

論文 梁端ヒンジリロケーション RC 造梁・十字形骨組に関する解析的研究

太田 行孝*1・山本 裕太*2・ニック イッファ ハジラ*3・和泉 信之*4

要旨: 著者らは、梁端ヒンジリロケーション RC 造梁および十字形骨組について研究しており、構造実験を実施した。本研究では、まず梁および十字形骨組の実験試験体を対象とした有限要素解析モデルを構築して、解析結果が実験結果に比較的良好に対応することを示した。次に、ヒンジ計画位置をパラメータとした梁の有限要素解析を実施し、ヒンジ計画位置による骨格曲線の違い等を示した。さらに、柱梁強度比をパラメータとした十字形骨組の有限要素解析を実施し、柱梁強度比とヒンジ計画位置による最大耐力の違い等を示した。

キーワード: ヒンジリロケーション, Y 字筋, 高強度鉄筋, 高強度コンクリート, FEM 解析

1. はじめに

著者らは、先端に機械式定着を取り付けたカットオフ筋を梁端部に追加配筋する方式（以下、カットオフ筋方式）を用いた梁端ヒンジリロケーション梁を有する部分骨組を対象とした構造実験の他、カットオフ筋方式および追加配筋する梁主筋を Y 字型の形状とする方式（以下、Y 字筋方式）を用いた梁端ヒンジリロケーション梁（図-1）を対象とした構造実験を実施し、検討した^{1), 2)}。本研究では、まずカットオフ筋方式を用いた梁端ヒンジリロケーション梁試験体を対象に 2 次元有限要素解析を実施して、実験結果と解析結果を比較検討する。また、前述の構造実験^{1), 2)}に追加して実施した、Y 字筋方式を用いた梁端ヒンジリロケーション梁を有する十字形骨組試験体を対象に 3 次元有限要素解析を実施して、実験結果と解析結果を比較検討する。これらの検討により、有限要素解析の適用性を考察する。次に、カットオフ筋方式を用いた梁端ヒンジリロケーション梁を対象として、ヒンジ発生位置をパラメータとした 2 次元有限要素解析を実施して、復元力特性に与える影響等を考察する。さらに、Y 字筋方式を用いた梁端ヒンジリロケーション梁を有する十字形骨組を対象として、柱梁強度比をパラメータとした 3 次元有限要素解析を実施して、復元力特性等に与える影響等について考察する。

て検討する。なお、梁の実験試験体は破壊形式が曲げ破壊先行型の単材のため、2 次元有限要素解析とする。解析対象とする梁試験体（N-1 試験体²⁾）および十字形部分骨組試験体（YJ-1 試験体）の形状・配筋を、図-2 および図-3 にそれぞれ示す。また、表-1 に解析対象とする N-1 試験体および YJ-1 試験体の諸元を、表-2 に材料試験結果をそれぞれ示す。なお、YJ-1 試験体の部材寸法および載荷装置はカットオフ筋方式の部分骨組の構造実験¹⁾

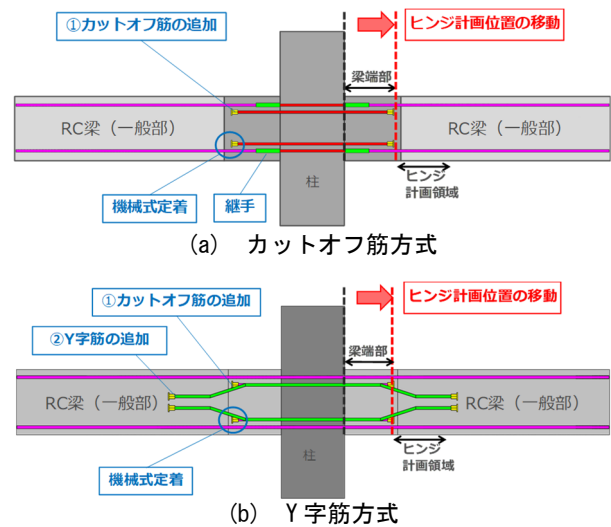


図-1 高強度 RC 造骨組の梁端ヒンジリロケーション梁²⁾

2. 梁・十字型骨組への有限要素解析の適用性

2.1 有限要素解析概要

カットオフ筋方式を用いた梁端ヒンジリロケーション梁実験試験体²⁾を対象とした 2 次元有限要素解析および、Y 字筋方式を用いた梁端ヒンジリロケーション梁を有する十字形骨組の実験試験体を対象とした 3 次元有限要素解析をそれぞれ実施し、解析モデルの適用性について

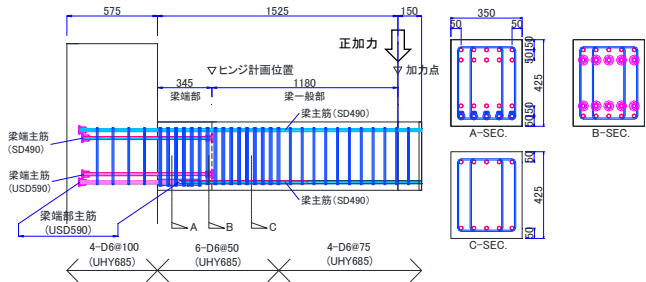


図-2 N-1 梁実験試験体の形状・配筋²⁾

*1 千葉大学大学院 融合理工学府創成工学専攻博士後期課程 (戸田建設株式会社) 工修 (正会員)

*2 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

*3 千葉大学 工学部建築学科

*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)

と同一とする。加力制御は層間変形角(R)で行い、載荷スケジュールは $R=\pm 1/800$ (1回), $\pm 1/400$ (2回), $\pm 1/200$ (10回), $\pm 1/150$ (10回), $\pm 1/100$ (10回), $\pm 1/67$ (2回), $\pm 1/50$ (10回)[rad]の後, $R=\pm 1/200$ (2回), $\pm 1/150$ (2回), $\pm 1/100$ (2回)[rad]の小振幅に戻り, 最後に $R=\pm 1/33$ (5回), $+1/25$ (1回)[rad]とする。

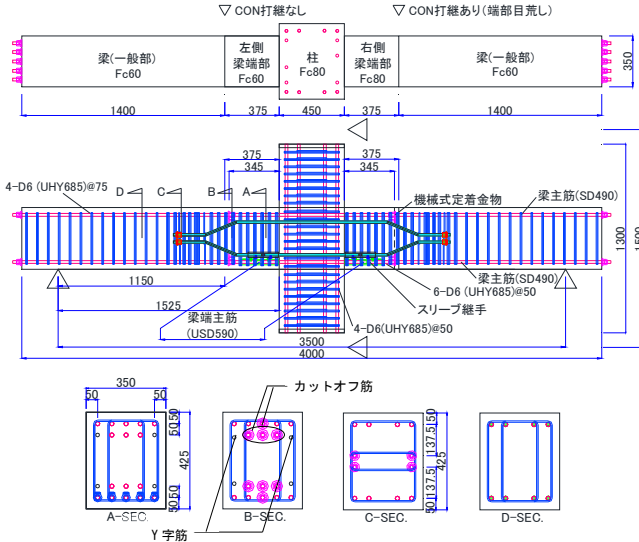


図-3 YJ-1 部分骨組実験試験体の形状・配筋

表-1 試験体の諸元

試験体名	N-1		YJ-1	
	梁せん断スパン(mm)	1525		
柱	断面(B×D mm)	450×520		
	F_c (N/mm^2)	80		
	主筋	14-D19(SD590)		
	フープ	4-D6(UHY685)@50, $p_w=0.49\%$		
梁(一般部)	断面(B×D mm)	350×425		
	F_c (N/mm^2)	60		
	主筋	5-D19(SD490), $p_t=1.09\%$	4-D19(SD490)+2-D16(SD490), $p_t=1.30\%$	
	スターラップ	6-D6(UHY685)@50, $p_w=1.10\%$, 4-D6(UHY685)@75, $p_w=0.49\%$		
梁端補強部	端部断面(B×D mm)	350×425		
	端部 F_c (N/mm^2)	60	左側: 60 右側: 80	
	上端筋	5+5-D19(SD490), $p_t=2.34\%$	(4+1)+3-D19(SD490)+2-D16(SD490), $p_t=2.23\%$	
	下端筋	5+5-D19(USD590), $p_t=2.34\%$	(4+1)+3-D19(USD590)+2-D16(SD490), $p_t=2.23\%$	
部材耐力	スターラップ	6-D6(UHY685)@50, $p_w=1.10\%$		
	梁端部曲げ終局モーメント (上端引張時/下端引張時)	1.44/1.79	1.37/1.56	
	梁端部1段目主筋降伏時モーメント (正加力時/負加力時)	1.16/1.40	1.07/1.24	
	梁(一般部)せん断余裕度 ^{※3}	3.83	3.80	
	梁ヒンジ部せん断余裕度 ^{※3}	1.36	1.41	
	梁端せん断余裕度 ^{※3}	2.59	2.62	
	柱梁接合部せん断余裕度 ^{※4}	—	1.90	
	梁主筋の柱内通し配筋 付着余裕度 ^{※5}	—	1.10	
	柱梁強度比 ^{※6}	—	2.32	
	接合部降伏による 強度比低下率 β ^{※7}	—	1.56	

- ※1: (梁端部曲げ終局モーメント)
/(ヒンジ位置曲げ終局モーメント時に生じる梁端部曲げモーメント)
- ※2: (梁端部の1段目主筋降伏時モーメント)
/(ヒンジ位置曲げ終局モーメント時に生じる梁端部曲げモーメント)
- ※3: (靱性保証型指針³⁾に従い算出したせん断終局耐力)
/(ヒンジ位置曲げ終局モーメント時の梁せん断力)
- ※4: (ヒンジ位置曲げ終局強度時に生じる柱梁接合部せん断耐力)
/(柱梁接合部せん断強度)
- ※5: 梁端補強部主筋降伏強度から算出
- ※6: 保耐規準⁴⁾に従い節点モーメントから算出
- ※7: 保耐規準⁴⁾に従い算出

表-2 材料試験結果

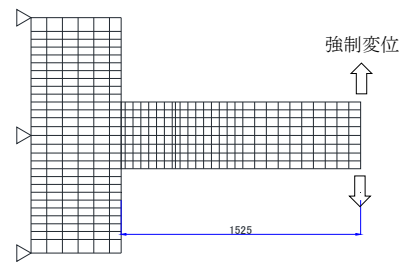
試験体	部位	ヤング係数 ($\times 10^4 N/mm^2$)	圧縮強度 (N/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)
N-1	梁	3.49	66.5	4.45
	柱	3.85	87.4	4.25
	梁一般部	3.36	58.0	4.06
YJ-1	梁端補強部(左梁)	3.76	85.9	4.40
	梁端補強部(右梁)	3.76	85.9	4.40

試験体	鉄筋	部位	材種	ヤング係数 ($\times 10^4 N/mm^2$)	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
N-1	D6	STP	UHY685	2.04	779	994
	D19	梁主筋	USD590	1.97	657	841
	D19	梁主筋	SD490	1.94	530	691
YJ-1	D6	HOOP,STP	UHY685	2.00	698	939
	D16	梁主筋 (Y字筋)	SD490	1.99	525	670
	D19	柱主筋	USD590	1.99	621	779
梁主筋		SD490	1.98	535	671	

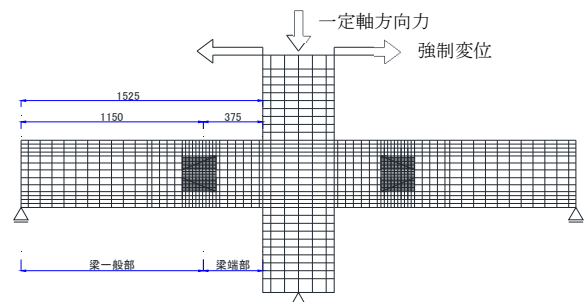
2.2 解析モデル

解析には非線形 FEM 計算プログラムの FINAL(Ver.11)を使用する。図-4 にコンクリート要素分割図と境界条件を示す。解析での載荷は、実験の加力サイクルを模擬して実施する^{1), 2)}。

コンクリートのモデルは 2 次元有限要素解析においては 4 節点平面要素とし, 3 次元有限要素解析においては 8 節点立体要素とする。圧縮側では最大強度まで, および最大強度後の軟化域の応力度とひずみ度との関係は修正 Ahmad モデル⁵⁾で与える。構成則は等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデルとし, 圧縮破壊条件は Ottosen の 4 パラメータモデル (畑中らの係数⁵⁾)を用いる。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⁵⁾ (係数 $C=1.0$)により考慮する。コンクリートの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する。コンクリートのひび割れ後のせん断伝達特性は長沼の提案モデル⁵⁾を適用する。



(a) N-1 試験体 (2次元有限要素解析)



(b) YJ-1 試験体 (3次元有限要素解析)

図-4 解析モデルの要素分割図

主筋及びせん断補強筋のモデルはトラス要素とする。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⁶⁾で与える。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 Naganuma モデル⁷⁾とし、接合部内主筋の付着強度は接合部内通し配筋する場合の付着強度式³⁾を用いて算出し、その他の付着強度は飯塚らの提案式⁸⁾により算出する。その他、モデル化の詳細については著者らの既往の研究⁹⁾を参照されたい。

2.3 梁試験体への適用性

N-1 試験体の梁せん断力 (Q_G) と部材角 (R_G) との関係について、実験結果と解析結果との比較を図-5 に示す。解析結果は初期剛性がやや高い傾向があるが、耐力およびループ形状は部材角が大きくなるにつれて良好な対応を示している。また除荷時において、梁せん断力が零となる時点での部材角も概ね対応している。

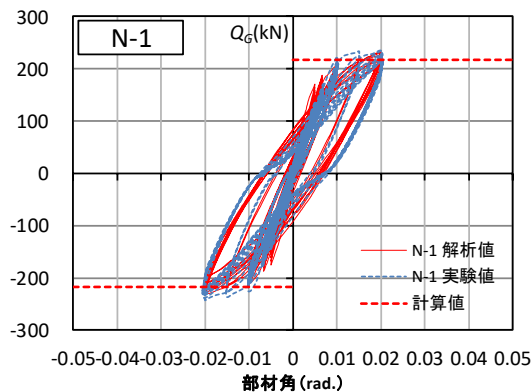


図-5 梁せん断力と部材角との関係 (N-1 試験体)

2.4 十字形骨組試験体への適用性

YJ-1 試験体の層せん断力と層間変形角 (R) との関係について、実験結果と解析結果との比較を図-6 に示す。解析結果は初期剛性がやや高い傾向にあるが、実験値と良好な対応を示している。また除荷時において、梁せん断力が零となる時点の R 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。解析の履歴ループ形状は、 R が小さい段階では実験値と比較して剛性および耐力がやや大きく、履歴ループが細い傾向がある。 R が大きくなるにつれて解析の履歴ループ形状は、実験値と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。実験値と比較し、解析値は良好な対応を示している。

図-9 に等価粘性減衰定数の比較を示す。 R が小さい段階では解析値は実験値よりも小さい。主筋が降伏する R が $1/100\text{rad}$ 以降では、解析値は実験値よりもやや小さいが、概ね良好な対応を示している。

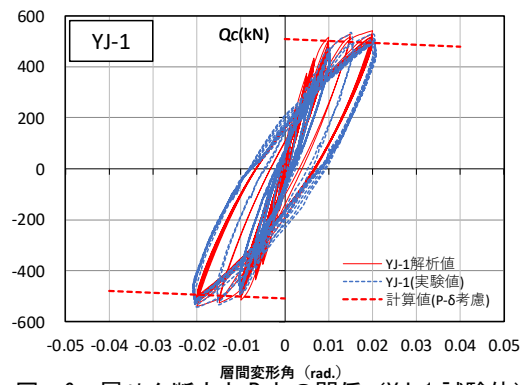


図-6 層せん断力と R との関係 (YJ-1 試験体)

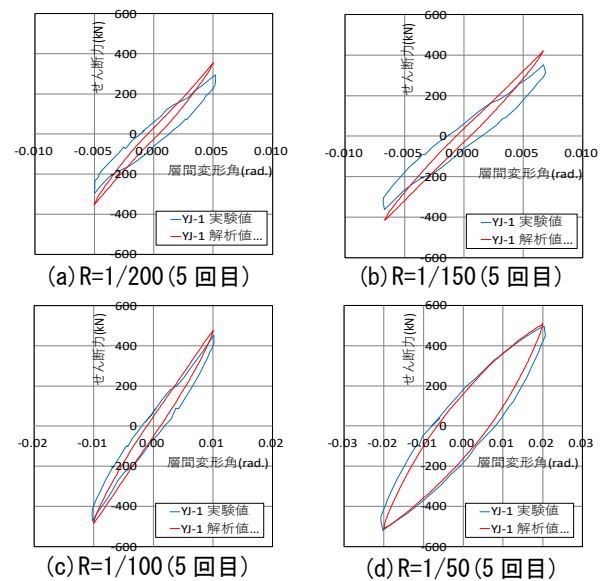


図-7 各サイクルのせん断力と R との関係 (YJ-1 試験体)

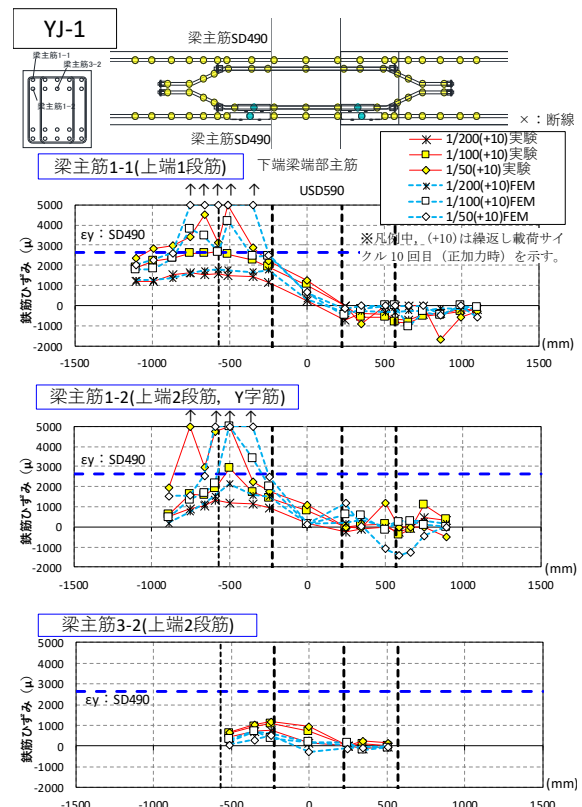


図-8 梁主筋ひずみ分布の比較 (YJ-1 試験体)

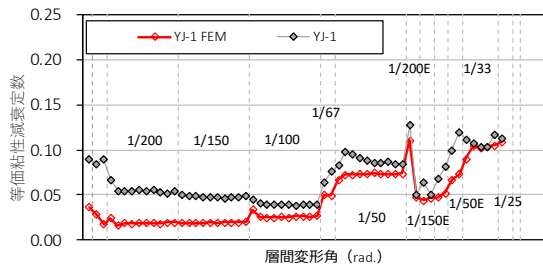


図-9 等価粘性減衰定数の比較 (YJ-1 試験体)

3. 梁のヒンジ計画位置と復元力特性

3.1 解析計画

梁モデルを用いてヒンジ計画位置をパラメータとした2次元有限要素解析を実施し、梁の曲げ復元力特性に与える影響等を考察する。N-1 試験体では、ヒンジ計画位置を梁端から梁せい D の約 0.8 倍としていたが、本解析ではヒンジ計画位置を梁端とした通常の梁（以下、HG）の解析モデルと、カットオフ筋方式によりヒンジ計画位置を梁端から梁せい D の 1.2 倍および 1.5 倍離れた位置とした梁端ヒンジリロケーション梁（以下、HRG）を対象とする。また、上記の解析ケースとして、降伏ヒンジ発生時に生じる梁端の曲げモーメントが同じ値になるように梁一般部の主筋量を調整したケース 1、梁ヒンジ発生時に生じるヒンジ位置における曲げモーメントが同じ値になるように梁一般部の主筋量は変えずに梁端補強部の主筋量を調整したケース 2 の 2 ケースを設定する。本解析で用いる解析ケースの要因を表-3 に、梁解析モデルの諸元を表-4 にそれぞれ示す。

表-3 梁モデルの解析ケースの要因

解析ケース	梁	ヒンジ位置	モーメント分布	解析モデル名
ケース1	HG ^{※1}	梁端	ヒンジ発生時に生じる梁端の曲げモーメントがN-1試験体と同一	HG0.0_1
	HRG ^{※2}	梁端から1.2D		HRG1.2_1
		梁端から1.5D		HRG1.5_1
ケース2	HG ^{※1}	梁端	ヒンジ発生時に生じるヒンジ計画位置の曲げモーメントがN-1試験体と同一	HG0.0_2
	HRG ^{※2}	梁端から1.2D		HRG1.2_2
		梁端から1.5D		HRG1.5_2

※1: ヒンジ計画位置を梁端とした一般的な梁を示す。
 ※2: ヒンジ計画位置を梁端から離れた位置とする梁端ヒンジリロケーション梁を示す。

表-4 梁解析モデルの諸元

モデル名	HG0.0_1	HRG1.2_1	HRG1.5_1	HG0.0_2	HRG1.2_2	HRG1.5_2	
解析ケース	ケース1			ケース2			
梁断面B×D(mm)	350×425						
Fc(N/mm ²)	60						
梁主筋 σ _y :(N/mm ²)	梁端部	5-D19	5+5-D19 σ _y =530	5+5-D19 σ _y =530	5-D19	5+5-D19 σ _y =616	5+5-D19 σ _y =705
	梁一般部	σ _y =685	5-D19 σ _y =456	5-D19 σ _y =399	σ _y =530	5-D19 σ _y =530	5-D19 σ _y =530
梁端部曲げ余裕度	—	1.44	1.44	—	1.44	1.44	

3.2 解析結果

図-10 に各モデルの梁のせん断力(Q_G)と部材角(R_G)との関係を示す。ケース 1 の各解析モデルの最大せん断力は N-1 試験体の解析値と比較して大きな差は見られず、概ね一致した。一方、ケース 2 の各解析モデルの最大せん断力は N-1 試験体の解析値と比較して、HG0.0_2 では約 0.87 倍、HRG1.2_2 では約 1.14 倍、HRG1.5_2 では約 1.27 倍となり、ヒンジ計画位置により異なる。

3.3 梁のせん断力と部材角との関係

表-5 に各モデルの梁主筋降伏時剛性低下率(α_y)および梁主筋降伏時耐力を、図-11 に各モデルの梁のせん断力のスケルトンカーブを、図-12 に各モデルの梁一般部変位と梁端部変位との関係をそれぞれ示す。

ケース 1 では、梁主筋降伏時の部材角は、N-1 試験体の解析値が 1/136rad であるのに対して、HG0.0_1 が 1/98rad、HRG1.2_1 が 1/141rad、HRG1.5_1 が 1/150rad であり、ヒンジ計画位置を梁端から離すほど梁主筋が早期に降伏し、 α_y が大きくなることがわかる。また、梁変位の内、梁端部変位が占める割合はヒンジ計画位置を梁端から離すほど大きくなる傾向がある。

一方、ケース 2 では、梁主筋降伏時の部材角は、HG0.0_2 が 1/136rad、HRG1.2_2 が 1/118rad、HRG1.5_2 が 1/107rad であり、ヒンジ計画位置が梁端に近いほど梁主筋が早期に降伏し、ヒンジ発生時に生じる梁のせん断力及び α_y が大きくなる。一方、HRG1.5_2 の履歴ループを見ると、HG0.0_2 に比べて同一の部材角におけるせん断力は大きい、履歴ループがやや細い。これは、梁主筋降伏時において梁端に生じる曲げモーメントが大きい HG1.5_2 では、梁変位に対して梁端部変位が占める割合が比較的大きいためであると考えられる。

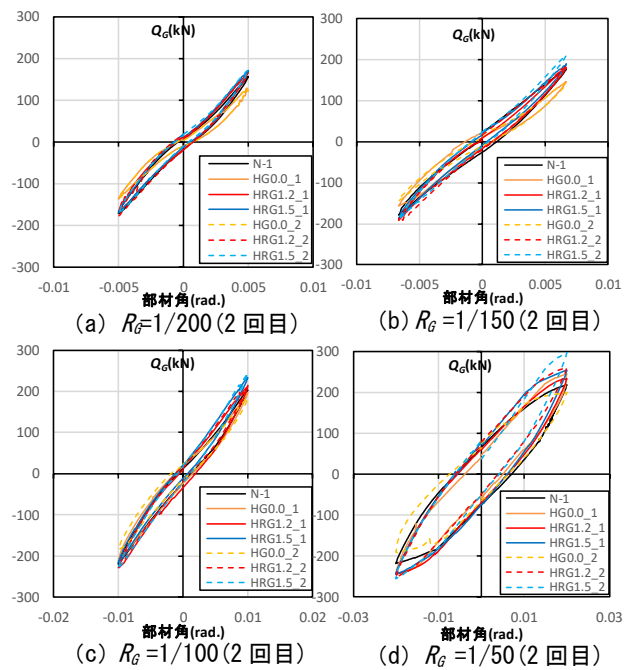


図-10 梁のせん断力と部材角との関係

表-5 梁主筋降伏時剛性低下率および耐力の比較

モデル名	HG0.0_1	HRG1.2_1	HRG1.5_1	HG0.0_2	HRG1.2_2	HRG1.5_2
R _y ^{※1} (rad)	1/98	1/141	1/150	1/136	1/118	1/107
α _y ^{※2}	0.240	0.308	0.326	0.264	0.292	0.293
Q _y ^{※3} (kN)	248.8	228.7	228.3	196.3	257.5	287.0
	(1.10)	(1.01)	(1.01)	(0.87)	(1.14)	(1.27)
Q _計 ^{※4} (kN)	217.0	217.0	217.0	168.0	252.5	288.7
	[1.15]	[1.05]	[1.05]	[1.17]	[1.02]	[0.99]

※1: 梁主筋降伏時の部材角、※2: (梁主筋降伏時における割線剛性) / (初期剛性)
 ※3: 梁主筋降伏時に生じる Q_G(解析値)、※4: 梁主筋降伏時に生じる Q_G(計算値)
 ※5: 表中、() 内数値は N-1 試験体の解析値に対する割合を示す。
 ※6: 表中、[] 内数値は Q_y/Q_計 の値を示す。

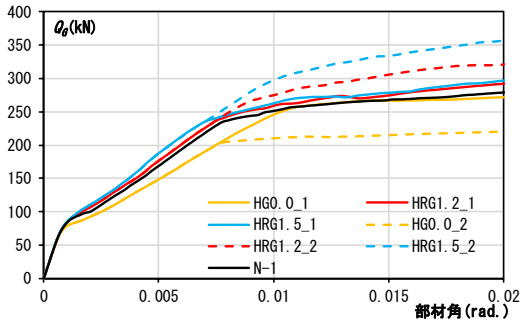
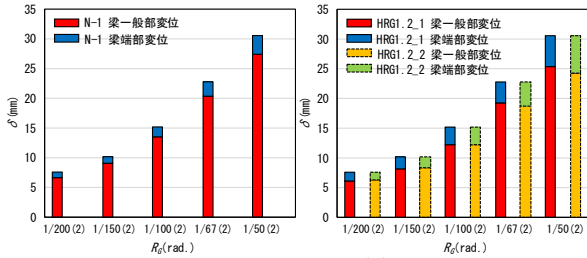
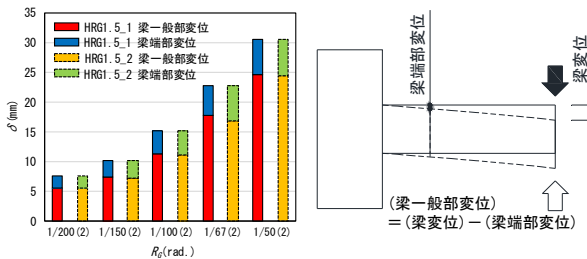


図-11 梁のせん断力のスケルトンカーブ



(a) N-1 試験体

(b) HRG1.2.1 および HRG1.2.2



(c) HRG1.5.1 および HRG1.5.2

(d) 各部位の変位算出方法

図-12 梁一般部変位と梁端部変位との関係

3.4 梁の等価粘性減衰定数

図-13に各モデルの等価粘性減衰定数の比較を示す。部材角が小さい段階では、モデル間の差は小さいが、 R_G が1/100rad程度以降においては違いが見られる。

ケース1ではHGと比較して、HRGの等価粘性減衰定数が大きい。ケース2ではヒンジ発生位置が梁端から最も離れるHRG1.5.2の等価粘性減衰定数が小さい。

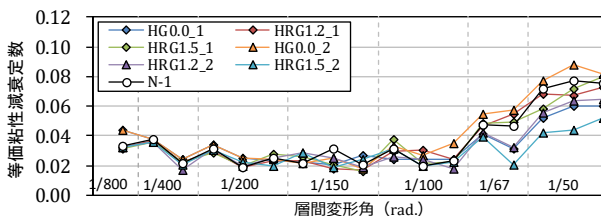


図-13 等価粘性減衰定数の比較

4. 十字形骨組の柱梁強度比と復元力特性

4.1 解析計画

十字形骨組モデルを用いて、Y字筋方式のヒンジリロケーション梁(ヒンジ計画位置を梁端部から梁せいDの0.8倍)を有する十字形骨組を対象に、柱梁強度比(表-

1)をパラメータとした3次元有限要素解析を実施し、復元力特性等について考察する。ケースAは柱梁強度比を2.3程度、ケースBは1.2程度とする。比較のため、通常の梁端ヒンジ梁を有する十字形骨組も解析対象とする。

本解析で用いる解析ケースの要因を表-6に、解析モデルの諸元を表-7にそれぞれ示す。なお、ヒンジ計画位置で曲げ終局モーメントに達した際に生じる柱梁節点位置の曲げモーメントは全てのモデルで同一とする。また、柱・梁の部材長およびせん断補強筋は、YJ-1試験体と同様とする。加力の制御は層間変形角(R)により実施し、载荷スケジュールは $R=\pm 1/800(1), \pm 1/400(2), \pm 1/200(3), \pm 1/150(3), \pm 1/100(3), \pm 1/67(2), \pm 1/50(3)[rad]$ の後、最後に $R=\pm 1/33(3)[rad]$ とする。

表-6 十字形骨組モデルの解析ケースの要因

解析ケース	梁	ヒンジ位置	特徴	解析モデル名
ケースA	HRG ^{※1}	梁端から0.8D	柱梁耐力比2.3程度。接合部降伏による強度比低下率 $\beta=1.5$ 程度	HRG_A
	HG ^{※2}	梁端		HG_A
ケースB	HRG ^{※1}	梁端から0.8D	柱梁耐力比1.2程度。接合部降伏による強度比低下率 $\beta=0.9$ 程度	HRG_B
	HG ^{※2}	梁端		HG_B

※1:ヒンジ計画位置を梁端から離れた位置とする梁端ヒンジリロケーション梁を示す。
 ※2:ヒンジ計画位置を梁端部とした一般的な梁を示す。

表-7 十字形骨組解析モデルの諸元

モデル名		HRG A	HRG B	HG A	HG B	
梁	梁断面B×D(mm)	350×425				
	梁 $F_c(N/mm^2)$	60				
	梁主筋(引張鉄筋)	梁端部	(4+1)+3-D19+2-D16 $\sigma_y=524(N/mm^2)$		5-D19 $\sigma_y=660(N/mm^2)$	
		梁一般部	4-D19+2-D16 $\sigma_y=524(N/mm^2)$			
柱・接合部	柱断面B×D(mm)	450×520				
	柱・接合部 $F_c(N/mm^2)$	80		60		
	柱主筋(引張鉄筋)	本数×径	5+2-D19	5-D10	5+2-D19	5-D10
		強度 (N/mm^2)	590	295	590	295
	接合部横補強筋	4-D6×6セット($p_w=0.52\%$)、 $\sigma_{wy}=685(N/mm^2)$				
	軸方向力(軸力比)	一定(0.075 F_c)		一定(0.1 F_c)		
部材耐力	梁端部曲げ余裕度 ^{※1}	1.37	—	—	—	
	接合部せん断余裕度 ^{※2}	1.79	—	1.65		
	梁主筋の柱内通し配筋付着余裕度 ^{※3}	1.26	—	0.84		
	柱梁強度比 ^{※4}	2.36	1.18	2.27	1.14	
	接合部降伏による強度比低下率 β ^{※5}	1.57	0.98	1.48	0.92	

※1:梁端部曲げ終局モーメント/ヒンジ位置曲げ終局モーメント時に生じる梁端部曲げモーメント

※2:ヒンジ位置曲げ終局強度時に生じる柱梁接合部せん断力/柱梁接合部せん断強度³⁾

※3:梁端補強部主筋降伏強度から算出³⁾、※4:保耐規準⁴⁾に従い節点モーメントから算出

※5:保耐規準⁴⁾に従い算出

4.2 骨組の層せん断力と層間変形角との関係

図-14に各モデルの層せん断力と層間変形角(R)との関係を示す。柱梁強度比を2.3程度としたケースAでは、各サイクルの耐力はHRG_AがHG_Aよりも若干大きい傾向にあるが、いずれの解析モデルにおいても層せん断力が梁曲げ崩壊時(ヒンジ計画位置が保耐規準の略算式による梁曲げ終局モーメントに達した時点)の層せん断力(以下、略算値)を上回った。また、履歴ループ形状は、HRG_AがHG_Aと比較して大きい傾向がある。一方、柱梁強度比1.2程度とした解析ケースBでは、HRG_Bは層せん断力が略算値を上回ったが、HG_Bは層せん断力の最大値が略算値を下回った。また、履歴ループ形状は、HRG_BがHG_Bと比較して大きい。

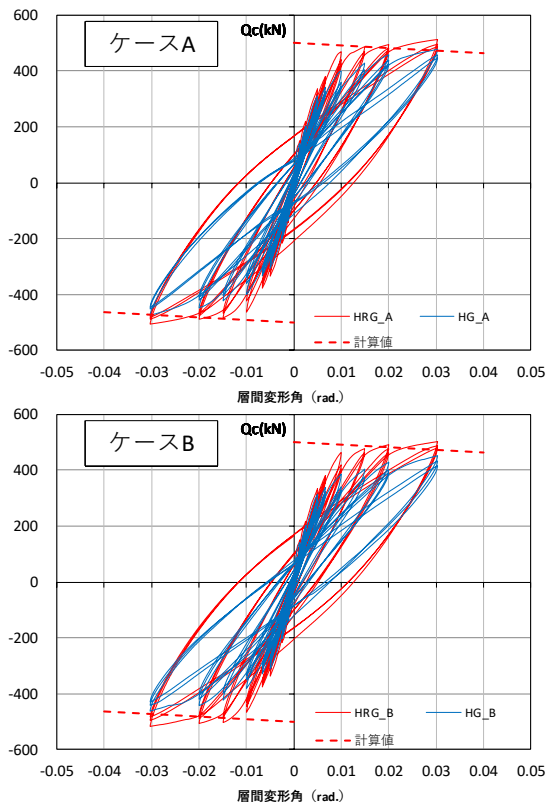


図-14 十字形骨組モデルの Q-R 関係の比較

4.3 骨組の等価粘性減衰定数

図-15 に各モデルの等価粘性減衰定数の比較を示す。

R が 1/67rad 程度までは、各モデルの等価粘性減衰定数には大きな差が見られず、ほぼ等しい。R が 1/50rad 以降における等価粘性減衰定数の平均値は、HRG_A に対して HRG_B は 0.90 倍程度、HG_A および HG_B は 0.80 倍程度である。

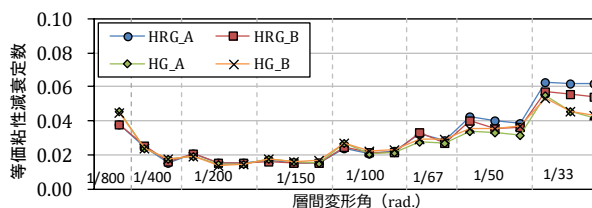


図-15 等価粘性減衰定数の比較

5. まとめ

梁端ヒンジリロケーション梁および梁端ヒンジリロケーション梁を有する十字形骨組の有限要素解析を実施し、本解析の範囲内であるが、以下の知見を得た。

- 1) カットオフ筋方式の梁試験体を対象とした 2 次元有限要素解析および Y 字筋方式の十字形骨組試験体を対象とした 3 次元有限要素解析では、解析結果は実験結果と比較的良好に対応した。
- 2) ヒンジ発生時に生じる梁端位置の曲げモーメントを一定とした場合、ヒンジ計画位置が梁端から離れる

程、梁は早期に降伏し、降伏時剛性低下率が大きい。

- 3) ヒンジ発生時に生じるヒンジ計画位置における曲げモーメントを一定とした場合、ヒンジ計画位置が梁端から離れる程、梁は早期に降伏し、ヒンジ発生時に生じるせん断力及び降伏時剛性低下率が大きい。
- 4) 梁端ヒンジ梁を有する十字形骨組を対象とした有限要素解析では、柱梁強度比を 1.2 程度とした場合、層せん断力が梁曲げ崩壊時の規準式による略算値を下回り、大変形時の履歴ループが細い結果が得られた。
- 5) Y 字筋方式の梁端ヒンジリロケーション梁を有する十字形骨組を対象とした有限要素解析では、柱梁強度比を 1.2 程度とした場合、層せん断力は梁曲げ崩壊時の規準式による略算値を上回り、等価粘性減衰定数は同じ柱梁強度比の梁端ヒンジ梁を有する十字形骨組と比較して大きい結果が得られた。

参考文献

- 1) 太田行孝, 竹中啓之, 濱田聡, 和泉信之: 梁端ヒンジリロケーション機構を形成する高強度RC造骨組に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, p.p.247-252, 2018.7
- 2) 太田行孝, 竹中啓之, 和泉信之: Y字筋を用いた梁端ヒンジリロケーションRC造梁に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.65B, pp.365-373, 2019.3
- 3) 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, 1999.8
- 4) 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, 2016.6
- 5) 伊藤忠ソリューションズ(株):FINAL/V11
- 6) 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, pp.9-13, Nov.1982
- 7) Naganuma, K. Yonezawa, K. Kurimoto, and O.Eto, pp.9-13 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.
- 8) 飯塚敬一, 檜貝勇, 斉藤成彦, 高橋良輔: かぶり厚の影響を考慮した異形鉄筋の付着応力-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.
- 9) 田邊直也, 太田行孝, 毎田悠承, 和泉信之: 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, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No2, pp.169-174, 2018.7