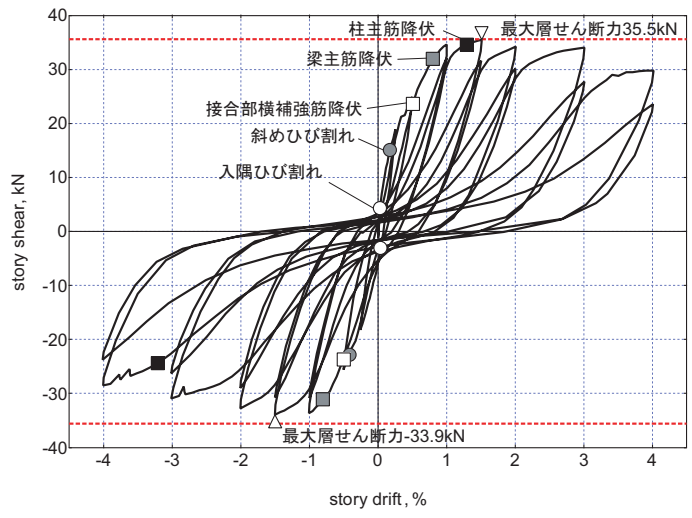


(c) 試験体 P03



層間変形角 3.0%時

図 A 1-31 荷重変形関係と破壊状況 (P シリーズ)



層間変形角 3.0%時

(d) 試験体 P04

図 A 1-31 荷重変形関係と破壊状況 (P シリーズ) (つづき)

A1.3 L形柱梁接合部部分架構の水平加力実験

A1.3.1 試験体概要

試験体は 1/3 スケールの平面L形部分架構 9 体[A1.12]である。実験変数は 1) 柱と梁の曲げ強度の比（以下、柱梁曲げ強度比）、2) 内側の梁主筋定着長、3) 接合部横補強筋量および 4) 梁主筋量である。

コンクリートは実験時に 27(MPa)程度の圧縮強度を発現するように配合された普通強度のコンクリートとし、鉄筋も SD345, SD295 クラスの普通鉄筋である。梁および柱の断面は 240×240(mm)で同一とした。また、柱および梁のスパン（柱および梁の軸線の交点から載荷点までの距離）も共通で 700(mm)である。

梁上端主筋は折り曲げ定着され、折り曲げ後の鉛直部で定着長 $30d$ (d : 主筋径) を確保した。一方、梁下端筋の定着は機械式定着とし、端部に定着プレート PL-12×36×36 を溶接としている。また、柱主筋は端部に 180 度フックを設けた直線定着とした。

梁主筋量は 2 水準とした。梁引張主筋を 3-D13 (SD345, $p_f=0.78\%$) としたものを基準とし、試験体 V01～V08 の 8 体が同一の梁断面である。試験体 V09 ではさらに主筋量を増し 5-D13 (SD345, $p_f=1.22\%$) とした。

梁下端主筋の水平定着長さは柱せいの 0.8 倍、0.65 倍の 3 水準とした。梁主筋を 3-D13 とした試験体のうち試験体 V01, V02, V06 が柱せい 0.8 倍、試験体 V03, V04, V05, V07, V08 は 0.65 倍、梁主筋量を増した試験体 V08 は、柱せいの 0.8 倍である。

柱主筋量は、柱梁曲げ強度比が 1.0～2.0 となるように決定した。梁の引張主筋を 3-D13 とした基準の梁に対しては、定着長が長く柱せいの 0.8 倍の試験体では柱梁曲げ強度比は 1.0 および 1.3、定着長が柱せいの 0.65 倍では柱梁曲げ強度比は 1.0, 1.3 および 1.9 となった。梁および柱の曲げ終局郷土は材料試験結果を用いて平面保持を仮定した断面解析により求めたもので、圧縮縁のコンクリートのひずみが 0.3%に達したときを終局時としている。また、断面解析は梁および柱の変動軸力を考慮した解析を行ったものである。

横補強筋の量は 2 水準とし、最低補強筋量程度の柱梁接合部内の横補強筋は $2 \times \square$ -D6 (SD295A, $p_{jw}=0.28\%$) および $4 \times \square$ -D6 (SD295A, $p_{jw}=0.56\%$) である。

A1.3.2 実験結果の概要

(1) 開く方向の加力について

- いずれの試験体も梁または柱、もしくは両方の主筋降伏後に柱梁接合部に損傷が集中する接合部破壊となった。
- 主筋の降伏荷重は、梁主筋の定着長が長い場合で柱梁曲げ強度比が大きい横補強筋が多い試験体、定着長が短い場合は柱梁曲げ比が大きくかつ横補強筋量が多い場合を除いて、平面保持を仮定した断面解析による計算値より小さかった。
- 梁主筋の降伏荷重は柱梁曲げ強度比が大きいほうが大きかった。また、梁主筋降伏荷重は接合部横補強筋を増すことでも増加し、主筋定着長を短くすると低下した。
- 最大耐力は、梁主筋の定着長が長い場合で柱梁曲げ強度比が大きい横補強筋が多い試験体、定着長が短い場合は柱梁曲げ比が大きくかつ横補強筋量が多い場合を除いて、平面保持を仮定した断面解析による計算値より小さかった。
- 最大耐力は柱梁曲げ強度比を大きくすることで増加した。また、接合部横補強筋を増すことでも最大耐力は増加した。
- 梁・柱の曲げ終局時、柱梁接合部の終局モーメントのうち最小のものを部分架構の最大強度とすることで、最大耐力を推定することができる。

(2) 開く方向の加力について

- ・いずれの試験体も梁主筋の降伏後に最大耐力に達し，降伏後の繰り返し加力により接合部に損傷が集中し耐力低下が生じた。

(3) 履歴性状について

- ・いずれの試験体も履歴性状にはスリップ性状が見られ，エネルギー吸収能に乏しい履歴性状を示した。

表 A 1-30 試験体の諸元

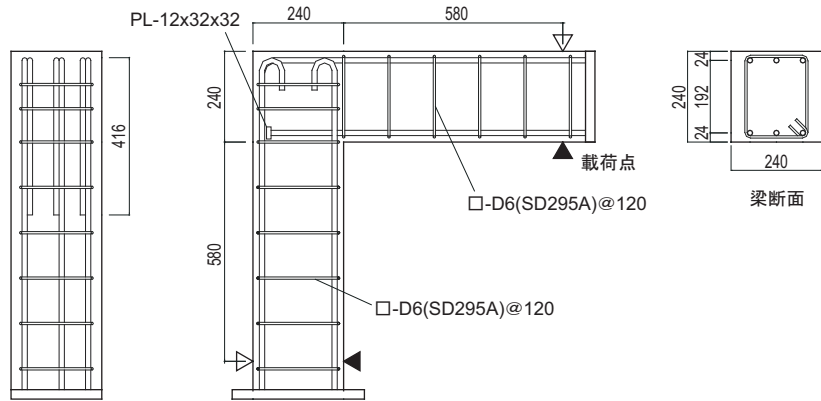
		V01	V02	V03	V04	V05	V06	V07	V08	V09
梁	スパン (mm)	700								
	幅×せい (mm)	240×240								
	有効せい (mm)	216								
	引張主筋 (SD345)	3-D13								5-D13
	引張主筋比 (%)	0.78								1.22
	せん断補強筋	□-D6(SD295A)@120								
	せん断補強筋比 (%)	0.22								
柱	スパン (mm)	700								
	幅×せい (mm)	240×240								
	有効せい (mm)	216								
	引張主筋 (SD345)	3-D13	4-D13	3-D13	4-D13	6-D13	3-D13	3-D13	4-D13	5-D13
	引張主筋比 (%)	0.78	0.98	0.78	0.98	1.47	0.78	0.78	0.98	1.22
	せん断補強筋	□-D6(SD295A)@120								
	せん断補強筋比 (%)	0.22								
接合部	横補強筋 (SD295A)	2×□-D6				4×□-D6			2×□-D6	
	横補強筋比 (%)	0.28				0.56			0.28	
梁主筋 定着部	下端筋定着方法	定着板 PL-12×35×35								
	定着長 (mm)	192		156			192	156		192
	定着長/柱せい	0.80		0.65			0.80	0.65		0.80
柱梁強度比	開	1.0	1.28	1.0	1.28	1.79	1.0	1.0	1.28	1.0
	閉	1.0	1.31	1.0	1.31	1.93	1.0	1.0	1.31	1.0
接合部せん断余裕度	開	1.70		1.38			1.70	1.38		0.96
	閉	1.06								0.63

表 A 1-31 コンクリートの強度試験結果

圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	圧縮強度時歪 (10 ⁻⁶ mm/mm)	引張割裂強度 (MPa)
29.9	26.	1777	2.51

表 A 1-32 鉄筋の引張試験結果

			降伏強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	降伏歪 (10 ⁻⁶ mm/mm)	引張強度 (MPa)	破断伸び (%)
柱・梁主筋	D13	SD345	380	197	1934	547	20.5
せん断補強筋	D6	SD295A	334 ^{*1}	186	3798 ^{*2}	479	23.6



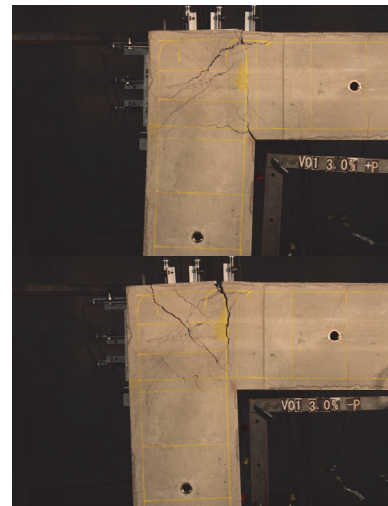
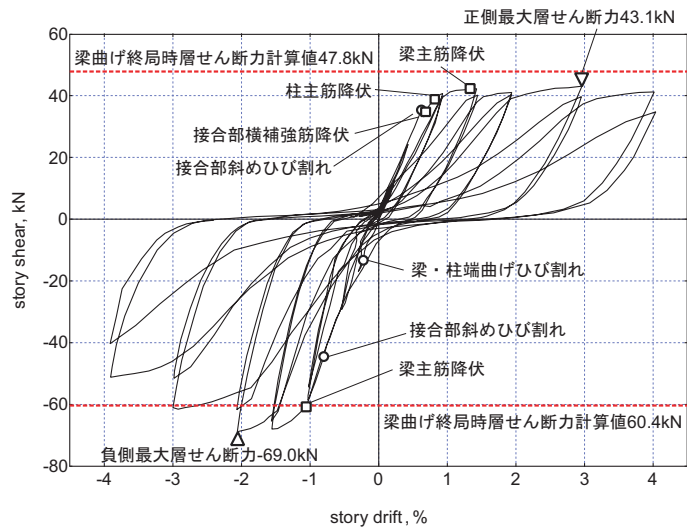
		$l_{dh} / D_c = 0.80$		$l_{dh} / D_c = 0.65$	
		$p_w = 0.28\%$	$p_w = 0.56\%$	$p_w = 0.28\%$	$p_w = 0.56\%$
		2 × □-D6 (SD295A)	4 × □-D6 (SD295A)	2 × □-D6 (SD295A)	4 × □-D6 (SD295A)
 梁断面	柱梁曲げ耐力比 1.0	 柱断面 V01	同左 柱断面 V06	 柱断面 V03	同左 柱断面 V07
	柱梁曲げ耐力比 1.25	 柱断面 V02		 柱断面 V04	同左 柱断面 V08
	柱梁曲げ耐力比 1.83			 柱断面 V05	
 梁断面	柱梁曲げ耐力比 1.0	 柱断面 V09			

図 A 1-32 試験体の形状および配筋 (V シリーズ)

表 A 1-33 実験結果一覧

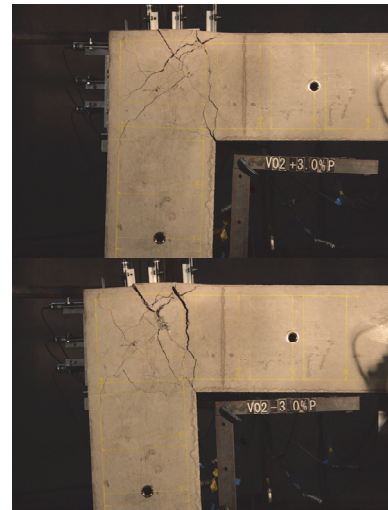
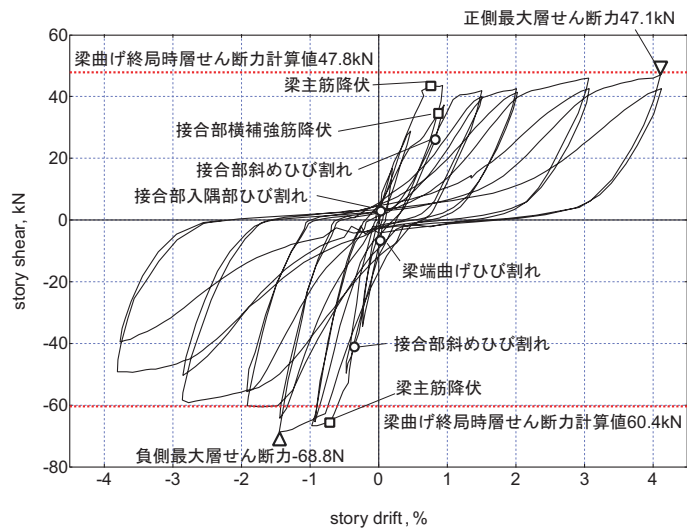
試験体			V01	V02	V03	V04	V05	V06	V07	V08	V09
ひび割れ	入隅	正	—	2.9	8.7	12.6	7.6	8.6	5.5	9.7	11.1
	梁・柱端	負	-13.3	-6.7	-16.6	-11.1	-11.5	-13.9	-16.3	-11.4	-17.4
	斜め	正	35.4	-41.1	—	27.4	24.6	40.5	—	31.6	45.4
		負	-44.6	26.1	-40.4	-27.4	-40.0	-42.5	35.2	-33.7	-11.6
鉄筋降伏	梁主筋	正	42.3	43.5	36.8	38.9	40.4	41.8	39.1	41.6	64.6
			1.33	0.76	1.44	0.88	0.72	1.26	1.38	0.99	1.42
		負	-60.8	-65.7	-63.6	-66.1	-68.2	-64.4	-64.2	-65.5	-101.3
			-1.05	-0.71	-0.81	-0.87	-0.87	-0.93	-0.81	-0.94	-1.34
	梁主筋折曲位置	負	-60.4	-60.4	-59.5	-61.4	-63.5	-66.9	-67.5	-62.4	-85.6
			-2.64	-1.82	-2.65	-2.28	-1.56	-2.74	-2.21	-2.57	-2.17
	柱主筋	正	34.9	—	33.2	40.2	—	42.1	35.2	45.1	60.1
			0.68		0.77	1.04		0.95	0.92	2.51	1.10
		負	—	—	—	—	—	—	-59.5	—	—
									-3.44		
接合部横補強筋		38.8	34.5	31.9	33.1	37.0	30.8	36.0	35.1	49.5	
		0.82	0.87	0.69	0.69	0.61	0.95	1.06	0.80	0.78	
最大層せん断力	正	43.1	47.1	40.1	45.9	48.3	44.4	41.0	47.3	68.2	
		2.96	4.11	3.04	4.01	3.96	3.97	2.97	3.93	2.70	
	負	-69.0	-68.8	-68.5	-68.8	-68.2	-67.5	-68.3	-67.9	-103.1	
		-2.05	-1.45	-1.53	-0.92	-0.87	-2.05	-1.65	-1.99	-1.49	

上段：層せん断力(kN)，下段：層間変形角(%)



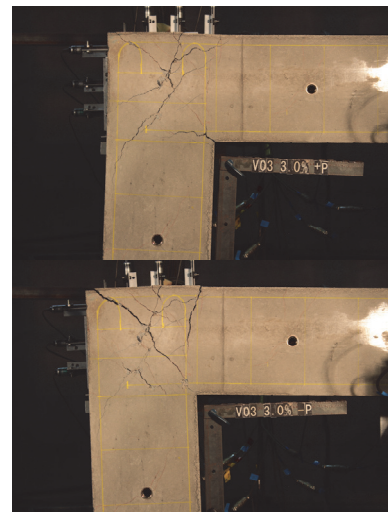
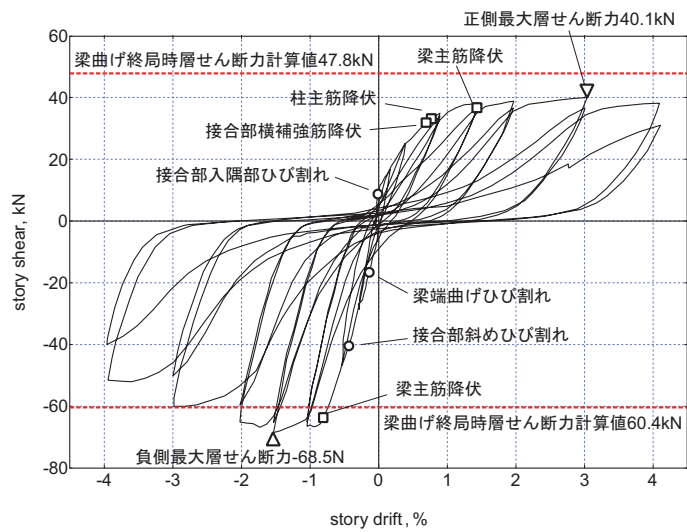
層間変形角 3.0%時

(a) 試験体 V01



層間変形角 3.0%時

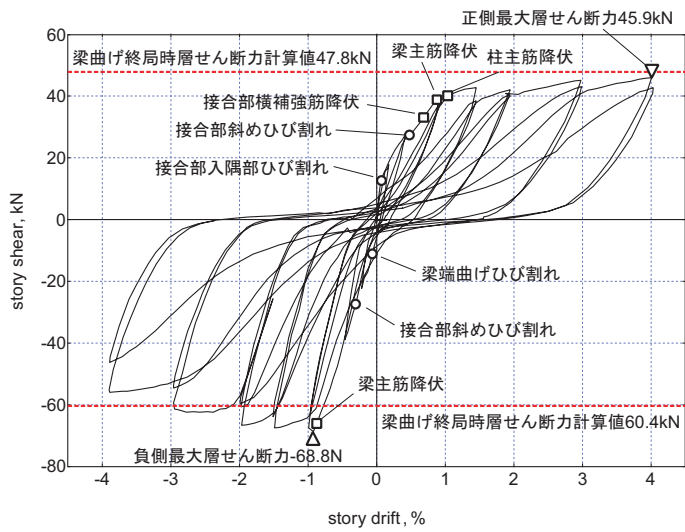
(b) 試験体 V02



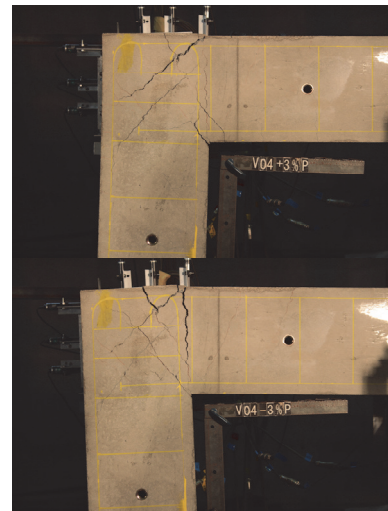
層間変形角 3.0%時

(c) 試験体 V03

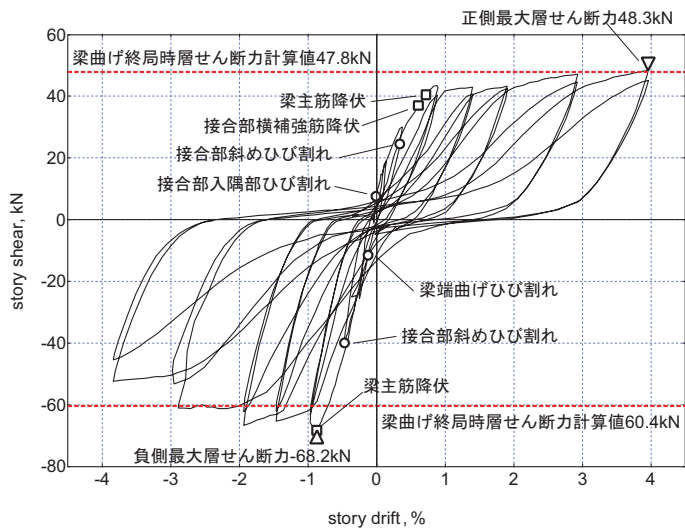
図 A 1-33 荷重変形関係と破壊状況 (V シリーズ)



(d) 試験体 V04



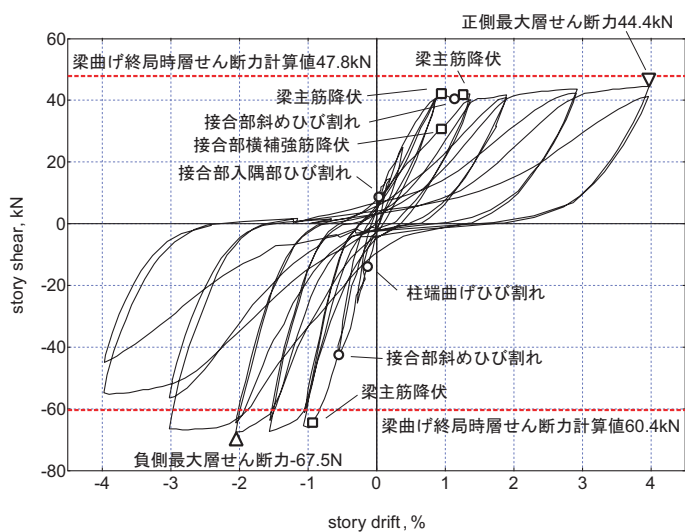
層間変形角 3.0%時



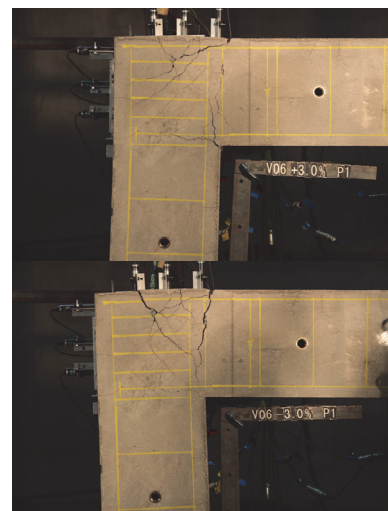
(e) 試験体 V05



層間変形角 3.0%時

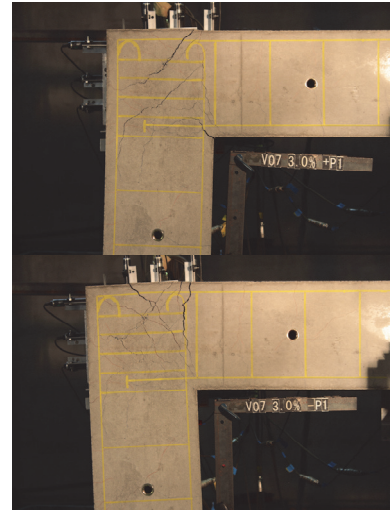
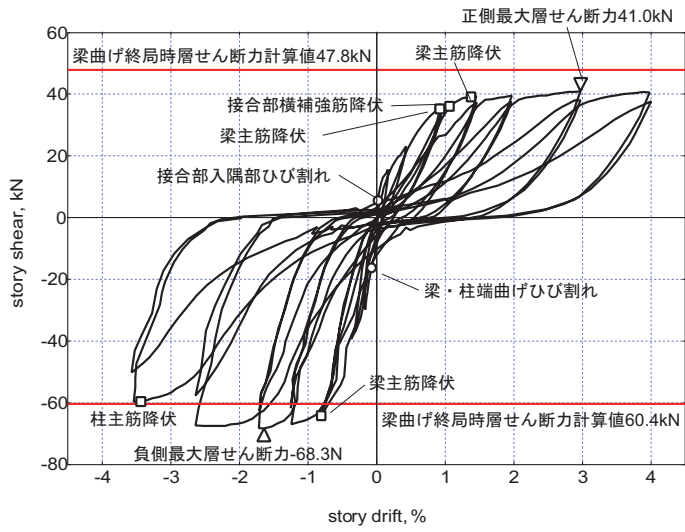


(f) 試験体 V06



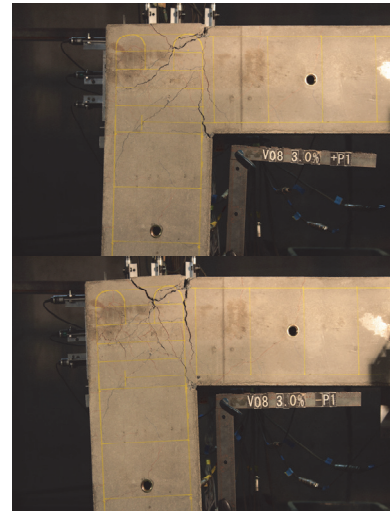
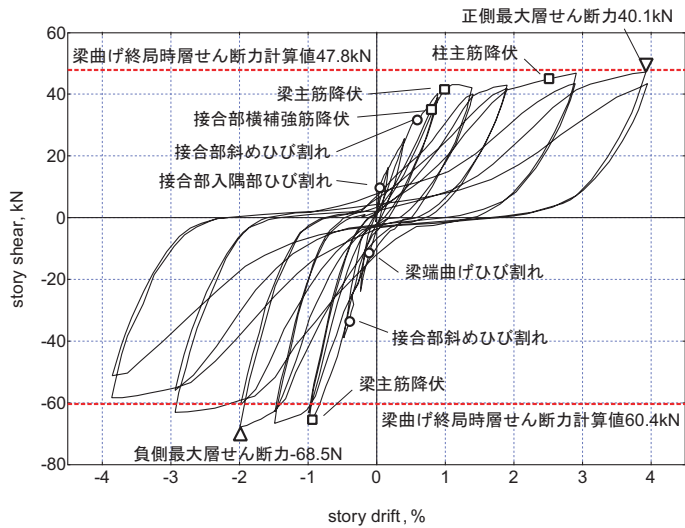
層間変形角 3.0%時

図 A 1-33 荷重変形関係と破壊状況 (V シリーズ) (つづき)



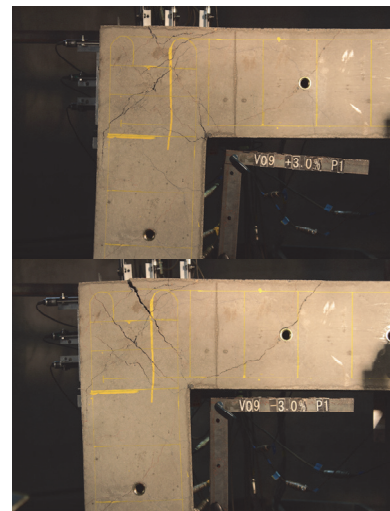
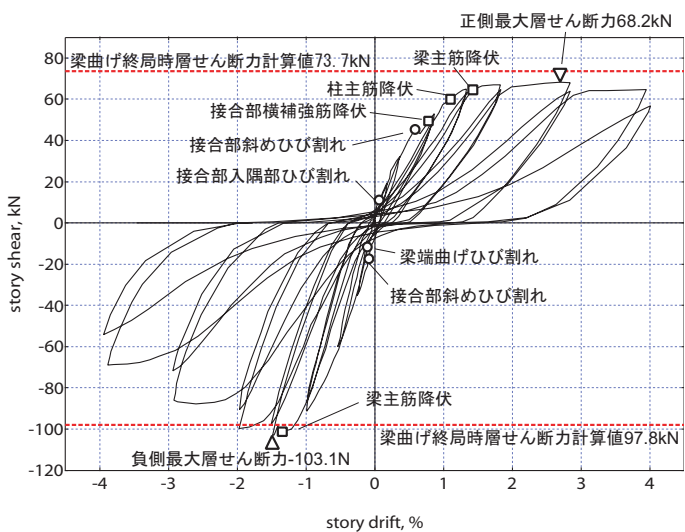
層間変形角 3.0%時

(g) 試験体 V07



層間変形角 3.0%時

(h) 試験体 V08



層間変形角 3.0%時

(i) 試験体 V09

図 A 1-33 荷重変形関係と破壊状況 (V シリーズ) (つづき)

引用文献

- [A1.1] 楠原文雄, 田崎涉, 塩原等: 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, コンクリート工学年次論文集, Vol. 31, No. 2, pp. 313-318, 2009
- [A1.2] 楠原文雄, 塩原等, 田崎涉, 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
- [A1.3] 加藤史明, 田崎涉, 楠原文雄, 塩原等, 田尻清太郎, 福山洋: RC 造十字型柱梁接合部の耐震性能に及ぼす柱・梁曲げ強度比と主筋間距離の影響に関する実験 : その 1 : 実験概要と破壊性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp. 397-398, 2009
- [A1.4] 楠原文雄, 塩原等, 田尻清太郎, 福山洋: 鉄筋コンクリート造柱梁接合部の CFRP による新耐震補強工法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp. 129-132, 2009
- [A1.5] 楠原文雄, 松土智史, 塩原等, 壁谷澤寿一, 福山洋: 柱幅が大きく柱梁曲げ強度比が小さい鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp. 495-496, 2011
- [A1.6] 楠原文雄, 朴星勇, 塩原等: 鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の強度に及ぼす柱・梁のスパン長さの影響, 日本地震工学会・大会一梗概集, pp. 368-369, 2011
- [A1.7] 楠原文雄, 朴星勇, 塩原等: 鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部部分架構の履歴エネルギー吸収能に関する検討, コンクリート工学年次論文集, Vol. 34, No. 2, pp. 271-276, 2012
- [A1.8] 焦博文, 楠原文雄, 塩原等: 主筋に機械式継手を有する鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の耐震実験, コンクリート工学年次論文集, Vol. 35, No. 2, pp. 295-300, 2013
- [A1.9] 楠原文雄, 藤原圭佑, 塩原等: 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, コンクリート工学年次論文集, Vol. 33, No. 2, pp. 343-348, 2011
- [A1.10] 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
- [A1.11] 浅井勇太, 楠原文雄, 塩原等, 壁谷澤寿一, 福山洋: 鉄筋コンクリート造外部柱梁接合部の耐震性能におよぼす設計因子の影響に関する実験 : その 6: 梁せいを柱せいの 2 倍とした実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp. 545-546, 2011.8
- [A1.12] 楠原文雄, 焦博文, 塩原等, 田尻清太郎, 壁谷澤寿一, 福山洋: 鉄筋コンクリート造 L 形柱梁接合部の耐震性能に及ぼす柱梁曲げ強度比の影響に関する実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造 IV, pp. 485-486, 2012.9

A2. 既往の実験データベース

A2.1 収集データの概要

収集した試験体のデータは、1975年から2013年までに国内の査読付学術論文集等に発表された鉄筋コンクリート造柱梁接合部試験体である。T形接合部およびL形接合部については、試験体数の不足を補うため、これらに加え1975年から2013年に日本建築学会大会の学術講演梗概集に発表された試験体のデータも収集した。

収集対象とした試験体は鉄筋コンクリート造の柱梁接合部を1つだけ含む部分架構試験体であり、以下のようなのは鉄筋コンクリート造以外あるいは異形の柱梁接合部試験体は収集の対象に含めていない。

- ・鉄骨鉄筋コンクリート造やプレストレスト鉄筋コンクリート造
- ・腰壁等の壁付試験体
- ・ピロティ架構の1階柱頭の柱梁接合部
- ・杭が接続する柱-基礎梁柱接合部
- ・柱と梁の入隅部にハンチを設けた試験体
- ・サ字形試験体等

このようにしてデータを収集した試験体の数は1255体である。ただし、本論文にける検討では以下のような試験体は用いていない。本論文で扱う理論式およびそれらを基にした算定式が対応していないためである。

- ・軽量コンクリート、繊維補強コンクリートを用いた試験体
- ・柱梁接合部に対して鋼板で補強するなど特殊な補強をした試験体
- ・斜め筋等特殊な配筋や、接合部内の主筋に付着除去などの特殊な処理がなされた試験体
- ・柱梁接合部内もしくは梁端、柱端に鉄筋継手を有する試験体
- ・十字形接合部で梁または柱主筋が柱梁接合部内に定着された試験体
- ・柱端もしくは梁端のみ主筋量を増し柱・梁の部材端以外の部分にヒンジ形成を計画した試験体
- ・柱梁接合部に貫通孔を設けた試験体
- ・梁幅が柱幅より大きい試験体
- ・スラブ付試験体
- ・水平2方向に加力された試験体
- ・水平斜め方向に載荷した立体試験体
- ・変動軸力を作用させた試験体
- ・上下の柱で長さや断面形状が異なる、左右の梁でスパンや梁断面形状が異なる、上下の柱でせん断力が異なるなど非対称な形状・加力方法の試験体
- ・柱、梁の加力点あるいは支点がピンではない試験体

文献調査を行った文献数および検討に用いた試験体の数を掲載誌別に表A2-1に示す。また、検討に用いた試験体の発表年ごとの数を図A2-1に示す。試験体数は他文献で既発表のものは除外し重複しないように

してある。検討に用いた試験体の引用文献および各文献から引用した試験体の数は0に示した。

試験体の形状は実験時の応力状態によって分類し、上下の柱および左右の梁のすべてにモーメントが生じているものを十字形接合部、上下の柱および1つの梁にモーメントが生じているものをト形接合部、左右の梁および1つの柱にモーメントが生じているものをT形接合部、1つの梁と1つの柱のみにモーメントが生じているものをL形接合部とした。

試験体の破壊形式は便宜的に梁（柱）主筋降伏前の接合部破壊型（J型）、梁（柱）主筋降伏後の接合部破壊型（BJ（CJ）型）、梁（柱）降伏型（B（C）型）、梁（柱）主筋の定着破壊型（A型）、梁（柱）主筋降伏後の定着破壊型（BA（CA）型）に分類し、破壊形式の判別は論文中の記述を採用した。ただし、J型の試験体で梁または柱主筋の降伏が論文中に明記されているものに関してはBJ型・CJ型に訂正した。また、破壊形式についての記述がない試験体については、接合部に損傷が集中したなどの記述のある試験体はJ、BJ型、そのうち主筋の降伏が明記されているものをBJ型とし、接合部に損傷は見られず梁に損傷が集中したなどの記述のある試験体はB型とした。次節以降の検討に用いた試験体について、このようにして分類した各破壊形式の試験体数を表 8.2.2 に示す。L形接合部では柱と梁が近づく方向（以下、閉じる方向）の加力と柱と梁が遠ざかる方向（以下、開く方向）で性状が異なり破壊形式も異なって報告されている場合が多いため、破壊形式は加力の方向別に示してある。閉じる向きと開く方向で試験体数が異なっているのは、一方向加力の試験体があるためである。

梁、柱の主筋が降伏する前に柱梁接合部が破壊したJ型の試験体はいずれの形状でも全体の15～25%程度であった。一方、柱梁接合部に損傷がほとんど生じないB型もしくはC型の試験体は形状ごとにやや差があるがそれぞれの試験体のうち20～40%程度であった。

表 A 2-1 参照した文献数と引用した試験体数

	文献数	論文中の検討に用いた試験体数
日本建築学会構造系論文集	17	101
構造工学論文集	15	33
コンクリート工学論文集	2	4
コンクリート工学年次論文集	226	608
日本建築学会大会学術講演梗概集	35	108
その他	1	2
計	296	856

※ 梗概集等で、同一年に同題でその1、その2のように連番で発表された文献は、まとめて文献数に加えた

表 A 2-2 破壊形式別の試験体数

破壊形式	十字形	ト形	T形	L形	
				閉じる向き	開く向き
J	66	70	14	30	22
BJ, CJ	212	106	15	38	40
B, C	93	57	13	42	51
A	—	26	3	17	1
BA, CA	—	6	23	5	4
不明・未記載	4	1	4	11	6
計	375	266	72	143*	124*

※ 閉じる向きの試験体のうち19体は閉じる向きのみの一方向載荷

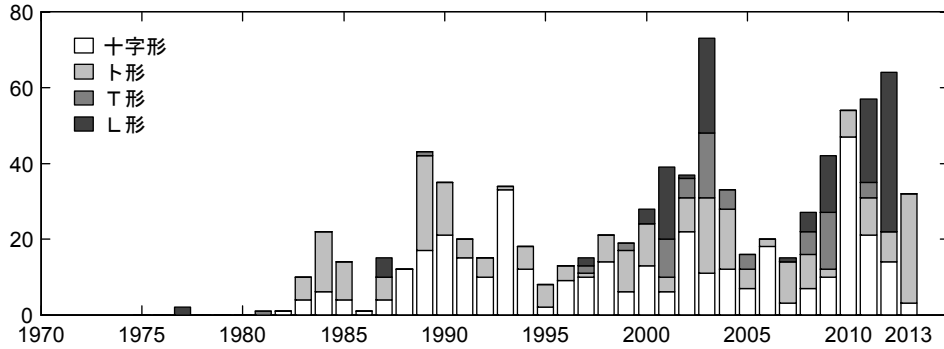


図 A 2-1 発表年ごとの試験体数

A2.2 試験体の諸元

柱梁接合部の強度等に影響を与えるとされる因子のうち、コンクリート強度、梁主筋降伏強度、梁引張主筋比、柱鉄筋比、接合部横補強筋比、柱軸力比、十字形接合部を除く各形状の接合部における主筋定着長さについて、検討に用いる試験体における範囲を表 A 2-3 に示し、これら因子および主筋定着形式について破壊形式別の度数分布を図 A 2-2～図 A 2-5 に示す。図 A 2-5 の L 形接合部の破壊形式は主筋定着長さを除いて閉じる方向の加力のものである。また、試験体のスケールを判断するための試験体の階高もあわせて示した。

試験体の階高（柱の反曲点間距離）で 1500～2000(mm)程度の試験体が多く、実建造物の階高さが 3000～4000(mm)であることから試験体のスケールは 1/2～1/3 程度の試験体が多かったといえる。試験体の階高が 3000(mm)以上の実大程度の試験体は、T 形試験体、L 形試験体では全体の 20～30%と比較的多かった。

コンクリート強度は実験時の圧縮強度が 30(N/mm²)前後が最も多く、60(N/mm²)を超える超高強度コンクリートを用いた試験体は全体の 17%であった。主筋の降伏強度は 300～450(N/mm²)が多く、主筋降伏前に接合部破壊が生じた J 型の試験体では降伏強度が 600(N/mm²)を超える高強度鉄筋も比較的多く用いられている。接合部横補強筋にも 600(N/mm²)を超える高強度鉄筋が用いられている例が比較的多くあった。

各因子ともに現在の設計指針[A2.1]の規定を考慮して設計されている試験体が多く、主筋の定着長さは設計指針の規定を満足する範囲、接合部横補強筋量は設計指針における最低補強量程度の試験体数が最も多かった。

ト形、T 形、L 形接合部における梁・柱主筋の定着方法についてみると、ト形接合部では梁主筋の定着方法を折り曲げもしくは U 字形とした試験体が全体の 44%で、定着金具を用いた機械式定着が 56%であった。一方、T 形および L 形接合部では機械式定着の工法開発にともなって近年行われた実験が多く、機械式定着を用いた試験体が T 形接合部では 90%以上、L 形接合部では 70%以上であった。

収集した試験体について柱－梁曲げ強度比の度数分布を図 A 2-6 に示す。柱降伏型に設計することが多い T 形接合部は梁－柱曲げ強度比である。柱－梁曲げ強度比は、平面保持を仮定しコンクリートの応力にはストレスブロックを用いて求めた梁および柱の曲げ終局モーメントを節点モーメントに換算し、柱の曲げ強度の和の梁の曲げ強度の和に対する比とした。この際、ト形接合部の柱および T 形接合部の梁にあつては水平力の载荷によって報じる変動軸力は考慮せず、初期軸力を用いて断面の終局モーメントを算定した。L 形接合部では梁および柱の曲げ終局モーメントには水平力の载荷によって生じる変動軸力を考慮した。

試験体のほとんどは柱－梁曲げ強度比 1.5 以上に分布し、柱－梁曲げ強度比 2.0 以上の試験体も少なくない。特に柱梁接合部には破壊が生じず安全性を確認したとされる梁または柱曲げ破壊型（B・C 型）となった試験体は、L 形接合部以外では柱－梁曲げ強度比 1.5 以上のものがほとんどである。また、L 形接合部の

開く方向で柱-梁曲げ強度比が 1~1.5 の範囲の試験体は柱曲げ破壊とされているが、実験における最大層せん断力は柱曲げ終局時計算値に比べて著しく小さいものである。超高層 RC などを除くと一般には柱-梁曲げ強度比は 1.0~1.5 程度で設計されていることを考えると、次節以降のこれら試験体群全体に対する検討結果についても注意が必要である。

表 A 2-3 試験体の諸元の範囲

	十字形	ト形	T形	L形
試験体数 (在来 / 機械式定着)	375	266 (118 / 148)	72 (7 / 65)	143 (39 / 104)
コンクリート圧縮強度 $\sigma_B(\text{N/mm}^2)$	13.6~190	17.2~179	19.2~70.6	20.1~72.0
梁主筋降伏強度 $\sigma_s(\text{N/mm}^2)$	310~1428	323~1172	336~805 ^{*1}	361~805
接合部横補強筋強度 $\sigma_{sv}(\text{N/mm}^2)$	204~1479	250~1463	258~1127	233~1481
梁引張主筋比 $\rho_l(\%)$	0.54~3.18	0.63~2.70	0.48~1.67	0.36~1.90
柱鉄筋比 $\rho_c(\%)$	0.62~6.29	0.62~5.51	0.95~2.62	1.00~3.82
接合部横補強筋比 $\rho_{sv}(\%)$	0.0~2.10	0.0~1.38	0.20~0.67	0.0~0.75
柱軸力比 $N_c / b_c D_c \sigma_B$	-0.33~0.43	-0.22~0.60	0.0のみ	0.0のみ
梁スパン $L(\text{mm})$	700~5500	1400~4900 ^{*2}	1600~5100	1200~4000 ^{*2}
階高 $H(\text{mm})$	700~2830	1000~3000	1540~3830 ^{*3}	1200~3830 ^{*3}
梁主筋定着長さの 柱せいに対する比	—	0.50~1.0 ^{*5}	0.67~1.0 ^{*4*5}	0.67~1.0 ^{*5} (上端) 0.65~1.0 ^{*5} (下端)
柱-梁曲げ強度比	0.50~4.42	0.51~7.52	0.46~2.96 ^{*6}	0.59~3.89(閉) 0.59~4.20(開)

※1 柱主筋降伏強度

※2 梁加力点から接合部中心までの距離の 2 倍

※3 柱加力点から接合部中心までの距離の 2 倍

※4 柱主筋定着長さの梁せいに対する比

※5 スタブ等の突出部を設けその中に定着している場合は 1.0 とした

※6 梁-柱曲げ強度比

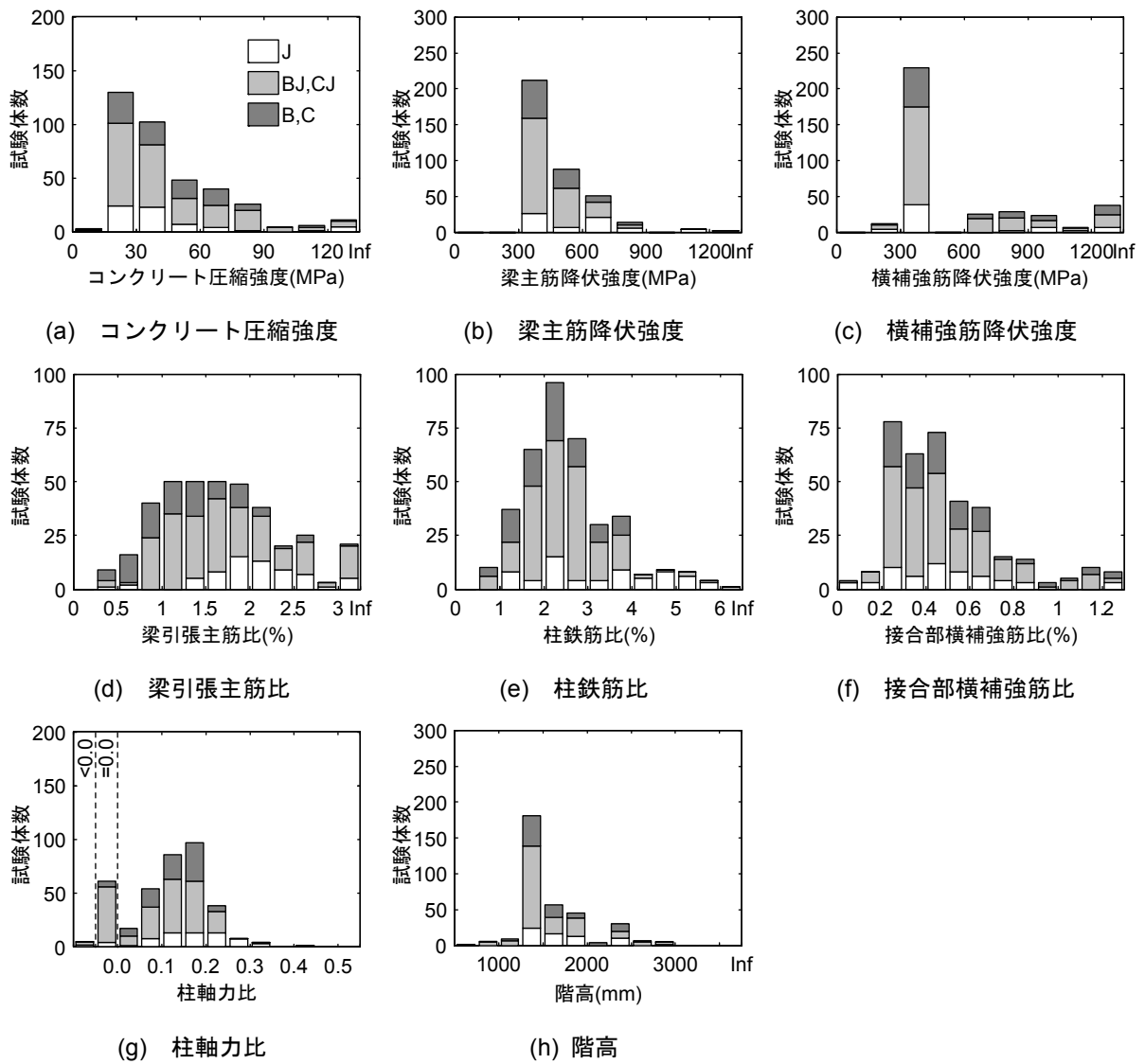


図 A 2-2 十字形接合部試験体の特性

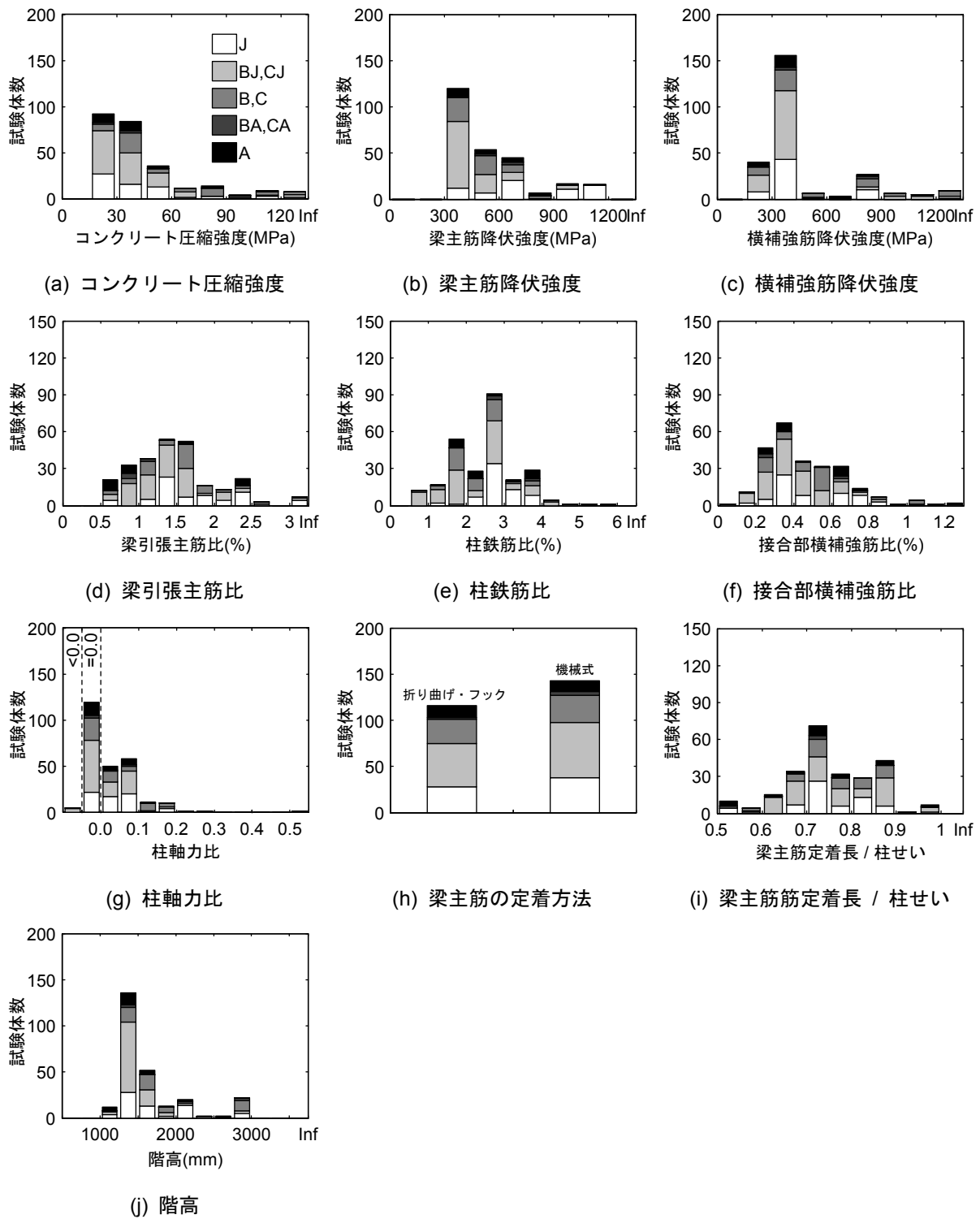
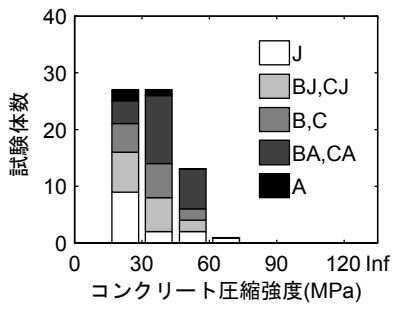
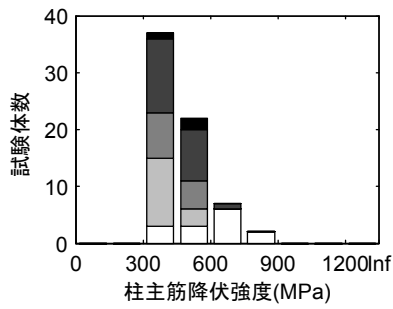


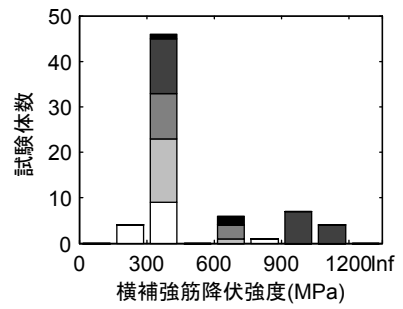
図 A2-3 ト形接合部試験体の特性



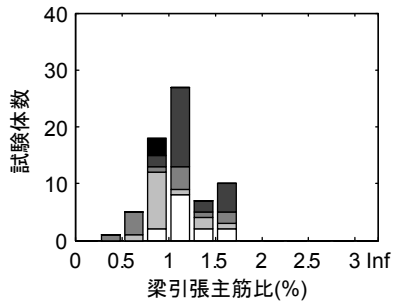
(a) コンクリート圧縮強度



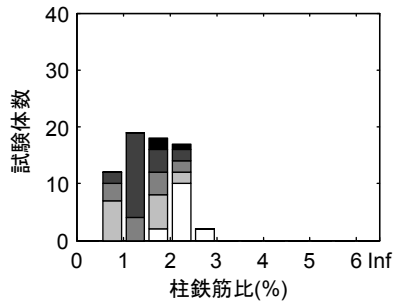
(b) 柱主筋降伏強度



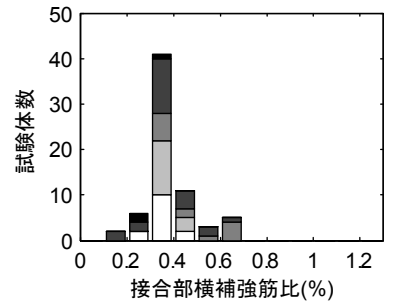
(c) 横補強筋降伏強度



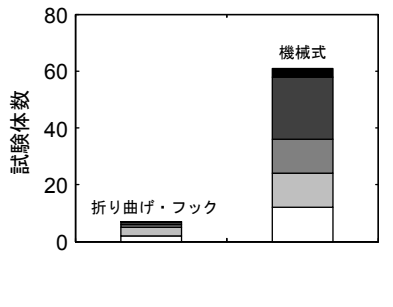
(d) 梁引張主筋比



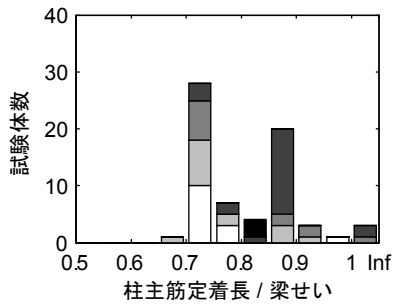
(e) 柱鉄筋比



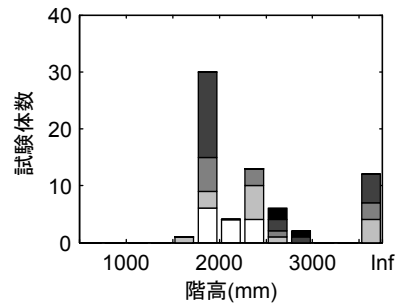
(f) 接合部横補強筋比



(g) 柱主筋の定着方法

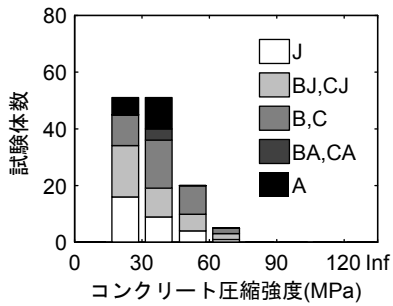


(h) 柱主筋定着長 / 梁せい

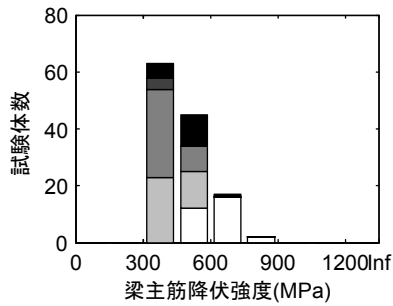


(i) 階高

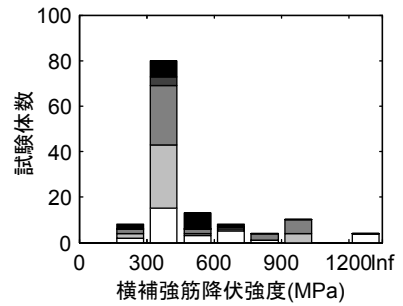
図 A 2-4 T形接合部試験体の特性



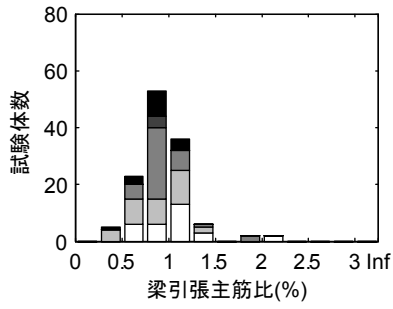
(a) コンクリート圧縮強度



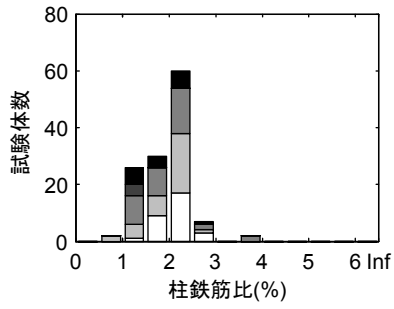
(b) 梁主筋降伏強度



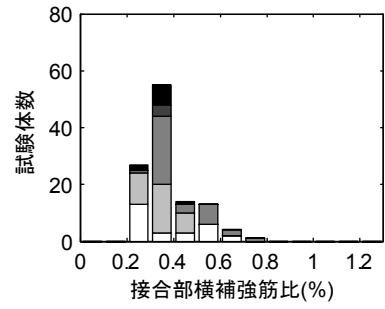
(c) 横補強筋降伏強度



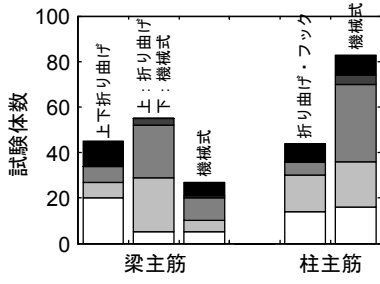
(d) 梁引張主筋比



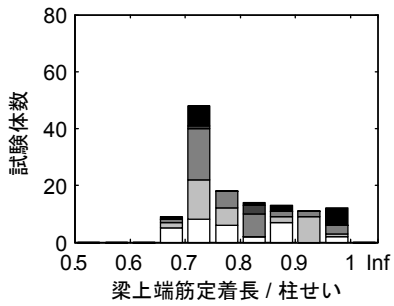
(e) 柱鉄筋比



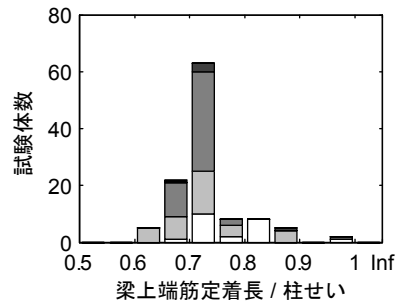
(f) 接合部横補強筋比



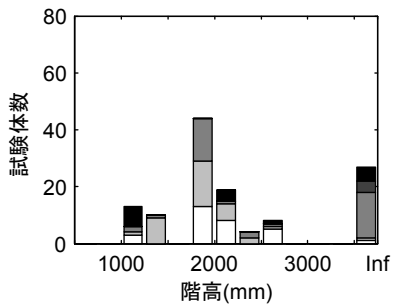
(g) 主筋の定着方法



(h) 梁上端筋定着長 / 柱せい

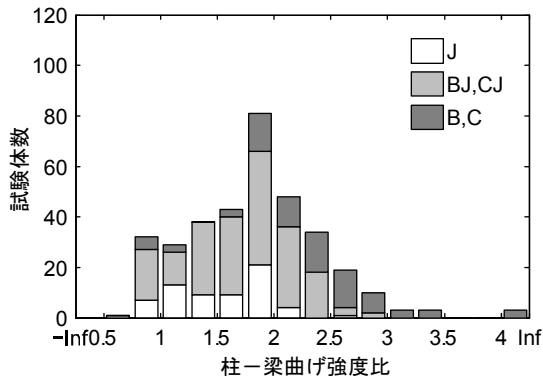


(i) 梁下端筋定着長 / 柱せい

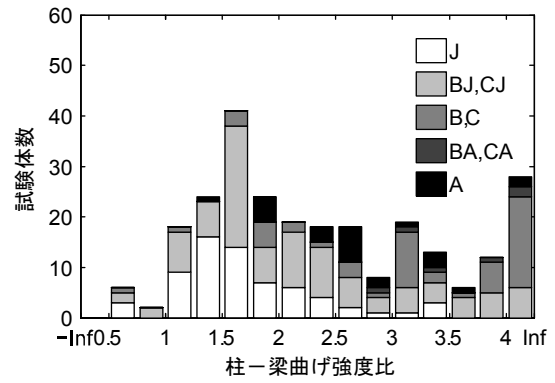


(j) 階高

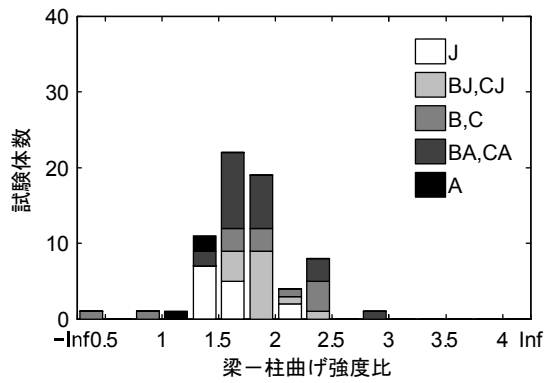
図 A 2-5 L 形接合部試験体の特性



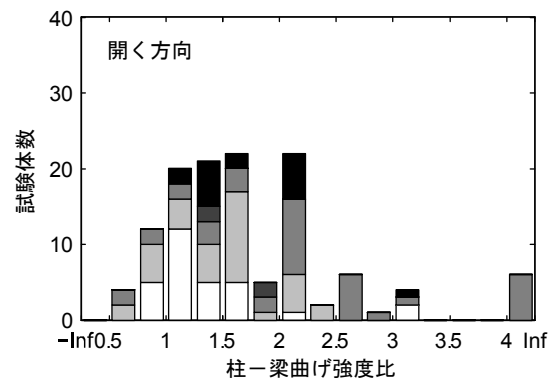
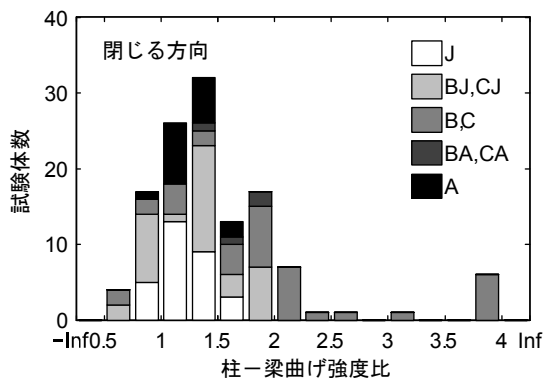
(a) 十字形接合部



(b) ト形接合部



(c) T形接合部



(d) L形接合部

図 A 2-6 試験体の柱-梁曲げ強度比

A2.3 既往の柱梁接合部の性能評価式の精度

(1) 接合部パネルの斜めひび割れ強度

日本建築学会性能評価指針[A2.2]では、柱梁接合部の斜めひび割れ（せん断ひび割れ）発生点のせん断応力度は、次に示す主応力度式で表わすことができるとされている。

$$\tau_{jc} = \sqrt{f_t^2 + f_t \cdot \sigma_0} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (\text{A2-1})$$

ここで、

f_t : コンクリートの引張強度 = $0.4\sqrt{\sigma_B}$ (N/mm²), σ_B : コンクリートの圧縮強度(N/mm²), σ_0 : 軸圧縮応力度

実験値の計算値に対する比の平均値および標準偏差を表 A 2-4 に、計算値と実験値の関係を図 A 2-7 に示す。検討対象は文献にひび割れ発生時の層せん断力もしくは梁のせん断力の記載があったものとした。ひび割れ強度の算定にあたっては、コンクリートの引張強度（割裂強度）の記載が文献中にある場合であっても、指針に従いコンクリートの圧縮強度 σ_B から引張強度を算出した。その際、コンクリートの圧縮強度 σ_B は文献中に記載された実験時のコンクリート圧縮強度の試験値とした。

実験値は、ひび割れ発生時の梁主筋の引張力を、平面保持を仮定した断面解析により求めた断面のモーメントと鉄筋の引張力の関係から推定し、接合部のせん断力を指針の定義に従って計算した。断面解析では、鉄筋の応力度－ひずみ度関係をバイリニア形とし、コンクリートの応力度－ひずみ度関係を Fafitis-Shah モデルとした。また、T 形接合部や L 形接合部では断面解析では実験時の境界条件に応じた断面のモーメントと軸力の関係を考慮した。梁主筋の強度を断面解析を用いて断面のモーメントから推定したのは、コンクリート断面に対する鉄筋量やコンクリートと鉄筋の強度の比などは試験体によりさまざまであること、L 形接合部や T 形接合部では梁であっても加力にともなう変動軸力が生じるため軸力の影響を考慮することが必要であることから、一律に応力中心間距離を仮定することは不相当であると判断したためである。

いずれの形状の場合にも実験値の計算値に対する比の平均は 1 に近いが、ばらつきは小さくない。

表 A 2-4 ひび割れ強度の評価精度

	十字形	ト形	T 形	L 形	
				閉じる	開く
試験体数	161	66	5	17	18
平均	0.91	1.07	1.22	1.15	0.97
最大	1.89	2.07	1.40	1.59	1.50
最小	0.36	0.53	0.95	0.59	0.63
標準偏差	0.28	0.31	0.17	0.32	0.20

(2) せん断終局強度

日本建築学会の靱性指針[A2.1]では、柱梁接合部のせん断終局強度 V_{ju} は次式により算定できるとされている。

$$V_{ju} = \kappa \phi F_j b_j D_j \quad (\text{N}) \quad (\text{A2-2})$$

ここで、

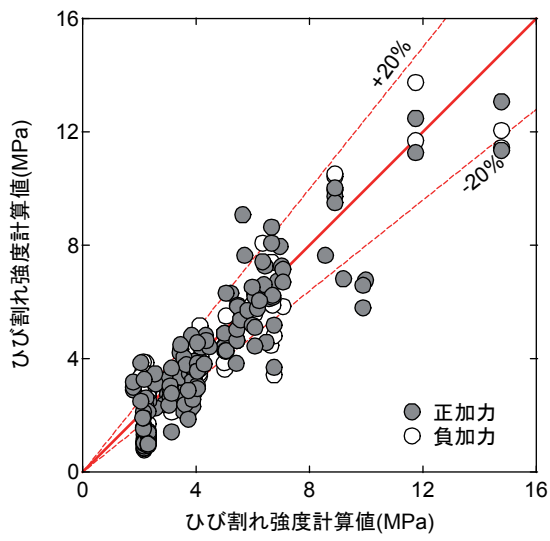
κ : 柱梁接合部の形状による係数 ($\kappa=1.0$: 十字形柱梁接合部, $\kappa=0.7$: ト形および T 形柱梁接合部, $\kappa=0.4$: L 形および Γ 形柱梁接合部), ϕ : 直交梁の有無による補正係数 ($\phi=1.0$: 両面直交梁付き柱梁接合部, $\phi=0.85$: 上記以外の柱梁接合部), F_j : 柱梁接合部のせん断強度の基準値 = $0.8\sigma_B^{0.7}$ (N/mm²), σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²), b_j : 柱梁接合部の有効幅 (mm) $b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2}$, b_b : 梁幅, b_{a1} : $b_1/2$ 又は $D_j/4$ の小さいの数値 (mm), b_{a2} : $b_2/2$ 又は $D_j/4$ の小さい方の数値 (mm), b_1, b_2 : 梁両側面から梁に平行する柱側面までの長さ (mm), D : 柱せい, 又は 90 度折曲げ筋水平投影長さ (mm)

一般に接合部せん断終局強度が梁または柱の曲げ終局時を接合部に生じるせん断力を上回ることを確認することで柱梁接合部の破壊を防止する設計が行われている。そこで、ここでは接合部せん断終局強度の梁または柱曲げ終局時の接合部せん断力に対する比 (接合部せん断余裕度) による破壊形式の判別精度を検討する。検討対象は主筋降伏後も含め主筋の定着破壊が生じた試験体は除いたものとした。

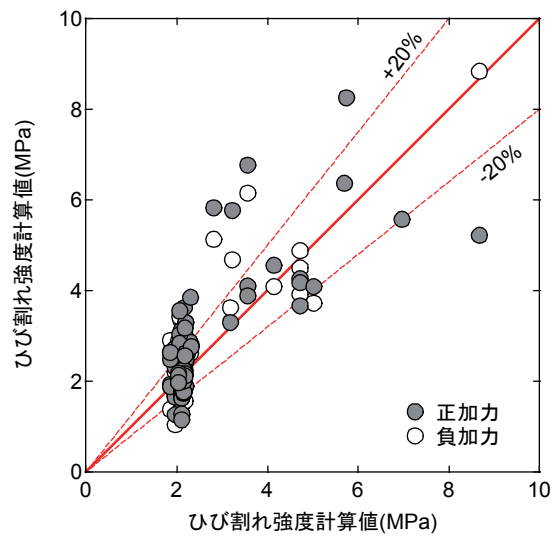
文献中に接合部せん断余裕度の記載がある場合があるが、文献に記載の材料強度等からすべて計算しなおした。その際、接合部せん断終局強度は式(A2-2)によった。梁または柱の曲げ終局時の接合部せん断力は、梁主筋の引張力を、梁曲げ降伏型試験体 (試験体の梁曲げ終局時の層せん断力が柱曲げ終局時の層せん断より小さい場合) では梁引張主筋の降伏時の引張力とし、柱曲げ降伏型試験体 (試験体の柱曲げ終局時の層せん断力が梁曲げ終局時の層せん断より小さい場合) では柱曲げ終局時の梁端モーメントを梁の有効せいの 7/8 倍で除して得られる引張主筋の引張力とした。また、柱せん断力は、柱または梁フェース位置で終局モーメントに達するものとして断面解析による梁、柱の終局モーメントをせん断力に換算して求めた。

図 A 2-8 に接合部せん断余裕度について、文献で報告されている破壊形式ごとの試験体数の分布を示す。試験体の諸元から求めた接合部せん断余裕度の度数分布を破壊形式別に示す。形状にもよるが、主筋降伏前の接合部破壊 (J 型) と報告されている試験体のうち、接合部せん断余裕度が 1 以上であった試験体はせいぜい J 型の試験体のうち 10% 程度であり、おおむね終局時の接合部せん断力をせん断強度以下とすることで主筋降伏前の接合部破壊を防止できることがわかる。一方、接合部せん断余裕度 1 以上であって、60% 程度は柱梁接合部の損傷が大きい (J 型破壊または BJ 型破壊) と報告されており、接合部せん断余裕度を確保するだけでは必ずしも柱梁接合部の損傷を抑制できないことがわかる。

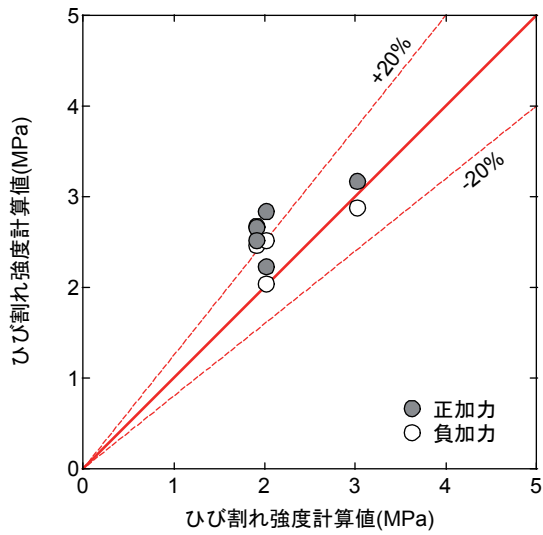
また、図 A 2-9 に接合部せん断余裕度と部分架構の終局強度の関係を示す。図の縦軸の実験値は実験における最大層せん断力を梁または柱の曲げ終局時の層せん断力計算値の小さい方で除して示してある。したがって、図中の破線が設計で期待される架構の強度になる。接合部せん断破壊は生じないとされる接合部せん断余裕度 1 以上の試験体であっても最大耐力の実験値が梁曲げ終局強度時計算値、柱曲げ終局強度時計算値のいずれにも達していない試験体があり、その試験体数は接合部せん断余裕度 1 以上の試験体のうち、十字形接合部では 22%、ト形接合部の在来工法の試験体では 15%、機械式定着では 32% であった。



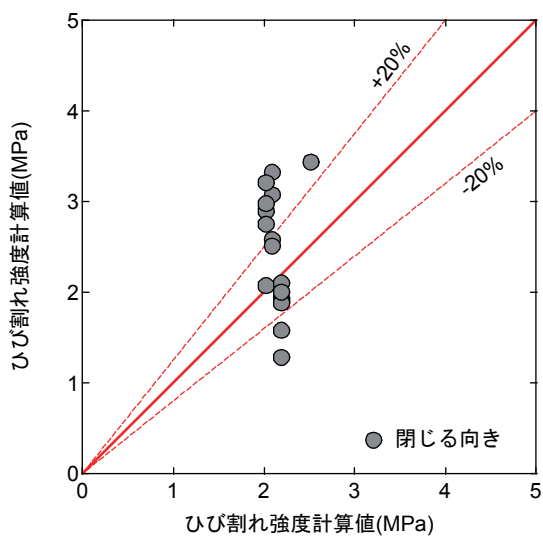
(a) 十字形試験体



(b) T形試験体



(c) T形試験体



(d) L形試験体

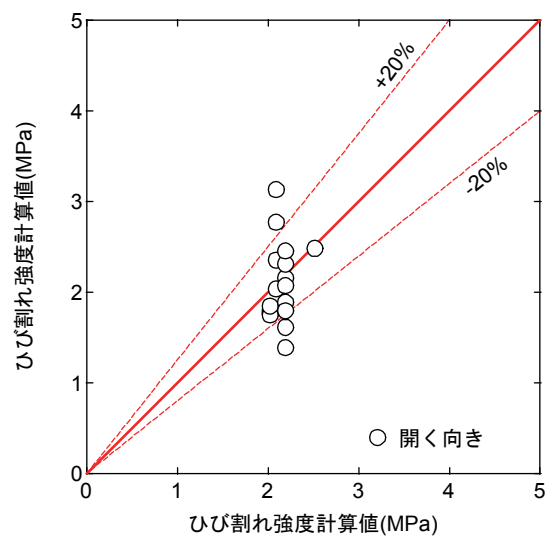
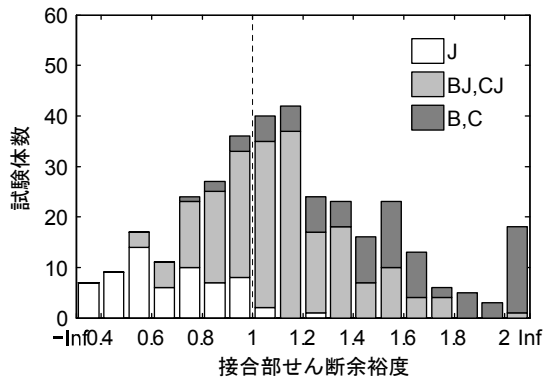
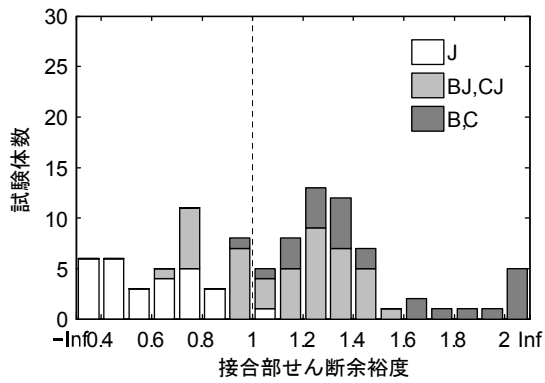


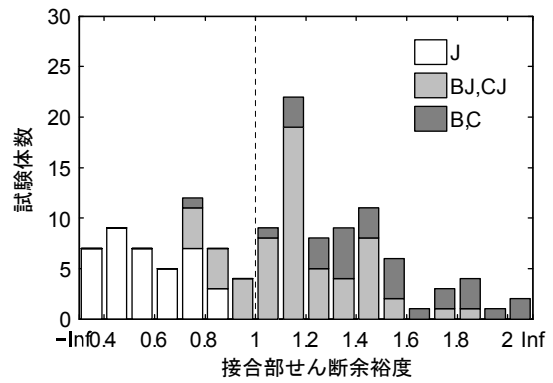
図 A 2-7 ひび割れ強度の実験値と計算値



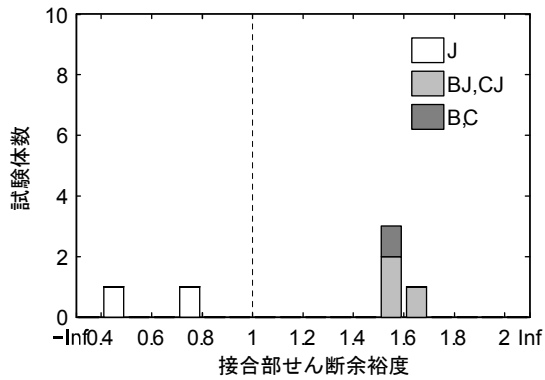
(a) 十字形接合部



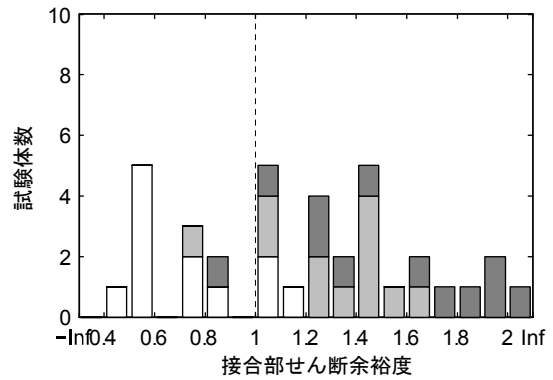
(b-1) T形接合部 (在来工法)



(b-) T形接合部 (機械式定着)

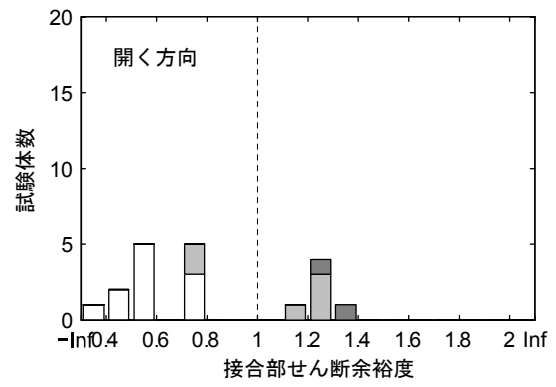
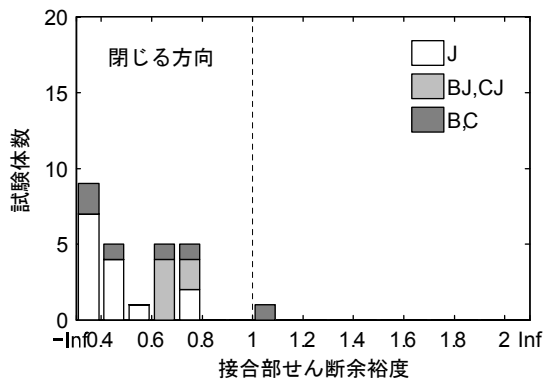


(c-1) T形接合部 (在来工法)

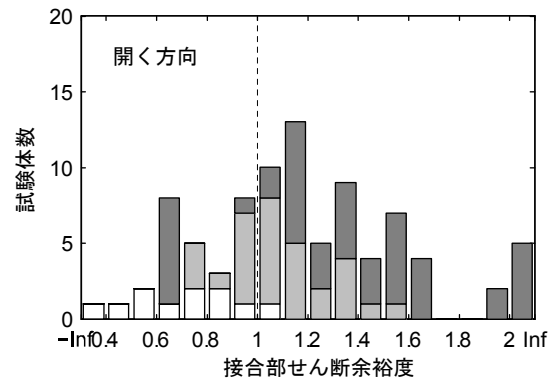
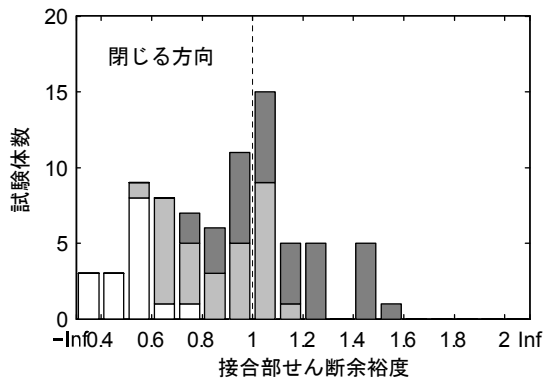


(c-1) T形接合部 (機械式定着)

図 A 2-8 接合部せん断余裕度と破壊形式

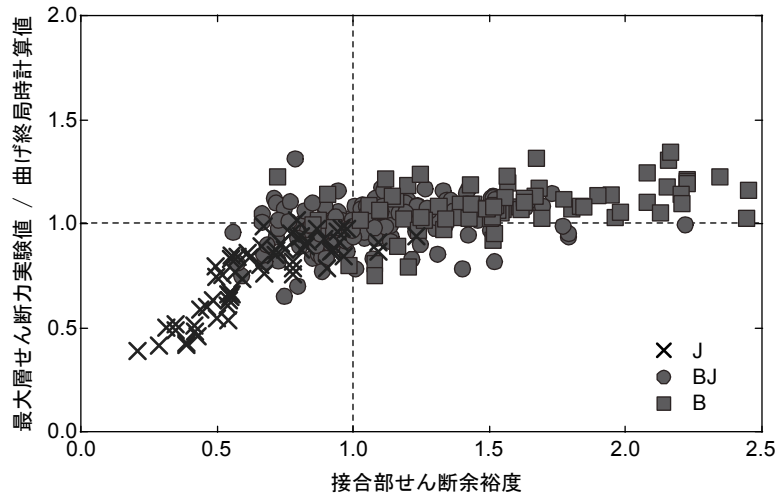


(d-1) T形接合部 (在来工法)

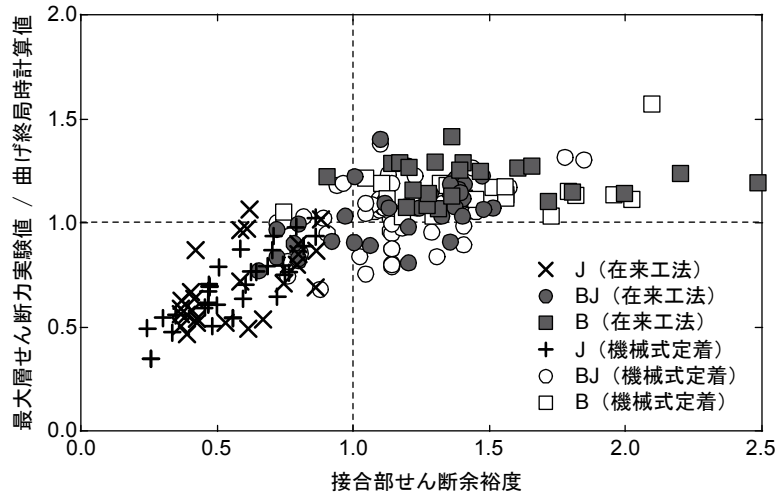


(d-2) T形接合部 (機械式定着)

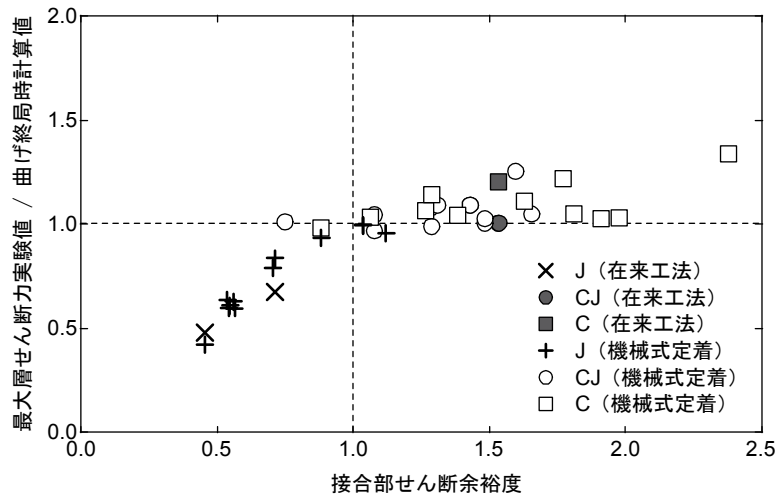
図 A 2-8 接合部せん断余裕度と破壊形式 (つづき)



(a) 十字形接合部

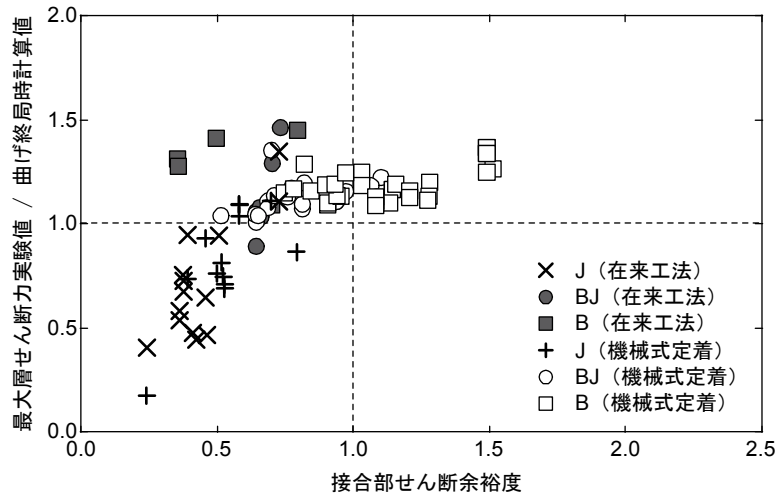


(b) T形接合部

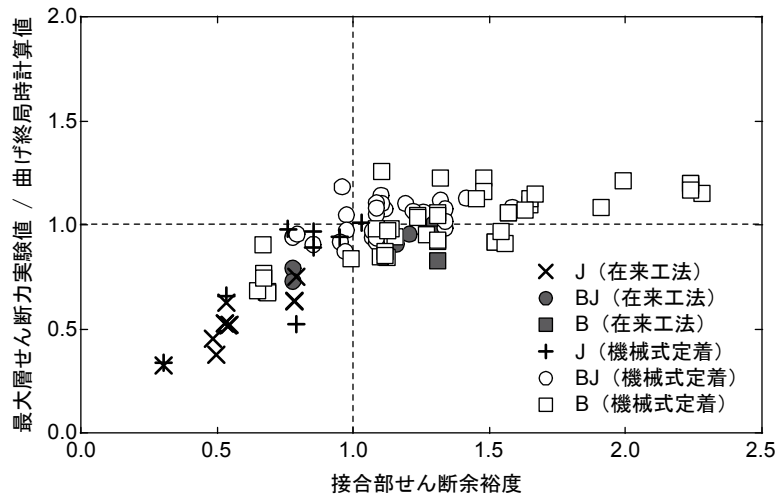


(c) T形接合部

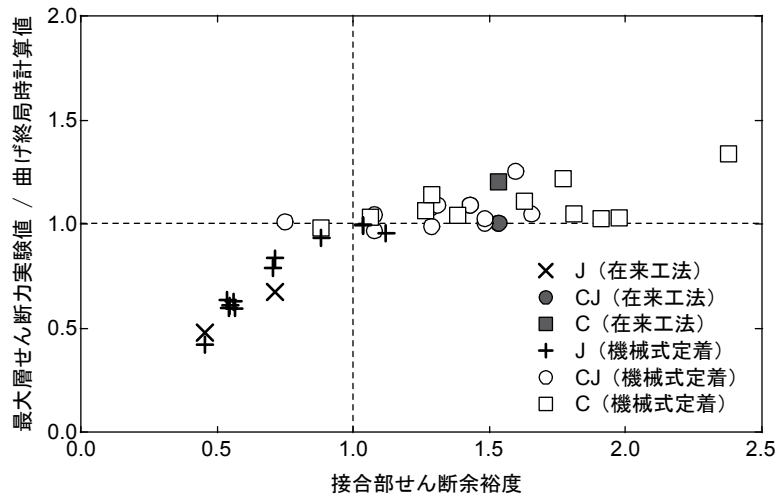
図 A 2-9 接合部せん断余裕度と最大耐力



(d) (L形接合部 閉じる方向)



(e) (L形接合部 開く方向)



(c) T形接合部

図 A 2-9 接合部せん断余裕度と最大耐力 (つづき)

引用文献

[A2.1] 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

[A2.2] 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

試験体の引用文献

文献 番号	引用試験体数			
	十字形	ト形	T形	L形
[A2.a1]				2
[A2.a2]			1	
[A2.a3]	1			
[A2.a4]		6		
[A2.a5]	4			
[A2.a6]	6			
[A2.a7]		16		
[A2.a8]	2			
[A2.a9]	2			
[A2.a10]		10		
[A2.a11]	1			
[A2.a12]		5		
[A2.a13]	1	1		
[A2.a14]	3			
[A2.a15]				5
[A2.a16]	6			
[A2.a17]	2			
[A2.a18]	4			
[A2.a19]		18		
[A2.a20]	8			
[A2.a21]	2			
[A2.a22]		7		
[A2.a23]	7			
[A2.a24]			1	
[A2.a25]	4			
[A2.a26]	5			
[A2.a27]		4		
[A2.a28]	5			
[A2.a29]		4		
[A2.a30]	3			
[A2.a31]		2		
[A2.a32]	4	4		
[A2.a33]		1		
[A2.a34]	1			
[A2.a35]		4		

文献 番号	引用試験体数			
	十字形	ト形	T形	L形
[A2.a36]	6			
[A2.a37]	2			
[A2.a38]	3			
[A2.a39]	1			
[A2.a40]	2			
[A2.a41]	2			
[A2.a42]	1			
[A2.a43]		5		
[A2.a44]	4			
[A2.a45]	2			
[A2.a46]	1			
[A2.a47]	2			
[A2.a48]	4			
[A2.a49]	9			
[A2.a50]	1	1		
[A2.a51]	5			
[A2.a52]	9			
[A2.a53]	2			
[A2.a54]	1			
[A2.a55]	8			
[A2.a56]		6		
[A2.a57]	4			
[A2.a58]	2	2		
[A2.a59]		4		
[A2.a60]	6			
[A2.a61]	1			
[A2.a62]	2			
[A2.a63]		2		
[A2.a64]		2		
[A2.a65]	1			
[A2.a66]	3			
[A2.a67]	4			
[A2.a68]	2	1		
[A2.a69]			2	2
[A2.a70]	6			

文献 番号	引用試験体数			
	十字形	卜形	T形	L形
[A2.a71]	3			
[A2.a72]	5			
[A2.a73]		3		
[A2.a74]		4		
[A2.a75]			2	
[A2.a76]		3		
[A2.a77]		2		
[A2.a78]	1	1		
[A2.a79]	4			
[A2.a80]	1	1		
[A2.a81]		4		
[A2.a82]	1			
[A2.a83]	8			
[A2.a84]	4			
[A2.a85]		6		
[A2.a86]		5		
[A2.a87]				4
[A2.a88]	2			
[A2.a89]		2	2	5
[A2.a90]				8
[A2.a91]			2	4
[A2.a92]		2		
[A2.a93]	3			
[A2.a94]	1			
[A2.a95]			2	2
[A2.a96]			4	
[A2.a97]	3			
[A2.a98]	3			
[A2.a99]	5			
[A2.a100]	6			
[A2.a101]	2			
[A2.a102]	3			
[A2.a103]		3		
[A2.a104]		2		
[A2.a105]		4	1	1
[A2.a106]			4	
[A2.a107]	1			
[A2.a108]	1			
[A2.a109]	1			
[A2.a110]				4
[A2.a111]	1			
[A2.a112]			4	
[A2.a113]			4	4

文献 番号	引用試験体数			
	十字形	卜形	T形	L形
[A2.a114]	5			
[A2.a115]	2			
[A2.a116]		11		
[A2.a117]		7		
[A2.a118]			9	
[A2.a119]				11
[A2.a120]		2		
[A2.a121]				6
[A2.a122]	6			
[A2.a123]		7		
[A2.a124]	1			
[A2.a125]			5	
[A2.a126]		3		
[A2.a127]	3			
[A2.a128]		5		
[A2.a129]	2			
[A2.a130]		1		
[A2.a131]	2			
[A2.a132]		5		
[A2.a133]	3			
[A2.a134]	2			
[A2.a135]			4	
[A2.a136]	6	2		
[A2.a137]	4			
[A2.a138]	3			
[A2.a139]	3			
[A2.a140]	1			
[A2.a141]	1			
[A2.a142]		8		
[A2.a143]	2	3		1
[A2.a144]	1			
[A2.a145]	1			
[A2.a146]		6		
[A2.a147]	1			
[A2.a148]	1			
[A2.a149]	2	2		
[A2.a150]	2	1		
[A2.a151]			1	1
[A2.a152]				4
[A2.a153]			5	
[A2.a154]	2	1		
[A2.a155]	6			
[A2.a156]			2	2

文献 番号	引用試験体数			
	十字形	卜形	T形	L形
[A2.a157]	1	1		
[A2.a158]			6	6
[A2.a159]			7	
[A2.a160]				7
[A2.a161]	1			
[A2.a162]	26			
[A2.a163]		3		
[A2.a164]	2			
[A2.a165]		4		
[A2.a166]	6			
[A2.a167]	2			
[A2.a168]	4			
[A2.a169]	7			
[A2.a170]	1			
[A2.a171]	1			
[A2.a172]	1			
[A2.a173]				8
[A2.a174]		1		
[A2.a175]		1		
[A2.a176]		6		
[A2.a177]		2		
[A2.a178]				3
[A2.a179]	5			
[A2.a180]	4			
[A2.a181]	7			
[A2.a182]				6
[A2.a183]				5
[A2.a184]			4	
[A2.a185]	2			
[A2.a186]	4			
[A2.a187]	2			
[A2.a188]		1		
[A2.a189]	1			
[A2.a190]	1			
[A2.a191]	2			
[A2.a192]				8
[A2.a193]				5
[A2.a194]		4		
[A2.a195]	2			
[A2.a196]	1			
[A2.a197]				5
[A2.a198]		3		
[A2.a199]				9

文献 番号	引用試験体数			
	十字形	卜形	T形	L形
[A2.a200]	1			
[A2.a201]				10
[A2.a202]				3
[A2.a203]				2
[A2.a204]		28		
[A2.a205]		1		
[A2.a206]	2			
[A2.a207]	1			

- [A2.a1] 若林実他：L字形およびT字形骨組で構成される鉄筋コンクリート柱はり接合部の応力伝達機構に関する一実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.1801-1802，1977.10
- [A2.a2] 素木三郎他：RC フレームの梁主筋定着形式と弾塑性挙動に関する実験的研究(その2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.1467-1468，1981.9
- [A2.a3] 中村信行他：繰返し加力を受けるSFRC造柱梁接合部の耐力・変形性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.4，pp.445-448，1982.6
- [A2.a4] 山崎章他：太径ねじ鉄筋D51(SD40)の機械的定着法に関する実験研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.5，pp.413-416，1983.6
- [A2.a5] 林静雄他：柱はり切望部内に通し背筋されたはり主筋の付着に関する実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.5，pp.421-424，1983.6
- [A2.a6] 小林裕他：鉄筋コンクリート造柱-梁接合部の実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.6，pp.653-656，1984.7
- [A2.a7] 金田和浩他：外端柱・梁接合部におけるせん断破壊と定着破壊の相関，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.6，pp.665-668，1984.7
- [A2.a8] 石橋一彦他：機械式鉄筋継手を有するはり・柱接合部の実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.7，pp.601-604，1985.6
- [A2.a9] 北山和宏他：梁主筋の付着をよくした柱梁接合部の耐震性能，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.7，pp.605-608，1985.6
- [A2.a10] 金田和浩他：交番荷重下のRC外部柱・梁接合部の挙動に与える接合部補強の効果，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.7，pp.613-616，1985.6
- [A2.a11] 城攻他：梁の塑性ヒンジ発生域制御によるRC骨組の復元力特性改善，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.8，pp.629-632，1986.6
- [A2.a12] 森田司郎他：RC外部柱・梁接合部の耐力と変形性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.9，No.2，pp.175-180，1987.6
- [A2.a13] 藤井栄他：二方向載荷をうけるRC外部柱・梁接合部の挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.9，No.2，pp.181-186，1987.6
- [A2.a14] 後藤康明他：RC内部柱梁接合部とその周辺の補強効果について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.9，No.2，pp.187-192，1987.6
- [A2.a15] Virach RUNGROJSARATIS 他：A STUDY OF ULTIMATE STRENGTH OF REINFORCEMENT CONCRETE CORNER CONNECTION JOINTS SUBJECTED TO NEGATIVE MOMENT，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.9，No.2，pp.687-692，1987.6
- [A2.a16] 渡辺一弘他：鉄筋コンクリート内部柱・梁接合部の耐力と変形性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.10，No.3，pp.497-500，1988.6
- [A2.a17] 上村智彦他：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部の破壊性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.10，No.3，pp.519-524，1988.6
- [A2.a18] 藤原幹弘他：2方向地震力を受ける立体柱梁接合部の弾塑性性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.10，No.3，pp.525-530，1988.6
- [A2.a19] 角徹三他：鉄筋コンクリート柱・はり外部接合部を含む架構の靱性評価，日本建築学会構造系論文報告集，No.401，pp.87-96，1989.7
- [A2.a20] 木村秀樹他：高強度コンクリートを用いた柱・梁接合部の実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.11，No.2，pp.525-530，1989.6
- [A2.a21] 北山和宏他：高せん断力を受ける鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部の挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.11，No.2，pp.531-536，1989.6
- [A2.a22] 城攻他：RC外部柱梁接合部のせん断抵抗性状に及ぼす接合部補強筋等の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.11，No.2，pp.537-542，1989.6

- [A2.a23] 後藤康明他：RC 十字形柱はり接合部のせん断抵抗性状に対するせん断補強筋の効果について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 11，No. 2，pp. 543-548，1989.6
- [A2.a24] 佐野友治他：鉄筋コンクリート屋上階柱はり接合部(T 形接合部)の挙動，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，構造 II，pp. 477-478，1989.9
- [A2.a25] 河口俊朗他：高強度鉄筋と高強度コンクリートを用いた柱・はり接合部の実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 12，No. 2，pp. 627-632，1990.6
- [A2.a26] 寺岡勝他：高強度コンクリートを用いた RC 内柱・梁接合部の強度と変形性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 12，No. 2，pp. 633-638，1990.6
- [A2.a27] 城攻他：高強度コンクリートを用いた外部柱梁接合部の剪断抵抗性状について，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 12，No. 2，pp. 639-644，1990.6
- [A2.a28] 菊田繁美他：高配筋梁を用いた柱梁部分架構の実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 12，No. 2，pp. 645-650，1990.6
- [A2.a29] 林和也他：RC 造外部柱・梁接合部内折り曲げ梁主筋の定着補強に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 12，No. 2，pp. 657-662，1990.6
- [A2.a30] 石川祐次他：鉄筋コンクリート内部梁・柱接合部のせん断耐力に関する実験研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 12，No. 2，pp. 669-674，1990.6
- [A2.a31] 角徹三他：RC 柱はり外部接合部の挙動に与える載荷履歴の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 12，No. 2，pp. 685-690，1990.6
- [A2.a32] 藤井栄他：鉄筋コンクリート内部梁、外部接合部の性状の比較，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 12，No. 2，pp. 691-696，1990.6
- [A2.a33] 西山峰広他：プレストレストコンクリート梁柱ト型骨組の履歴復元力特性と接合部せん断性状に関する実験研究，日本建築学会構造系論文報告集，No. 429，pp. 31-40，1991.11
- [A2.a34] JuanJoseCASTRO 他：SEISMIC BEHAVIOR OF HALF PRECAST BEAM-COLUMN JOINTS，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 13，No. 2，pp. 1069-1074，1991.6
- [A2.a35] 角徹三他：高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート柱・はり外部接合部のせん断抵抗性状に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 13，No. 2，pp. 469-474，1991.6
- [A2.a36] 柏崎隆志他：超高強度鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部のせん断性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 13，No. 2，pp. 475-478，1991.6
- [A2.a37] 李祥浩他：高強度材料を用いた RC 内柱梁接合部における梁主筋の定着性能，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 13，No. 2，pp. 495-500，1991.6
- [A2.a38] 林和也他：梁芯が柱芯に偏芯接合した内部柱・梁接合部に関する実験研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 13，No. 2，pp. 507-512，1991.6
- [A2.a39] 遠藤芳雄他：軽量コンクリートを用いた RC 柱・梁接合部の耐震性能，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 13，No. 2，pp. 513-518，1991.6
- [A2.a40] 角彰他：SRC 造および RC 造柱・梁接合部に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 13，No. 2，pp. 531-536，1991.6
- [A2.a41] 菊田繁美他：柱梁接合部の付着劣化性状に関する実験研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 14，No. 2，pp. 369-372，1992.5
- [A2.a42] 李祥浩他：高強度 RC 造内柱・梁接合部のせん断強度，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 14，No. 2，pp. 379-384，1992.5
- [A2.a43] 城攻他：高強度材料を用いた RC 外部柱梁接合部の剪断抵抗性能，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 14，No. 2，pp. 391-396，1992.5
- [A2.a44] 柏崎隆志他：超高強度鉄筋コンクリート造内柱・梁接合部の梁主筋付着性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 14，No. 2，pp. 397-400，1992.5

- [A2.a45] 早川幸孝他：高強度鉄筋コンクリート造柱－はり接合部の静・動的加力実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 14，No. 2，pp. 437-440，1992.5
- [A2.a46] 山田守他：連続繊維を梁主筋とした柱梁内部接合部の挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 14，No. 2，pp. 619-624，1992.5
- [A2.a47] 和泉信之他：はり主筋の定着形式が異なる RC 壁柱・はり接合部に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文報告集，No. 448，pp. 101-110，1993.6
- [A2.a48] 市川昌和他：プレキャスト十字型柱・はり接合部の変形能と強度に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文報告集，No. 453，pp. 131-140，1993.11
- [A2.a49] 竹崎真一他：高強度材料を用いた RC 内柱・梁接合部の耐震性能に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 15，No. 2，pp. 21-26，1993.6
- [A2.a50] 麻生直木他：高強度コンクリート(Fc600)、高強度主筋(SD490)を用いた柱・梁接合部の力学性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 15，No. 2，pp. 553-558，1993.6
- [A2.a51] 角彰他：RC 造内部柱－梁接合部の変形特性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 15，No. 2，pp. 559-564，1993.6
- [A2.a52] 林和也他：高強度材料を用いた RC 内柱梁接合部の主筋付着性状と復元力特性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 15，No. 2，pp. 583-588，1993.6
- [A2.a53] 大久保全陸他：スリーブ接合によるプレキャスト鉄筋コンクリート梁柱接合部の弾塑性性状に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 15，No. 2，pp. 689-694，1993.6
- [A2.a54] 三瓶昭彦他：プレキャスト鉄筋コンクリート造梁下端筋の柱・梁接合部への定着方法に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 15，No. 2，pp. 695-700，1993.6
- [A2.a55] カストロ ホワン ホセ他：プレキャストコンクリートの柱梁接合部の耐震性状に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No. 455，pp. 113-126，1994.6
- [A2.a56] 宮崎史他：接合部にはり主筋を機械式定着した部分架構の強度と靱性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 16，No. 2，pp. 717-722，1994.6
- [A2.a57] Juan J. Castro 他：Seismic Behavior of Precast Beam-Column Joints with Eccentricity，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 16，No. 2，pp. 829-834，1994.6
- [A2.a58] 金田和浩他：SD490 を用いた RC 柱梁接合部のせん断強度と定着性能，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 17，No. 2，pp. 309-314，1995.6
- [A2.a59] 窪田敏行他：はり主筋を機械式定着した外柱・はり接合部の破壊性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 17，No. 2，pp. 1189-1194，1995.6
- [A2.a60] 田畑健他：高強度材料を用いた RC 柱梁接合部の補修に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 42B，pp. 149-160，1996.3
- [A2.a61] 深澤協三他：高せん断力を受ける RC 造立体内柱はり接合部に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 42B，pp. 161-168，1996.3
- [A2.a62] 姜柱他：RC 骨組内の柱・梁接合部の入力せん断力と梁通し筋の付着に関する研究，構造工学論文集，Vol. 42B，pp. 169-179，1996.3
- [A2.a63] 石田健吾他：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報告集，Vol. 18，No. 2，pp. 953-958，1996.6
- [A2.a64] 奥田明久他：機械式定着法を用いた鉄筋コンクリート造ト型柱梁接合部の動的な定着性状に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 18，No. 2，pp. 971-976，1996.6
- [A2.a65] 大久保全陸他：梁端下端筋限定曲げ降伏機構を有する梁柱部分骨組の水平加力時挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 19，No. 2，pp. 867-872，1997.6
- [A2.a66] 吉野正弘他：梁曲げ降伏後に接合部破壊する RC 造内部梁・柱接合部の力学的挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 19，No. 2，pp. 987-992，1997.6

- [A2.a67] 小田稔他：高強度鉄筋コンクリート造中柱梁接合部の梁主筋の付着性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 19, No. 2, pp. 993-998, 1997.6
- [A2.a68] 川合拓他：高強度材料を用いた RC 柱梁接合部の力学的性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 19, No. 2, pp. 1011-1016, 1997.6
- [A2.a69] 下中裕史他：鉄筋コンクリート T 字型、L 字型柱・梁接合部のせん断耐力，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 19, No. 2, pp. 1023-1028, 1997.6
- [A2.a70] 後藤康明他：RC 骨組の内部柱梁接合部における梁主筋定着と破壊性状の関係，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 20, No. 3, pp. 505-510, 1998.6
- [A2.a71] 立石眞男他：柱梁接合部における梁曲げ降伏後の破壊形式に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 20, No. 3, pp. 517-522, 1998.6
- [A2.a72] 武田信治他：鉄筋コンクリート造内部梁・柱接合部の補強筋の力学的挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 20, No. 3, pp. 541-546, 1998.6
- [A2.a73] 中西三和他：鉄筋コンクリート造ト型柱梁接合部の力学的性状に及ぼす載荷速度の影響に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 20, No. 3, pp. 553-558, 1998.6
- [A2.a74] 村上雅英他：ト型骨組試験によるはり主筋を機械式定着した接合部の破壊性状，コンクリート工学論文集，Vol. 9, No. 1, pp. 1-9, 1998.1
- [A2.a75] 宮内靖昌他：柱主筋を圧接コブ定着とした RC 架構の力学性状に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 21, No. 3, pp. 313-318, 1999.6
- [A2.a76] 山田高史他：変動軸力を受ける鉄筋コンクリート造外柱梁接合部の力学的性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 21, No. 3, pp. 637-642, 1999.6
- [A2.a77] 濱田真他：引張軸力を受ける RC 外部柱梁接合部に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 21, No. 3, pp. 667-672, 1999.6
- [A2.a78] 立石眞男他：柱梁接合部の破壊形式と補強方法の有効性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 21, No. 3, pp. 673-678, 1999.6
- [A2.a79] 森田真司他：RC 内柱梁接合部のせん断強度に及ぼす梁主筋付着と柱軸力の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 21, No. 3, pp. 679-684, 1999.6
- [A2.a80] 楊成旭他：プレレストコンクリート柱梁接合部のせん断抵抗機構に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 21, No. 3, pp. 685-690, 1999.6
- [A2.a81] 木村秀樹他：梁主筋端部に鉄筋こぶ定着を用いた高強度コンクリート外部柱・梁接合部の力学性状に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 21, No. 3, pp. 691-696, 1999.6
- [A2.a82] Safaa ZAID 他：TEST OF NEW REINFORCING DETAIL FOR REINFORCED CONCRETE INTERIOR BEAM-COLUMN JOINT, 構造工学論文集，Vol. 46B, pp. 561-569, 2000.3
- [A2.a83] 中野智晴他：壁梁が柱に偏心して取り付く場合の RC 接合部の力学的挙動，構造工学論文集，Vol. 46B, pp. 571-582, 2000.3
- [A2.a84] 高崎雄太他：梁曲げ降伏する鉄筋コンクリート造内部梁・柱接合部の補強筋の挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 22, No. 3, pp. 691-696, 2000.6
- [A2.a85] 川勝康志郎他：梁主筋を機械式定着した外部柱・梁接合部のせん断性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 22, No. 3, pp. 703-708, 2000.6
- [A2.a86] 柴田浩二他：機械式に定着された外柱梁接合部の構造性能に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 22, No. 3, pp. 1231-1236, 2000.6
- [A2.a87] 田畑卓他：鉄筋コンクリート造 L 形柱梁接合部のせん断性状に及ぼす主筋定着の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，C, 構造 II, pp. 823-824, 2000.7
- [A2.a88] 石田健吾他：鉄筋コンクリート十字型柱梁接合部の実大実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 23, No. 3, pp. 343-348, 2001.6

- [A2.a89] 田畑卓他：RC 造ト・T・L 形柱梁接合部のせん断および定着性状，コンクリート工学年次論文集，Vol. 23，No. 3，pp. 373-378，2001.6
- [A2.a90] 青田晃治他：最上階柱梁接合部におけるプレート定着工法に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 23，No. 3，pp. 391-396，2001.6
- [A2.a91] 雀建宇他：L 字形及び T 字形接合部のせん断耐力に及ぼす接合部の配筋ディテールの影響，コンクリート工学年次論文集，Vol. 23，No. 3，pp. 397-402，2001.6
- [A2.a92] サトウ アフォンソ トシイチ他：梁にプレストレスのある RC 外部柱梁接合部のせん断抵抗機構，コンクリート工学年次論文集，Vol. 23，No. 3，pp. 409-414，2001.6
- [A2.a93] 石川裕次他：梁主筋に高強度鉄筋(USD685)を用いた柱・梁接合部の力学性状，コンクリート工学年次論文集，Vol. 23，No. 3，pp. 415-420，2001.6
- [A2.a94] 増田安彦他：外殻プレキャストを用いた梁と RC 柱の接合部の力学性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 23，No. 3，pp. 655-660，2001.6
- [A2.a95] 大和田義正他：機械式定着金物を柱頭柱主筋の定着に使用した L 字形、T 字形接合部の耐力と変形性能－機械式定着工法の構造性能に関する研究 (No.12)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 257-258，2001.9
- [A2.a96] 成瀬忠他：柱主筋のプレート定着工法に関する研究 (その 3) T 型架構実験の概要と結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 261-262，2001.9
- [A2.a97] 工藤祐也他：配筋の異なる RC 造柱・梁接合部の耐震性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 24，No. 2，pp. 349-354，2002.6
- [A2.a98] 黒澤亮太郎他：RC 造偏心柱梁接合部の耐震性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 24，No. 2，pp. 361-366，2002.6
- [A2.a99] 山崎慎介他：偏心を有する RC 内部柱梁接合部における接合部せん断入力量と破壊形式の関係，コンクリート工学年次論文集，Vol. 24，No. 2，pp. 379-384，2002.6
- [A2.a100] 松本聡裕他：梁が柱に偏心接合する場合の内部梁・柱接合部の力学的挙動，コンクリート工学年次論文集，Vol. 24，No. 2，pp. 385-390，2002.6
- [A2.a101] 鈴木武文他：十字形内柱・梁接合部の補強方法に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 24，No. 2，pp. 403-408，2002.6
- [A2.a102] 細矢博他：柱主筋位置が柱梁接合部の構造性能に与える影響，コンクリート工学年次論文集，Vol. 24，No. 2，pp. 427-432，2002.6
- [A2.a103] サトウ アフォンソ トシイチ他：梁主筋降伏後に接合部せん断破壊した RC 外部柱梁接合部の実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 24，No. 2，pp. 439-444，2002.6
- [A2.a104] 小島陽一他：変動軸力を受ける鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の定着法に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 24，No. 2，pp. 445-450，2002.6
- [A2.a105] 中澤春生他：主筋を機械式定着した鉄筋コンクリート造柱梁接合部の構造性能に関する実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 24，No. 2，pp. 847-852，2002.6
- [A2.a106] 沼田卓也他：機械式定着金物を柱頭柱主筋の定着に使用した T 字形接合部の耐力と変形性能－機械式定着工法の構造性能に関する研究 (No.13)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 555-556，2002.8
- [A2.a107] 森田真司他：主筋付着性能を向上させた RC 造内柱・梁接合部のせん断性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 457-462，2003.7
- [A2.a108] 高谷真次他：柱梁接合部内機械式継手の付着性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 463-468，2003.7
- [A2.a109] 近藤龍哉他：新しい配筋方法による RC 造柱梁接合部のせん断耐力に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 469-474，2003.7
- [A2.a110] 岡野裕他：RC 造 L 字形柱梁接合部の破壊性状と補強効果に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 475-480，2003.7

- [A2.a111] 石橋一彦他：梁が曲げ降伏する内柱・梁接合部の破壊を抑制する斜補強筋の効果，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 481-486，2003.7
- [A2.a112] 沼田卓也他：機械式定着工法を用いた T 字形接合部の耐力と変形性能，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 487-492，2003.7
- [A2.a113] 井上寿也他：機械式定着工法による曲げ降伏先行型・L 形および T 形 RC 造部分架構の終局耐力と変形性能，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 499-504，2003.7
- [A2.a114] 辻哲郎他：偏心を有する RC 造内柱梁接合部のせん断破壊性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 529-534，2003.7
- [A2.a115] 東川敬子他：梁が柱に偏心して接続する RC 造十字型柱梁接合部の実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 541-546，2003.7
- [A2.a116] 鬼海正臣他：機械式に定着された外柱梁接合部の構造性能に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 907-912，2003.7
- [A2.a117] 竹内博幸他：円形定着板により機械式定着されたト形接合部に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 913-918，2003.7
- [A2.a118] 石渡康弘他：円形定着板により機械式定着された T 形接合部に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 919-924，2003.7
- [A2.a119] 中村一彦他：円形定着板により機械式定着された L 形接合部に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 925-930，2003.7
- [A2.a120] 井口良平他：梁主筋に定着板を用いた外柱・梁接合部の破壊性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 25，No. 2，pp. 943-948，2003.7
- [A2.a121] 井上寿也他：機械式定着工法による L 形 RC 造部分架構での柱梁接合部のせん断余裕度と横補強筋の効果（その 1 実験計画と実験結果），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 523-524，2003.9
- [A2.a122] 小林宗悟他：鉄筋コンクリート造内部梁・柱接合部の破壊性状への接合部アスペクト比の影響，構造工学論文集，Vol. 50B，pp. 67-76，2004.3
- [A2.a123] 井上寿也他：機械式定着工法による RC 外柱梁部分架構の終局耐力と変形性能に関する実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 26，No. 2，pp. 397-402，2004.6
- [A2.a124] 上原修一他：RC 造柱梁十字形接合部の破壊機構に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 26，No. 2，pp. 415-420，2004.6
- [A2.a125] 石橋一彦他：機械式定着を最上階 T 形柱梁接合部の柱主筋に使用する工法の実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 26，No. 2，pp. 421-426，2004.6
- [A2.a126] 真田暁子他：超高強度材料を用いた外柱梁接合部に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 26，No. 2，pp. 463-468，2004.6
- [A2.a127] 丸田誠他：170 N/mm² を超える高強度コンクリートを用いた内柱梁接合部の挙動，コンクリート工学年次論文集，Vol. 26，No. 2，pp. 469-474，2004.6
- [A2.a128] 渡部杏子他：梁主筋を機械式定着した高強度コンクリート造外柱梁接合部の変形性能，コンクリート工学年次論文集，Vol. 26，No. 2，pp. 481-486，2004.6
- [A2.a129] 石川裕次他：接合部一体型プレキャスト柱・梁接合部の力学的挙動，コンクリート工学年次論文集，Vol. 26，No. 2，pp. 505-510，2004.6
- [A2.a130] YUE Wei 他：PC 外柱梁接合部の力学性状に及ぼす鋼材定着位置の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol. 26，No. 2，pp. 661-666，2004.6
- [A2.a131] 坂田弘安他：PC 圧着関節を用いた損傷制御架構の柱梁接合部せん断性状に関する実験研究，日本建築学会構造系論文集，No. 588，pp. 141-147，2005.2
- [A2.a132] 長谷川勇樹他：梁主筋を機械式定着した高強度鉄筋コンクリート造外柱梁接合部の構造性能，コンクリート工学年次論文集，Vol. 27，No. 2，pp. 373-378，2005.6

- [A2.a133] 増田安彦他：機械式継手を用いた高強度コンクリート造十字型柱梁接合部の力学性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 27，No. 2，pp. 379-384，2005.6
- [A2.a134] 上甲尚典他：200N/mm² 級超高強度繊維補強コンクリートを用いた柱梁接合部の復元力特性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 27，No. 2，pp. 691-696，2005.6
- [A2.a135] 清水弥一他：柱主筋定着板工法における最上階 T 形柱梁接合部の実験的研究（その 5 スパイラル筋と逆 U 字筋を用いた試験体の耐力と変形性能），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 281-282，2005.9
- [A2.a136] 渡辺英義他：超高強度コンクリートを用いた RC 柱梁接合部の構造性能，日本建築学会構造系論文集，No. 603，pp. 123-130，2006.5
- [A2.a137] 高森直樹他：実大 RC 内柱・梁接合部に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 28，No. 2，pp. 283-288，2006.7
- [A2.a138] 田中信也他：RC 造内部梁・柱接合部への柱端からの鉛直方向力に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 28，No. 2，pp. 289-294，2006.7
- [A2.a139] 澤田和宏他：鉄筋コンクリート造内部梁・柱接合部のせん断入力量と付着指標の変化に伴う梁主筋付着性状，コンクリート工学年次論文集，Vol. 28，No. 2，pp. 307-312，2006.7
- [A2.a140] 上原修一他：緊張 PC 鋼棒により横補強した RC 造柱はり接合部の弾塑性性状，コンクリート工学年次論文集，Vol. 28，No. 2，pp. 313-318，2006.7
- [A2.a141] 祐本和也他：RC 造柱梁十字形接合部の面外補強効果に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 28，No. 2，pp. 325-330，2006.7
- [A2.a142] 足立将人他：梁主筋を機械式定着および U 型定着した RC 造 T 形接合部の抵抗機構，コンクリート工学年次論文集，Vol. 29，No. 3，pp. 217-222，2007.7
- [A2.a143] 楠原文雄他：多軸複合応力を受ける鉄筋コンクリート造柱梁接合部の復元力特性と損傷特性，コンクリート工学年次論文集，Vol. 29，No. 3，pp. 235-240，2007.7
- [A2.a144] 上原修一他：緊張 PC 鋼棒で外部横補強した RC 造柱梁十字形接合部の補強効果に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 29，No. 3，pp. 253-258，2007.7
- [A2.a145] 宮内靖昌他：梁主筋を後挿入するプレキャスト RC 柱梁接合部の力学性状，コンクリート工学年次論文集，Vol. 30，No. 3，pp. 301-306，2008.7
- [A2.a146] 諸伏勲他：機械式定着工法を用いた高強度 T 型柱梁接合部の降伏時変形に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 30，No. 3，pp. 349-354，2008.7
- [A2.a147] 鈴木裕介他：斜補強筋および鋼繊維補強高強度コンクリートを用いた RC 造柱・梁接合部の弾塑性挙動に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 30，No. 3，pp. 361-366，2008.7
- [A2.a148] 佐川隆之他：高強度梁主筋を接合部内機械式継手とした十字型接合部の構造性能に関する実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 30，No. 3，pp. 367-372，2008.7
- [A2.a149] 増田安彦他：接合部・梁一体型プレキャスト架構の力学性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 30，No. 3，pp. 571-576，2008.7
- [A2.a150] 高稲宜和他：多数回繰返し地震荷重を受ける RC 柱梁接合部の構造特性，コンクリート工学年次論文集，Vol. 30，No. 3，pp. 985-990，2008.7
- [A2.a151] 田川浩之他：機械式定着工法による SRC 造 T 形，L 形柱梁接合部の構造性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 30，No. 3，pp. 1387-1392，2008.7
- [A2.a152] 高橋文美他：機械式定着を用いた RC 造 L 形柱梁接合部の履歴性状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，構造 IV，pp. 145-146，2008.9
- [A2.a153] 後藤佑生他：機械式定着を用いた RC 造 T 形柱梁接合部の履歴性状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，構造 IV，pp. 151-152，2008.7
- [A2.a154] 大久保香織他：Fc180N/mm² の超高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリート造柱梁接合部の耐震性能，コンクリート工学年次論文集，Vol. 31，No. 2，pp. 271-276，2009.6

- [A2.a155] 松本智夫他：梁が偏心して取付いた RC 造中柱接合部のせん断耐力性状に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 31，No. 2，pp. 283-288，2009.6
- [A2.a156] 石岡拓他：プレキャスト鉄筋コンクリート造骨組の最上階主筋の定着方法に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 31，No. 2，pp. 289-294，2009.6
- [A2.a157] 楠原文雄他：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，コンクリート工学年次論文集，Vol. 31，No. 2，pp. 313-318，2009.6
- [A2.a158] 足立将人他：機械式定着工法による RC 造 T 形および L 形柱梁部分架構の構造性能に及ぼす直交梁の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol. 31，No. 2，pp. 349-354，2009.6
- [A2.a159] 鈴木淳史他：最上階 T 型 RC 造柱梁接合部に機械式定着を用いる場合の構造方式に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 31，No. 2，pp. 355-360，2009.6
- [A2.a160] 清原俊彦他：最上階 L 形柱梁接合部に機械式定着を用いる場合の構造方式に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 31，No. 2，pp. 361-366，2009.6
- [A2.a161] 高津比呂人他：鋼繊維混入超高強度コンクリートを用いた柱梁接合部に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 31，No. 2，pp. 559-564，2009.6
- [A2.a162] 楠原文雄他：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
- [A2.a163] 迫田丈志他：機械式定着工法を用いた外部柱・梁接合部の終局強度に与える接合部アスペクト比の影響に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 56B，pp. 67-74，2010.3
- [A2.a164] 杉本訓祥他：梁端部に機械式継手を設けた柱梁接合部架構の静的載荷実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 32，No. 2，pp. 247-252，2010.6
- [A2.a165] 三浦耕太他：梁主筋に機械式定着工法を用いた T 形接合部の形状が構造性能に与える影響に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 32，No. 2，pp. 259-264，2010.6
- [A2.a166] 高橋俊之他：多数回繰り返し変形を受ける RC 造柱梁接合部の劣化性状，コンクリート工学年次論文集，Vol. 32，No. 2，pp. 283-288，2010.6
- [A2.a167] 尾崎英介他：画像計測に基づく RC 造柱梁接合部の損傷評価，コンクリート工学年次論文集，Vol. 32，No. 2，pp. 301-306，2010.6
- [A2.a168] 田尻清太郎他：RC 造十字型柱梁接合部の局部変形に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 32，No. 2，pp. 325-330，2010.6
- [A2.a169] 田尻清太郎他：RC 造十字形柱梁接合部の履歴吸収エネルギーに及ぼす補強筋量・軸力・付着の影響に関する実験的研究（その 1，2），C-2，構造 IV，pp. 441-444，2010.7
- [A2.a170] 鈴木裕輔他：鋼繊維補強コンクリートおよび斜補強筋を用いた高強度 RC 造柱・梁接合部の弾塑性挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 57B，pp. 551-558，2011.3
- [A2.a171] 佐藤えり香他：左右の梁せいの異なる鉄筋コンクリート造柱梁接合部の力学性状に関する実験研究，構造工学論文集，Vol. 57B，pp. 559-564，2011.3
- [A2.a172] 澤田晃成他：多数回繰り返し変形を受ける RC 梁部材の劣化性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 33，No. 2，pp. 247-252，2011.6
- [A2.a173] 加藤史明他：機械式定着を用いた RC 造最上階 L 形柱梁接合部の構造方式に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 33，No. 2，pp. 289-294，2011.6
- [A2.a174] 傳野悟史他：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造柱梁接合部に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 33，No. 2，pp. 307-312，2011.6
- [A2.a175] 楠原文雄他：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，コンクリート工学年次論文集，Vol. 33，No. 2，pp. 343-348，2011.6
- [A2.a176] 三本菅良太他：RC 造 T 形接合部の立面形状が復元力特性に与える影響に関する実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 33，No. 2，pp. 361-366，2011.6

- [A2.a177] 岡田大介他：折曲げ定着された RC 外柱梁架構の柱梁接合部せん断破壊と定着破壊の相互関係，コンクリート工学年次論文集，Vol. 33，No. 2，pp. 673-678，2011.6
- [A2.a178] 後藤尚哉他：鉄筋コンクリート柱梁 L 字形接合部の応力伝達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，構造 IV，pp. 475-476，2011.7
- [A2.a179] 楠原文雄他：柱幅が大きく柱梁曲げ強度比が小さい鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 495-496，2011
- [A2.a180] 石木健士朗他：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，C-2，構造 IV，pp. 497-498，2011
- [A2.a181] 佐川隆之他：多数回繰り返し外力を受ける鉄筋コンクリート造柱梁接合部の静的載荷実験（その 1，2），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 747-750，2011.7
- [A2.a182] 益藤潔他：機械式柱主筋・外定着による RC 造最上階 L 形柱梁接合部の構造性能(その 1，2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 477-480，2011.8
- [A2.a183] 吉村匡裕他：機械式定着を用いた RC 造 L 形柱梁接合部の柱頭部拘束筋の効果に関する実験的研究（その 1，2），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 481-484，2011.8
- [A2.a184] 野崎博他：機械式定着による RC 造ト形、T 形柱梁接合部における横補強筋鋼種の影響(その 1 実験概要)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 533-534，2011.8
- [A2.a185] 楠原文雄他：鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の強度に及ぼす柱・梁のスパン長さの影響，日本地震工学会大会-2011 梗概集，pp. 368-369，2011
- [A2.a186] 澤口香織他：鉄筋コンクリート造柱梁接合部の塑性域における多数回繰り返し挙動 その 1 静的載荷実験および梁の復元力モデル，日本建築学会構造系論文集，Vol.77，No.677，pp. 1123-1129，2012.7
- [A2.a187] 傅野悟史他：多数回繰り返し変形を受ける RC 造柱梁接合部の劣化性状 無補強，梁端部補強，補修に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.58B，pp. 15-24，2012.3
- [A2.a188] 佐島悠太他：途上国の不適切な構造詳細を有する RC 外柱梁接合部の小型模型実験による性能評価，構造工学論文集，Vol.58B，pp. 41-47，2012.3
- [A2.a189] 中村聡宏他：袖壁補強骨組を対象とした外付け梁補強工法に関する研究，構造工学論文集，Vol.58B，pp. 49-56，2012.3
- [A2.a190] 西倉幾他：袖壁・腰壁・垂れ壁付き柱梁十字型接合部の剛域設定の評価に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 34，No. 2，pp. 229-234，2012
- [A2.a191] 楠原文雄他：鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部部分架構の履歴エネルギー吸収能に関する検討，コンクリート工学年次論文集，Vol. 34，No. 2，pp. 270-276，2012
- [A2.a192] 堀田久人他：鉄筋コンクリート柱梁 L 字形接合部せん断強度に及ぼす主筋配筋の影響に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 34，No. 2，pp. 283-288，2012
- [A2.a193] 吉村匡裕他：機械式定着工法を用いた最上階外部柱梁接合部の構造性能向上に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 34，No. 2，pp. 289-294，2012
- [A2.a194] 三本菅良太他：柱せい・梁せいより定まる接合部立面形状を考慮した RC 造外部柱梁接合部の終局強度と変形に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 34，No. 2，pp. 295-300，2012
- [A2.a195] 澤木講治郎他：鉄筋コンクリート造柱・梁接合部パネル内に鋼板バンドを用いた場合の力学性状，コンクリート工学年次論文集，Vol. 34，No. 2，pp. 307-312，2012
- [A2.a196] 竹内卓也他：鋼板によりせん断補強した RC 造柱梁接合部の性能に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol. 34，No. 2，pp. 313-318，2012
- [A2.a197] 吉武謙二他：梁および柱の軸方向鉄筋の定着仕様が接合部性能に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol. 34，No. 2，pp. 541-546，2012
- [A2.a198] 西村康志郎他：鉄筋コンクリート外柱梁接合部材の耐震性能に梁主筋量と接合部横補強筋量を与える影響に関する実験（その 1，2），C-2，構造 IV，pp. 481-484，2012.9

- [A2.a199] 楠原文雄他：鉄筋コンクリート造 L 形柱梁接合部の耐震性能に及ぼす柱梁曲げ強度比の影響に関する実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 485?486，2012.9
- [A2.a200] 富永暖子他：直交梁を有する十字型柱梁接合部が 2 方向入力を受ける場合に耐震性能評価（その 1～3），日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 511-516，2012.9
- [A2.a201] 益尾潔他：機械式柱主筋外定着による RC 造 L 形柱梁接合部の構造性能—続報 1, 2，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 531?534，2012.9
- [A2.a202] 加藤史明他：微小突出形 RC 造 L 形柱梁接合部に機械式定着具を用いる際の柱頭部拘束筋の影響に関する実験的研究 その 1, 2，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，構造 IV，pp. 535?538，2012.9
- [A2.a203] 青島雄大他：主筋の折曲げ形状が RC 造 L 字型接合部における定着性能に及ぼす影響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，構造 IV，pp. 551?552，2012.9
- [A2.a204] 楠原文雄他：柱と梁の曲げ強度の比が小さい鉄筋コンクリート造 T 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
- [A2.a205] 李曰兵他：途上国のせん断補強筋がない T 形柱梁接合部の耐震補強法に関する基礎実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 35，No. 2，pp. 223-228，2013
- [A2.a206] 焦博文他：主筋に機械式継手を有する鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の耐震実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 35，No. 2，pp. 295-300，2013
- [A2.a207] 川嶋裕司他：鉄筋コンクリート造柱梁接合部パネルに施した鋼板補強が破壊性状に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol. 35，No. 2，pp. 301-306，2013

