

論文 梁曲げ降伏する鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部のコンクリート強度を変数とした有限要素解析

大西 直毅*1・田尻 清太郎*2・塩原 等*3

要旨: 鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部について、コンクリート強度を変数とした有限要素解析を行った。主な検討項目は層せん断力と層間変形角の関係、ひび割れ状況、最小主応力図、柱、梁および接合部パネルの変形の層間変形角に対する割合である。対象試験体は既報の X03 と X06 の 2 体とし、コンクリート強度を一軸圧縮強度の 1.1 倍と 1.5 倍の 2 ケース解析し、実験結果と比較した。コンクリート強度を 1.5 倍にした方が実験結果に近づけることができ、X06 でコンクリート強度を 1.5 倍としたケースは梁と接合部パネルの変形量が層間変形角 2%まで実験結果に整合した。ただし、耐力は実験結果を過大評価した。

キーワード: 十字形柱梁接合部, 有限要素解析, 降伏ヒンジ, コンクリート強度, 変形割合

1. はじめに

著者らは、大西・塩原(2019)¹⁾において、柱梁強度比と接合部横補強比を実験変数とした 6 体の鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の実験を行った。その結果、柱梁強度比 1.88, 接合部横補強比 0.93(接合部横補強筋比 1.1%) の X06 試験体で明瞭な曲げ降伏ヒンジが形成され安定した曲げ降伏挙動となることを確認した。

大西ら(2022)²⁾は、接合部横補強筋量の違いによる履歴特性への影響について、有限要素解析での検討を試みた。その結果、接合部横補強筋比を増加させると、接合部の損傷が緩和される結果が得られた。しかし、その後の検討で、その解析は接合部の損傷を過大評価している可能性があることがわかってきた。

そこで本稿では、柱と梁と接合部の変形割合について、有限要素解析を用いて実験との比較を行い、有限要素解析モデルの妥当性について検討を行った。

2. 解析手法

2.1 解析対象試験体の諸元

解析には非線形有限要素解析プログラム FINAL (V11)³⁾を用いた。解析対象は 2019 年に発表した十字形柱梁接合部試験体 X03 と X06 の 2 体¹⁾とした。2 体は梁端部の変形が大きく、特に X06 は層間変形角 5%以上でも安定した履歴性状を示した試験体である。

試験体の配筋図を図-1 に、試験体 X03, X06 の諸元を表-1 に、コンクリートと鉄筋の材料特性をそれぞれ表-2, 表-3 に示す。試験体 X03 と X06 はともに接合部横補強筋比が 1.1%と高く、柱梁強度比はそれぞれ 1.47 と 1.88 である。

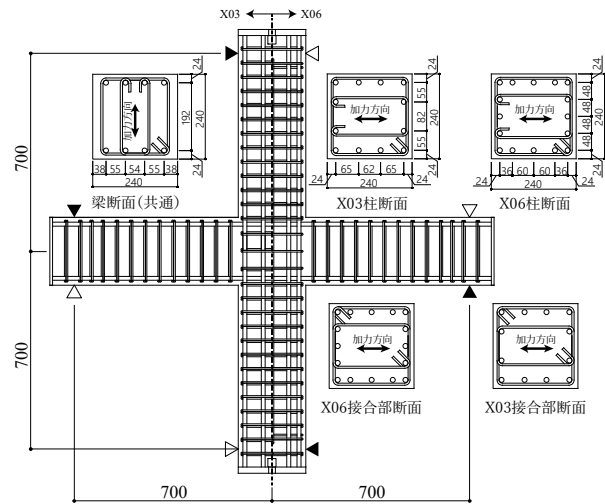


図-1 試験体配筋図

表-1 試験体諸元

試験体名	X03	X06	
柱	主筋	12-D13	
		SD345	
	主筋比 p_s	2.64%	3.52%
	せん断補強筋	4-D6(SD295A)@50	
梁	せん断補強筋比	1.06%	
	引張主筋	4-D13(SD345)	
	引張鉄筋比 p_t	0.98%	
	せん断補強筋	4-D6(SD295A)@50	
接合部	せん断補強筋比	1.06%	
	横補強筋	3組×4-D6	
	横補強筋比	1.10%	
柱梁強度比 ^{*1}	1.47	1.88	
接合部横補強比 ^{*2}	0.93		

*1 梁曲げ終局時の節点モーメントに対する柱曲げ終局時の節点モーメントの比

*2 梁主筋の降伏時引張力に対する接合部横補強筋の全断面積と降伏強度の積の比

2.2 解析モデル

(1) モデル概要

解析モデルは幅方向の対称性を考慮して半分のみを

*1 東京大学 大学院工学系研究科 建築学専攻 助教 博(工)(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(工)(正会員)

*3 東京大学 大学院工学系研究科 建築学専攻 教授 工博(正会員)

モデル化した (図-2)。対称面では節点を面外にローラ

表-2 コンクリートの材料特性

圧縮強度(MPa)	ヤング係数(GPa)	引張強度(MPa)
36.8	28.6	2.49

表-3 鉄筋の材料特性

鉄筋	降伏強度(MPa)	ヤング係数(GPa)
D13(SD345)	374	184
D6(SD295)	347*	194

* 0.2%オフセット耐力

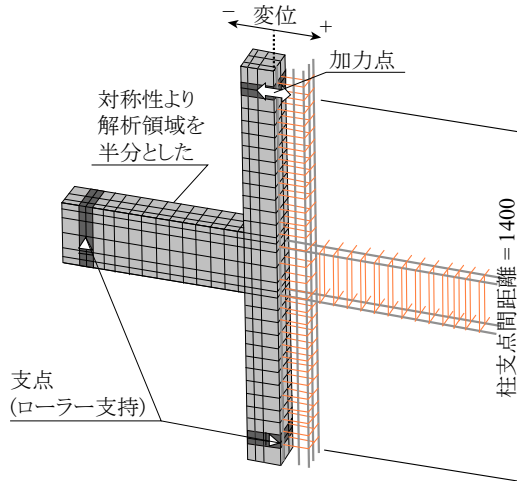


図-2 解析モデル (試験体 X06)

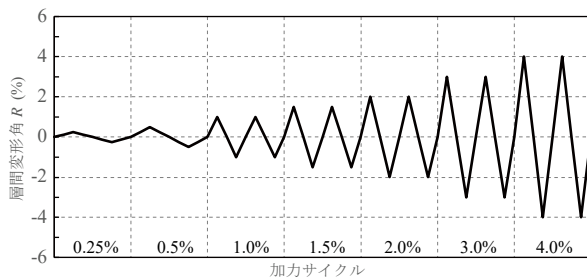


図-3 解析の加力履歴

表-4 使用した構成則

コンクリート	テンションスティフニング特性	出雲らのモデル (文献6) (係数 C=1.0)
	圧縮応力-ひずみ曲線	修正 Ahmad モデル (文献7)
	圧縮破壊条件	Ottosen の 4 パラメータモデル (畑中らの係数 (文献7))
	圧縮軟化域特性	中村・楳貝モデル (文献8)
	繰返し応力下の履歴特性	長沼・大久保の履歴特性モデル (文献9)
鉄筋	履歴特性	bilinear モデル
	ひずみ硬化則	等方硬化則
付着	付着応力-すべり曲線	Naganuma et al.のモデル (文献11)

表-5 解析ケース

解析ケース名	X03-1.1Fc	X03-1.5Fc	X06-1.1Fc	X06-1.5Fc
対象試験体	X03		X06	
コンクリートの圧縮強度(MPa)	40.5 (1.1倍)	55.2 (1.5倍)	40.5 (1.1倍)	55.2 (1.5倍)
コンクリートの縦弾性係数(GPa)	28.4	32.2	28.4	32.2
コンクリートの引張強度(MPa)	3.17	3.78	3.17	3.78

一支持している。コンクリートは8節点六面体ソリッド要素, 鉄筋は曲げを考慮しない線材要素とし, コンクリートと鉄筋の間には付着滑りを考慮する接合要素(ライン要素)を設け, 付着力と滑り量の関係を与えた。付着強度は日本建築学会の靱性保証指針⁴⁾に基づいて与え, 付着強度時の滑り量は fib Model Code 2010⁵⁾の Good bond conditions の場合を参考に 1.0 mm に設定した。

コンクリートの分割は鉄筋位置に合わせて行い, 鉄筋はコンクリート要素のエッジに設けた。X03 と X06 では柱主筋の位置が異なるため, 柱のコンクリートの分割の仕方が異なっている。

梁先端の支点は上下方向のみ固定としたローラー支持とした。下柱の支点は面内水平方向のみ固定としたローラー支持とした。上柱の加力点を面内水平方向に変位制御で加力した。加力履歴を図-3 に示す。層間変形角は加力点変位を, 加力点と下柱支点との距離 1400 mm で除して得た (図-2)。実験の加力履歴と同様に, 層間変形角 0.25% と 0.5% を 1 サイクルずつ行い, 1% から 4% は 2 サイクルずつ行った。

(2) 使用した構成則

主に使用した構成則を表-4 に示す。まずコンクリートは, テンションスティフニング特性として出雲らのモデル⁶⁾を用いた。圧縮応力-ひずみ曲線は修正 Ahmad モデル⁷⁾を用いた。圧縮破壊条件には Ottosen の 4 パラメータモデルに畑中らの係数を適用した⁷⁾。圧縮軟化域特性は中村・楳貝モデル⁸⁾とし, 繰返し応力下の履歴特性は長沼・大久保の履歴特性モデル⁹⁾とし, ひび割れ後のせん断伝達特性には長沼の提案モデル¹⁰⁾を用いた。次に鉄筋は履歴特性を Bilinear モデルとし, ひずみ硬化則は等方硬化則とした。最後に付着応力-すべり曲線は Naganuma et al.のモデル¹¹⁾とした。

接合部パネルは, 接合部横補強筋が均等に配筋されており, 実験で中段筋を設けていることを踏まえて, 水平 2 方向については接合部横補強筋の鉄筋比を, 柱軸方向については柱主筋の鉄筋比をプログラムの設定として与えており, ひび割れ後のせん断伝達特性にその効果が反映される。

用いた解析プログラムは三軸圧縮時の側圧による強度増大が考慮できるようになっており, 接合部横補強筋量の増加に伴い圧縮強度が増大する。しかし一軸圧縮強度をコンクリートの圧縮強度とした既報²⁾で接合部の損傷が実験よりも大きかった。そこで接合部のコンクリートの損傷が緩和されることを期待して, コンクリートの圧縮強度をパラメトリックに増やした解析を行った。本稿では試験体ごとに圧縮強度をほとんど変えない場合 (1.1 倍) と大幅に変えた場合 (1.5 倍) の 2 ケースについて示す。

かぶりコンクリートとコアコンクリートは区別していないため、双方にひび割れ後のせん断伝達特性の横補強筋による効果が反映され、圧縮強度の倍率が乗じられる。

解析ケースの名称は、例えば X03-1.1Fc のように、(試験体名)-(コンクリート強度に対する倍率)Fc とした。表-5 に解析ケースの一覧を示す。コンクリート強度以外には、コンクリートの縦弾性係数、引張強度が変化する。FINAL では次の式(1)、式(2)が用いられており、MPa 単位の換算した計算結果を表-5 に示した。

$$E_c = (0.114\sqrt{f_c} + 0.582) \cdot 10^5 \quad (1)$$

$$f_t = 1.07 f_c^{0.566} \quad (2)$$

ここで、 E_c は縦弾性係数 (kgf/cm²)、 f_c は一軸圧縮強度 (kgf/cm²)、 f_t は一軸引張強度 (kgf/cm²) である。圧縮強度時のひずみは 2000×10^{-6} m/m に固定した。

3. 解析結果

3.1 層せん断力と層間変形角の関係

図-4 に実験と解析の層せん断力と層間変形角の関

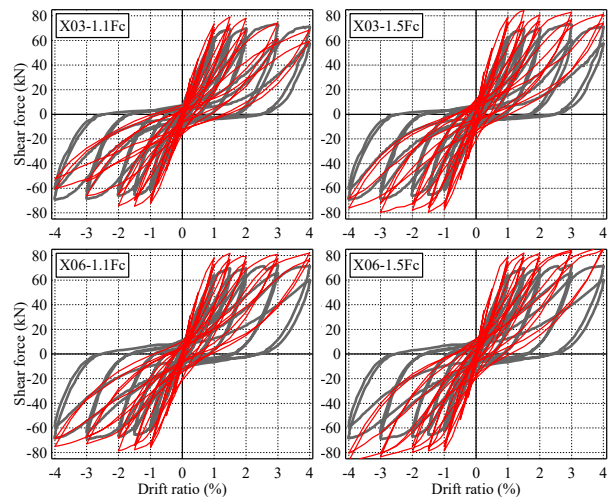


図-4 層せん断力と層間変形角の関係
(赤線：解析；灰線：実験)

係を示す。解析はいずれも降伏時耐力をやや過大評価した。また除荷剛性は実験に比べて小さかった。X03-1.1Fc では、降伏後に層間変形角の増大とともに耐力が低下していた。また、X03-1.1Fc の層間変形角-3%のサイクルで

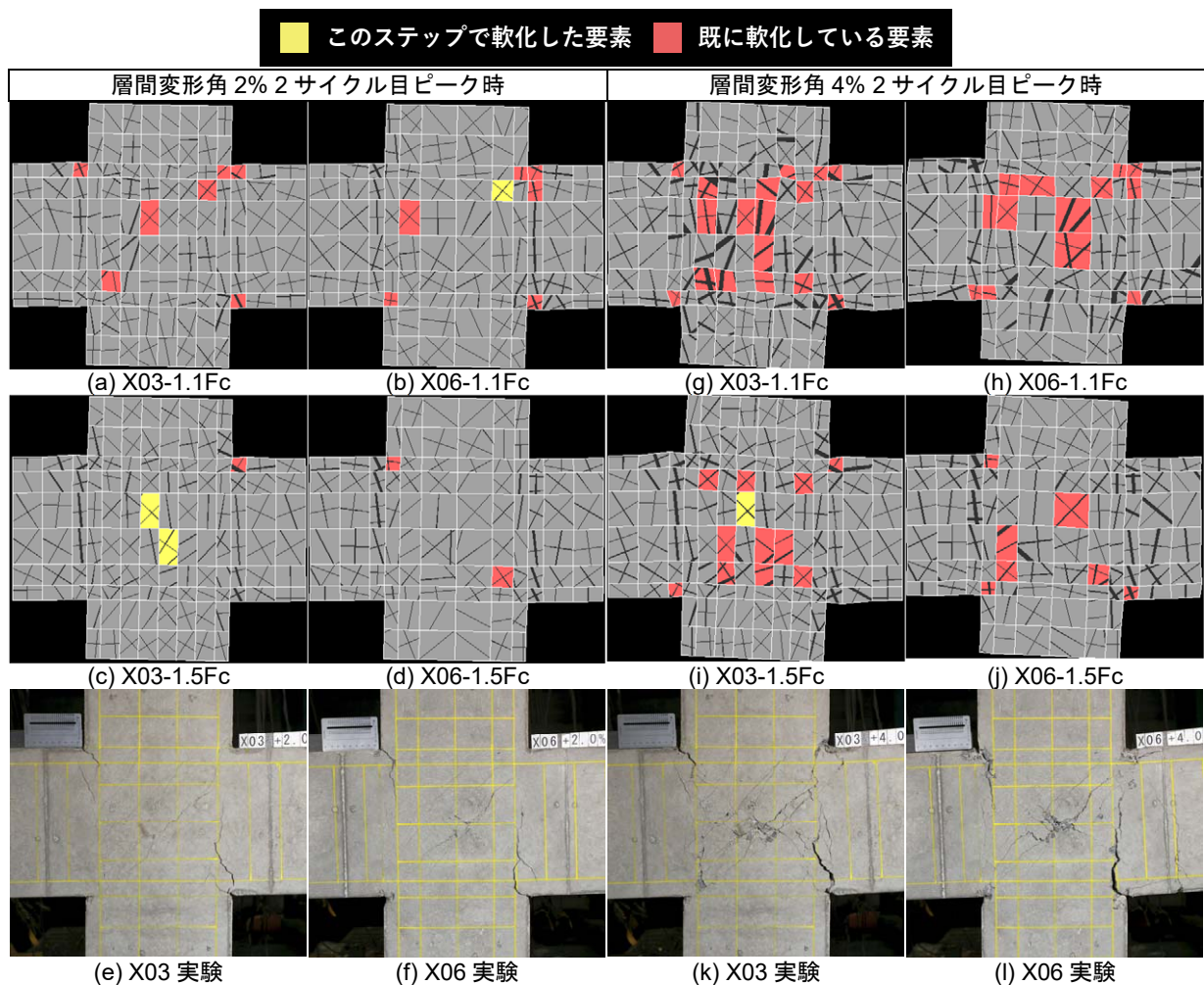


図-5 解析のひび割れ図と実験写真
(層間変形角 2%、4%の第 2 サイクルピーク時)

耐力がやや低下していた。しかしながら、これらは実験とは異なる。一方、コンクリート強度を 1.5 倍にした解析では、層間変形角 4%まで耐力低下はほとんど見られなかった。ただし、X06-1.5Fc は降伏後の耐力上昇を過大評価した。

3.2 解析のひび割れ図と実験のひび割れ状況の比較

図-5 に層間変形角 2%と 4%の 2 サイクル目ピーク時の解析のひび割れ図と実験のひび割れ状況の写真を並べた。実験では層間変形角 4%において、X03 と X06 のひび割れに大きな違いはなかったが、解析では X03 の方が軟化広い領域でみられた (図中の赤色, 黄色の要素)。コンクリート強度を 1.1 倍にしたケースに比べて 1.5 倍としたケースでは、ひび割れ状況、コンクリートの軟化の程度が緩和された。X03-1.1Fc と X03-1.5Fc を比較すると、後者の方が梁端部のひび割れが目立っている。コンクリートの強度を高く設定したことで、コンクリートの軟化が抑えられ、接合部の損傷が抑えられた可能性がある。

一方で、実験と解析を比較すると、梁端部のひび割れ位置に違いが見られた。実験ではいずれの試験体も最外柱主筋に沿ったひび割れが見られたのに対し、解析結果は梁端部の要素のひび割れの方が接合部の柱フェイス寄りの要素のひび割れよりも顕著であった (図-6)。すなわち危険断面位置が内側にある実験の方が梁の支点からの距離が長いと考えられる。そのように考えると図-4

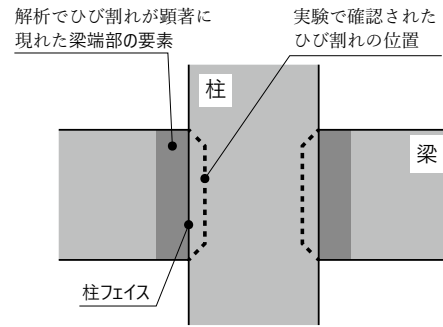


図-6 実験と解析のひび割れ位置の違い

の荷重変形関係において、解析の方が同じ層間変形角での耐力が高いことも、最大せん断力が大きいことも説明がつく。また、コンクリート強度が柱主筋で囲まれたコアコンクリートとかぶりコンクリートと同じであることも、解析で梁端部にひび割れが入った要因と考えられる。

3.3 最小主応力コンター図

図-7 に解析の最小主応力コンター図を示す。X06-1.5Fc は層間変形角 2%の 2 サイクル目ピークで接合部パネルに対角に主応力の分布が現れた。X06-1.1Fc も層間変形角 2%の 2 サイクル目ピークで対角に分布していることがわかるが、4%の 2 サイクル目ピーク時には接合部パネル全体に広がっている。X03 の解析ケースは層間変形角 2%の 2 サイクル目ピークでも対角の最小主応力分布が歪んでいるが、X06-1.5Fc に比べて接合部パネルの損傷が大きいことが要因の一つと考えられる。

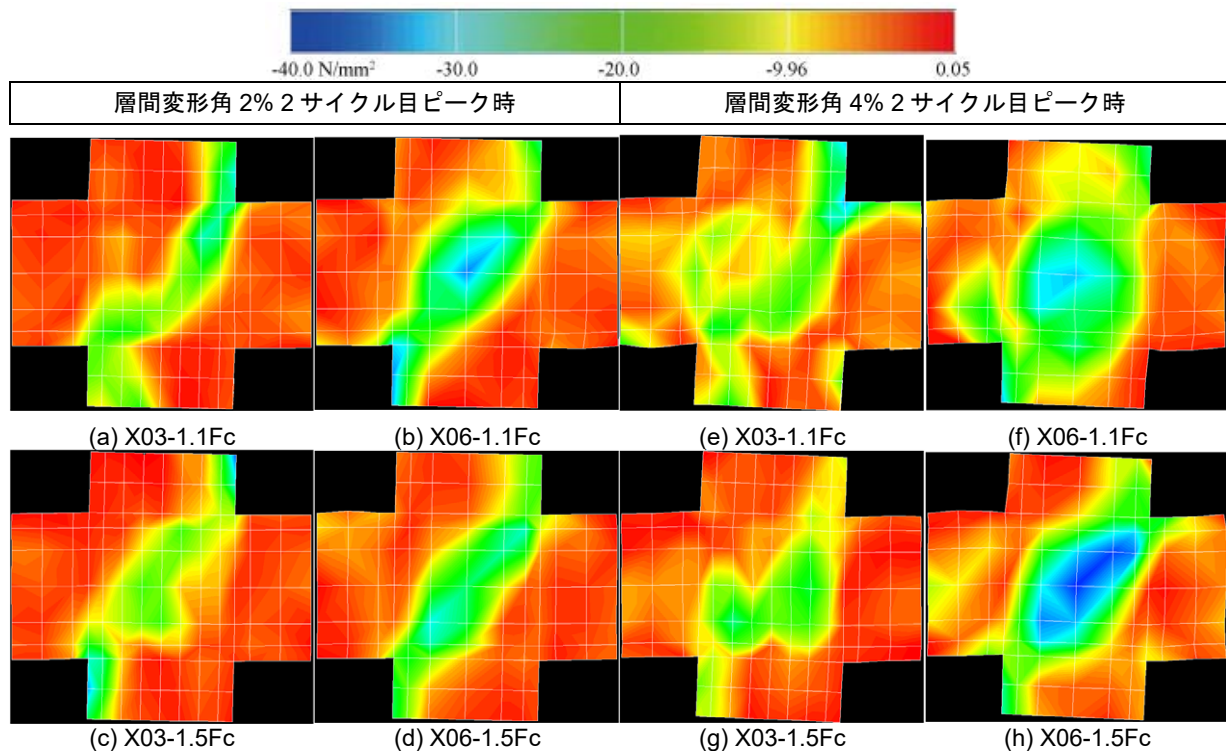


図-7 最小主応力コンター図

(層間変形角 2%, 4%第 2 サイクルピーク時)

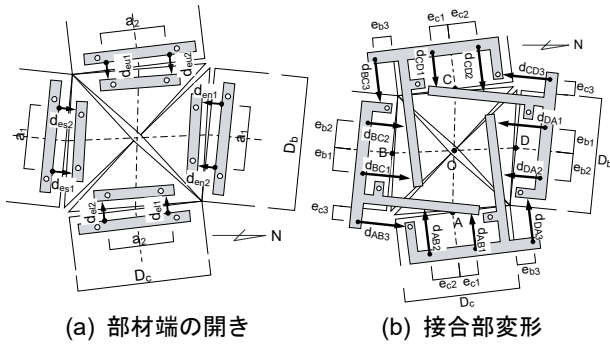


図-8 変形角の計測

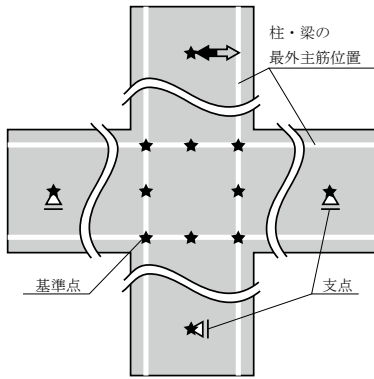


図-9 解析の変形角基準点

3.4 柱・梁・接合部変形の層間変形角への寄与成分

実験と解析における柱・梁・接合部の変形による層間変形角への寄与成分をそれぞれ求めて比較を行った。

実験での各成分の計算は次のように行った。まず柱・

梁部材は、柱・梁の変形角、柱・梁端部の開き角(図-8(a))から柱・梁の変形成分に変換した。そして接合部は、図-8(b)に示す変位計により得られた各部の変形成分を用いて、接合部の隣合う部材端同士のなす角から接合部の変形成分に変換し、これらの柱・梁・接合部パネルの変形角を層間変形角に換算した。

解析については、実験での計測位置を考慮して接合部内の最も外側の柱・梁主筋までをそれぞれ梁・柱の変形として、図-9に示す節点座標からそれぞれの変形角を求めた。

図-10に実験結果と解析結果を重ねたグラフを示す。赤細線が解析結果、灰太線が実験結果をプロットしたものである。実験結果のグラフから、X03、X06はともに梁の変形が最も大きく、柱や接合部パネルの変形は小さく抑えられていたことがわかる。

次に、図-10で解析結果を実験結果と比較する。X03については、X03-1.1Fcでは層間変形角3%から耐力が低下し、接合部の変形が急激に増加したが、X03-1.5Fcでは、耐力の低下は見られなかったものの、3%以降の接合部の変形の増加は抑えられなかった。ただし、X03-1.5Fcの方が柱の変形は抑えられ、梁の変形は僅かに増加していた。

X06については、いずれの解析ケースも柱の変形は概ね実験結果を捉えていた。X03-1.1Fcでは接合部パネルの方が梁よりも変形が大きいが、X06-1.5Fcでは梁の方が接合部パネルよりも変形が大きいという結果が得られ

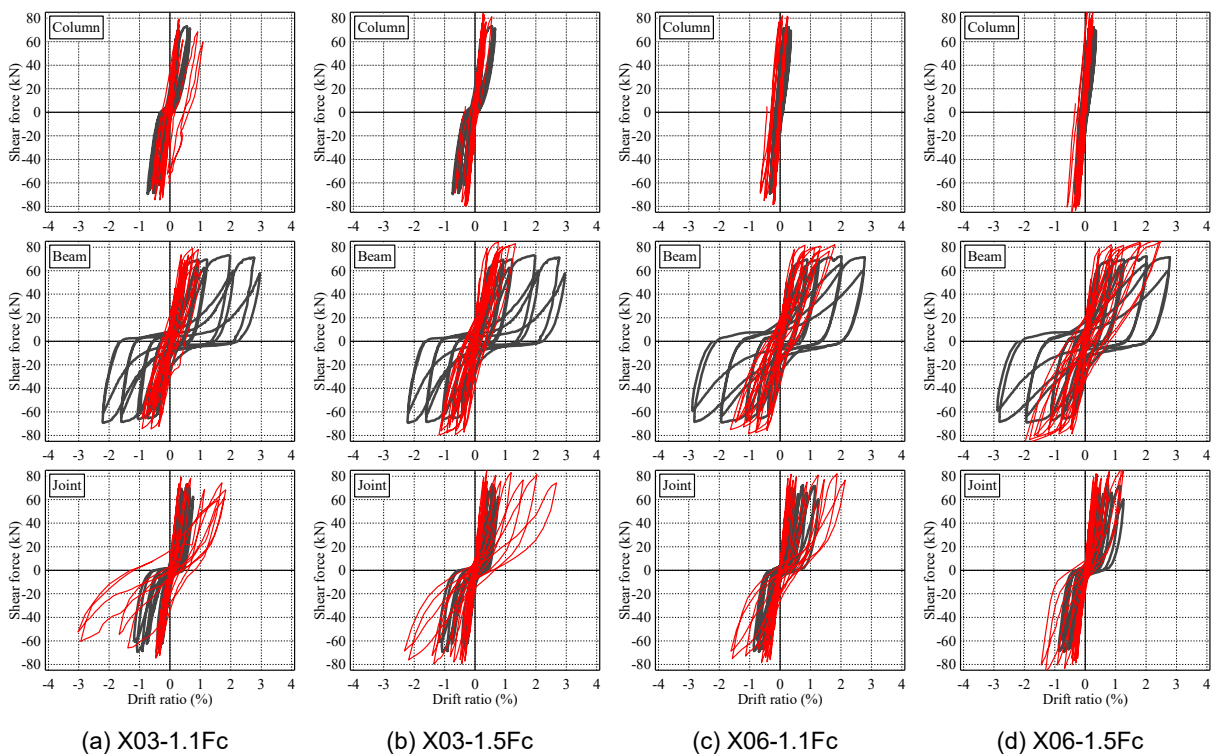


図-10 柱・梁・接合部変形の層間変形角への寄与成分

(赤線：解析；灰線：実験)

た。さらに層間変形角 2%までは、高い精度で梁と接合部パネルの変形量が実験結果に整合しており、実験結果の傾向を捉えられていた。

4. まとめ

梁曲げ降伏する鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部 2 体を対称に有限要素解析を行い、実験結果との比較を行った。得られた知見は以下の通りである。

- (1) 層せん断力-層間変形角関係のグラフを比較すると、コンクリート強度を一軸圧縮の 1.1 倍とした解析では層間変形角 3%以降に、実験には見られなかった耐力低下が見られたが、コンクリート強度を 1.5 倍まで高くすると層間変形角の増加に伴う耐力低下は見られなかった。ただし、X06-1.5Fc は降伏後の耐力上昇を過大評価した。
- (2) ひび割れ状況を比較すると、実験のように X06 に比べて X03 の方が接合部パネルの損傷が目立つ点では傾向が一致していた。コンクリート強度を 1.5 倍としたケースでは損傷の程度が緩和された。一方で、実験では梁端部のひび割れは柱の最外主筋に入り込んでいたが、解析では梁端部にひび割れが見られた。解析の方が同じ層間変形角での耐力が高いが、その要因の一つと考えられる。
- (3) 柱、梁および接合部パネルの変形の層間変形角に対する寄与を計算し、実験と解析とで比較を行った。X03 については、X03-1.1Fc では層間変形角 3%から耐力低下と接合部変形の増加が見られ、X03-1.5Fc では耐力の低下が抑えられたものの層間変形角 3%以降の接合部変形の増加は抑えられなかった。X06 については、X06-1.1Fc では接合部パネルの方が梁よりも変形が大きいのにに対し、X06-1.5Fc では梁の方が接合部パネルよりも変形が大きく、実験を捉えていた。特に層間変形角 2%までは高い精度で実験に整合していることが確認できた。

本稿の解析結果を受けて、接合部パネルの横補強筋を埋込み鉄筋要素とする解析や、梁端部の開きが模擬できるように、開く部分に接合要素を設けた解析などを今後

行う予定である。

参考文献

- 1) 大西 直毅, 塩原 等: 鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の破壊性状に及ぼす接合部横補強筋の効果に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, 41(2), pp.319-324, 2019.
- 2) 大西 直毅, 塩原 等, 田尻 清太郎: 接合部横補強筋量の異なる鉄筋コンクリート造十字形柱梁接合部の有限要素解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.85-86, 2022.7.
- 3) 大林組「FINAL」: https://www.obayashi.co.jp/solution_technology/detail/tech_d061.html (参照 2023-01-10) .
- 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, 1999.
- 5) Federation Internationale du Beton: fib Model Code for Concrete Structures 2010, 2013.
- 6) 出雲淳一ら: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学, Vol.25, No.9, pp.107-120, 1987.9.
- 7) 長沼一洋: 三軸圧縮下のコンクリートの応力~ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, No.474, pp.163-170, 1995.8.
- 8) Nakamura, H., Higai, T.: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads, ASCE, pp.471-487, 1999.10.
- 9) 長沼一洋, 大久保雅章: 繰返し応力下における鉄筋コンクリート板の解析モデル, 日本建築学会構造系論文集, No.536, pp.135-142, 2000.10.
- 10) 長沼一洋: 鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究 (その 1), 日本建築学会構造系論文集, No.427, pp.39-48, 1991.3.
- 11) Naganuma, K., Yonezawa, K., Kurimoto, O., Eto, H.: Simulation of nonlinear dynamic response of reinforced concrete scaled model using three-dimensional finite element method, 13WCEE, Paper No.586, 2004.8.