

論文 軸方向変形拘束を受ける RC 梁部材の挙動に関する実験研究

文野 正裕*1・幸村 信行*2・前田 匡樹*3・壁谷澤 寿海*4

要旨：軸方向変形を拘束された RC 梁部材の挙動を検討するため、軸方向拘束剛性とせん断スパン比をパラメータとして、RC 梁の正負繰り返し加力実験

を行った。その結果、軸方向剛性が大きいほど降伏荷重、最大耐力は増すが、変形能力は低下することがわかった。また、実験で測定したひび割れ幅に着目し、軸方向伸びとの関係について検討した。さらに、剛体の回転と圧縮ストラットの縮みに基づくマクロモデルを用いて、軸方向伸びを推定する方法を示した。

キーワード：梁の軸変形、軸方向拘束、ひび割れ幅、剛体回転、圧縮ストラット

1. はじめに

RC 造建物では、地震動が入力する際、建物の脆性的な破壊を防ぐため、梁降伏型の全体降伏機構を形成することが望ましいと考えられている^[1]。一方、1995 年兵庫県南部地震では、計算上は梁降伏型の崩壊形を示すが、柱に被害が集中した事例が報告されている^[例えば 2]。その原因の一つとして、ひび割れの発生や主筋の降伏に伴う梁の伸びが、柱や耐震壁など周囲の構造部材に拘束されて圧縮軸力が作用することによる曲げ耐力の上昇、梁の伸びによる柱の水平変位、せん断力の増大などが挙げられている^[3,4,5]。

本研究では、軸方向伸びを拘束された RC 梁部材の挙動を把握するため、軸方向伸びに対する拘束剛性と、せん断スパン比をパラメータとした、梁部材の正負繰り返し加力実験を行った。また、剛体の回転と圧縮ストラットの縮みから軸方向伸びを評価するマクロモデルを提案し、実験結果と比較検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体断面を 図-1 に、試験体一覧を表

図-1 に示す。試験体断面は、幅 30cm×せい 45cm とし、主筋は 4-D19 とした。スパンは、せん断スパン比 $a/D=1.0$ (1 シリーズ)、 2.0 (2 シリーズ) の 2 種類である。せん断補強筋は、曲げ降伏をせん断破壊に先行させるため、靱性保証指針式^[1]によるせん断強度 $V_u (R_p=0)$ が、軸力比 $\eta=0.1$ における曲げ終局計算値強度 $Q_{Mu}^{[6]}$ を上回るように配筋した。両シリーズとも拘束剛性をパラメータとし、計 4 体の試験体について実験を行った。

使用したコンクリート(設計基準強度 $F_c=30\text{Mpa}$ 、最大骨材寸法 20mm)、および鉄筋(SD345)の力学的特性を表-2, 3 に示す。

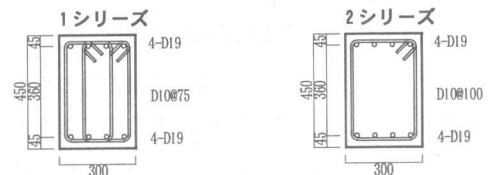


図-1 試験体断面 (単位:mm)

表-1 試験体一覧

試験体	B×D	L	K	主筋	σ_y	$\rho_t \cdot \sigma_y$	横補強筋	$\rho_w(\%)$
2-400	30 × 45 (cm)	180	400	4-D19	373	3.53	2-D10 @100	0.48
2-100		100						
1-400		90	400				4-D10 @75	
1-100		100						

L: 内法スパン、K: 軸変形拘束剛性(t/cm)、 σ_y : 主筋降伏強度(MPa)、 $\rho_t \cdot \sigma_y$: 主筋量(MPa)、 ρ_w : 横補強筋比、

*1 横浜国立大学大学院 工学研究科 計画建設学専攻 (正会員)

*2 大成建設(株)

*3 横浜国立大学 助教授 工学部 建設学科 博士(工学) (正会員)

*4 東京大学地震研究所 教授 工博 (正会員)

表-2 コンクリートの力学的特性

試験体	圧縮強度 σ_B (MPa)	圧縮強度歪 ϵ_{cu} (μ)	1/3 σ_B 割線剛性 E_C (GPa)
2-400	33.3	2100	27.3
2-100	37.4	2270	28.2
1-400	38.9	2210	28.7
1-100	38.6	2260	27.4

表-3 鉄筋の力学的特性

鉄筋 径	初期剛性 E_s (GPa)	降伏強度 σ_y (MPa)	降伏歪 ϵ_y (μ)	引張強度 σ_u (MPa)	破断歪 ϵ_u (%)
D10	180	362	2280	513	17.8
D19	201	373	2090	561	21.1

※鉄筋種は共にSD345

2.2 軸方向変形拘束剛性

曲げを受ける鉄筋コンクリート梁は、部材を構成する材料の性質により軸方向に伸びを生ずる。この伸びが周囲の部材により拘束され、部材には圧縮軸力が生じる。軸方向拘束剛性(以下、拘束剛性と表記)の程度は、建物のスパン、梁の位置、拘束している構造要素の形態等の様々な要因によって決定され、一意的に定めることは困難である。ここで、図-2のような一層平面純ラーメン RC 骨組を想定し、全ての梁が一様に $\Delta\delta$ 伸びた状態を考える。

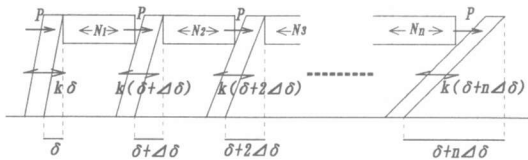


図-2 柱による梁の軸変形拘束

図-2のように、 n スパンの平面骨組の柱の水平剛性を k とし、各節点に外力 P が作用すると仮定する。外力、柱のせん断力、および梁の軸力 N_i より、 n スパン平面骨組の i 番目の梁の軸拘束剛性 K_i は、式(1)で表わせる。

$$K_i = \frac{N_i}{\Delta\delta} = \frac{i(n-i+1)}{2} k \quad (1)$$

本実験では、図-2の骨組で、柱断面 60×60 cm、階高 360 cm、柱の水平剛性をひび割れの発生などによる剛性低下の影響を考慮し弾性剛性の $1/3$ とし、6スパン、12スパンの骨組中央の梁の軸拘束剛性を略算し(それぞれ 116.7 t/cm、 407.4 t/cm)、軸拘束剛性のパラメータとして 100 t/cm

(981 kN/cm)、 400 t/cm (3923 kN/cm)を用いた。

2.3 加力および測定方法

加力装置図を、図-3に示す。試験体には、正負繰り返し逆対称曲げせん断力を作用させた。軸力は、常時測定している軸方向伸びに拘束剛性を乗じた値を、鉛直ジャッキにより作用させた。載荷は、荷重制御により部材角 $1/400$ を1サイクル、その後は変位制御により $1/200$, $1/100$, $1/67$, $1/50$, $1/33$, $1/25$ を2サイクルずつ行い、その後耐力低下するまで押し切った。また、 $1/25$ サイクル以前に耐力低下が認められた場合は、その時点で押し切った。試験体のたわみは、変位計によって測定した試験体上下の値の平均とした。軸方向変形は、材軸に沿った上下スタブ間の変位を測定した。また、各サイクルのピーク時と除荷時に、部材側面に発生したひび割れ幅を、クラックゲージを用いて計測した。

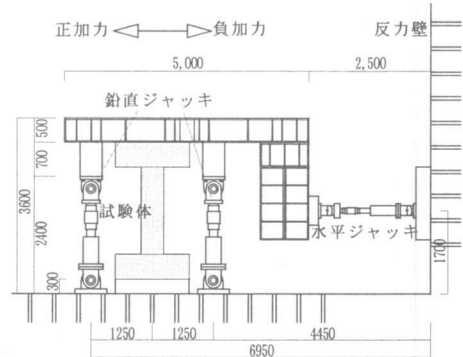


図-3 加力装置図 (単位:mm)

3. 実験結果

3.1 破壊経過と履歴曲線

各試験体のせん断力と部材角の関係を図-4に、実験結果の一覧を表-4に示す。図中の破線はRC規準^[6]による曲げ終局強度 Q_{Mu} (軸力比 $\eta=0.0, 0.1, 0.2$)である。また、最終破壊状況を図-5に示す。各試験体とも、曲げひび割れに続きせん断ひび割れが発生して、剛性低下を生じ、部材角 $1/200$ 程度で主筋が引張降伏した。2-400試験体は、部材角 $1/67$ 以降付着割裂ひび割れが進展し、部材角 $1/50$ 付近で繰り返しによる

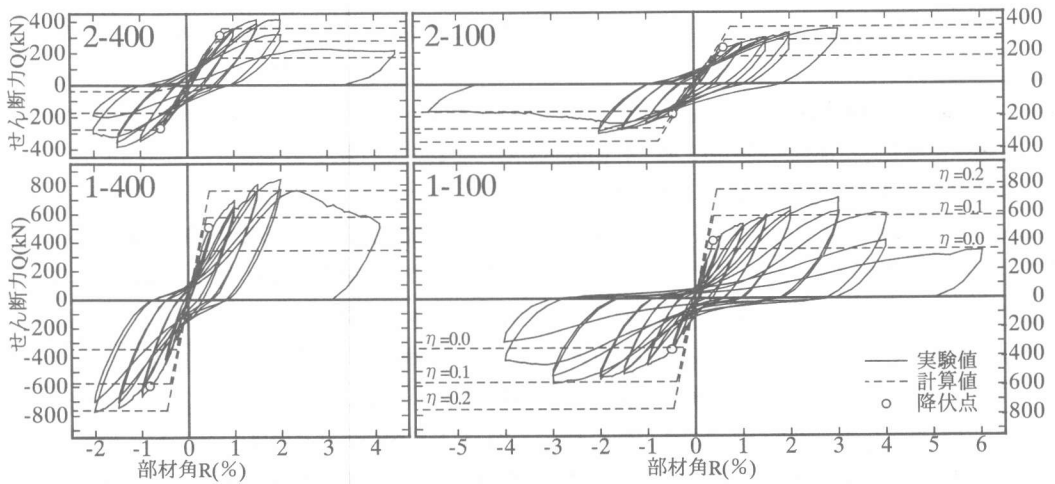


図-4 せん断力-部材角関係

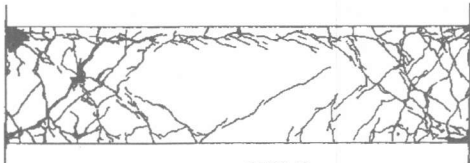
表-4 実験結果一覧

名称	正負	Q_y	Q_{max}	R_y	R_u	δ_{axy}	δ_{axu}	η_y	η_u
2-400	正	322	414	0.78	1.50	1.79	3.00	0.15	0.28
	負	-278	-383	-0.61	-1.50	1.17	2.47	0.10	0.23
2-100	正	225	346	0.69	2.84	2.05	7.65	0.04	0.15
	負	-198	-307	-0.50	-2.00	1.15	5.20	0.02	0.10
1-400	正	523	843	0.50	2.00	1.22	3.52	0.09	0.26
	負	-626	-770	-0.89	-2.02	1.82	2.82	0.14	0.21
1-100	正	414	703	0.42	3.01	1.33	8.01	0.03	0.15
	負	-374	-586	-0.50	-2.99	0.90	5.61	0.02	0.11

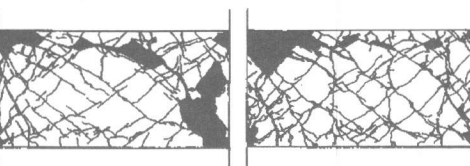
Q_y : 降伏荷重 (kN)、 Q_{max} : 最大耐力 (kN)、 R_y : 降伏変形角 (%),
 R_u : 最大耐力時変形角 (%), δ_{axy} : 降伏時軸変形 (mm),
 δ_{axu} : 最大耐力時軸変形 (mm)、 η_y : 降伏時軸力比、
 η_u : 最大耐力時軸力比



2-400 試験体



2-100 試験体



1-400 試験体

1-100 試験体

図-5 最終破壊状況

耐力低下がみられ、付着割裂破壊した。1-400 試験体は、部材角 1/50 過ぎで材端のせん断ひび割れが拡大し、急激な耐力低下とともにせん断破壊した。2-100、1-100 試験体は、部材角 1/33 付近で材端のせん断ひび割れの拡大と、付着割裂ひび割れの進展により徐々に耐力低下した。

拘束剛性 400 t/cm の試験体は、主筋降伏時に軸力比 $\eta=0.09\sim 0.15$ 程度の軸力が作用して曲げ耐力が上昇し、せん断力は軸力比 $\eta=0.0$ とした計算値の約 1.8 倍となり、かなり上昇した。100 t/cm の試験体では、降伏時の軸力は軸力比 $\eta=0.02\sim 0.04$ 程度に達し、せん断力は軸力比 $\eta=0.0$ とした計算値の約 1.3 倍である。また、梁の主筋が降伏した後も軸方向への伸びに伴う軸力の増加の影響により、せん断力が上昇し続けた。拘束剛性 400 t/cm の試験体では、最大耐力時に軸力比 $\eta=0.21\sim 0.30$ 程度の軸力が作用し、せん断力は軸力比 $\eta=0.0$ とした計算値の約 2.4 倍に上昇している。100 t/cm の試験体では、軸力は軸力比 $\eta=0.10\sim 0.15$ に達し、せん断力は軸力比 $\eta=0.0$ とした計算値の約 2.0 倍である。また、図-4 に示したように、各試験体の降伏荷重と最大耐力は、計算式において作用した軸力を考慮して求めた値と概ね対応している。拘束剛性 400 t/cm の試験体が部材角 1/50 付近で耐力低下するのに対し、100 t/cm の試験体では部材角 1/33 付近まで顕著

な耐力低下はみられなかった。

3.2 軸変形-水平変形関係

各試験体の軸変形と部材角の関係を図-6に示す。軸方向伸びは、拘束剛性 400 t/cm の試験体が 100 t/cm の試験体に比べ小さい。これは主筋降伏後に特に顕著で、伸びは約 1/2 となっている。

3.4 において後述するように、変形は危険断面に集中しており、せん断スパン比の違いによる軸変形への影響は少なかった。また、主筋降伏後は、除荷後も伸びは戻らず、塑性ひずみが残留軸変形として累積されるのが分かる。各試験体の正側第 1 加力におけるピーク時と除荷時の軸変形の推移を図-7 の実線に示す。ピーク時に対する除荷時

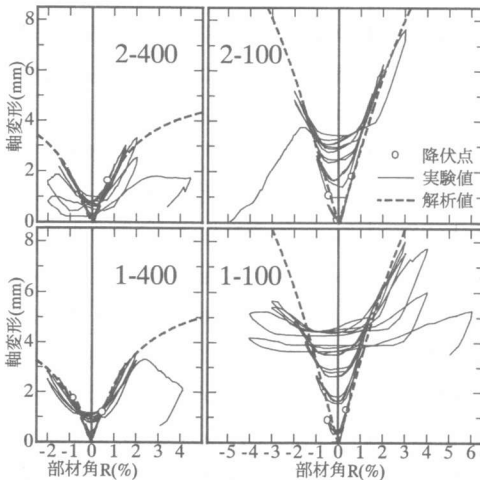


図-6 軸変形-部材角関係

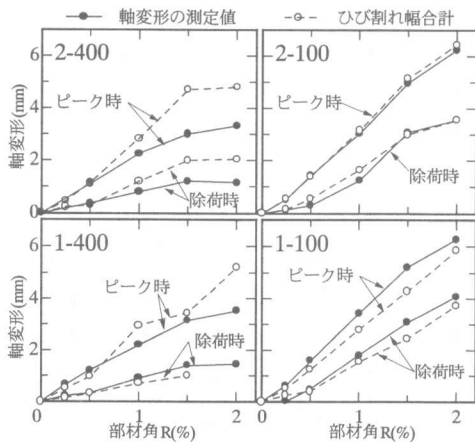


図-7 ひび割れ幅合計-軸変形比較

の軸変形の割合は、拘束剛性 400 t/cm の試験体で約 40%，100 t/cm で約 70%である。これは、拘束剛性が大きいほど、残留軸変形が小さくなることを表している。

3.3 ひび割れ幅による軸変形の評価

図-7 に、各試験体の正側加力第 1 サイクルのピーク時と除荷時における、変位計により測定した軸変形とひび割れ幅の合計との比較を示す。ひび割れ幅の合計は、図-8 のように試験体の引張り側に生じた曲げひび割れ幅をそれぞれ合計

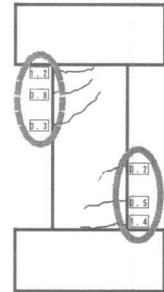


図-8

し、それらの平均の値とした。ひび割れ幅の合計は、ピーク時、除荷時ともに軸変形の測定値と概ね対応している。拘束剛性が高いほどひび割れ幅が軸変形の測定値より大きくなる傾向があるが、これは試験体の圧縮側の縮みを考慮していない為だと考えられる。また、正側第 1 サイクルの除荷時の最大ひび割れ幅(それに対応する損傷度¹⁾)と部材角の関係を図-9 に示す。尚、各試験体とも残留ひび割れ幅が最大であったのは、危険断面の曲げひび割れであった。主筋が降伏する部材角 1/200 付近では、残留ひび割れ幅の最大値は 0.2mm 程度であるが、主筋降伏後は急激に増加することがわかる。また、軸方向剛性が大きい試験体ほど、最大の残留ひび割れ幅は小さいという傾向がみられた。

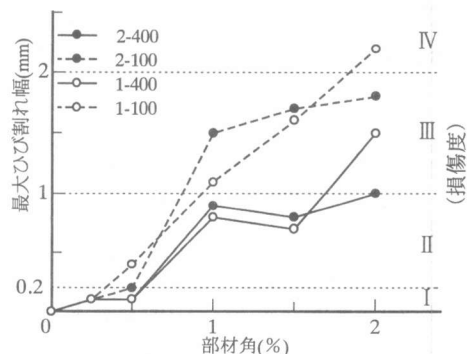


図-9 最大ひび割れ幅-部材角関係

3.4 材軸方向の変形分布

試験体の上面及び下面に、100mm 間隔(危険断面側 2 区間は 50mm)で定着させたネジ棒に変位計を取り付け、材軸方向の伸び縮みを測定した。得られた変形量により、降伏時の各区間の曲率を求めた。材軸方向の曲率分布を 図-10 に示す。これより、部材の変形は材端に集中していることがわかる。

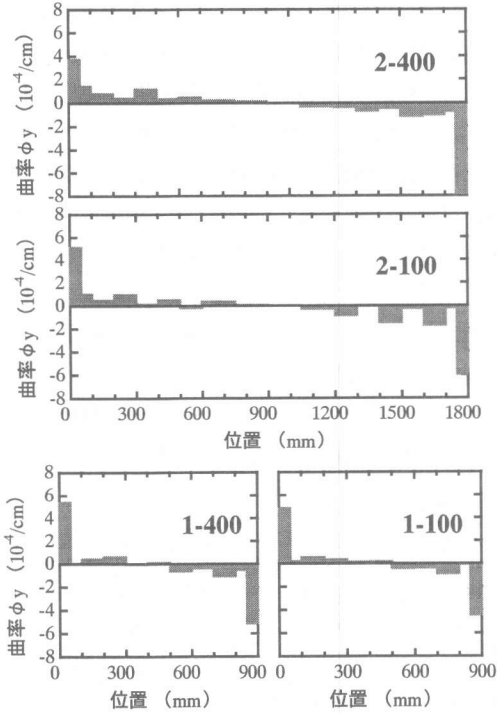


図-10 曲率分布

4. 剛体回転モデルによる軸変形の評価

4.1 軸変形の簡易推定モデル

3.4 で述べたように、変形は危険断面付近に集中しており、試験体は剛体回転に近い挙動を示していたことが分かった。そこで、図-11 に示すモデルを用いて、梁部材が逆対称変形を受けるときの軸変形を評価する。このモデルでは、梁の軸変形を剛体の回転と圧縮ストラットの縮みのみから評価する。梁せいを D 、圧縮ストラットの縮みを δ_c とすると、部材角 θ における軸変形 δ_{ax} は、式 (2) で表わすことができる。

$$\delta_{ax} = D \theta - \delta_c \quad (2)$$

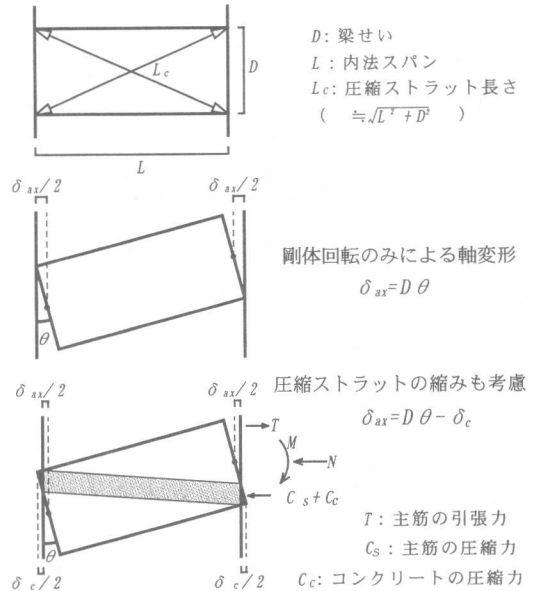


図-11 剛体回転モデル

圧縮ストラットの縮み量 δ_c は、梁の伸びに伴う拘束力と、曲げ解析により断面に作用する圧縮力との釣合から算定される。拘束による軸力 N は、拘束剛性を K とすると式 (3) で表わすことができる。

$$N = K \cdot \delta_{ax} \quad (3)$$

主筋の引張力、圧縮力をそれぞれ T 、 C_s 、コンクリートに作用する圧縮力を C_c とすると、危険断面における力の釣り合いから、式 (4) が導ける。

$$C_c = N + T - C_s \quad (4)$$

以下では、簡単のため $C_s = T$ と仮定すると、式 (5) を得る。

$$C_c = N \quad (5)$$

圧縮ストラットの幅を x_n とすると、圧縮ストラットの合力 C_c は、式 (6) で表される。

$$C_c = \int_0^{x_n} \sigma_c \cdot b \, dx \quad (6)$$

ただし、 σ_c : コンクリートの応力度
 b : 部材幅

ここで、断面内のひずみ分布を 図-12 のように仮定する。圧縮ストラットの幅 x_n は式 (7) になる。

$$x_n = \frac{\delta_c}{2} \cdot \frac{1}{\theta} \quad (7)$$

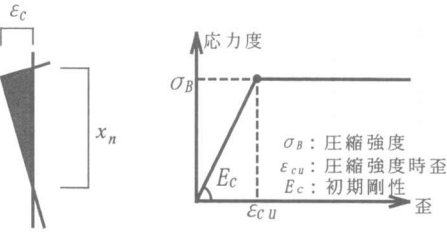


図-12 歪分布 図-13 コンクリートモデル

また、圧縮縁のひずみ度 ε_c はストラットの材軸方向圧縮ひずみ度分布を三角形分布とすると、式(8)で表すことができる。

$$\varepsilon_c = \frac{\delta_c / 2}{(1/2) \cdot L_c} \quad (8)$$

ただし、 L_c : 圧縮ストラットの長さで、部材の対角線長さ($\sqrt{L^2 + D^2}$)で近似する

コンクリートの復元力特性は、図-13 のようなバイリニアモデルに単純化した。

ここで、 $\alpha = \frac{KL_c}{E_c bD}$ 、 $\beta = \frac{\varepsilon_{cu} L_c}{D}$ とすると、

$\theta \leq \frac{\beta}{-2\alpha + 2\sqrt{\alpha^2 + \alpha}}$ の時、式(5)より、

$$\delta_c = (-2\alpha + 2\sqrt{\alpha^2 + \alpha}) D \theta \quad (9)$$

$$\delta_{ax} = (1 + 2\alpha - 2\sqrt{\alpha^2 + \alpha}) D \theta \quad (10)$$

$\theta \geq \frac{\beta}{-2\alpha + 2\sqrt{\alpha^2 + \alpha}}$ の時、式(5)より、

$$\delta_c = \left(\frac{\beta^2 + 4\alpha \theta^2}{2\beta + 4\alpha \theta} \right) D \quad (11)$$

$$\delta_{ax} = D \theta - \left(\frac{\beta^2 + 4\alpha \theta^2}{2\beta + 4\alpha \theta} \right) D \quad (12)$$

以上のように、軸方向変形拘束剛性と回転角により、梁の軸変形を簡単に推定しうる、式(10)もしくは(12)を得た。

4.2 実験結果との比較

図-6 中の破線が、マクロモデルによる軸変形推定式(10)もしくは(12)によって求めた軸変形である。各試験体ともよい対応を示している。軸変形が縮み始めると対応を示さなくなるのは、コンクリートモデルの耐力低下を考慮していないた

めであると考えられる。

5. まとめ

軸方向伸び変形を拘束した鉄筋コンクリート梁部材の実験を行った結果、以下の知見が得られた。(1)部材の水平変形が増大すると共に軸方向伸び変形が生じた。軸方向変形は、曲げひび割れ幅の合計とほぼ一致した。曲げひび割れ幅は、部材の危険断面位置が最も大きく、軸方向変形(曲率)は危険断面付近に集中し、軸拘束剛性が同一であればせん断スパン比に関わらず同程度の軸変形が生じた。(2)軸方向伸び変形が生じた結果、梁部材には圧縮軸力が作用し、曲げ耐力が上昇した。軸拘束剛性 400 t/cm、100t/cm の試験体の曲げ降伏耐力は、軸力を無視した計算値のそれぞれ約 1.8 倍、1.3 倍、最大耐力は約 2.4 倍、2.0 倍まで上昇した。(3)部材の曲率を危険断面位置に集中させた剛体回転と圧縮ストラットの縮みを考慮したマクロモデルにより、軸方向伸び変形の実験値を比較的精度よく評価することができた。

【謝辞】

本研究で行った実験の一部は、文部省科学研究費・基盤研究 A1「鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型性能設計法」(研究代表者：小谷俊介 東京大学大学院教授、課題番号：08305022)によるものである。また、実験全般を通して東京大学大学院生・真田靖士氏、横浜国立大学文部技官・畠中雄一氏、同大学院生・木村暁子女史の多大な協力を得ました。ここに、感謝の意を表します。

【参考文献】

- 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法(案)・同解説 1997.7.
- 北田朋子他：梁の軸力変動を考慮した 1995 年兵庫県南部地震による被災 RC 造学交建物の地震応答解析、日本建築学会学術講演要録集 C2、構造Ⅴ、pp509-510、1997.9.
- 坂田弘安他：軸方向変形の拘束効果を考慮した鉄筋コンクリートはりの弾塑性性状に関する実験研究、日本建築学会構造系論文報告集 第 380 号、pp45-55、1987.10.
- 大久保全陸他：鉄筋コンクリート造ウォールガーダーの強度変形性状、コンクリート工学年次論文報告集 第 11 巻 2 号、pp63-68、1989.
- 真田靖士他：梁の軸方向変形による柱のせん断力増分の評価 第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集 第 2 分冊、pp2563-2568、1998.11.
- 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 1988.12.
- 日本建築防災協会：震災建築物等の被災度判定基準および復旧技術指針(鉄筋コンクリート造編)、1991.2.