

論文 RC 骨組の降伏点評価法の十字形部分架構試験体のデータベースを用いた検証

楠原 文雄*1

要旨：梁、柱および柱梁接合部により構成される十字形部分架構試験体のデータベースに対して既往の復元力特性評価法を適用し、梁主筋降伏時の層間変形角の推定精度を実験値との比較により検証した。柱梁接合部を剛とし梁および柱の降伏点剛性に菅野式を用いると計算値は実験値を 40%程度過小評価する。日本建築学会の性能評価指針の方法では部分架構の降伏点変形を 10%程度過大評価する。柱梁接合部の 9 自由度モデルによる推定では部分架構の降伏点変形を 20%程度過小評価する。菅野式および学会指針の推定精度には柱梁接合部の変形が影響を与えている。

キーワード：降伏変形, 剛性低下率, 柱梁接合部, 部分架構, データベース

1. はじめに

地震時の骨組の挙動を把握するためには構成する部材の非線形挙動を精度よく評価する必要があり、特に梁曲げ降伏型に設計された鉄筋コンクリート骨組では梁降伏時の変形の推定が重要である。梁、柱の降伏変形を簡易に推定する方法として菅野による降伏点剛性低下率¹⁾ (以下、菅野式) が用いられることが多い。一方、日本建築学会の「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⁾ (以下、学会指針) では、主筋降伏時の部材角を弾性曲げ変形、せん断変形、主筋の柱梁接合部からの抜け出しによる変形および主筋のひずみシフトによる抜け出しによる変形の和として求める評価法が示されている。また、柱梁接合部の 9 自由度モデルに基づき接合部パネルの変形を評価し、主筋降伏時の骨組の変形を推定する手法も提案されている³⁾。

菅野式や学会指針式については推定精度の検証も行われている^{例えば 4)}が、基本的に梁・柱など部材単体の実験結果との比較であり、部材が組み合わさり相互作用がある骨組全体の挙動の推定精度は必ずしも明らかではない。

そこで、柱梁接合部の試験体のデータベースとして作成された十字形部分架構試験体のデータベース⁴⁾に梁主筋降伏時の層せん断力および層間変形角の情報を追加し、梁主筋降伏時の部分架構の変形の推定精度について検討を行った。

2. 対象試験体の概要

2.1 対象データの範囲

検討に用いた試験体データベース⁴⁾は、1975～2013年に国内の査読付論文集に発表された試験体等からなる。

本研究では、軽量コンクリートや繊維補強コンクリートを用いた試験体、梁幅が柱幅より大きい試験体、スラブ付試験体等を除いた十字形接合部試験体の 375 体から、梁曲げ破壊型 (B 型) および梁主筋降伏後の接合部破壊型 (BJ 型) の試験体を抽出した。これらのうち、梁主筋降伏時の層間変形角および層せん断力を読み取ることができた 117 体を検討の対象とする。

精度検証では、それぞれの評価式の適用に必要な情報の記載がないもしくは読み取ることができない試験体は除外した。さらに、菅野式と学会指針式では計算上は柱降伏もしくは接合部せん断破壊が先行するもの、9 自由度モデルでは梁主筋量が柱梁接合部で釣り合い破壊が生じる限界補強量⁵⁾を超えるものは対象外とした。表-1 に対象とした試験体の数を破壊形式ごとに示す。

表-1 破壊形式ごとの試験体数

破壊形式	収集数	菅野式	学会指針	9 自由度モデル
B 型	37	36	36	37
BJ 型	80	58	54	79
計	117	94	90	116

2.2 対象データの特性

主要な因子について対象データの度数分布を図-1 に示す。また、現行の設計指針による破壊形式の判別に対応する柱梁強度比および接合部せん断余裕度の度数分布を図-2 に示す。接合部せん断余裕度は学会靱性指針⁶⁾に基づき求めた。柱梁強度比は、上下柱の曲げ終局時の節点モーメントの和を左右の梁の曲げ終局時の節点モーメントの和で除して求めた。ここで、柱および梁の曲げ

*1 名古屋工業大学 社会工学専攻 准教授 博士(工) (正会員)

終局モーメントは後述する検討と同様に柱もしくは梁のフェースを危険断面として略算式⁷⁾により求めた。

梁部分のコンクリート強度は22~117 N/mm²に分布し、主に60 N/mm²以下の普通強度のコンクリートが使用されている。梁主筋降伏強度は341~858 N/mm²に分布し、300~600 N/mm²のものが多く使用されている。コンクリート強度と同様に一般建築物で多く使用される強度範囲の鉄筋が主に使用されているが、一部では600 N/mm²を超える鉄筋も使用されている。また、梁引張鉄筋比は0.5~4.0%、柱軸力は引張軸力の試験体を含み、軸力比は-0.09~0.21である。

梁のせん断スパン比は1.5より小さいものもあるが、2.0~4.0の範囲に多い。さらに、梁主筋の配筋は1段配筋の試験体が69体と半数程度を占めている。

柱梁強度比、接合部せん断余裕度とも1を下回っている試験体がある。これらは現行の設計法に従えば柱降伏型あるいは主筋降伏前の接合部破壊型と判定されるものであるが、実験においては梁主筋の降伏が先行した試験

体である。

2.3 梁主筋降伏点の実験値

梁主筋降伏時は梁主筋が降伏した時点とし、多段配筋の場合は1段目の主筋が降伏した時点とする。多段配筋の試験体で文献中に降伏点とのみ示され、1段目主筋の降伏か全主筋の降伏か判断できないものは、検討対象から除外した。

梁主筋降伏時の荷重および層間変形角の実験値は、文献中に数値が記載されている場合はその値を採用した。さらに、文献中に荷重-層間変形角関係が図示され、主筋の降伏点が明示されている場合は図から読み取った。

3. 部分架構の降伏変形の推定方法

3.1 菅野式を用いた梁、柱の復元力特性

梁および柱の端部モーメントと部材角の関係の骨格曲線は、第一折れ点をひび割れ点、第二折れ点を降伏点とする三折れ線型とする。

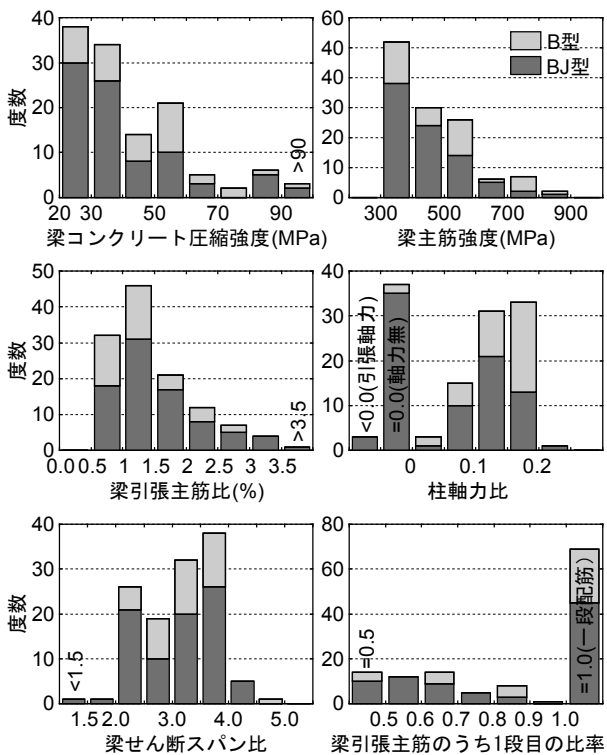
曲げひび割れモーメントは鉄筋の剛性を考慮した断面係数とコンクリートの引張強度から求める。このとき、コンクリート引張強度は文献中に記載がある場合は試験結果を用い、記載がない場合は「建築物の構造関係技術基準解説書」⁷⁾(以下、技術基準解説書)に倣い $0.56\sqrt{\sigma_B}$ (σ_B :コンクリートの圧縮強度(N/mm²))とする。曲げ終局モーメントは技術基準解説書に示された略算式を用いて求める。ここで、柱の終局モーメント算定式は多段配筋のものを用いる。

弾性剛性は梁のコンクリートのヤング係数と鉄筋を考慮した断面2次モーメントを用いて算出する。コンクリートのヤング係数は文献中に記載がある場合は試験結果を用い、記載がない場合はRC規準⁸⁾に示された算定式によりコンクリートのヤング係数を計算する。鉄筋のヤング係数は文献中に記載がある場合は試験結果、記載がない場合は 2.05×10^5 N/mm²とする。

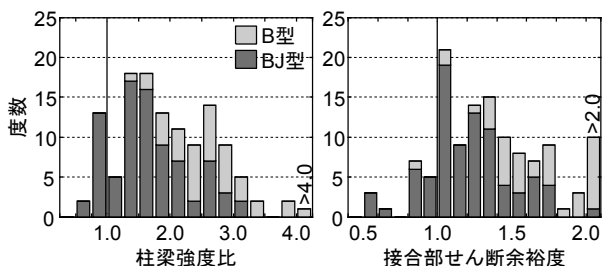
第二折れ点である降伏点のモーメントは、設計実務では終局モーメントとすることが慣用的に行われていることから⁹⁾、ここでも略算式⁷⁾による終局モーメントとする。端部モーメントと部材角の関係における降伏点割線剛性を弾性剛性に菅野式による降伏点剛性低下率を乗じて求め、降伏点の部材角とする。

3.2 学会指針式による部材の復元力特性

梁および柱は、菅野式を用いる場合と同様に端部モーメントと部材角の関係を三折れ線型でモデル化する。学会指針ではひび割れ点および降伏点のモーメントは断面解析等により求めると記載されているが、ここでは菅野式を用いる場合と同様に略算式によって求める。ひび割れ点および降伏点の部材角は、梁、柱のいずれについても学会指針の「梁部材の性能評価法」に示された評価法



図一 試験体の諸元



図二 試験体の構造特性

による。学会指針では柱については菅野式によってもよいとされているが、ここでは弾性曲げ変形、せん断変形、主筋の柱梁接合部からの抜け出しによる変形および主筋のひずみシフトによる抜け出しによる変形の和として降伏点の部材角を求める。

柱梁接合部は接合部せん断力と接合部せん断変形角の関係をひび割れ点、圧壊開始点、耐力点で表わされる四折れ線型とし、それぞれ学会指針に示された算定式により求める。

材料の定数は菅野式の場合と同様の値を用いる。

3.3 菅野式および学会指針式による部分架構の変形

3.1節および3.2節で求めた部材の復元力特性から、各部材の変形による層間変形角および部材の復元力特性上の折れ点時の層せん断力を以下の式より求める。

$$\begin{aligned}
 {}_sR_b &= R_b \left(1 - \frac{D_c}{L}\right), & {}_sQ_b &= \frac{2M_b}{L - D_c} \frac{L}{H} \\
 {}_sR_c &= R_c \left(1 - \frac{D_b}{H}\right), & {}_sQ_c &= \frac{2M_c}{H - D_b} \\
 {}_sR_j &= \gamma_j \left(1 - \frac{D_b}{H} - \frac{D_c}{L}\right), & {}_sQ_j &= \frac{V_j}{(1 - D_c/L) \cdot H/j - 1}
 \end{aligned}$$

ここに、 ${}_sR_b$ ：梁部材角による層間変形角、 ${}_sQ_b$ ：梁端モーメントに対応する層せん断力、 ${}_sR_c$ ：柱の部材角による層間変形角、 ${}_sQ_c$ ：柱端モーメントに対応する層せん断力、 ${}_sR_j$ ：接合部せん断変形角による層間変形角、 ${}_sQ_j$ ：接合部せん断力に対応する層せん断力、 R_b ：梁の部材角、 M_b ：梁端のモーメント、 R_c ：柱の部材角、 M_c ：柱端のモーメント、 γ_j ：接合部せん断変形角、 V_j ：接合部せん断力、 D_c ：柱せい、 D_b ：梁せい、 H ：柱スパン、 L ：梁スパン。

さらに、こうして求められた各部材の変形成分による層間変形角と層せん断力の関係を用い、梁主筋降伏時の各部材の変形成分による層間変形角を求める（図-3参照）。梁主筋降伏時の層せん断力は、梁主筋が一段配筋の場合は梁の復元力特性の第二折れ点に対応する層せん断力とする。ただし、梁主筋が多段配筋の場合は、比較する実験値が1段目の主筋が降伏時であるため、鉄筋を弾性、コンクリートは引張側では応力度ゼロ、圧縮側では弾性と仮定して1段目の主筋が降伏するときの梁端モーメントを求め、これに対応する層せん断力とする。

各部材の変形成分による層間変形角の和を梁主筋降伏時の層間変形角とする。ただし、菅野式を用いる場合は柱梁接合部は剛とし、梁および柱の変形成分のみを考慮する。

3.4 柱梁接合部の9自由度モデルに基づく変形算定

9自由度モデルでは、梁および柱の変形に部材端のひ

び割れの拡大による変形を含めず、これらは柱梁接合部の変形として扱われる。すなわち、学会指針式でいう主筋の柱梁接合部からの抜け出しによる変形および主筋のひずみシフトによる抜け出しによる変形は柱梁接合部に含まれることになる。

梁・柱の部材角は、断面のモーメントと曲率の関係をひび割れ点および降伏点を折れ点とする三折れ線型にモデル化し、モーメント分布から得た曲率分布を積分して得られたたわみから求める。梁主筋降伏時の梁および柱の部材角による層間変形角は、柱梁接合部の降伏モーメントに対応する層せん断力について、3.3節と同様に算定する。

柱梁接合部の変形は、接合部パネルに生じたひび割れによって分割された4つのセグメントの相対回転角として文献3)に従って算定する。降伏時のモーメントおよび柱梁接合部の変形による層間変形角も文献3)に従う。

3.5 降伏時層間変形計算値に占める各変形成分

図-4にこうして求めた梁主筋降伏時の層間変形角に占める各変形成分の割合を示す。菅野式では梁の変形成分が半分以上を占めていた。

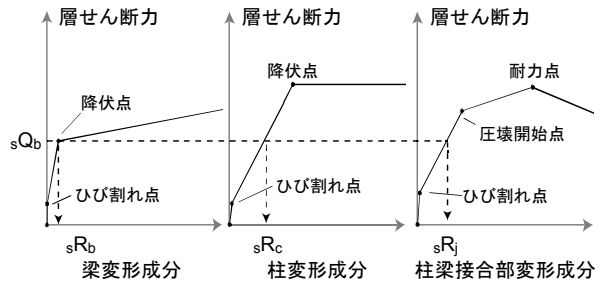


図-3 各部材の変形成分の算出方法

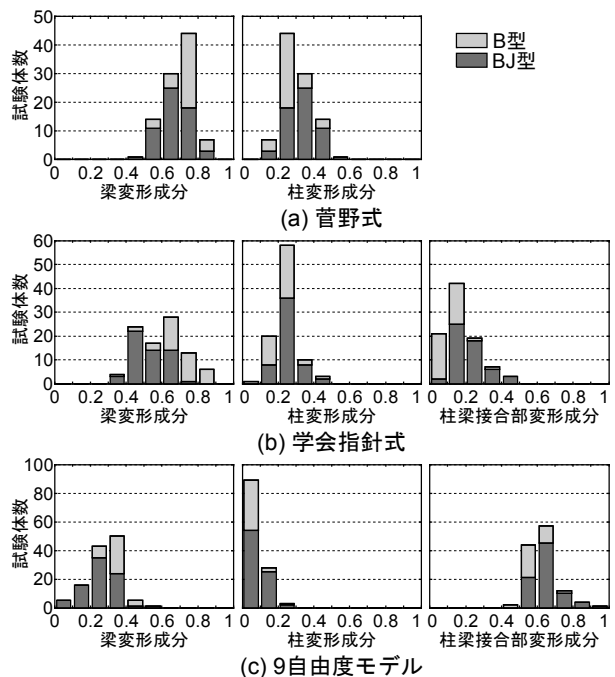


図-4 降伏時層間変形に占める各変形成分

学会指針式では、降伏時層間変形角の占める変形成分は、B型では梁が最も大きく、柱梁接合部が最も少ない。BJ型では梁の成分が最も大きいのは同様であるが、柱梁接合部が次に大きくなった。

9 自由度モデルについては、梁および柱の部材端のひび割れによる変形を柱梁接合部の変形に含めているため、柱梁接合部の変形の割合が最も大きくなった。

4. 評価式の降伏点変形の推定精度

4.1 菅野式の推定精度

図-5 に梁主筋降伏時層間変形角の菅野式を用いた計算値と実験値の関係を示す。また、表-2 に実験値の計算値に対する比の最大値、最小値、平均値、標準偏差および比が $\pm 30\%$ の範囲にある試験体の割合を示す。菅野式に用いた計算値に対する実験値の比の平均値は1.37であり、 $\pm 30\%$ 内に含まれるデータは全体の47%であった。菅野式は梁主筋の抜け出しによる付加変形が評価されておらず、また柱梁接合部の変形も考慮していないため、計算値は実験値を過小評価する傾向にあったと考えられる。破壊形式別では柱梁接合部の損傷が大きいBJ型のほうがB型に比べてより計算値は実験値を過小評価していた。

両側にスタブを設けて逆対称加力とした曲げ破壊型の梁部材を対象にした精度検証⁴⁾では、菅野式を用いた降伏点変形の評価精度について、実験値の計算値に対する比の平均は1.31、 $\pm 30\%$ 内に含まれるデータは全体の41%、変動係数は35.5%と報告されている。表-2と比較すると、梁曲げ破壊型であるB型については梁部材のみを対象とした場合と部分架構を対象とした場合ではほぼ同様の結果といえる。ただし、 $\pm 30\%$ 内に含まれるデー

表-2 実験値の計算値に対する比 (菅野式)

	試験体数	最大	最小	平均	標準偏差	$\pm 30\%$ 内
B	36	2.01	0.74	1.30	0.29	53%
BJ	58	2.26	0.76	1.42	0.35	43%
全体	94	2.26	0.74	1.37	0.33	47%

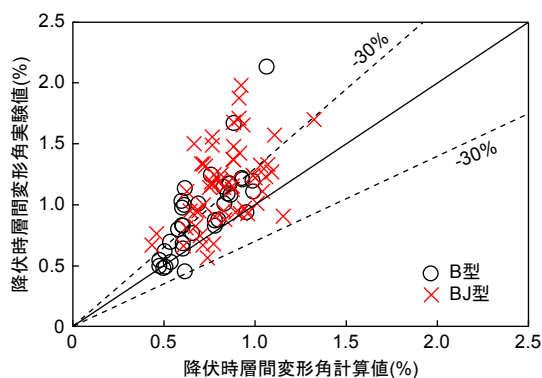


図-5 降伏時変形の実験値と計算値 (菅野式)

タの割合は部分架構にすることで減少している。柱梁接合部の損傷が大きいBJ型については、部分架構では柱梁接合部の変形が加わる分、計算値が実験値を過小評価する傾向が強まり、またばらつきも大きくなっている。

4.2 学会指針の推定精度

図-6 に梁主筋降伏時層間変形角の学会指針に基づく計算値と実験値の関係を、表-3 に実験値の計算値に対する比の最大値、最小値、平均値、標準偏差および比が $\pm 30\%$ の範囲にある試験体の割合を示す。学会指針による計算値に対する実験値の比の平均値は0.92であり、 $\pm 30\%$ 内に含まれるデータは全体の82%であった。標準偏差も0.21であり、菅野式を用いた場合に比べるとばらつきも小さく評価精度は高いといえる。実験値の計算値に対する比の平均は1より小さく、計算値は実験値を過大評価する傾向にある。破壊形式で比較すると、ばらつきの程度には差がないが、実験値の計算値に対する比はBJ型のほうが小さい。図-7 は梁主筋降伏時の層間変形角計算値に占める柱梁接合部の変形による成分の割合と実験値と計算値の比の関係である。柱梁接合部の変形の割合が大きいほど実験値と計算値の比が小さく、計算値は実験値をより過大評価する傾向にある。部分架構

表-3 実験値の計算値に対する比 (学会指針)

	試験体数	最大	最小	平均	標準偏差	$\pm 30\%$ 内
B	36	1.48	0.64	0.94	0.21	89%
BJ	54	1.45	0.49	0.90	0.21	78%
全体	90	1.48	0.49	0.92	0.21	82%

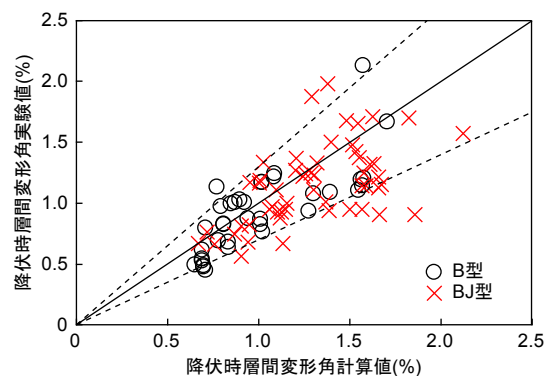


図-6 降伏時変形の実験値と計算値 (学会指針)

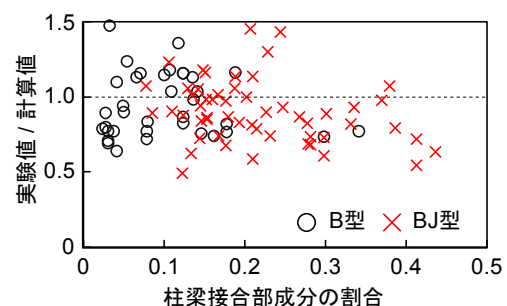


図-7 柱梁接合部変形成分の割合の影響 (学会指針)

全体の降伏変形について計算値が実験値を過大評価する要因の一つは、主筋降伏時の柱梁接合部の変形を過大評価しているためと考えられる。

学会指針の解説²⁾によれば、十字形およびサ形部分架構の梁変形の計算値の実験値に対する比の平均は0.93であり、計算値は実験値を過小評価する傾向にあるとされている。これは梁の変形成分のみを抽出しての比較であ

るが、図-6が示す部分架構全体に適用した場合は逆の傾向である。また、梁の変形だけを抽出すると実験値は計算値の±30%内にほぼおさまったとされており、部分架構に適用したことでばらつきが大きくなっている。これらの要因は、前述のように柱梁接合部の変形の評価精度にあると考えられる。

4.3 9自由度モデルに基づく推定法の推定精度

図-8に9自由度モデルに基づく計算値と実験値の関係を、表-4に実験値の計算値に対する比の最大値、最小値、平均値、標準偏差および比が±30%の範囲にある試験体の割合を示す。9自由度モデルに基づく計算値に対する実験値の比の平均値は1.20であり、±30%に含まれるデータは全体の66%であった。標準偏差は0.29であり、菅野式を用いた場合に比べるとばらつきも小さく評価精度は高いといえる。実験値の計算値に対する比の平均は1より大きく、計算値は実験値を過小評価する傾向にある。菅野式および学会指針による計算値と比較すると、計算値に対する実験値の比の平均やばらつきに破壊形式による差が小さく、梁曲げ破壊型から接合部降伏のように柱梁接合部の損傷が大きい破壊形式まで同様に評価が可能な方法といえる。

表-4 実験値の計算値に対する比 (9自由度モデル)

	試験体数	最大	最小	平均	標準偏差	±30%内
B	37	1.77	0.78	1.20	0.26	73%
BJ	79	2.09	0.48	1.21	0.30	63%
全体	116	2.09	0.48	1.20	0.29	66%

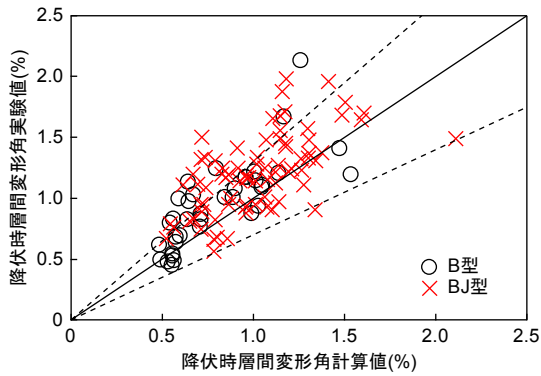


図-8 降伏時変形の実験値と計算値(9自由度モデル)

5. 評価精度への影響因子

図-9に各評価法について降伏点変形の実験値の計算値に対する比と主要な因子の関係を示す。図中には横軸

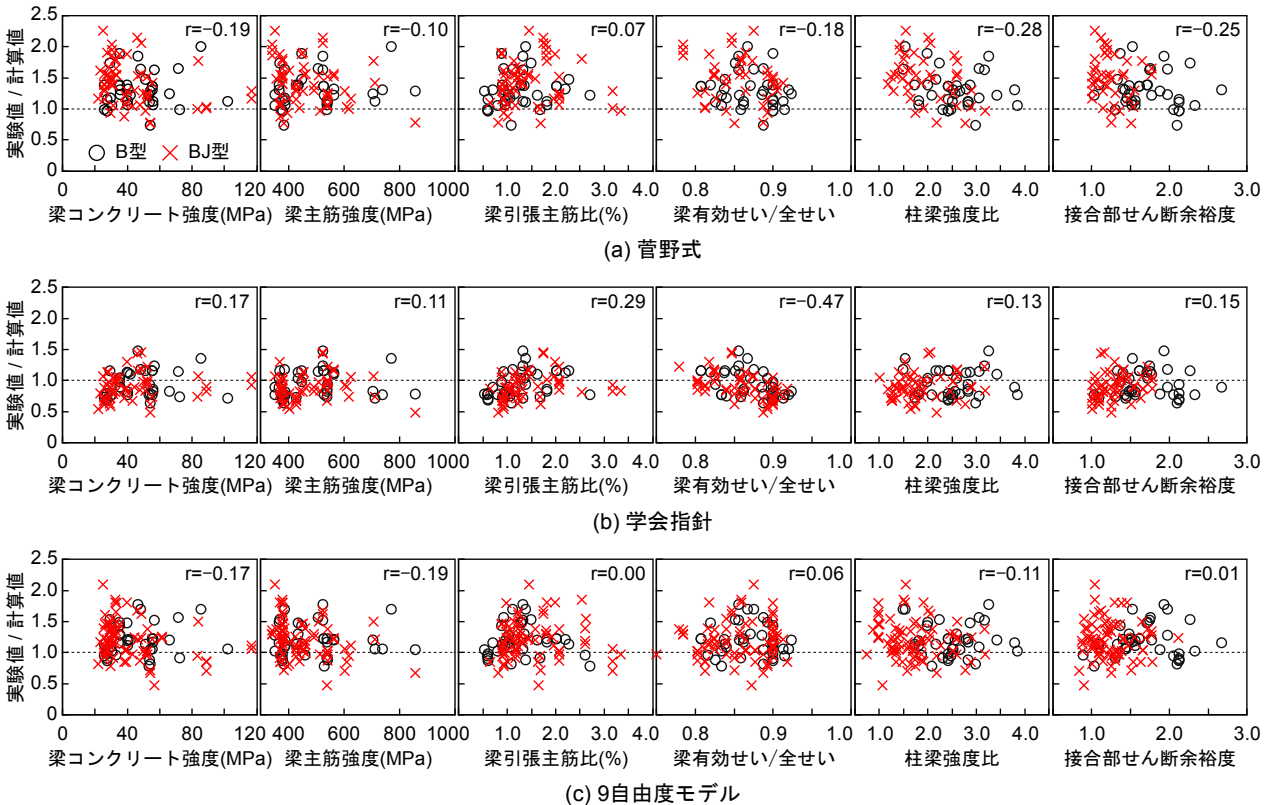


図-9 降伏点変形の評価精度への影響因子

の変数と実験値と計算値の比の相関係数 r も示した。

材料強度については、9 自由度モデルでは降伏点変形の実験値と計算値の比と材料強度は負の相関を持つが、相関係数の絶対値は小さく強い相関とはいえない。菅野式と学会指針についても明確な傾向は読み取れない。菅野式については、高強度コンクリートと高強度鉄筋の組み合わせでは降伏点変形を過小評価する傾向にあるとの指摘もある^{4),10)}が、対象とした十字形部分架構においてはそのような傾向は読み取れなかった。

いずれの評価法も梁の引張主筋比による降伏点変形の評価精度への明確な影響は見られない。梁の有効せいの全せいに対する比は菅野式および9 自由度モデルに対しては明瞭な影響を与えていないが、学会指針では降伏点変形の実験値と計算値の比と有効せいの全せいに対する比の相関係数は-0.47 であり、有効せいと全せいの比が1 に近いほど計算値は実験値を過大評価する傾向にある。

部分架構の構造特性については、菅野式では降伏点変形の実験値と計算値の比は柱梁強度比および接合部せん断余裕度に対して相関係数で-0.28 および-0.25 の負の相関を持っており、柱梁強度比や接合部せん断余裕度が1 に近いほど計算値が実験値を過小評価する傾向が強まる。これは、柱梁強度比は1 に近いほど接合部降伏が生じやすく、接合部せん断余裕度は1 に近いほど接合部パネルのひずみが大きくなるため、柱梁接合部の変形が大きくなるが、これを考慮していないためと考えられる。一方、学会指針と9 自由度モデルでは、柱梁強度比、接合部せん断余裕度とも、大きくなるとやや降伏点変形の実験値と計算値の比のばらつきが小さくなる傾向にある。余裕度が大きいことで柱および柱梁接合部の挙動が弾性状態に近くなり、評価のばらつきがやや小さくなったためと考えられる。

6. まとめ

十字形部分架構の試験体データベースに部材の復元力特性の評価法を適用して梁主筋降伏時の層間変形角を求め、実験値との比較により以下の知見が得られた。

・梁および柱の復元力特性における降伏点割線剛性を菅野式により求め、柱梁接合部を剛とした評価法では、主筋降伏時の層間変形角の実験値の計算値に対する比の平均は 1.37 であり、計算値は実験値を過小評価する傾向にあった。柱梁強度比もしくは接合部せん断余裕度が小さい場合、過小評価する傾向は強まる。

・学会指針による主筋降伏時の変形の評価法では、主筋降伏時の層間変形角の実験値の計算値に対する比は 0.92 であり、計算値は実験値を過大評価する傾向にあった。これは梁部材のみの変形に対する場合には計算値が過小

評価する傾向とは逆の傾向であった。この過大評価する傾向は、計算値における柱梁接合部の変形成分の割合が大きいと強まる。

・柱梁接合部の変形を9 自由度モデルに基づき求める手法では、梁主筋降伏時の層間変形角の実験値の計算値に対する比の平均は 1.20 であり、計算値は実験値を過小評価する傾向にあった。B 型もしくは BJ 型といった柱梁接合部の損傷を含む部分架構の破壊形式の違いによる傾向の違いは本研究でとりあげた評価法の中では最も小さかった。

謝辞

本研究の検討の一部は、中石湧也君が名古屋工業大学における卒業研究の一環として行ったものである。また、本研究には国立研究開発法人建築研究所研究課題「鉄筋コンクリート造部材の実験データベースを利活用した構造特性評価に関する検討」により整備されたデータベースを利用した。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する実験的研究，東京大学学位請求論文，1970.12
- 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，2004.1
- 3) 楠原文雄，塩原等：鉄筋コンクリート造十字形部分架構の主筋降伏時の変形算定法，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 IV，pp. 423-424，2016.8
- 4) 国立研究開発法人建築研究所：実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証，建築研究資料，NO.175，2016.11
- 5) 楠原文雄，塩原等：鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の終局モーメント算定法，日本建築学会構造系論文集，Vol. 75，No. 657，pp. 2027-2035，2010.11
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 7) 国土交通省住宅局建築指導課ほか監修：2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書，2007.8
- 8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010.2
- 9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準（案）・同解説，2016.4
- 10) 永井覚，小谷俊介，青山博之：高強度鉄筋コンクリートを用いた RC 梁部材の復元力特性に関する研究，日本建築学会関東支部研究報告集，1992