

論文 非耐力壁付き部材の骨格曲線評価法に関する検討

守屋 暁^{*1}・田尻 清太郎^{*2}

要旨: 実験データベースを用いて非耐力壁付き部材に対する既往の強度・剛性・変形性能評価法の精度検証, 非耐力壁付き十字形柱梁接合部部分架構の加力実験に基づく変形性能評価法検討, および骨格曲線モデル化を行う。有効せいとして, 圧縮縁から引張主筋降伏時の中立軸より引張側の鉄筋による引張力中心までの距離を用いることで菅野式を準用する降伏変形の推定手法, および圧縮側の壁長さによる影響を考慮することで終局変形を推定する手法を示す。既往の強度・剛性評価法と新たに示した変形性能評価法を組み合わせることで, 実験による非耐力壁付き梁部材の骨格曲線を壁圧壊による終局まで概ね良い精度でモデル化できた。

キーワード: 非耐力壁, 骨格曲線, 降伏変形, 終局変形

1. はじめに

鉄筋コンクリート造建築物の設計においては袖壁・腰壁・垂壁などの非耐力壁を構造スリットにより梁・柱と分離することがある。これにより部材・架構の靱性を確保するとともに, 部材のモデル化を容易にすることができる。しかし近年, 構造スリットを設けずに非耐力壁を梁・柱と一体化して構造要素とすることで, 建物の強度と剛性を高めて応答を抑制し, 建物全体の損傷を低減することを目的とした研究^{例え¹⁾}が積極的に行われている。

一方, 非耐力壁の取り付けいた梁および柱部材の強度や変形性能の評価法に関して解説書²⁾に記載があるものの検討が十分であるとは言えず, 壁の取り付けかない部材の評価法を準用しているものもあり, その精度に対する検証や, 評価手法の更なる検討が必要であると考えられる。

本研究では収集した実験データベースを用いて既往の非耐力壁付き梁および柱部材の強度・剛性・変形性能に関する評価法の精度を検証する。また, 筆者らの行った非耐力壁の取り付けいた十字形柱梁接合部部分架構の加力実験結果³⁾に基づき変形性能評価法を検討する。さらに, それらの評価法を組み合わせた骨格曲線モデル化手法を提案して実験試験体の骨格曲線と比較する。

2. 既往の非耐力壁付き部材構造特性評価法の検証

2.1 既往の非耐力壁付き部材構造特性評価法

(1) 曲げひび割れ強度

解説書²⁾付録 1-3 に示されている部材せいとして壁を含めた全せいを用いて RC 規準⁴⁾の式(解 8.18)を準用する方法, および柱部材では磯ら⁵⁾による曲げと軸力による引張縁応力度を理論的に算定することで導かれる方法の精度を検証する。

(2) 弾性剛性

曲げおよびせん断剛性を考え²⁾, 曲げ剛性の算定には

鉄筋を考慮し, せん断剛性はエネルギー法と長方形置換法により計算する。可撓長さは部材内法長さとする。

(3) 降伏変形

解説書²⁾式(付 1.3-39)で求めた有効せいを用いて菅野式⁶⁾を準用する方法による降伏点剛性低下率の評価法を検証する。

(4) 曲げ終局強度

解説書²⁾式(付 1.3-41)による, 中立軸より引張側の鉄筋がすべて降伏しているとした場合の算定法を検証する。ただし中立軸の定め方は高橋ら⁷⁾の方法に従う。

(5) せん断終局強度

解説書²⁾式(付 1.3-42)による断面を長方形に置換して荒川 min 式を準用する方法, 壁谷澤ら⁸⁾による断面を壁長さ方向に分割してそれぞれで算出したせん断終局強度を累加する方法, 耐震診断基準⁹⁾式(付 3-3)による方法を検証する。

(6) 終局変形

佐藤ら¹⁰⁾による終局変形角を壁厚に比例するヒンジ領域長さで終局時ヒンジ領域曲率の積に係数を乗じて推定する手法, および磯ら¹¹⁾による耐震診断基準⁹⁾の柱の曲げ塑性変形角算定式を準用して降伏変形とせん断余裕度から終局変形を推定する手法を検証する。

2.2 収集データの範囲・特性

収集した既往の実験データを用いて既往の非耐力壁付き部材の構造特性評価法を検証する。

収集した試験体データは 1973 年から 2016 年までに日本国内の学術報告書などに発表された鉄筋コンクリート造の腰壁・垂壁付き梁, 袖壁付き柱, および梁部材の荷重と変形が読み取れる柱梁接合部部分架構の腰壁・垂壁付き梁で, 梁部材 46 体, 柱部材 154 体である。ただし直交壁・スラブを有する, 構造スリットなどにより壁と梁・柱が一体でない, メッシュ筋・斜め筋・中空管など特殊

*1 東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻 修士課程 (正会員)

*2 東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻 准教授 博士(工学) (正会員)

な配筋（端部拘束筋を除く）、セメントなどで補強・補修している、ねじれが発生した、断面情報や実験結果を読み取れない試験体は除いた。さらに壁が長くなると壁としての特性が卓越してくると考え、梁または柱せいの3倍より長い壁を有する試験体を除いた。

論文中の記述をもとに試験体の破壊形式を曲げ破壊（F型）、梁または柱主筋降伏後せん断破壊（YS型）、せん断破壊（S型）に分類した。

腰壁・垂壁付き梁部材は、両側対称壁付き37体、両側非対称壁付き3体、片側壁付き6体で、部材全せいに対するせん断スパンの比0.625~1.875、コンクリート圧縮強度14.7~38.1N/mm²、壁厚の梁幅に対する比0.133~0.48、梁引張鉄筋比0.58~2.53%、あばら筋比0~1.28%、壁引張鉄筋比0.28~2.65%、壁せん断補強筋比0~3.98%に分布している。袖壁付き柱部材は、両側対称壁付き130体、両側非対称壁付き2体、片側壁付き22体で、柱軸力比0.05~0.65、部材全せいに対するせん断スパンの比0.2~2.48、コンクリート圧縮強度7.0~54.9N/mm²、壁厚の梁幅に対する比0.13~0.50、柱主筋比0.68~2.87%、帯筋比0.05~1.18%、壁引張鉄筋比0.10~2.87%、壁横補強筋比0.10~2.55%に分布している。

実験値は降伏点を梁または柱の引張主筋降伏点とし、終局変形は耐力が最大耐力の95%以上を示した点の中で最大の変形とした。

2.3 既往の評価法の検証

各評価法による計算値と実験値の関係を図-1 から図-5 および表-1 に示す。

(1) 曲げひび割れ強度

解説書の方法を用いた梁部材では小さなばらつきで精度よく推定できた。磯らの方法による柱部材ではややば

らつきが大きいものの、解説書の方法で計算値/実験値の平均が1.41であるのに対して1.05となり精度がよかった。

(2) 弾性剛性

梁部材の場合はいずれの方法でも比較的精度よくばらつきも小さく推定できたが、柱部材では特に壁や梁に固定された試験体で計算値が実験値を過大に評価し、剛域長さに対する検討も必要と考えられる。精算的な手法であるエネルギー法で計算値/実験値の平均が梁1.41、柱3.07（スタブに固定された試験体では梁1.39、柱1.61）であったのに対し、略算的な手法である長方形置換法では梁1.24、柱2.43（スタブに固定された試験体では梁1.27、柱1.31）となった。実験数が非常に限られており、壁付き部材ではひび割れが発生しやすいこともあり実験により弾性剛性を正確に測定することが困難であると考えられるため、今後も検討が必要であると考えられる。

(3) 降伏変形

降伏点剛性低下率の解説書による計算値/実験値の平均は1に近かったが、変動係数が梁0.36、柱0.58でばらつきが大きかった。

(4) 曲げ終局強度

F型の試験体を見ると計算値/最大耐力実験値の平均が梁で0.93、柱で0.86となり精度よく推定できた。

(5) せん断終局強度

YS型またはS型の試験体を見ると計算値/最大耐力実験値の平均が、長方形置換、分割累加による方法ではそれぞれ梁で0.91、0.89、柱で0.81、0.82となり精度が良かったが、耐震診断基準では梁で1.21となり過大に評価し、柱でも0.96となりばらつきを考えると余裕度がない。

次に前述の曲げ終局強度計算値と組み合わせた際の破壊形式の予測精度を比較する。せん断耐力に比べて曲げ耐

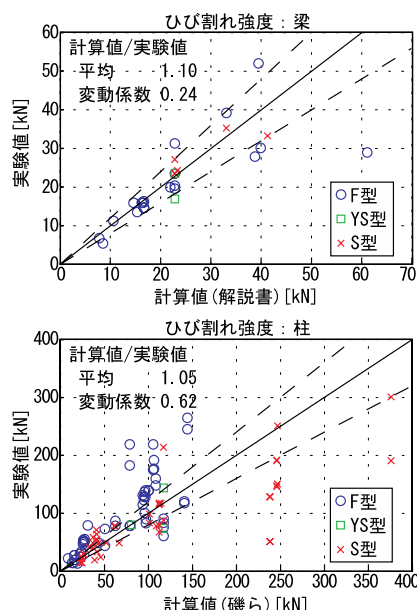


図-1 ひび割れ強度

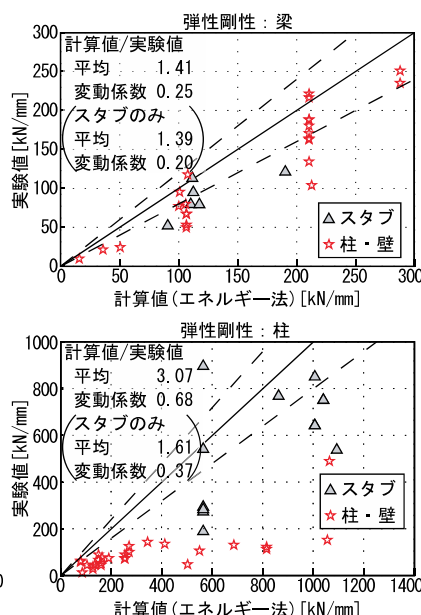


図-2 弾性剛性

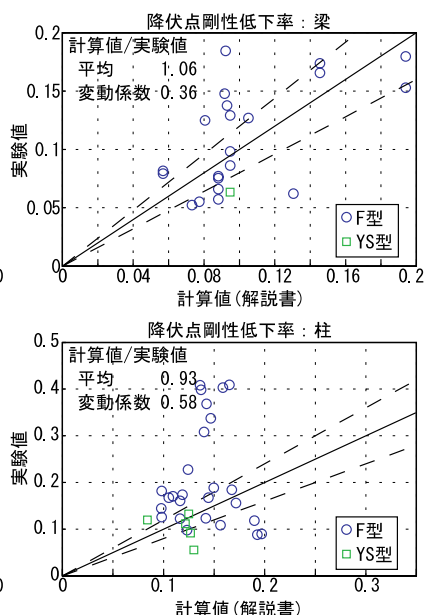


図-3 降伏点剛性低下率

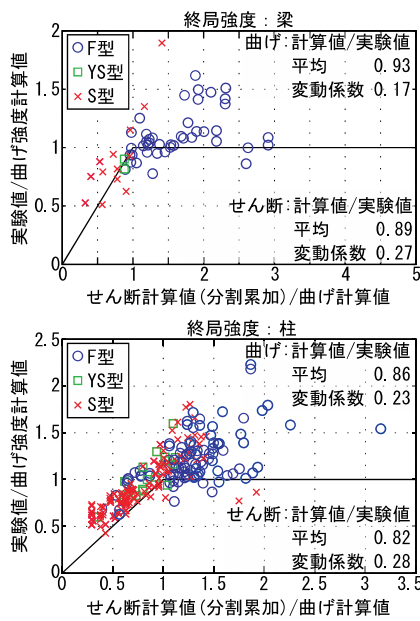


図-4 終局強度

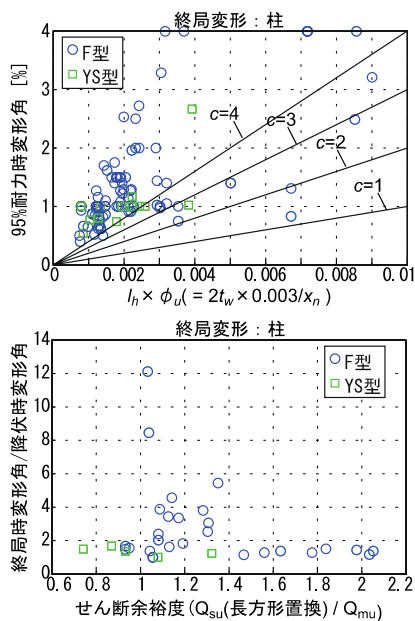


図-5 終局変形

表-1 計算値と実験値の比較

計算値/実験値		梁		柱	
		平均	変動係数	平均	変動係数
曲げひび割れ強度	解説書	1.10	0.24	1.41	0.68
	磯	1.05		0.62	0.62
弾性剛性(スタブ固定)	エネルギー	1.41	0.25	3.07	0.68
	長方形置換	(1.39)	(0.20)	(1.61)	(0.37)
降伏点剛性低下率	解説書	1.24	0.28	2.43	0.60
	長方形置換	(1.27)	(0.19)	(1.31)	(0.35)
降伏点	解説書	1.06	0.36	0.93	0.58
曲げ終局強度	解説書	0.93	0.17	0.86	0.23
せん断終局強度	長方形置換	0.91	0.38	0.81	0.36
	分割累加	0.89	0.27	0.82	0.28
	耐震診断	1.21	0.25	0.96	0.39
終局変形	佐藤	0.44		0.41	

力が小さく F 型と予測された試験体のうち、長方形置換で梁 10%、柱 21%、分割累加で梁 5%、柱 29%、耐震診断基準で梁 19%、柱 34%が実際の破壊形式が YS 型か S 型であった。耐震診断基準で特に判定の精度が低かった。

(6)終局変形

柱部材におけるヒンジ長さ l_p とヒンジ曲率 ϕ_u と実験値の関係およびせん断余裕度と終局変形実験値の降伏変形実験値に対する比の関係を図-5 に示す。佐藤らの方法では、 $l_p \phi_u$ に乘じる係数を梁で 4.77、柱で 6.71 とすると計算値/実験値の平均が 1 になるが、1~3 程度にすることで安全側の評価となる。係数によらず変動係数は梁 0.44、柱 0.41 となった。一方せん断余裕度と終局変形実験値の降伏変形実験値に対する比の間にはせん断終局強度の算定法によらず明確な関係は見られなかった。

3. 検討対象試験体概要

2 章での検討の結果既往の評価法の精度が低かった降

伏変形と終局変形に関して、筆者らが行った実験³⁾の 1/2 スケール非耐力壁付き十字形柱梁接合部部分架構 4 体の梁部材を用いて評価手法を検討する。

3.1 実験計画

検討対象試験体は基準試験体 No.1 と、No.1 に対してそれぞれ壁厚、柱主筋量、袖壁の長さが異なる No.2~No.4 である。梁部材の断面形状と配筋を図-6 に示す。また加力装置の概要を図-7 に示す。梁部材の変形は柱梁接合部に固定した測定フレームにより部材先端のピン位置の変位を計測した。

3.2 実験結果

No.1 の北梁のせん断力-部材角関係と No.2~No.4 の北梁のせん断力-部材角関係の包絡線を図-8 に示す。図中に危険断面を袖壁フェイスとし解説書²⁾式(付1.3-41)に示された引張側の鉄筋がすべて降伏していると仮定する方法により求めた曲げ終局強度計算値を示した。梁せん断力、変形については下端(垂壁)引張時を正とした。全

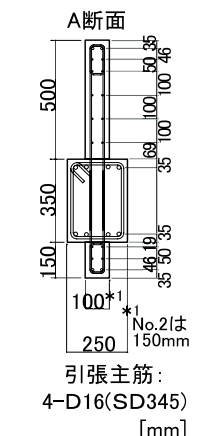


図-6 梁部材断面

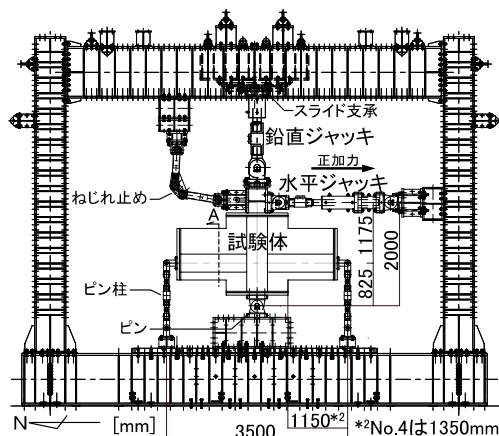


図-7 加力装置概要

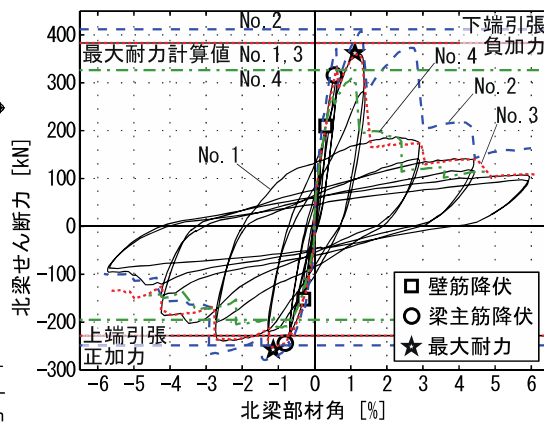


図-8 北梁せん断力-部材角関係

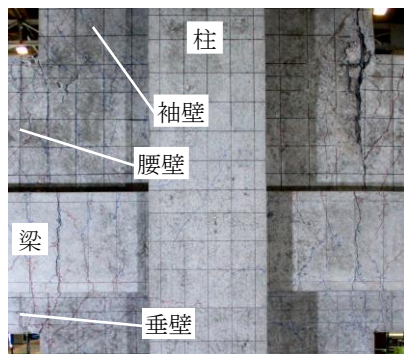


写真-1 損傷状況 (No.1)

での試験体で、引張側壁横筋降伏による剛性の変化は小さく、梁主筋降伏以降に剛性の低下が見られた。最大耐力は上端引張時に比べて下端引張時のほうが大きかったが、最大耐力以降の耐力低下も大きかった。終局強度計算値は実験値を精度よく推定できた。

写真-1には No.1 の最大耐力に達した層間変形角 1/100 のサイクル時の損傷状況を示す。梁および腰壁・垂壁の袖壁フェイス位置に損傷が集中し、特に腰壁でコンクリート圧壊の進行が顕著に見られ、耐力が大きく低下した。破壊形式は梁の曲げ圧縮破壊であった。

4. 降伏変形の検討

筆者ら¹²⁾は実験試験体の梁部材に対する検討により、矩形断面部材に対する降伏点剛性低下率 α_y の経験式である菅野式⁶⁾を非耐力壁付き部材に準用する際には、有効せい d として解説書²⁾に示された最も引張側の壁筋降伏時の圧縮縁から引張力中心までの距離ではなく、引張側の主筋降伏時の圧縮縁から引張鉄筋による引張力中心までの距離を用いる方が適しているとの知見を得た。このとき引張鉄筋として引張側梁主筋とそれより引張側に位置する壁筋のみを考えた(以下、略算)。軸力が加わらない場合の菅野式を式(1)に示す。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043a/D) \cdot (d/D)^2 \quad (1)$$

ただし、 n : ヤング係数比、 p_t : 引張鉄筋比、 a/D : シアスパン比、 d : 有効せい、 D : 部材せいである。

略算の方法では、引張力を負担するが未降伏の鉄筋を引張鉄筋として考慮しておらず、実際の引張鉄筋とは異なる場合があると考えられる。そこで本検討では、平面保持を仮定した断面解析による引張側梁主筋降伏時の中立軸よりも引張側に位置する鉄筋を引張鉄筋として、圧縮縁から引張鉄筋による引張力中心までの距離を d とする場合(以下、解析)の検討を行う。

解説書、解析、略算の各方法により菅野式を準用したときの降伏点剛性低下率 α_y 計算値と実験値の比較を図-9に示す。ただし、実験において引張側梁主筋降伏以降剛性が低下していたことから本検討では降伏点を引張側梁主筋の降伏点とし、初期剛性には鉄筋も考慮した全

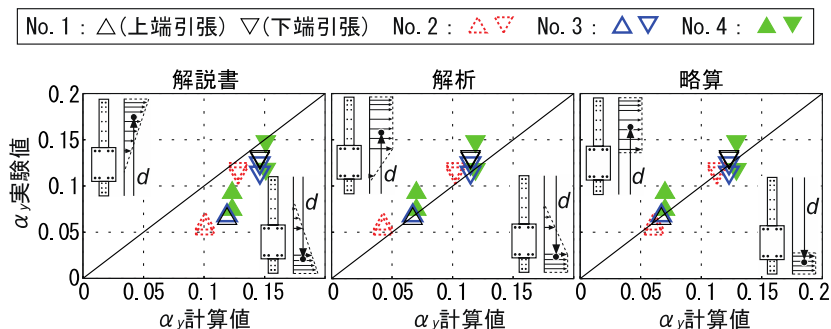


図-9 降伏点剛性低下率の計算値と実験値

断面の曲げ剛性およびせん断剛性を考慮し、ヤング係数比 n は材料試験による値、部材せい D は部材全せいを用いた。特に上端引張時に解説書に比べて解析および略算による計算値が実験値に近く、計算値/実験値の平均が解説書で 1.31 であったのに対して、解析で 0.87, 略算で 0.91 となり精度が良かった。

2章と同様に既往の実験で検証すると解析、略算でそれぞれ計算値/実験値の平均が梁 0.72, 0.75, 柱 0.62, 0.66 となり過小評価したが、変動係数が梁 0.43, 0.38, 柱 0.52, 0.51 で柱では解説書の方法よりばらつきが小さくなった。

5. 終局変形の検討

降伏後の変形はすべて長さ l_p のヒンジ領域における回転によるものと考え、そのときのヒンジ領域における曲率が ϕ_u で一定と仮定する。終局時の圧縮縁コンクリートの歪が ϵ_c 、圧縮縁からの中立軸距離が x_n のとき $\phi_u = \epsilon_c / x_n$ となり、終局時部材角 θ_u は式(2)のように表せる。

$$\theta_u = \theta_y + (\epsilon_c / x_n) \cdot l_p \quad (2)$$

ただし、 θ_y : 降伏時部材角である。

式(2)によれば ϵ_c が一定のとき、 $(\theta_u - \theta_y)x_n$ と l_p は比例する。 l_p は壁厚 t_w に比例するとの研究¹³⁾を参考に $(\theta_u - \theta_y)x_n$ と t_w が比例すると考え、両者の関係を図-10に示す。ただし梁部材の耐力が最大耐力の95%に低下した点を終局点と定義し、耐力が最大耐力の95%まで低下しないサイクルの次の変形角のサイクルで最大耐力の95%に到達しなかった場合は、最大耐力の95%以上の耐力を示した変形が最大の点とその次の変形角のサイクルの最大耐力点を結ぶ直線が最大耐力の95%と交わる点を終局点とする。また降伏点は引張側梁主筋の降伏点とし、No.1とNo.3の南梁は正載荷となる下端引張時に先に上端主筋も降伏したため、南梁の上端引張時降伏変形を北梁の上端引張時降伏変形と同じとした。 x_n は曲げ終局時の中立軸距離とし、高橋ら⁷⁾の方法で算定した。上端引張、下端引張それぞれでは $(\theta_u - \theta_y)x_n$ と t_w の間に正の相関が見られる。しかし、 $(\theta_u - \theta_y)x_n$ に対して部材の引張方向の違いによる影響がある。

そこで一定と考えた ϵ_c に、圧縮側となる壁の長さ l_w 、

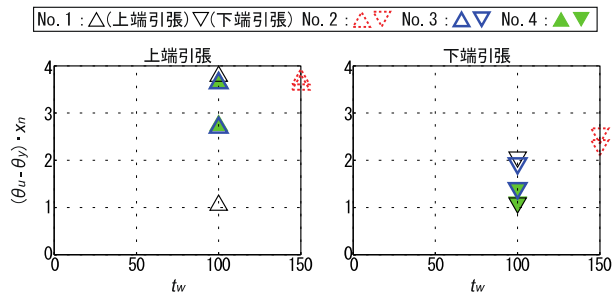


図-10 壁厚と終局変形

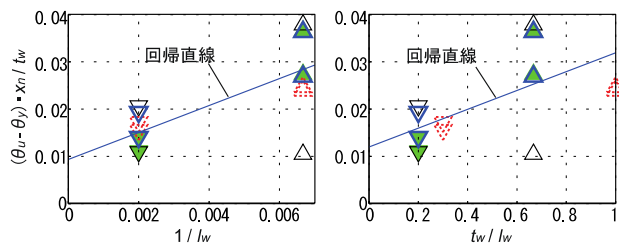


図-11 壁断面寸法と終局変形

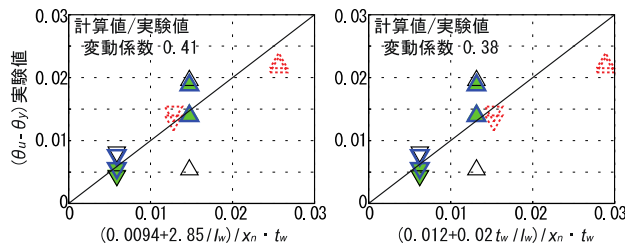


図-12 終局変形の計算値と実験値

もしくは壁厚も終局時圧縮縁歪に影響するとの研究¹⁰⁾を参考に壁厚に対する壁長さの比が影響し、これらが大きいとコンクリートの拘束効果が小さくなり、 ε_c が低下すると考え、それらの逆数 $1/l_w$ および t_w/l_w と $(\theta_u - \theta_y)x_n/t_w$ の関係を図-11 に示す。縦軸は $(\theta_u - \theta_y)x_n$ と l_p 、 l_p と t_w が比例すると仮定して、 ε_c と $1/l_w$ および t_w/l_w との関係を見るために $(\theta_u - \theta_y)x_n/t_w (= \varepsilon_c(l_p/t_w))$ とした。本実験の結

果に対して線形回帰分析を行うと式(3)および式(4)が得られた。

$$\theta_u = \theta_y + (0.0094 + 2.85/l_w)/x_n \cdot t_w \quad (3)$$

$$\theta_u = \theta_y + (0.012 + 0.02t_w/l_w)/x_n \cdot t_w \quad (4)$$

これらを用いた θ_u 計算値と実験値の比較を図-12 に示す。いずれの場合も計算値は実験値を概ね推定でき、降伏から終局までの変形の計算値/実験値の変動係数は式(3)で 0.41、式(4)で 0.38 だった。

しかし 2 章で用いた既往の実験で検証した場合、降伏から終局までの変形の計算値/実験値の平均が式(3)で梁 0.88、柱 0.64、式(4)で梁 0.90、柱 0.78 となったが、変動係数が式(3)で梁 0.57、柱 0.84、式(4)で梁 0.60、柱 0.93 となりばらつきが大きかった。本実験で変数としなかった因子の影響が考えられ更なる検討が必要と考えられる。

6. 非耐力壁付き部材モデル化手法の提案

6.1 モデル概要

曲げ破壊する非耐力壁付き部材の骨格曲線の壁圧壊による終局点までを、ひび割れ点、降伏点を折れ点とする Tri-Linear モデルによってモデル化する手法を提案する。

圧縮側の壁が長く引張主筋降伏後にも強度が上昇するが比較的早期に耐力が低下する部材と、圧縮側の壁が短く降伏後の強度上昇が小さいが比較的大きな変形まで耐力が低下しない部材のいずれの場合でも表現できると考え以下に示すようなモデルとした。

6.2 モデル化手法

初期剛性は曲げおよびせん断剛性を考慮する。せん断剛性の計算時にはエネルギー法を用いる。ひび割れ強度は RC 規準⁴⁾の式(解 8.18)を準用し柱部材では磯ら⁵⁾の方法を用いる。降伏変形は菅野式⁶⁾を準用して降伏点剛性低下率を算定することで定める。その際には 4 章に示し

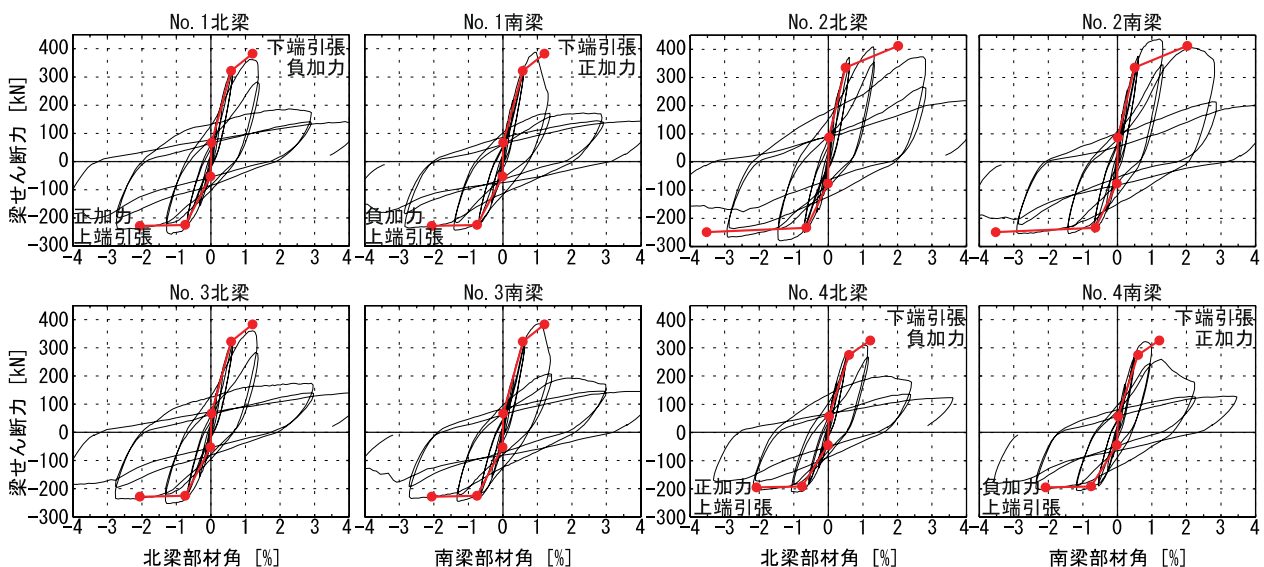


図-13 骨格曲線モデル化

た略算の方法により有効せいと引張鉄筋を定める。降伏強度は平面保持を仮定した断面解析による引張側主筋降伏時の強度として定める。終局変形は5章に示した式(4)で算定し、終局強度は解説書²⁾式(付 1.3-41)の引張側鉄筋がすべて降伏していると仮定した方法で算定する。ただし中立軸の定め方は高橋ら⁷⁾の方法に従う。検討が不十分だが部材の取り付く壁フェイスまで剛域とする。

6.3 実験結果との比較

提案した手法によりモデル化した実験試験体梁部材の骨格曲線と実験結果の比較を図-13に示す。特に壁厚の大きい No.2 の下端引張では降伏後に強度が上昇しその強度を比較的大きな変形まで維持したため最大耐力点付近で提案モデルと実際の骨格曲線が一致しなかったが、モデル化は全体としては概ね良好な精度で行えた。ただし、耐力低下の小さい上端引張時に終局変形の推定精度がやや不十分であった。

7. まとめ

既往の非耐力壁付き梁・柱部材に対する強度・剛性・変形性能の評価法の精度検証、非耐力壁付き十字形柱梁接合部部分架構の加力実験に基づく変形性能の評価法検討、および提案した手法による骨格曲線モデルと実験結果との比較により次の知見を得た。

- (1) ひび割れ強度は RC 規準⁴⁾を準用し柱部材では磯ら⁵⁾に従うことで、曲げ終局強度は中立軸を高橋ら⁷⁾の方法で定めて解説書²⁾による引張鉄筋が全て降伏しているとした方法で、せん断終局強度は断面を長方形置換する方法²⁾または断面を壁長さ方向に分割する方法⁹⁾で精度よく推定できた。弾性剛性は実験数が少ない上、実験による弾性剛性の測定は困難であると思われるが、剛域長さも含めてさらなる検討が必要と考えられる。降伏変形は解説書²⁾の方法で菅野式⁶⁾を準用した場合ばらつきが大きかった。
- (2) 菅野式⁶⁾を準用して降伏点剛性低下率を推定する際、圧縮縁から引張主筋降伏時の中立軸よりも引張側に位置する鉄筋による引張力中心までの距離を有効せいとする方法であっても、引張主筋とそれより引張側に位置する壁筋のみを引張鉄筋として有効せいを定める方法¹²⁾同様に良い精度で実験値を推定できた。
- (3) 圧縮側の壁長さもしくは壁長さと壁厚の比による影響を考慮することで、本実験での終局変形実験値をある程度推定できた。しかし、より多くの実験結果を精度よく推定するためにはそれ以外の因子による影響を検討する必要がある。
- (4) 既往の強度・剛性評価法と新たに示した変形性能評価法を組み合わせ非耐力壁付き梁部材の骨格曲線を壁圧壊による終局まで概ね良い精度でモデル化で

きた。ただし、耐力低下の小さい上端引張時に終局変形の推定精度がやや不十分であった。

謝辞

本研究は、JSPS 科研費 25709050 の助成を受けたものです。ここに記して関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 壁谷澤寿一ほか：袖壁付き柱を活用した実大5層鉄筋コンクリート造建築物の載荷実験，日本建築学会構造系論文集，Vol.81，No.720，pp.313-322，2016.2
- 2) 建築行政情報センター，日本建築防災協会編：2015年版建築物の構造関係技術基準解説書，2015.6
- 3) 田尻清太郎，守屋暁：鉄筋コンクリート造非耐力壁付き十字形柱梁接合部の実験(その1~2)，日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)，pp.193-196，2016.8
- 4) 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
- 5) 磯雅人，上原正敬，福山洋，田尻清太郎：袖壁付き RC 柱のせん断挙動に与える袖壁の出幅の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，pp.109-114，2010.
- 6) 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究—曲げ降伏をするはり，柱，および無開口耐震壁の強度と剛性に関する実験的研究，コンクリートジャーナル，Vol.11，No.2，pp.1-9，1973.2
- 7) 高橋之ほか：腰壁と袖壁を有する鉄筋コンクリート部材の曲げ設計モデル，日本建築学会構造系論文集，Vol.74，No.641，pp.1321-1326，2009.7
- 8) 壁谷澤寿海，壁谷澤寿成：袖壁付き柱の実用せん断強度式，日本地震工学会・大会—2007 梗概集，pp.248-249，2007
- 9) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説，2001.7
- 10) 佐藤充晴ほか：鉄筋コンクリート造袖壁付き柱の変形性能に関する実験的研究(その1~3)，日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)，pp.135-140，2011.8
- 11) 磯雅人ほか：既往の研究成果におけるそで壁付き RC 柱部材の強度・変形性能に関する検討，日本建築学会大会学術講演梗概集(東北)，pp.113-116，2009.8
- 12) 守屋暁，田尻清太郎，塩原等：鉄筋コンクリート造非耐力壁付き梁部材の強度と降伏変形に関する検討，日本地震工学会・大会—2016 梗概集，2016.9
- 13) 高橋之ほか：圧縮側に柱型がない RC 耐震壁の曲げ変形性能，日本建築学会構造系論文集，Vol.76，No.660，pp.371-377，2011.2