

# 論文 鉄筋コンクリート造梁の安全限界に関する一考察

河村 英里子\*1・パラダン スージャン\*2・尹 ロク現\*3・真田 靖士\*4

**要旨：** 既往の靱性型の柱梁架構実験で観察された RC 梁の主筋座屈について実験的に再検証することを目的とし、実大スケールの RC 梁の部材実験を実施した。実験結果において、実大スケールの梁試験体においても縮小試験体と同様に梁主筋の座屈現象が実験的に再検証された。さらに、同梁の安全限界点を耐震性能評価指針に基づいて評価すると、耐震性能評価指針に示される RC 梁の安全限界点より梁主筋の座屈が先行して発生することを確認した。

**キーワード：** RC, 梁部材, 主筋座屈, 耐震性能, 安全限界

## 1. はじめに

限界耐力計算<sup>1)</sup>では主要構造部材の許容応力度に基づいて評価される損傷限界点および建物が倒壊しないことを保障する安全限界点に対して、設計用の加速度応答スペクトルに対する応答点が限界点を超過しないことを評価し、鉄筋コンクリート造（以下、RC）建物の耐震性能設計を行う。また、RC 造建物の耐震性能評価指針<sup>2)</sup>では主要構造部材の使用限界、修復限界、安全限界について、具体的な損傷状況と限界点との関係が示されている。

RC 建物の耐震性能評価指針に示される RC 梁の安全限界点は、①曲げ耐力が劣化し最大曲げ耐力の 80% に低下する部材角、②曲げ抵抗機構の劣化による曲げ降伏後のせん断破壊が生じる部材角、③梁主筋が引張破断する部材角のうち最小のものとすることが提案されている。

しかし、既往の梁降伏型の RC 柱梁架構の静的載荷実験<sup>3)</sup>では上記の①～③のような損傷状況は大変形角においても確認されなかった。一方、大変形域では梁の端部においてカバーコンクリートが剥落した後、梁主筋の座屈現象が見られた。部材の性能評価という観点から、主筋の座屈は RC 梁の安全限界に相当する可能性がある。

以上のような背景を踏まえ、本稿では既往の縮小架構実験<sup>3)</sup>で観察された RC 梁の主筋座屈について実験的に再検証することを目的とし、実大 RC 梁の部材実験を改めて実施した。さらに、同梁の安全限界性能を耐震性能評価指針に基づいて解析的に評価し、実験結果との整合を検証した。

## 2. 既往の柱梁架構の構造実験の概要<sup>3)</sup>

本研究の背景として位置づけられる既往の柱梁架構の実験結果は文献<sup>3)</sup>で詳述されているが、本稿で報告する実験計画にとくに関係する内容について以下に抜粋して示す。

### 2.1 試験体

試験体は Fig.1 に示す 1/2.5 スケールの RC 柱梁架構である。試験体の高さは 1,700mm、全長は 2,850mm であり、上下層の柱を含めて作成された。Fig.2 に示す載荷装置を用いて、静的な水平力が繰り返し作用された。

### 2.2 実験結果

Fig.3 に試験体の荷重－変形角関係を示す。また、試験体の崩壊メカニズム耐力は、四隅の梁端部において曲げ

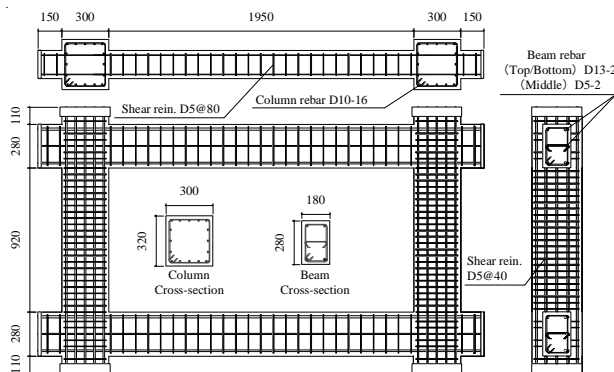


Fig.1 RC frame of 1/2.5 scale in the previous experiment

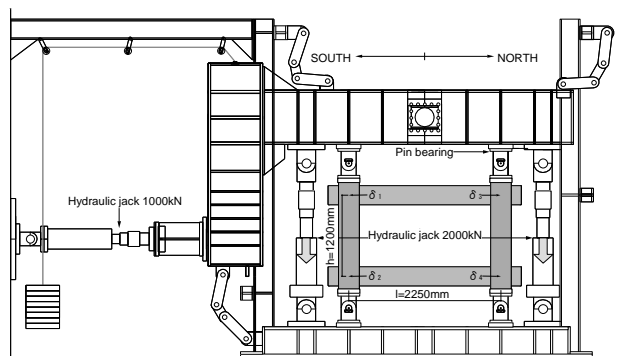


Fig.2 Test set-up for the RC frame specimen

\*1 大阪大学大学院 工学研究地球総合工学専攻 (学生会員)  
 \*2 大阪大学大学院 工学研究地球総合工学専攻 修士 (工学)  
 \*3 大阪大学大学院 工学研究地球総合工学専攻 特任研究員 博士 (工学) (正会員)  
 \*4 大阪大学大学院 工学研究地球総合工学専攻 教授 博士 (工学) (正会員)

- ▲ Lateral resistance at formation of a yield mechanism ( $test Q_{mcn}$ ),
- Max. strength ( $Q_{max}$ ), X Ultimate state with buck. of beam long. rein.

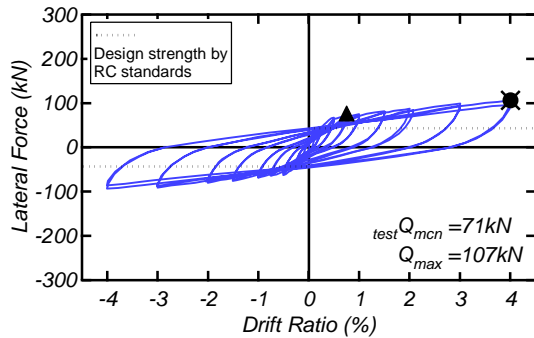


Fig.3 Lateral force vs. drift ratio relationship

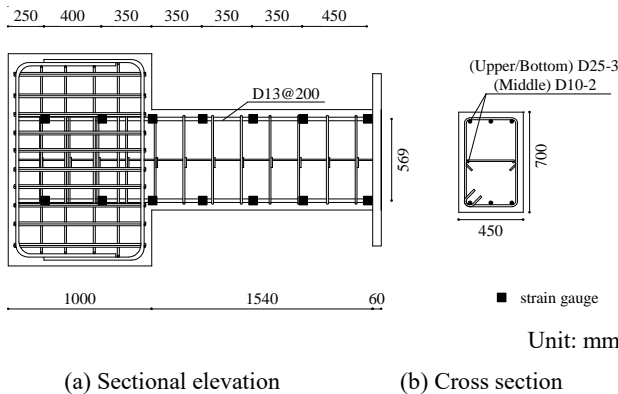


Fig.5 Dimensions and reinforcement details of the specimen

降伏を仮定し、鉄筋コンクリート構造計算規準<sup>4)</sup>に示される式(1)より求めた。

$$M_y = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d \quad (1)$$

ここで、 $a_t$ : 梁の引張主筋断面積、 $\sigma_y$ : 梁の引張主筋の降伏応力度、 $d$ : 梁の有効せいである。

$R=1/200\text{rad}$  のサイクルにおいて試験体の上下梁の主筋が降伏した。Fig.3 に示す荷重-変形角関係より試験体は  $R=1/133\text{rad}$  のサイクルにおいて剛性の大きな低下が確認され、同サイクルにおいて崩壊メカニズムに到達したと判断された。ただし、試験体の水平耐力に着目すると、崩壊メカニズム到達後も緩やかに上昇する傾向が確認された。これは変形角の増加に伴う梁の軸方向伸びを左右の柱が拘束した結果、梁に軸力が発生したためと考えられる。文献3)によると、崩壊メカニズム時に梁には軸力比約0.07の軸力が作用したと推定されている。

Fig.4 に大変形域において梁端部で観察された主筋の座屈性状を示す。梁主筋の座屈は  $R=1/25\text{rad}$  のサイクル中に梁端部のカバーコンクリートが剥落した後に目視で確認された。梁主筋の座屈は同図に示すように80mm間隔のせん断1スパンの範囲において、部材の外側にはらみ出すように生じた。試験体の荷重-変形角関係 (Fig.3) に着目すると、梁主筋の座屈が発生した後、 $R=1/25\text{rad}$  の

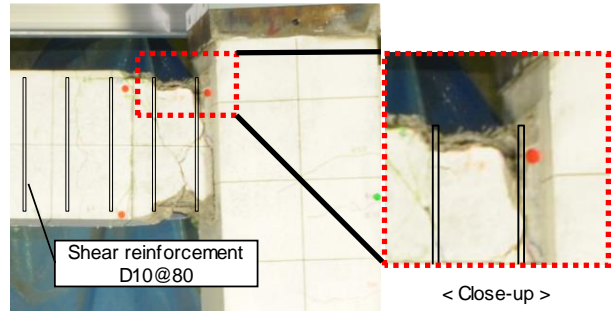


Fig.4 Buckling of beam longitudinal reinforcement

Table1 Details of specimen

B × D	450mm × 700mm
Longitudinal rebar	6-D25 ( $p_{tb}=0.48$ )
Shear reinforcement	2-D13@ ( $p_{wt}=0.28$ )

Table2. Material properties of concrete

Elastic modulus	Compressive strength
$2.87 \times 10^4$	30.5

Unit: N/mm<sup>2</sup>

Table3 Material properties of reinforcement

Type	Elastic modulus	Yield stress	Tensile strength
D10	$1.91 \times 10^5$	364	506
D13	$1.63 \times 10^5$	364	536
D25	$1.88 \times 10^5$	378	558

Unit: N/mm<sup>2</sup>

2サイクル目に試験体の水平耐力の低下が見られた。

本実験の範囲において、十分に靱性が確保された RC 梁では、梁主筋の座屈発生点が安全限界点に相当すると判断された。

### 3. 実大試験体を用いた追加検証

前章では 1/2.5 スケール縮小試験体により梁主筋の座屈現象が実験的に観察されたが、同様の現象の一般性について追加検証するため、本研究では実大 RC 梁試験体を用いて静的載荷実験を計画した。

#### 3.1 試験体計画

Fig.1 に示す既往の RC 柱梁架構の梁に基づいて、その端部を部分的に切り出した実大の RC 梁試験体を計画した。試験体断面は 450mm×700mm であり、実大スケールで梁端部から 1,540mm までをモデル化した。Fig.5 に試験体配筋図および梁主筋のひずみ計測位置を、Table1 に試験体の構造詳細をそれぞれ示す。また、コンクリートおよび鉄筋の材料特性は Table2 および 3 にそれぞれ示

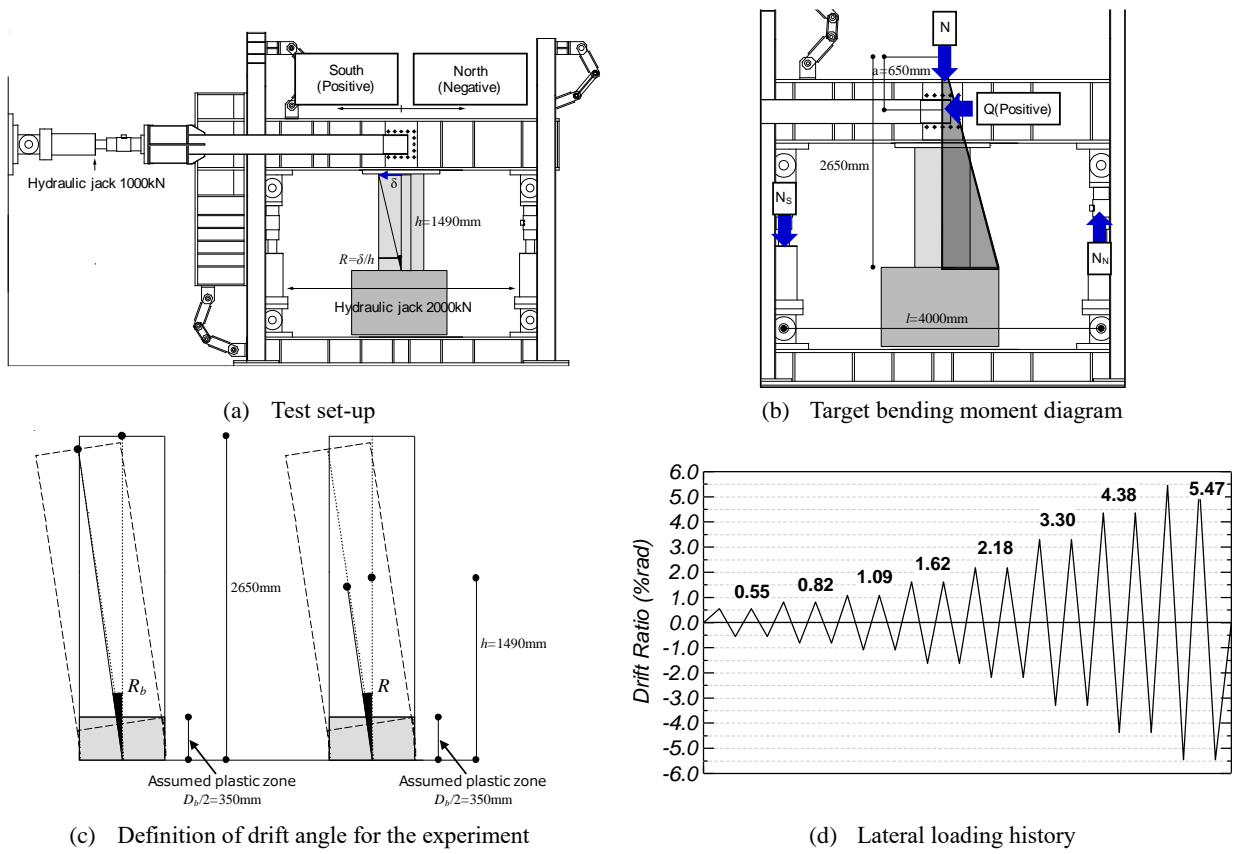


Fig.6 Test set-up and loading history

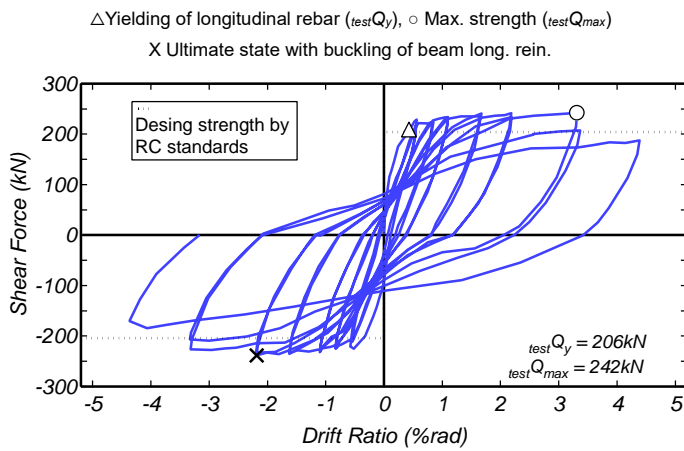


Fig.7 Shear force vs. drift ratio relationships

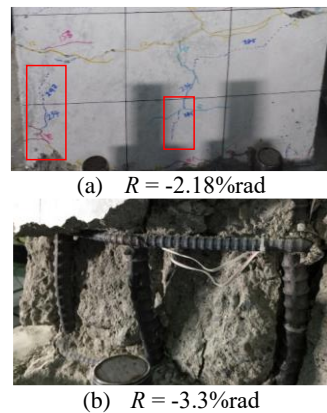


Fig.8 Damage with longitudinal reinforcement buckling

す。

3.2 荷重計画

Fig.6 に試験体設置図を示す。試験体は 90 度回転して荷重装置に設置した。水平力の正負繰り返し荷重は反力壁に取り付けた水平ジャッキにより行った。さらに、反力フレームに鉛直に取り付けた 2 台のジャッキ (各 2,000kN) により、梁断面に対し軸力比 (=作用軸力/梁の圧縮強度) 0.07 の一定軸力 (=673kN) を作用させた。これは 2 章で説明したように既往の実験において梁に作用した軸力の推定結果<sup>3)</sup>に基づく。また、本試験体は梁端部のみをモデル化したため、Fig.6(b)に示すように梁の

せん断スパンが想定反曲点 (=2,650mm, クリアスパンの 1/2) となるように、試験体の両側の鉛直ジャッキを制御することによって試験体頂部に付加モーメントを作用させた。なお、鉛直ジャッキの軸力は以下の式(2)によって算出した。

$$N_s = N/2 + Q \cdot a/l \tag{2}$$

$$N_n = N/2 - Q \cdot a/l$$

ここで、Ns:南鉛直ジャッキ軸力, Nn:北鉛直ジャッキ軸力, N:合計軸力, Q:せん断力, l:鉛直ジャッキ間距離 (=4,000mm), a:想定加力高さとお加力高さの距離

(=650mm) である。

実験では Fig.6(a)に示すように試験体頂部の水平変位  $\delta$  を計測位置の高さ ( $h=1,490\text{mm}$ ) で除した部材角  $R(=\delta/h)$  に基づいた変位制御とした。ここで、 $R$  は 2 章に示した RC 柱梁架構の静的載荷実験における試験体の梁の部材角  $R_b$  の関数として表現される ( $R=0.95R_b$ , Fig.6(c)参照)。なお、南側方向載荷を正載荷として制御し、Fig.6(d)に示す通り正負交番の漸増繰り返し載荷をした。

### 3.3. 実験結果

Fig.7 に試験体の荷重-変形角関係を示す。また、同図には鉄筋コンクリート構造計算規準<sup>4)</sup>の式(3)による試験体の曲げ降伏耐力を点線で併せて示す。

$$M_y = 0.8\alpha_t\sigma_y D + 0.5ND(1 - N/bDF_c) \quad (3)$$

ここで、 $b$ : 梁幅、 $D$ : 梁の全せい、 $F_c$ : コンクリートの圧縮強度、 $N$ : 梁の軸方向圧縮力である。

$R=0.55\%$  のサイクルにおいて梁主筋が降伏し梁端に曲げ降伏ヒンジが形成され、同時に剛性が大きく低下した。その後、変形の増大とともに損傷が進展し、 $R=3.3\%$  のサイクル正載荷時において Fig.7 に示すように最大耐力 242kN が記録された。その後、 $R=4.38\%$  のサイクルにおいて水平耐力が最大耐力の 80%以下に低下したため実験を終了した。

Fig.8 に実大梁試験体の大変形域において観察された主筋の座屈性状を示す。 $R=3.3\%$  のサイクル中におい

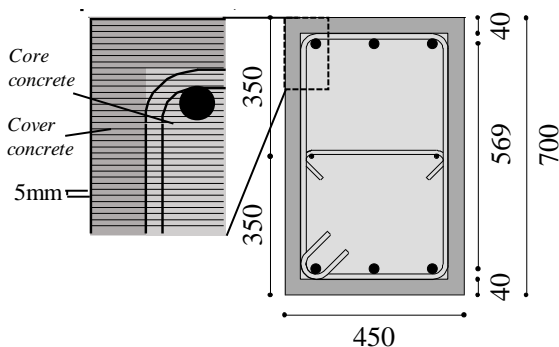
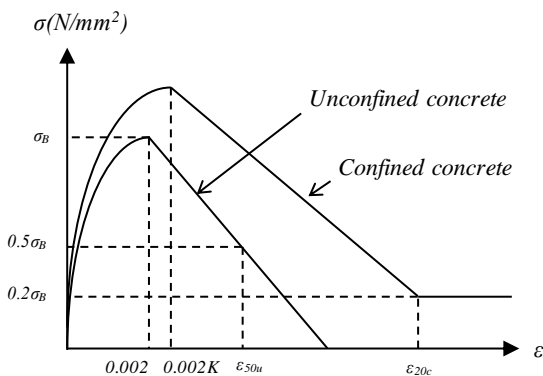


Fig.9 Fiber model of beam



(a) Modified Kent-Park model

てカバーコンクリートが剥落し、Fig.8(b)に示すように梁主筋の座屈が目視で確認された。また、主筋の座屈は既往の 1/2.5 スケールの縮小柱梁架構実験 (2 章) と同様にせん断補強筋 1 スパンの範囲 (=200mm) において、外側にはらみ出すように発生した。ただし、Fig.8(a)に示すようにその直前の  $R=2.18\%$  のサイクル負側載荷時において、圧縮側の側面で梁主筋に沿うひび割れが生じ、以降のサイクルにおいて耐力低下が見られたことから、 $R=2.18\%$  の負載荷時に座屈が発生したものと判断される。

### 4. 耐震性能評価指針<sup>2)</sup>による梁の安全限界との比較

RC 建物の耐震性能評価指針<sup>2)</sup>において RC 梁の安全限界点は①曲げ耐力が劣化し最大曲げ耐力の 80%に低下する部材角、②曲げ抵抗機構の劣化による曲げ降伏後のせん断破壊が生じる部材角、③梁主筋が引張破断する部材角のうち最小のものとすることが提案されている。既往の RC 柱梁架構実験および実大 RC 梁実験では上記の安全限界点より先に梁主筋の座屈現象が確認された。部材の性能評価という観点から、梁主筋の座屈は RC 梁の安全限界に相当すると考えられる。そこで、本章では 3 章に説明した実大 RC 梁の試験体について、耐震性能評価指針で示される各安全限界点を解析的に評価し、上記の実験結果との整合を検証する。

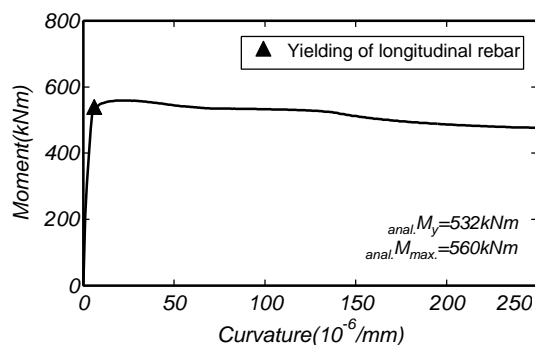
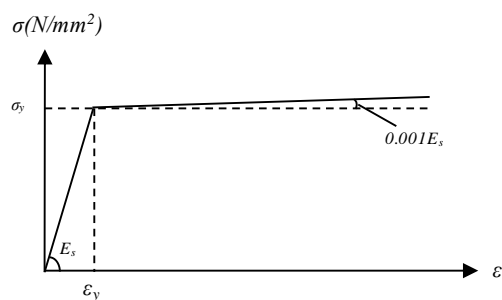


Fig.11 Moment vs. curvature relationship



(b) Bilinear model

Fig.10 Concrete and steel model

#### 4.1 曲げ解析

##### (1) 解析モデル

本節では一般的な曲げ解析を用いて各安全限界点の評価に適用する。本曲げ解析では断面の平面保持を仮定の下、Fig.9 に示すようにコンクリートは部材せいに沿って 5mm 間隔で分割し、鉄筋は試験体の配筋位置と同様に定義した。実験と同様に梁断面に対し軸力比 (=作用軸力/梁の圧縮強度) 0.07 の一定軸力 (=673kN) を作用させた。コンクリート要素の圧縮側の応力-ひずみ関係は Fig.10(a)に示す修正 Kent-Park モデル<sup>5)</sup>とし、引張側は応力を負担しないものとした。鉄筋要素の応力-ひずみ関係は Fig.10(b)に示す降伏後の剛性を初期剛性の 0.001 倍とする Bilinear モデルとした。また、コンクリートおよび鉄筋の材料特性は Table2 および 3 を用いた。

##### (2) 解析結果

曲げ解析より得られた曲げモーメント-曲率関係を Fig.11 に、せん断力-部材角関係を Fig.12 に示す。ここで、曲率 ( $\phi$ ) と梁の部材角 ( $R$ ) の関係は式(4)により求めた。なお、塑性域長さ ( $l_p$ ) について、Fig.13 に示すように実験結果において降伏曲率を超える範囲はおよそ梁せいの半分であったため、塑性域長さを梁せいの 1/2 (=350mm) とした。

$$R = l_p \cdot \phi \quad (4)$$

Fig.12 より解析結果は実験結果と概ね整合している。ただし、最大耐力はやや低めの評価結果となった。これは鉄筋のひずみ硬化を考慮しなかった解析仮定などに起因したと考えられる。また、解析結果における降伏点に至る剛性は実験結果をやや過大評価した。これは解析では梁主筋のスタブからの抜け出しによる変形を考慮していないためと考えられる。

##### 4.2 曲げ解析結果に基づく安全限界点の評価

本節では上記の曲げ解析結果に基づいて RC 建物の耐震性能評価指針に基づく安全限界点の評価する。

① 曲げ耐力が 80%以下に低下する限界点について、Fig.12 に示すように曲げ解析を行った範囲の変形では最大耐力の 80%を下回らなかった。

② 曲げ降伏後のせん断破壊が生じる限界点については、梁の曲げ降伏後のせん断終局強度を RC 建物の靱性保証型耐震設計指針<sup>6)</sup>に示される式(5)の評価結果を併用して検証する。

$$V_u = \mu p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e + \left( v \sigma_B - \frac{5 p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda} \right) \frac{b D}{2} \tan \theta$$

$$V_u = \frac{\lambda v \sigma_B + p_{we} \sigma_{wy}}{3} b_e j_e \quad (5)$$

$$V_u = \frac{\lambda v \sigma_B}{2} b_e j_e$$

$$\mu = 2 - 20 R_p$$

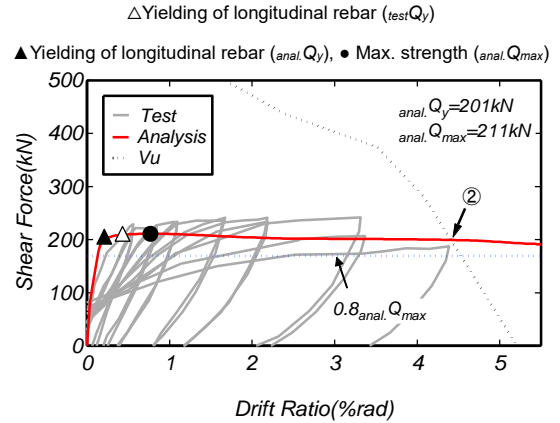


Fig.12 Safety limit related to ① and ② based on Japanese guideline

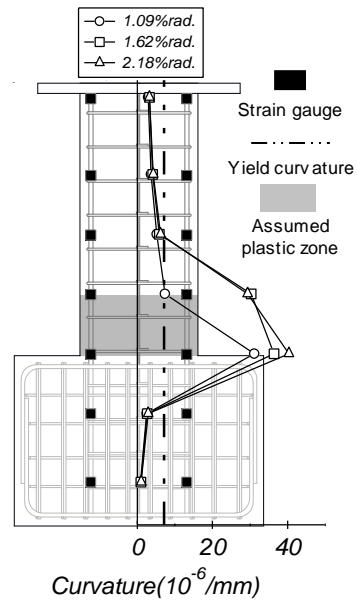


Fig.13 Curvature profiles along the specimen

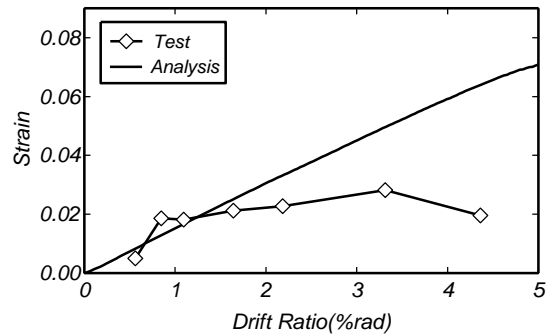


Fig.14 Strain vs. drift ratio relationships

$$v = (1 - 20 R_p) \cdot \left( 0.7 - \frac{\sigma_B}{200} \right)$$

$$\lambda = 1 - \frac{s}{2 j_e} - \frac{b_s}{4 j_e}$$

$$\tan \theta = 0.9 \frac{D}{2L}$$

ここで、式中の各記号については文献(6)を参照されたい。また、コンクリートおよび鉄筋の材料特性は Table2 およ

び3を用いた。

Fig.12 に示すように部材角  $R=4.40\%$ rad でせん断終局強度が、曲げ解析による曲げ耐力時のせん断力まで低下し、曲げ降伏後のせん断破壊が生じると評価された。

③梁主筋の引張破断が生じる限界点については、一般に破断ひずみは降伏ひずみの100倍程度とされる。Fig.14 に示すように解析における引張側の主筋ひずみは想定される破断ひずみ(約200,000 $\mu$ )の値を大きく下回り、主筋の破断に対して十分に余裕があることが確認された。また、同図には実験結果も併記したが、同様に引張側の主筋ひずみは大変形域においても破断ひずみに達していないことを確認できる。

上記の耐震性能評価指針で定義された安全限界点に対し、実験では梁主筋の座屈が  $R=2.18\%$ rad で確認された。梁主筋の座屈が同指針の安全限界点より先行して生じる評価結果が得られ、実験結果と整合することを確認した。

## 5. まとめ

本研究では、既往のRC柱梁架構の縮小試験体の実験で観察されたRC梁の主筋座屈を紹介し、その一般性について論じるため、実大RC梁の構造実験を通して再検討した。さらに、曲げ解析を用いて耐震性能評価指針によるRC梁の安全限界点の評価結果との整合について検討した。

本研究により得られた知見を以下に示す。

(1) 実大スケールの梁を対象とした静的荷重実験においても既往の研究と同様にRC建物の耐震性能評価指

針に示される安全限界点は確認されず、梁主筋の座屈に伴う耐力の低下が確認された。

(2) 曲げ解析を用いて耐震性能評価指針に示される安全限界性能を評価した結果、実験で観察された梁主筋の座屈が同指針で示される安全限界点より先行して生じる評価結果が得られ、実験結果と整合することが確認された。

## 参考文献

- 1) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：建築物の構造関係技術基準解説書，全国官報販売協同組合，2015.6
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説、2004.1
- 3) 尹ロク現，真田靖士，赤堀巧，鈴木卓，倉本洋：二次壁が単層単スパンRC架構の水平耐力に与える影響，日本建築学会構造系論文集，Vol.79，No.706，pp.1869-1878，2014.3
- 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
- 5) Park, R., Priestley, M. J. N., and Gill, W. D.: Ductility of Square-Confined Concrete Columns, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST4, Proc. Paper 17024, Apr., 1982, pp. 929-950
- 6) 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、1999.9