論文 鉄筋コンクリート造ヒンジリロケーション梁の弾塑性解析モデルに関 する考察

田邊 直也*1・太田 行孝*2・毎田 悠承*3・和泉 信之*4

要旨:降伏ヒンジを梁端から離した位置に計画する RC 造ヒンジリロケーション梁の弾塑性解析では、梁端耐力比 に応じた適切な部材モデルの選択が重要である。本研究では、まず、ヒンジリロケーション梁の実験試験体を対象 に FEM 解析を実施し, FEM 解析モデルの妥当性について検証した。次に, 梁端耐力比をパラメータとした FEM 解 析により、梁主筋の降伏領域について検討した。さらに、梁端補強部と一般部に弾塑性バネモデル、ファイバーモ デルを用いた4タイプの線材モデルを構築し、梁端耐力比をパラメータとした FEM 解析結果と比較検討すること により、弾塑性解析モデルとしての適用性について考察した。

キーワード:鉄筋コンクリート造梁,ヒンジリロケーション,FEM 解析,弾塑性バネモデル,ファイバーモデル

1. はじめに

著者らは、降伏ヒンジを梁端から離した位置に発生さ せる RC 造梁(以下, ヒンジリロケーション梁)により, 柱梁接合部の剛性・耐力の低下を抑制し、骨組の耐震性 能の向上が可能であることを報告した 」。ヒンジリロケ ーション梁の耐震設計では、梁端曲げ終局モーメントの 降伏ヒンジ発生時梁端曲げモーメントに対する比(以下, 梁端耐力比)が重要である。ヒンジリロケーション梁の 弾塑性解析モデルについては, FEM 解析や線材置換モデ ルの解析による検討が報告^{2),}されているが,梁端耐力比 をパラメータとした弾塑性解析モデルの検討は十分に行 われているとは言えない。

本研究では、まずヒンジリロケーション梁を用いた骨 組(ヒンジリロケーション骨組)の実験試験体 1)を対象に FEM 解析を実施し、実験結果との比較から FEM モデル の妥当性について検討する。次に、梁端耐力比を変化さ せたヒンジリロケーション梁の FEM 解析により、 梁端 耐力比が降伏ヒンジ位置・領域に及ぼす影響について考 察する。さらに、梁端補強部と一般部に弾塑性バネモデ ル,ファイバーモデルを用いた4タイプの線材モデルを 構築し, 梁端耐力比をパラメータとした FEM 解析結果 と比較検討することにより, 弾塑性解析モデルとしての 適用性について考察する。

2. ヒンジリロケーション骨組の FEM 解析

2.1 FEM モデル

ヒンジリロケーション骨組の実験試験体について3次 元 FEM 解析を行い、実験結果と比較し、FEM 解析モデ ルの妥当性について検討する。試験体は著者らによる文 献 1)の構造実験の HRPC35 である。解析には非線形 FEM

*1 千葉大学大学院 融合理工学府 創成工学専攻 博士前期課程 *2 千葉大学大学院 融合理工学府 創成工学専攻 (戸田建設株式会社) 工修 (正会員) *3 千葉大学大学院 工学研究院 助教 博士(工学) (正会員) *4 千葉大学大学院 工学研究院 教授 博士 (工学) (フェロー会員)

表-1	トンジ	リロケー	-ショ	ン骨組の)試験体諸テ
1X I		, H /		~ = ^	ノロル祠大ドヤロロノ

	HRPC35				
柱断面(B×D mm)	450 × 520				
柱 Fc(N/mm ²)	80				
柱主筋	18-D19 (USD685)				
フープ	4-D6 (UHY685) @50				
梁断面(B×D mm)	350 × 425				
梁 Fc(N/mm ²)	60				
梁主筋(中央部)	5-D19 (SD490)				
スタラップ(中央部)	4-D6 (UHY685)@75				
補強接合部断面(CB×D mm)	350 × 425				
補強接合部 Fc(N/mm ²)	80				
梁主筋(補強接合部)	5+5-D19 (USD685)				
スタラップ(補強接合部)	6-D6 (UHY685)@35				
軸力	一定圧縮軸力(0.1σ _B)				



図-1 ヒンジリロケーション骨組の要素分割図

表-2 コンクリートの材料試験結果

試験体 HRPC3	=+ F+ /+	±n/⊥	ヤング係数	圧縮強度	割裂強度	
	訊 新史1 个	하1꼬	$(\times 10^4 N/mm^2)$	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
		柱	4.02	101	3.96	
	HRPC35	梁	3.60	69.6	3.65	
		補強接合部	3.96	100	3.59	
		補強接合部 (鋼繊維0.5%)	4.04	101	4.86	

表-3 鉄筋の材料試験結果

鉄筋	部位	材種	ヤング係数 (×10 ⁵ N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
D6	フープ スタラップ 梁先端補強筋	UHY685	1.91	733	926
D19	柱主筋 梁主筋(接合部)	USD685	1.94	685	893
	梁主筋(中央部)	SD490	1.93	536	730

(学生会員)

計算プログラムの FINAL(Ver.11)を使用する。表-1 に試 験体の諸元を示す。図-1にコンクリートの要素分割図と 境界条件を示す。コンクリートと機械式定着具間には接 合要素を、コンクリートと主筋間には付着要素を設ける。 材料強度の諸値は材料試験結果を用いる(表-2,3)。

2.2 コンクリートモデル

コンクリートは8節点立体要素でモデル化する。一軸 応力状態における応力度-ひずみ関係を図-2 に示す。圧 縮側では最大強度まで及び最大強度後の圧縮軟化域の応 力度ひずみ関係は修正 Ahmad モデル³⁾で与える。構成 則として等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデルを採 用した。ひび割れのモデル化は分布ひび割れにより要素 内に一様なひび割れ状態を仮定した。引張側ではひび割 れ発生までは線形仮定,ひび割れ発生後のテンションス ティフニング特性は出雲らのモデル³⁾ (係数 C=1.0) によ り特性を考慮する。また, 圧縮破壊条件は Ottosen の4パ ラメータモデル(畑中らの係数³⁾)により決定する。ひ び割れ後のせん断伝達特性は Al-Mahaidi モデル³⁾を適用 する。

2.3 鉄筋及び機械式定着モデル

主筋およびせん断補強筋はトラス要素でモデル化す る。鉄筋の応力度-ひずみ関係はバイリニアモデルとし, 履歴特性は修正 Menegotto-Pinto モデル 4(図-3)を使用す る。コンクリートと鉄筋の付着は付着要素を挿入し、付 着応力度-付着すべりは図-4 に示す Naganuma モデル 5 とし,諸元は文献6を用いて算出する。機械式定着プレ ートは8節点立体要素でモデル化し、ヤング係数を 2.05×10⁵N/mm²とした完全弾性体とする。2 段筋のカッ トオフ部に用いられた機械式定着プレートの支圧面及び 小口面については実験で使用した機械式定着プレートと 同等の支圧面積を有する直方体に置換し、寸法要素を決 定する(図-5)。また、機械式定着プレートとコンクリー ト要素の節点間には接合要素を挿入し、両者が接触する 方向には応力度を伝達し,離間する方向には応力度を伝 達しないように接合要素の特性を設定する。

2.4 FEM モデルの検証

図-6 梁のせん断力と部材角との関係について実験結 果と解析結果の比較を示す。初期剛性が高く、1/33(rad.) までの各サイクルの耐力は解析値がやや低い傾向にある が、実験値に良く対応している。また、除荷時(せん断力 が零の時)の変形角も概ね対応している。

図-7に各サイクルの履歴性状の比較を示す。実験値と 比較すると解析値は変形角が小さい段階では履歴面積が 大きい傾向にあるが、変形角が大きくなるにつれてルー プ形状は良好な対応を示している。

図-8に梁の1,2段主筋のひずみ分布を示す。なお, 実験のひずみゲージ位置と FEM 解析の出力位置が異な





(d) 1/50 (5 回目) (c)1/100(5回目) 図-7 各サイクルのせん断力と部材角との関係

蹔



る箇所は線形補間によって算出している。実験値と比較 すると 1/200(rad.)時, 1/50(rad.)時においてもよく対応し ている。

図-9 に等価粘性減衰定数の比較を示す。各サイクルの 大半で解析値が実験値をやや上回っているが、その差は 最大で 8%程度であり大きな差は生じていない。以上の ように、3次元 FEM モデルの解析結果は実験結果と精度 よく対応していることがわかる。

3 ヒンジリロケーション梁の FEM 解析

3.1 解析計画

十字形骨組の3次元 FEM モデルから梁部材を取り出 した梁モデルを用いて梁端耐力比をパラメータとした FEM 解析を行い,梁主筋の降伏位置・領域について検討 する。図-10 に梁部材要素分割図と境界条件を示す。解 析対象の梁の諸元を表-4 に示す。なお,本解析では梁主 筋の降伏強度の設定により梁端耐力比を変動させる。

3.2 解析結果

図-11 にモデル 1,7 の梁一般部のせん断力-部材角関 係を示す。最大耐力はいずれのモデルでも大きな差は見 られず,170kN から175kN 程度である。

図-12 にモデル 1,7 の梁端補強部のせん断力-部材角 関係を示す。梁一般部と同様に最大耐力に大きな差は見 られないが,他のモデルと比較して梁端耐力比が低いモ デル7では,1/500(rad.)以降で変形角が増大していること がわかる。

3.3梁端耐力比と梁主筋の降伏領域

図-13 に梁端補強部の部材角に対する梁全体の部材角の比(以下,部材角比)と梁端耐力比との関係を示す。部







表-4 梁モデルの諸元

モデル名		1	2	3	4	5	6	7
梁断面B		350 × 425						
Fc(N/mm2)	梁端補強部				80			
	梁一般部		60					
	梁端補強部	6-D6(UHY685)@35						
スターラップ	梁一般部			4-D6	D6(UHY685)@75			
十分子中	梁端補強部	980	880	780	685	640	590	540
土肋蚀度	梁一般部	345	345	345	345	345	345	345
耐力比 1.93 1.73 1.53 1.35 1.26 1.16			1.06					
スタブXXYX7(mm)		$1500 \times 500 \times 1500$						



図-11 梁のせん断力と部材角との関係

材角 1/100(rad.)時において梁端耐力比が 1.5 程度までは 部材角比の増加はほぼないが,梁端耐力比が 1.4 程度を 下回っているモデルにおいては部材角比の増加が大きく なっている。これは梁端補強部の塑性化が進んだためで あり,それによって梁端補強部の部材角が増大したと考 えられる。

図-14の(b), (c)にモデル1,5の梁主筋のひずみ分布の 比較を示す。モデル1は+1/100(rad.)時10サイクル目加 力時に梁主筋がヒンジ位置で降伏している。梁主筋降伏 後も主筋の塑性化は梁端補強部から接合部内へ進展せず, ヒンジリロケーション位置に集中していることがわかる。

一方,梁端耐力比が低いモデル5では,+1/200(rad.)時 10 サイクル目加力時に梁主筋がヒンジ位置で降伏し,そ の後の+1/100(rad.)時 10 サイクル目加力時に主筋の降伏 が梁端補強部に進展し,梁端の主筋が降伏していること が確認できる。このことから梁端耐力比が1.3 程度を下 回ると,主筋の降伏が梁端補強部に進展する可能性があ ることがわかる。

図-14 の(d)に梁端耐力比による主筋の降伏領域の違い を示す。梁端耐力比が 1.4 程度では主筋の降伏は梁端補 強部主筋に進展していないが, 1.3 程度を下回ると, 梁端 耐力比が減少するのに伴い主筋の降伏領域がスタブ面へ 進展していることが分かる。

4. ヒンジリロケーション梁の弾塑性解析モデル

4.1 弾塑性解析モデル

梁端補強部と一般部に弾塑性バネモデル,ファイバー モデルを用いた4モデルを構築し,梁端耐力比をパラメ ータとした FEM 解析結果と比較検討する。図-15 に作成 した線材モデルを示す。モデルAは梁端補強部及び梁一 般部が弾塑性バネモデルである。モデルBは梁端補強部 が弾性バネ,梁一般部が弾塑性バネモデルである。一方, モデルCは梁端補強部がファイバーモデル,梁一般部が 弾塑性バネモデルである。モデルDは梁端補強部及び梁 一般部がファイバーモデルである。なお,弾塑性バネモ デルでは端部にトリリニア型の曲げバネを配置する。曲 げバネの履歴モデルには,Takedaモデル(y=0.5)を用いる。 ファイバーモデルの復元力特性は、コンクリートには曲









1.2

線逆行型^かを,鉄筋の復元力特性には修正 Ramberg-Osgood型モデル^かを用いる。曲げひび割れ強度(M_c),曲げ終局強度(M_u),降伏時剛性低下率(a_s)は下式により算定する。詳しくは,保耐規準⁸によられたい。

$$M_c = 0.56\sqrt{\sigma_B}Ze + \frac{ND}{6} \tag{1}$$

(2)

$$M_u = 0.9a_t \alpha_y d$$

$$\alpha_y = \left(0.043 + 1.64np_t + \frac{0.043a}{D} + 0.33\eta_0\right) \left(\frac{d}{D}\right)^2 \tag{3}$$

$$\alpha_{y} = \left(-0.083 + 0.159 \frac{a}{D} + 0.169 \eta_{0}\right) \left(\frac{d}{D}\right)^{2} \tag{4}$$

図-16 に弾塑性解析モデルによる実験試験体の梁のせん断力と部材角との関係を示す。いずれのモデルも最大耐力を精度良く示している。次に各サイクルにおける梁の履歴性状の比較を図-17 に示す。実験結果の履歴ループに対し,弾塑性解析モデルはループの面積が大きく,エネルギー吸収量を大きく評価する傾向にある。変形角が小さい段階ではいずれの弾塑性解析モデルも実験結果との対応に大きな差異は見られないが,変形角が大きくなり梁端部の損傷が進むにつれて差が見られる。載荷時剛性,除荷時剛性はモデル4が精度良く模擬できており,実験の履歴ループの形を再現出来ている。実験試験体では梁端補強部の耐力が十分に大きく,変形角が小さい領域では梁端補強部はほとんど塑性化しなかったため,いずれのモデルにおいても大きな差が見られなかったと考えられる。

4.3梁端耐力比をパラメータとした解析

梁主筋強度により梁端耐力比を変動させた梁モデルを 作成し,FEM 解析結果と比較検討を行う。梁モデルの諸 元は前章の表 - 3 と同じものとする。図 - 18 にモデル 5 における FEM 解析と弾塑性解析モデル解析の各サイク ルのせん断力と部材角との関係を示す。梁端補強部に主 筋の降伏が進展しない梁端耐力比のモデルでも梁端耐力 比が小さいとモデルBでは同一変形時のせん断力を大き く評価する傾向にある。

一方,梁端補強部と梁一般部にファイバーモデルを用いたモデル D は FEM 解析結果と良好な対応を示した。

図 - 19 に弾塑性解析モデルの等価粘性減衰定数に対 する FEM 解析の等価粘性減衰定数の比(以下, heq 比)と 梁端耐力比との関係を示す。いずれの弾塑性解析モデル も梁端耐力比が小さくなるにつれて heq 比が大きくなる 傾向にある。梁端耐力比が大きい場合,最も heq 比が大 きいモデル B でも 1.1 程度で大きな差は見られない。ま た,復元力特性に TAKEDA モデルを用いたモデル A は 梁端耐力比が 1.5 程度を下回ると heq 比が大きくなる。 このことから梁端耐力比が小さくなるとモデル A, B, C



図-17 梁のせん断力と部材角との関係



は等価粘性減衰定数を大きくに算定しているが,モデル D は等価粘性減衰定数を精度よく算定していることが分 かる。これらの結果から梁端補強部の梁端耐力比に応じ て線材モデルを選択する必要があり,ファイバーモデル を使用する場合は適切に評価できることがわかる。

5.まとめ

梁端耐力比を変化させたヒンジリロケーション梁の FEM 解析及び 4 タイプの弾塑性解析モデルの解析を実施した。本解析の範囲内であるが,得られた知見を以下 に示す。

- Q R 関係, 主筋のひずみ分布等の比較により, FEM 解 析モデルの妥当性が確認できた。
- 2)梁端耐力比をパラメータとした FEM 解析では、梁端 耐力比が 1.3 程度より小さい場合には主筋の降伏領域 が梁端補強筋に進展する。
- 3)梁端耐力比が 1.3 程度より小さい場合,梁端耐力比が 減少するに伴い主筋の降伏が梁端補強筋側に進展する。
- 4)梁端耐力比が小さい場合,梁端補強部の線材モデルの 設定によっては同一変形時のせん断力を大きく評価す ることがあるので,梁端耐力比に応じて弾塑性解析モ デルを選択する必要がある。
- 5)梁端補強部及び梁一般部の復元力特性に TAKEDA モ デルを用いた場合,梁端耐力比が 1.2 以下を下回ると 1/100(rad.)時以降では等価粘性減衰定数を大きく評価 する傾向がある。
- 6)ファイバーモデルは梁端耐力比に関わらず、ヒンジリ ロケーション梁の特性を適切に評価できる。

今後,様々なヒンジリロケーション梁を対象に弾塑性 解析モデルの適用について更に詳細に検討していきたい。

参考文献

- 1)太田行孝他:ヒンジリロケーション構法を用いた高強度RC 柱梁接合部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,構造Ⅳ,pp435-438,2011年8月
- 2)掛悟史他:ト形ヒンジリロケーション接合部の耐震性能,コンクリート工学年次論文集 vol.38, No2.2016 年3)伊藤忠ソリューションズ(株):FINAL/V11
- 4)Vincenzo Ciampi, Rolf Eligehausen, Vitelmo V.Bertero.and Egor P, Popov : Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No.UCB/EFRC – 82/23, Univ.of California, berkeley, Nov.1982, pp.9-13
- 5)Naganuma, K. Yonezawa, K. Kurimoto, O. and Eto, H. : Simulation of nonlinear dynamic response of reinforced concrete scaled model using three-dimensional finite element method, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.586, August.2004.
- 6)飯塚敬一他:かぶり厚の影響を考慮した畏敬鉄筋の付 着応力-すべり-ひずみ関係,土木学会論文集 E-2(材料・ コンクリート構造), Vol.67, No.2, 280-296, 2011.
- 7)構造システム(株):SNAPVer.7 テクニカルマニュアル, 2015 年 11 月
- 8)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年6月