

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	コンクリート系梁の主筋座屈に基づく安全限界性能の定量化 - 靱性型コンクリート系建物の安全限界性能指標の提案 -
Title(English)	QUANTIFICATION OF COLLAPSE PREVENTION PERFORMANCE OF CONCRETE BEAMS BASED ON LONGITUDINAL REBAR BUCKLING - Proposal of collapse prevention performance index for ductile concrete buildings -
著者(和文)	尹 ロク現, 真田 靖士, 赤堀 巧, パラダン スージャン, 河村 英里子
Authors(English)	YOON Rokhyun, SANADA Yasushi, AKAHORI Takumi, PRADHAN sujan, KAWAMURA Eriko
出典(和文)	日本建築学会構造系論文集, Vol. 84, Issue 763, Page 1259-1269
Citation(English)	Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 84, Issue 763, Page 1259-1269
発行日 / Pub. date	2019, 9
権利情報	一般社団法人 日本建築学会

コンクリート系梁の主筋座屈に基づく安全限界性能の定量化

- 靱性型コンクリート系建物の安全限界性能指標の提案 -

QUANTIFICATION OF COLLAPSE PREVENTION PERFORMANCE
OF CONCRETE BEAMS BASED ON LONGITUDINAL REBAR BUCKLING

- Proposal of collapse prevention performance index for ductile concrete buildings -

尹 ロク現^{*1}, 真田 靖士^{*2}, 赤堀 巧^{*3}, パラダン スーじゃん^{*4}, 河村 英里子^{*5}

Rokhyun YOON, Yasushi SANADA, Takumi AKAHORI,

Sujan PRADHAN and Eriko KAWAMURA

This paper describes the safety limit for RC beams with buckling of longitudinal rebars. In the author's previous study on weak beam-strong column type RC moment-resisting frames, buckling of longitudinal rebars was visually observed at the beam ends at the ultimate state. Therefore, numerical and practical evaluation methods were proposed to quantify a rotation angle at buckling of beam longitudinal rebars and verified through comparisons with the previous test and present test using a full-scale beam specimen. Consequently, the safety limit for RC beams with buckling of longitudinal rebars was well evaluated by the proposed methods.

Keywords : Longitudinal rebar buckling, Moment-resisting frame, Reinforced concrete beam, Safety limit state, Seismic performance evaluation

主筋座屈, 柱梁架構, 鉄筋コンクリート造梁, 安全限界, 耐震性能評価

1. はじめに

近年では、鉄筋コンクリート造（以下、RC）建物の設計において性能評価型の設計方法を採用できる。1995年の阪神・淡路大震災を契機として1998年6月の建築基準法の改正に伴い、2000年6月には限界耐力計算法と称する構造性能評価法が導入された¹⁾。限界耐力計算では主要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することでRC建物の耐震性能設計を行う。また、RC建物の耐震性能評価指針²⁾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た。

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、筆者らが行った梁降伏型のRC架構模型の静的載荷実験³⁾では梁において上記の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。しかしながら、大変形角では梁の端

部においてカバーコンクリートが剥離した後、梁主筋の座屈現象が目視で確認された。鉄筋が座屈すると繰り返し载荷によって脆的な破断が促進される（低サイクル疲労が発生する）ことが報告されている⁴⁾。そのため、RC梁の性能評価において、主筋の座屈は安全限界点に相当すると判断される。

既往の主筋座屈の研究において、大きな軸力が生じるRC柱部材に関しては主筋座屈に着目した研究が進められており、とくに、RC橋脚の変形性能に着目したものが数多く報告されている^{5),6)}。しかし、RC梁の主筋座屈に焦点を当てたものはなく、その具体的な評価手法は未だに明らかにされていない。

以上のような背景を踏まえ、本稿では筆者らの既往の模型実験³⁾で観察されたRC梁の主筋座屈を示し、座屈発生点の推定方法を提案する。また、実大RC梁の部材実験を改めて実施し、提案する梁主筋座屈の評価方法を適用し、その精度を追検証した結果について報告する。

*1 大阪大学大学院工学研究科 助教・博士(工学)

*2 大阪大学大学院工学研究科 教授・博士(工学)

*3 大阪大学大学院工学研究科 元大学院生・修士(工学)

*4 大阪大学大学院工学研究科 大学院生・修士(工学)

*5 大阪大学大学院工学研究科 大学院生

Assist. Prof., Graduate School of Engineering, Osaka University, Dr.Eng.

Prof., Graduate School of Engineering, Osaka University, Dr.Eng.

Former Grad. Student, Graduate School of Engineering, Osaka University, M.Eng.

Grad. Student, Graduate School of Engineering, Osaka University, M.Eng.

Grad. Student, Graduate School of Engineering, Osaka University

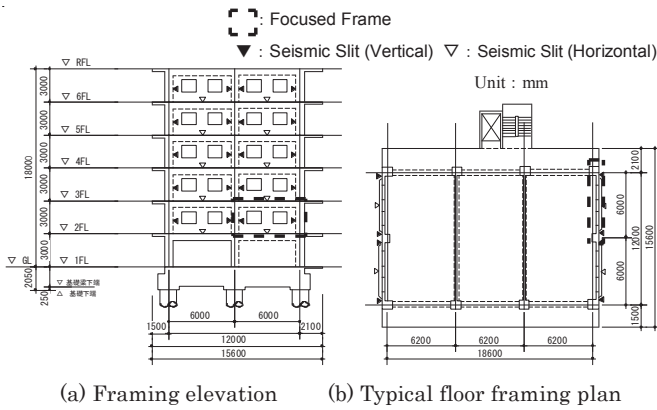


Fig.1 Prototype building

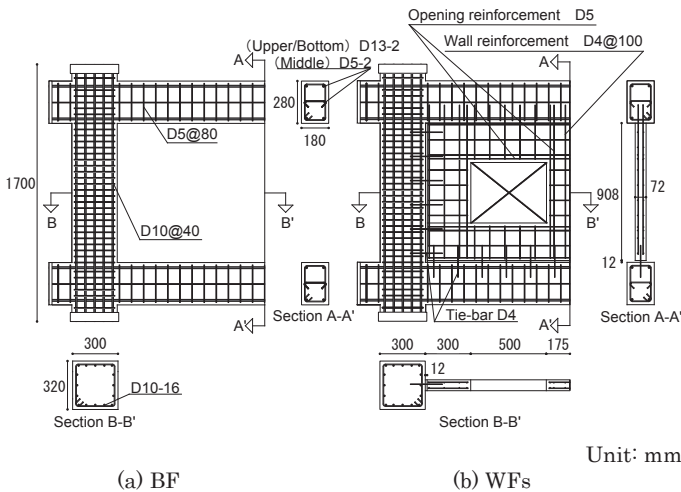


Fig.2 Dimensions and reinforcement details of the frame specimens

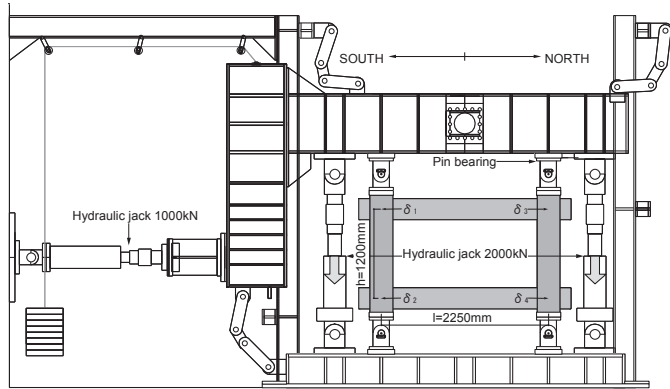


Fig.3 Test set-up and loading history

2. 鉄筋コンクリート柱梁架構の構造実験³⁾

既往の研究において行われた梁降伏型の RC 柱梁架構の静的荷重実験では、梁の終局状態において梁主筋の座屈現象が確認された。本章ではその事例を紹介し、考察する。

Table1 Specifications of members

		Prototype building	Test specimen
Beam	B × D	450 × 700	180 × 280
	Longitudinal rebar	6-D25 ($p_{lb} = 0.48$)	4-D13 ($p_{lb} = 0.50$)
	Shear reinforcement	2-D13@200 ($p_{wb} = 0.28$)	2-D5@80 ($p_{wb} = 0.31$)
Column	B × D	750 × 800	300 × 320
	Longitudinal rebar	14-D25 ($p_{lc} = 0.34$)	16-D10 ($p_{lc} = 0.34$)
	Shear reinforcement	D13@100 ($p_{wc} = 0.28$)	D10@40 ($p_{wc} = 0.31$)
Wall	Thickness	180	72
	Vertical and horizontal reinforcement	D10@200double	D4@100double
	Reinforcement along the perimeter of the opening	2-D16	2-D5
	Opening ratio*	Unfixed	0.4

p_{lb} : Tensile reinforcement ratio of beam
 p_{lc} : Tensile reinforcement ratio of column
 p_{wb} : Shear reinforcement ratio of beam
 p_{wc} : Shear reinforcement ratio of column
 * Opening ratio is defined by $\eta = (h_o/l_d h)^{1/2}$
 (η : opening ratio; h_o/l_d : height/length of opening; and h/l : story height/span length)

Unit: mm

Table2 Material properties of concrete

Specimen	Elastic modulus	Compressive strength
BF	2.57×10^4	33.5
WFs	2.65×10^4	33.4

Unit: N/mm²

Table3 Material properties of reinforcement

Type	Elastic modulus	Yield stress	Tensile strength
D4	1.68×10^5	320	499
D5	1.63×10^5	313	501
D10	1.79×10^5	380	519
D13	1.84×10^5	391	553

Unit: N/mm²

2.1 試験体および荷重計画

試験体は Fig.1 に示すプロトタイプ建物の梁間方向の端部構面 2 階から切り出した 1/2.5 スケールの部分架構である。Table1 に実大架構と試験体の構造詳細を示す。Fig.2 に三方スリット付き二次壁の有無をパラメータとする試験体配筋図をそれぞれ示す。試験体の高さは 1,700mm、全長は 2,850mm である。なお、試験体は上下階の柱を含めてモデル化した。試験体 BF は柱梁架構のみであり、試験体 WFs は柱梁架構の中に三方をスリットによって切り離された有開口二次壁を有する試験体である。このスリット (幅 12mm) には本会の鉄筋コンクリート造配筋指針⁷⁾に従って D4@160 の振れ止め筋を配筋した。また、コンクリートおよび鉄筋の材料特性は Table2 および 3 にそれぞれ示す。

Fig.3 に試験体設置図を示す。試験体は上下階柱端部に 4 台のピン支承を取り付け、ピン支承を介して荷重装置に固定した。各試験体ともに南北に取り付けた 2 台のオイルジャッキ (各 2,000kN) によって柱軸力比 0.1 (合計 576kN) の一定軸力を加えた。水平力荷重は反力壁に取り付けた水平オイルジャッキ (1,000kN) によって行い、逆対称変形を維持する静的漸増繰返し荷重とした。両側柱の層間変形の平均値 $\delta = (\delta_1 + \delta_3 - \delta_2 - \delta_4)/2$ (Fig.3 参照) を計測高さ $h (=1,200\text{mm})$ で除した層間変形角 R に基づいて変位制御とした。

2.2 荷重-変形角関係の比較

Fig.4 に試験体の荷重-変形角関係を示す。同図ではメカニズム点

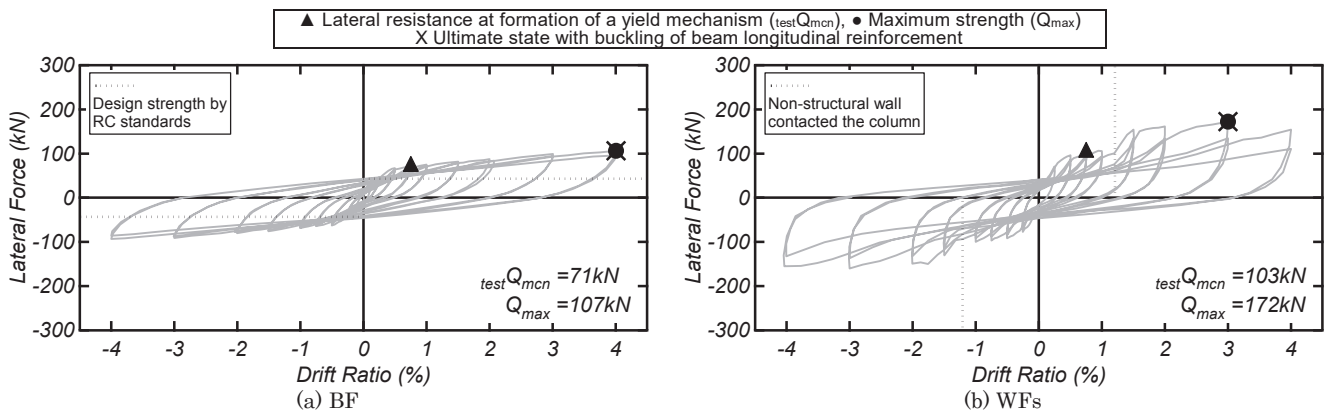


Fig.4 Lateral force vs. drift ratio relationships

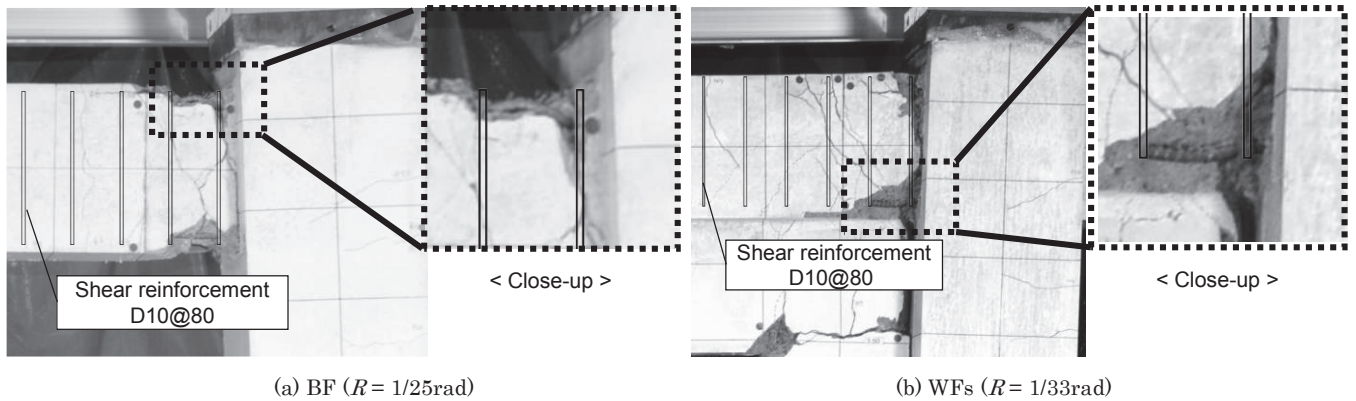


Photo 1 Buckling of beam longitudinal reinforcement

(崩壊メカニズム形成時) ▲, 最大耐力点●および梁主筋の座屈点×を併せて示す。また、同図(a)には鉄筋コンクリート構造計算規準⁸⁾によって求められた試験体 BF のメカニズム耐力を併せて示す。試験体 BF のメカニズム耐力は、四隅の梁端部において曲げ降伏を仮定し、RC 規準に示される式(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、 σ_y : 梁の引張主筋降伏応力度、 d : 梁の有効せいである。

$R=1/400\text{rad}$ (0.25%) のサイクルにおいてスリット付き二次壁を有する試験体 WF's の上梁主筋が降伏した。続く $R=1/200\text{rad}$ (0.5%) のサイクルにおいては試験体 BF の上下梁および試験体 WF's の下梁の主筋が降伏した。また、Fig.4 に示す荷重-変形角関係より両試験体は $R=1/133\text{rad}$ (0.75%) 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を形成したと判断した。しかし、試験体 BF の水平荷重は崩壊メカニズム到達後も緩やかに上昇する傾向が認められた。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、梁に軸力が生じたためと考えられる。その結果、式(1)から求まる試験体 BF のメカニズム時耐力は実験値 ($1/133\text{rad}$ (0.75%) ピーク時の耐力) を過小評価した。なお、同様の現象は試験体 WF's においても生じていると考えられる。また、梁に軸力が作用して曲げ耐力が増大すると、コンクリートと鉄筋の負担応力が増大する。とくに梁主筋が負担する圧縮応力の増大は後述する当該主筋の座屈を促進したと考えられる。

2.3 梁における主筋の座屈性状

Photo1 に各試験体の梁の大変形域において観察された主筋の座屈性状を示す。試験体 BF では $R=1/25\text{rad}$ (4%) のサイクル中に、試験

体 WF's では $R=1/33\text{rad}$ (3%) のサイクル中に梁端部のカバーコンクリートが剥離し梁主筋の座屈が目視で確認された。ただし、試験体 BF ではその直前の $R=1/33\text{rad}$ (3%) のサイクル中に梁端部カバーコンクリートの大きな浮き上がりとともに梁主筋に沿って生じるひび割れが発生しており、試験体 WF's と同様に $R=1/33\text{rad}$ (3%) のサイクルにおいて梁主筋の座屈が生じたと判断される。また、梁主筋の座屈は同写真に示すように 80mm 間隔のせん断補強筋 1 スパンの範囲において、梁断面の外側に膨れだすように生じた。スリット付き二次壁を有する試験体 WF's の上梁下端においても同様の座屈性状が確認され、二次壁による梁主筋の拘束効果は認められなかった (Photo1(b))。試験体 WF's では梁に付帯する二次壁 (壁厚=72mm) が梁主筋の内側 (主筋の中心間距離=112mm) に配置されたことが原因と考えられる。また、各試験体の荷重-変形角関係において梁主筋座屈後、試験体 BF では $R=1/25\text{rad}$ (4%) のサイクルの 2 サイクル目に、試験体 WF's では $R=1/33\text{rad}$ (3%) のサイクルの 2 サイクル目において試験体の水平耐力の低下が確認された。なお、試験体 WF's では $R=1/33\text{rad}$ (3%) のサイクルにおいて開口隅角部のコンクリートの圧壊も確認されており、梁主筋の座屈とともに耐力低下の一因である可能性を指摘できる。

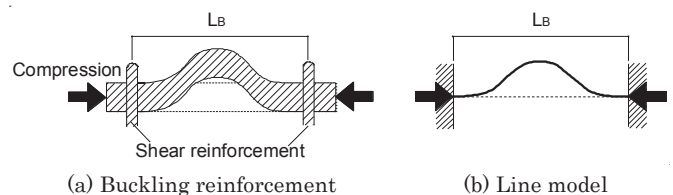


Fig.5 Conceptual figures of buckling reinforcement

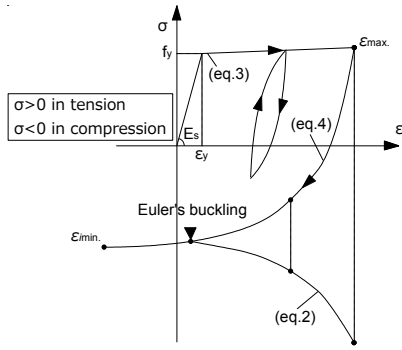


Fig.6 Menegotto - Pinto model

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 RC 建物の耐震性能評価指針²⁾に示される RC 梁の安全限界に対する損傷状況は確認できなかった。一方、両試験体において RC 梁主筋の座屈が目視で確認されており、主筋の座屈はその低サイクル疲労による破断に繋がるとの既往の研究⁴⁾も考慮し、当該 RC 梁では主筋の座屈発生点が安全限界点に相当すると判断した。

3. 主筋座屈に基づく梁の安全限界性能の定量化

3.1 安全限界性能の定義

本章では RC 梁における梁主筋の座屈発生点を梁主筋の応力-ひずみ関係に着目して評価する方法を提案し、2章に述べた RC 架構試験体の梁に対して適用し、実験結果との整合を検証する。

実験結果では、せん断補強筋の1スパンの範囲において梁主筋の座屈が確認された。そこで、梁主筋を当該可撓長さを有する両端が固定された線材モデルに置換し、その線材モデルのオイラーの座屈耐力を算定することにより梁主筋の座屈発生限界点を評価する。Fig.5に座屈発生時の梁主筋と線材モデル置換の概念図を示す。ここで、オイラーの座屈耐力は式(2)により算定される。

$$\sigma_E = -\frac{4\pi^2 \cdot I}{L_B^2 \cdot A_r} \cdot E \quad (2)$$

ここで、 I : 梁主筋の断面二次モーメント、 A_r : 梁主筋の断面積、 L_B : せん断補強筋間隔、 E : 梁主筋の剛性係数である。なお、式中の-符号は本稿では圧縮を-符号で表現するためである。

式(2)の右辺において主筋の剛性係数 E 以外は梁の構造詳細に基づく確定値であるため、オイラーの座屈耐力 σ_E は剛性係数 E の関数と捉えることができる。ここで、一般的な梁では曲げ降伏が先行して生じることを前提とすると、梁主筋は座屈が発生する前に引張降伏する。よって、オイラーの座屈耐力 σ_E の算定式(式(2))の右辺における剛性係数 E は降伏後の剛性低下を考慮する必要がある。本報では、梁主筋における降伏後の剛性低下を、除荷時および再載荷時の特性を曲線で表現できる修正 Menegotto-Pinto モデル⁹⁾の材料特性式に基づき評価する。修正 Menegotto-Pinto モデルにおける骨格曲線および除荷曲線は式(3)および(4)によって表現される。

$$\frac{\sigma}{\sigma_Y} = H \frac{\varepsilon}{\varepsilon_Y} + (1-H) \frac{\varepsilon}{\varepsilon_Y} / \left(1 + \left|\frac{\varepsilon}{\varepsilon_Y}\right|^R\right)^{\frac{1}{R}} \quad (3)$$

$$\frac{\sigma - \sigma_i}{2\sigma_Y} = H \frac{\varepsilon - \varepsilon_i}{2\varepsilon_Y} + (1-H) \frac{\varepsilon - \varepsilon_i}{2\varepsilon_Y} / \left(1 + \left|\frac{\varepsilon - \varepsilon_i}{2\varepsilon_Y}\right|^R\right)^{\frac{1}{R}} \quad (4)$$

$$R = R_0 - \frac{a_1 \cdot \varepsilon_{max}}{a_2 + \varepsilon_{max}} \quad (5)$$

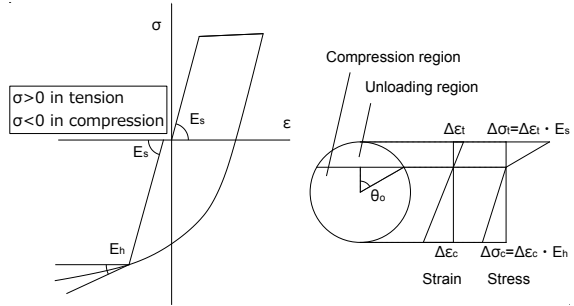


Fig.7 Equivalent stiffness modulus

ここで、 H : 降伏後剛性低下率 (=0.001)、 σ_Y , ε_Y : 降伏応力および降伏ひずみ、 σ_i , ε_i : 除荷点応力および除荷点ひずみ、 ε_{max} : 最大経験塑性ひずみ、 R_0 (=20.0)、 a_1 (=18.5)、 a_2 (=0.00015) は曲線の形状を決める特性パラメータ⁹⁾である。

Fig.6に修正 Menegotto-Pinto モデルの応力-ひずみ関係を示す。また、同図では修正 Menegotto-Pinto モデルの除荷曲線上の各ひずみにおける剛性係数を式(2)に代入して求められるオイラーの座屈耐力曲線を併せて示す。除荷曲線と座屈耐力曲線が交わる点、すなわち、梁主筋の作用応力と座屈耐力が一致する点において梁主筋の座屈が生じると考えられる。なお、座屈耐力曲線の評価においては式(2)中の梁主筋剛性に秋山ら⁶⁾の手法に基づく等価剛性係数 E_r を採用した。この E_r は梁主筋が座屈するとき、曲げ変形により鉄筋の断面内にひずみが増大する領域と減少する領域が生じることを Fig.7 のように考慮し、各領域の剛性係数(ひずみが増大する領域では接線剛性 E_h 、減少する領域では弾性係数 E_s)に基づいて E_r を評価した。圧縮剛性には、修正 Menegotto-Pinto モデルから得られた接線剛性係数 E_h を、引張剛性には弾性係数 E_s を与え、式(6)~(8)より E_r を評価した。

$$E_r = \frac{4E_s}{\pi} \left[\Phi(\alpha_0) + \Phi(\pi - \alpha_0) \frac{E_h}{E_s} \right] \quad (6)$$

$$\Phi(\alpha) = \frac{1}{4} \left[\alpha - \left(\frac{5}{2} - \frac{1}{3} \sin^2 \alpha \right) \sin 2\alpha + 4\alpha \cos^2 \alpha \right] \quad (7)$$

$$\frac{E_h}{E_s} = \frac{\left(\sin \alpha_0 - \frac{1}{3} \sin^3 \alpha_0 - \alpha_0 \cos \alpha_0 \right)}{\left(\sin \alpha_0 - \frac{1}{3} \sin^3 \alpha_0 + (\pi - \alpha_0) \cos \alpha_0 \right)} \quad (8)$$

ここで、 α_0 は断面のつり合い式から、式(8)を満たす値として算定される。

3.2 柱梁架構試験体の解析モデル

前節に述べた考え方に基づけば、一般的な断面解析などから得られる梁主筋の応力-ひずみ関係から梁主筋の座屈発生点を評価できる。そこで、本研究では2章に述べた RC 架構の静的載荷実験を対象に骨組解析モデルを作成し実験を模擬した増分解析を行う。そして、解析より得られた梁主筋の応力-ひずみ関係に基づいて実験結果における梁主筋座屈発生点を推定する。なお、実験結果ではスリット付き二次壁を有する梁(試験体 WFs)においても二次壁のない梁(試験体 BF)と同様の座屈性状が確認され、座屈発生点についても概ね一致した。そこで、座屈発生メカニズムは両梁で同様と判断し、以下の骨組解析による座屈発生点の検討は二次壁のない試験体 BF の梁を対象に行う。

Fig.8に試験体 BF の骨組解析モデルの概要を示す。解析モデルで

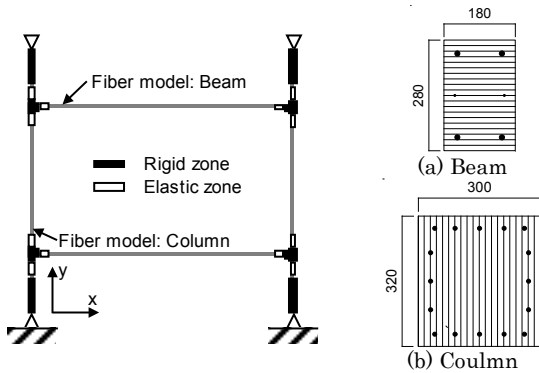


Fig.8 Analytical model of specimen

Fig.9 Fiber model of members

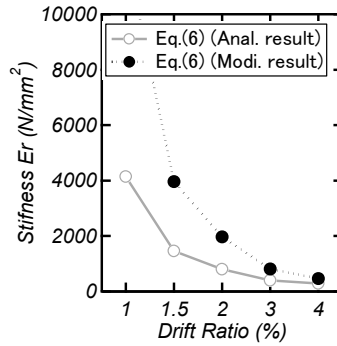


Fig.12 Equivalent stiffness vs. drift ratio relationships

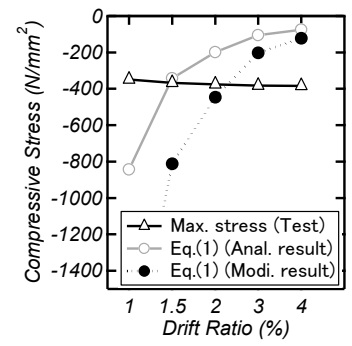


Fig.13 Buckling Strength vs. drift ratio relationships

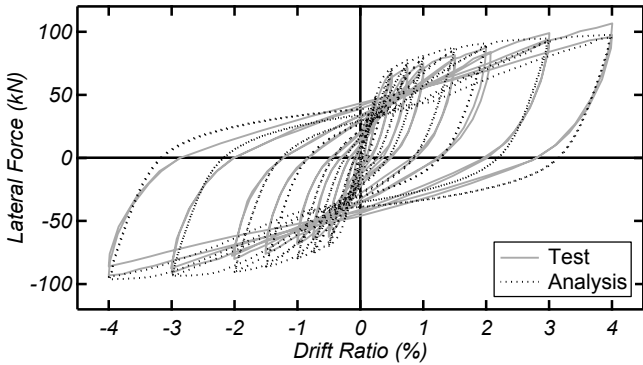


Fig.10 Lateral force vs. drift ratio relationships for BF

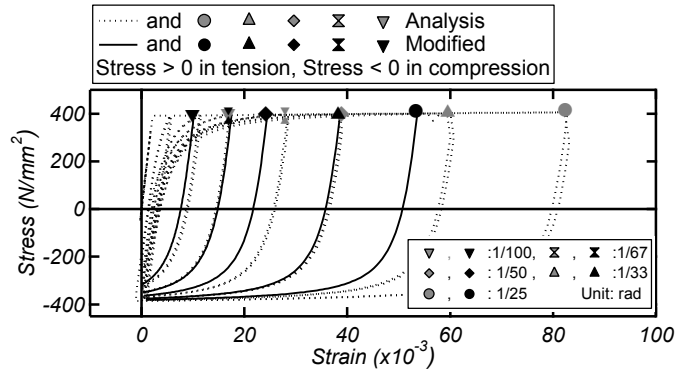


Fig.11 Stress vs. strain relationships

は試験体の上層および下層の柱反曲点（ピン中心）までをモデル化し、ピン支承および支承と接続する柱の鋼板部分は剛体と仮定した。柱梁の端部では危険断面から部材せい t の $1/4$ を入り長さとして、それより内側を剛域とした（剛域端から柱梁の危険断面までは弾性域を設けた）。境界条件は、下層脚部ではピン支持とし、上層頂部では x と y 方向が同一変位となるピン支点とした。解析では実験と同様に一定の鉛直荷重の下、上層頂部に強制変位を与え、各節点の x 方向変位に基づく左右の中間層柱の層間変形角の平均値によって制御した。

本解析では梁主筋の応力-ひずみ関係に着目することから、柱および梁にファイバーモデルを採用した。Fig.9にファイバーモデルの要素分割を示す。ファイバーモデルは部材を軸方向に20分割し、分割されたそれぞれの区間では一定の曲率分布を仮定し部材の曲げ変形を評価した。各部材のファイバーモデルにおいてコンクリートは部材せい t に沿って20分割し、鉄筋は試験体の配筋位置と同様に定義した。コンクリートの圧縮側の応力-ひずみ関係は修正 Ahmad モデル¹⁰⁾とし、引張側はテンションステフニングを考慮する出雲らのモデル¹¹⁾とした。なお、付着性状を表すパラメータ c は0.4とした。鉄筋の応力-ひずみ関係は修正 Menegotto-Pinto モデル⁹⁾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。

3.3 解析結果に基づく梁主筋座屈発生点の推定

Fig.10に試験体BFの荷重-変形関係について実験結果と解析結果を比較する。解析結果は実験結果における履歴性状を概ね再現できている。ただし、解析結果における梁の曲げひび割れ後の二次剛性は実験結果に対して若干高めの評価となった。これは解析モデルでは柱梁接合部からの鉄筋の抜け出しによる付加変形を考慮してい

ないためである。

Fig.11に解析より得られた梁主筋の応力-ひずみ関係を示す。また、Fig.12にFig.11に示す主筋の応力-ひずみ関係より得られる各サイクルの最大圧縮点における等価剛性係数 E_r を示す。ここで、等価剛性係数 E_r は3.2節で説明した式(6)~(8)より評価される。Fig.11および12より各サイクルにおいて最大引張ひずみの増大に伴い、除荷後の最大圧縮点における剛性係数が小さくなるのがわかる。また、最大圧縮点におけるひずみは全てのサイクルにおいて概ねゼロ付近に到達することが確認された。Fig.13にFig.11の各サイクルの最大圧縮点における等価剛性係数 E_r を式(2)に代入して求められる座屈耐力および各最大圧縮点の応力の推移を示す。同図より試験体の変形角が $R=1/67\text{rad}$ (1.5%)のサイクルにおいて最大圧縮応力が座屈耐力を上回り、同サイクルにおいて梁主筋の座屈が生じることを示す結果となった。実験結果では $R=1/33\text{rad}$ (3%)のサイクルにおいて梁主筋の座屈が発生しており、検討結果は実験結果における座屈発生点を過小評価した。この一因として、解析モデルでは柱梁接合部からの鉄筋の抜け出しによる付加変形を考慮していないため、解析結果における梁主筋の最大引張ひずみが発現を過大評価した可能性を指摘できる。そこで、実験結果における梁主筋の座屈発生点の評価精度を改善するため、柱梁接合部からの梁主筋の抜け出しによる付加変形を考慮して解析結果における主筋の最大引張ひずみを低減することを試みる。

実験における梁主筋の抜け出し量を柱梁接合部内の梁主筋ひずみの測定値を用いて評価する。Fig.14に実験結果における試験体BFの柱梁接合部内梁主筋のひずみの推移を示す。測定箇所は危険断面から入り長さが梁せい t の $1/2$ および1倍の2箇所であり、同図に示す値は全ての柱梁接合部における当該箇所の梁主筋引張ひずみの平均

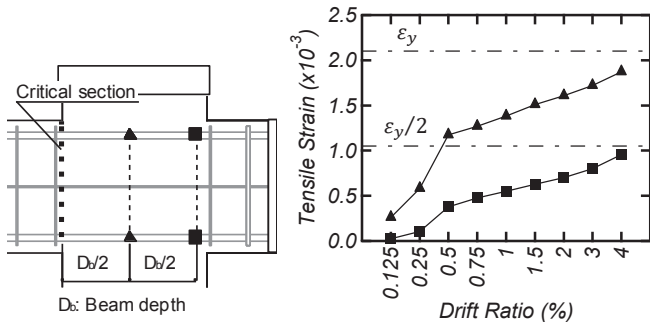
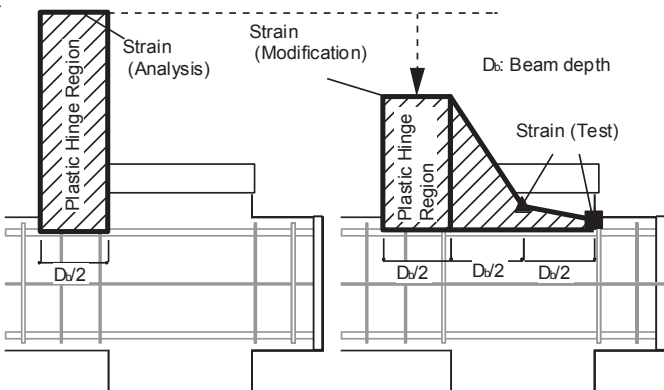


Fig.14 Tensile strain in beam-column joint from the experiment



(a) Analysis result

(b) Modification for strain

Fig.15 Modification for the strain in plastic hinge region

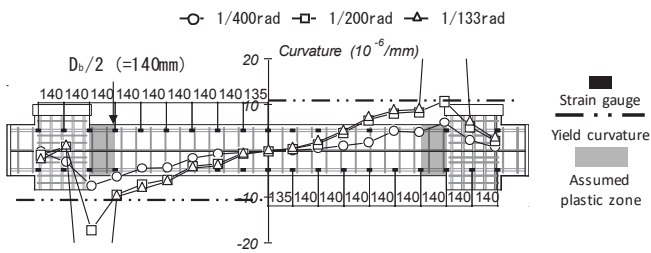


Fig.16 Curvature profile along the upper beam in BF

値である。柱梁接合部内の梁主筋ひずみは危険断面において梁主筋が降伏したサイクル ($R=1/200\text{rad}$ (0.5%)) までは増加量が大きく、その後は緩やかに増加した。また、入り長さが梁せいの1倍の位置の引張ひずみは梁せいの1/2の位置における引張ひずみの半分程度となる傾向が確認され、主筋座屈が生じた大変形角では入り長さが梁せいの1/2倍の位置で概ね主筋の降伏ひずみに到達した。

Fig.14 に示した柱梁接合部内梁主筋のひずみの測定値を用いて解析結果における梁主筋の最大引張ひずみの低減を行う。Fig.15 に最大引張ひずみの低減方法を示す。梁の塑性域長さは実験結果に基づき、Fig.16 に示すように降伏曲率を超える範囲が梁せいのおよそ半分であったため梁せいの1/2 ($=140\text{mm}$) とする。ここで、曲率は梁の上端および下端の主筋に貼り付けたひずみゲージによる測定値の差を主筋間距離 ($=212\text{mm}$) で除した値である。塑性域における梁主筋の引張ひずみは一定と仮定する。そして、各サイクルの接合部内梁主筋ひずみを Fig.14 に示した測定値とし、測定点を線形補完することにより梁主筋のひずみ分布を Fig.15 の斜線部のように仮定する。同図に示すように、解析結果および抜け出しを考慮した梁主筋のひずみ分布の面積が等しくなるように各サイクルの塑性域における梁主筋の引張ひずみを低減する。また、以上の抜け出しを考慮し

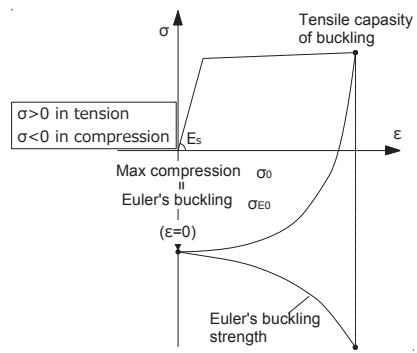


Fig.17 Assumption of the calculation method

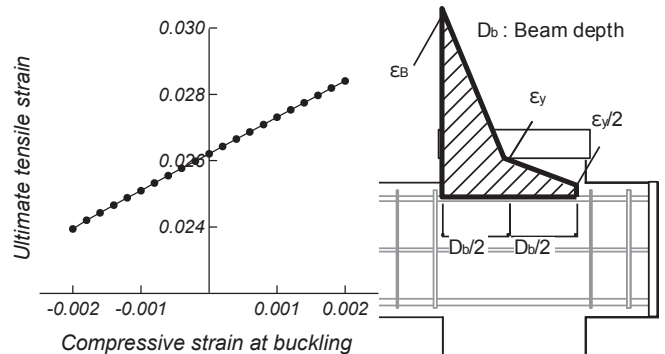


Fig.18 Ultimate tensile strain vs compressive strain at buckling

Fig.19 Strain distribution in beam-column joint

た解析結果における梁主筋ひずみの低減は各サイクルのピーク時において引張側主筋についてのみ行う。ここで、Fig.11 の鉄筋の抜け出しを考慮する場合の除荷曲線は、ピーク時の引張ひずみに基づき式(4)により描いた。

Fig.11~13 に鉄筋の抜け出しを考慮して各サイクルのピーク時における最大引張ひずみを低減した場合の応力-ひずみ関係、最大圧縮点における等価剛性の推移、座屈発生点の再評価結果をそれぞれ併せて示す。各サイクルにおいて最大引張ひずみを低減したことにより最大圧縮点における等価剛性係数 E_s が低減前と比較して大きい値で推移した。また、それに伴って最大圧縮点における座屈耐力は低減前に対して大きな値となり、結果的に試験体の変形角 $R=1/33\text{rad}$ (3%) のサイクルにおいて圧縮応力が座屈耐力を上回り、同サイクルが座屈発生点として評価された。すなわち、本章で提案した梁主筋の応力-ひずみ関係に基づく座屈発生点の評価方法が実験結果を良好に説明し得ることを示している。

4. 実務設計へ適用するための簡略化

4.1 実用的な安全限界変形の評価法

3章に述べた骨組解析より得られた梁主筋の応力-ひずみ関係に基づいて梁主筋の座屈発生点を概ね推定することができた。しかし、この手法では対象とする梁部材に対して繰り返し載荷解析を行う必要があり、梁主筋の座屈が発生する限界点を(載荷過程に依存しない)一般解として評価していない。そこで、梁主筋の応力-ひずみ関係において座屈発生点のひずみを仮定することにより、梁主筋の座屈が発生する限界点の近似値を評価することを試みる。

Fig.11 に示した解析結果における梁主筋の応力-ひずみ関係より

最大圧縮点のひずみは概ねゼロ付近に到達した。一般的な梁部材の断面においても中立軸が圧縮鉄筋近傍に位置するため、最大圧縮点におけるひずみはゼロに近い値となると考えられる。先述の通り、本研究の試験体においては梁に軸力が作用しているが、同図の解析結果より、実験における作用軸力の範囲内(文献3)より軸力比0.07)では梁主筋の最大圧縮点のひずみはゼロ付近である。そこで、繰り返し载荷を受ける梁主筋の応力-ひずみ関係において最大圧縮点のひずみをゼロと仮定する。

前章に詳述したように、主筋の応力-ひずみ関係において座屈発生の有無は座屈発生時の圧縮応力度と、座屈発生前の最大引張ひずみに基づく座屈耐力より決定される。そこで、Fig.17 に示すように座屈発生点を最大引張ひずみを経験した後の除荷過程における最大圧縮点において初めて座屈耐力と一致する点とみなす。最大圧縮点(上記の仮定によりひずみがゼロの点)における最大圧縮応力 σ_o および座屈耐力 σ_{Eo} は式(9)および(10)によって算出される。

$$\sigma_o = 2\sigma_Y \left(H \frac{-\varepsilon_i}{2\varepsilon_Y} + \frac{(1-H) \frac{-\varepsilon_i}{2\varepsilon_Y}}{\left(1 + \left| \frac{-3\varepsilon_i}{23\varepsilon_Y} \right|^{1/R}\right)} \right) + \sigma_i \quad (9)$$

$$\sigma_{Eo} = \frac{4\pi^2 I}{L_B^2 A_{rg}} \cdot E_{ro} \quad (10)$$

ここで、 E_{ro} は最大圧縮点における等価剛性係数と定義する。このとき、最大圧縮応力 σ_o および座屈耐力 σ_{Eo} はともに最大引張ひずみ ε_i の関数であることから、両者が一致するときの最大引張ひずみを算出ことができ、この引張ひずみを主筋の座屈限界ひずみ ε_B として評価する。

試験体 BF の梁に対して、以上の方法を用いて算出した主筋の座屈限界ひずみ ε_B は 0.0266 となった。ここで、座屈発生点におけるひずみをゼロと仮定した影響を検証するため、座屈発生点におけるひずみを推移させて感度解析を行う。Fig.18 に座屈発生点のひずみをゼロを中心として、鉄筋の降伏ひずみである $\pm 2000\mu$ の範囲で変動させて座屈限界ひずみを算出した結果を示す。前述のように、一般的な RC 梁では、中立軸は圧縮鉄筋の近くに位置するため、最大圧縮ひずみは主筋の降伏ひずみを超えない範囲を設定した。Fig.18 の横軸は座屈発生点のひずみ、縦軸は同ひずみの下で算出される座屈限界ひずみである。同図から、座屈発生点のひずみに関する仮定が座屈限界ひずみ ε_B の評価結果に与える影響は限定的であり、座屈発生点のひずみをゼロと仮定しても座屈限界ひずみの評価精度には大きく影響しないことを確認した。

先の通り算出した梁主筋の座屈限界ひずみ $\varepsilon_B (=0.0266)$ に基づいて梁端部塑性域の座屈限界回転角 $\theta_{B(hinging)}$ を算定する。梁断面において、引張主筋のひずみを座屈限界ひずみ ε_B とし、圧縮鉄筋のひずみをゼロと仮定すると梁主筋座屈発生時の断面の曲率は座屈限界ひずみ ε_B を上下主筋間距離 $j_i (=212\text{mm})$ で除して求まる。また、略算的に端部の塑性域において曲率が一定であると仮定すると、座屈発生時の曲率に塑性域長さ $D_b/2$ を乗じることで座屈発生時の塑性域の回転角 $\theta_{B(hinging)}$ を算出することができる(式(11))。

$$\theta_{B(hinging)} = \frac{\varepsilon_B}{j_i} \cdot \frac{D_b}{2} \quad (11)$$

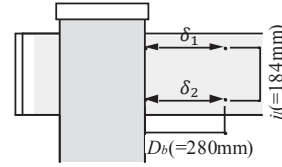
座屈発生時の鉄筋の抜け出しによる付加回転角 $\theta_{B(pullout)}$ は、3.3 節

Table4 Ultimate rotation angle at buckling

Ultim. strain at buck. ε_B	Rotation angle with hinging $\theta_{B(hinging)}$	Rotation angle with pullout $\theta_{B(pullout)}$	Rotation angle at buck. θ_B	$test\theta_B$
0.0266	1.76	1.08	2.84	2.4 ~ 3.6

ここで、 $\theta_B = \theta_{B(hinging)} + \theta_{B(pullout)}$

Unit: %rad



$$test\theta_B = \left| \frac{(\delta_1 - \delta_2)}{j_i} \right|$$

Fig.20 Measurement of deformation

の方法を準用して算出する。ただし、Fig.14 に示した実験結果の接合部内のひずみ分布を参考に、Fig.19 に示すように危険断面位置から入り長さが梁せい h の 1/2 の位置では梁主筋のひずみを降伏ひずみとし、梁せい h の 1 倍の位置では降伏ひずみの 1/2 と仮定して求めた。

以上の手順で算出される塑性域の回転角 $\theta_{B(hinging)}$ および接合部からの抜け出しによる付加回転角 $\theta_{B(pullout)}$ を足し合わせて、座屈限界時の回転角 θ_B を算定した。

4.2 実用的な安全限界変形の検証

試験体 BF の梁について前節に述べた評価手法により算出した座屈限界時の回転角を Table4 に示す。座屈限界ひずみから算出される塑性域の回転角および接合部からの抜け出しによる回転角を足し合わせた座屈限界時の回転角 θ_B は 2.84%rad と算出された。実験結果においては梁主筋の座屈は試験体の変形角で $R=1/50\text{rad}$ (2%) のサイクルを経験後、 $R=1/33\text{rad}$ (3%) のサイクル中に発生した。このとき、Fig.20 に示す変位計によって測定した梁端部の回転角 $test\theta_B$ は $R=1/50\text{rad}$ (2%) ピーク時で 2.4%rad、 $R=1/33\text{rad}$ (3%) ピーク時で 3.6%rad であった。すなわち、試験体梁端部塑性域の座屈限界回転角は 2.4~3.6%rad の範囲にあると考えられ、算定結果は実験結果における座屈発生点とよく整合することを確認した。

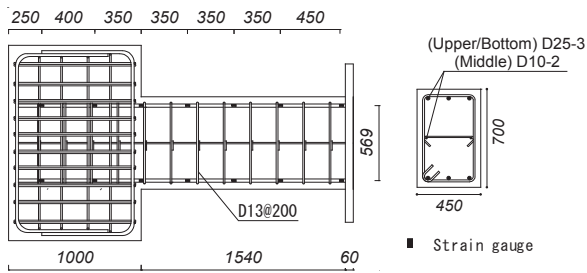
5. 実大試験体を用いた追加検証

本章では 2 章の 1/2.5 スケール縮小試験体により確認された梁主筋の座屈について追加検証するため、実大 RC 梁試験体を用いて静的载荷実験を行った。また、4.1 節に提案した梁端部塑性域の座屈限界回転角 $\theta_{B(hinging)}$ の評価方法を適用し、その精度も追加検証した。

5.1 試験体および载荷・計測計画

実験対象は Table1 に示したプロトタイプ建物の RC 梁の端部を切り出した実大スケールの試験体である。試験体の梁の断面は 450mm x 700mm であり、梁端部から 1,540mm までをモデル化した。Table5 に試験体の構造詳細を、Fig.21 に試験体配筋図およびひずみ計測位置をそれぞれ示す。さらに、座屈限界の評価において抜け出しの影響を取り除くため、同図に示すようにスタブ内にもひずみゲージを貼り付けた。また、コンクリートおよび鉄筋の材料特性は Table6 および 7 にそれぞれ示す。

Fig.22 に試験体設置図を示す。試験体は 90° 回転して設置し、PC 鋼棒で载荷装置に固定した。梁のせん断力を反力壁に取り付けた水平オイルジャッキにより正負繰り返しで与えた。さらに、反力フレ



Unit: mm

(a) Sectional elevation of specimen (b) Cross section of specimen
Fig.21 Dimensions and reinforcement details of the beam specimen

Table5 Details of full-scale beam specimen

B × D	450mm × 700mm
Longitudinal rebar	6-D25 ($p_{tb} = 0.48$)
Shear reinforcement	2-D13@200 ($p_{wb} = 0.28$)

Table6 Material properties of concrete for the beam specimen

Elastic modulus	Compressive strength
2.87×10^4	30.5

Unit: N/mm²

Table7 Material properties of reinforcement for the beam specimen

Type	Elastic modulus	Yield stress	Tensile strength
D10	1.83×10^5	359	506
D13	1.79×10^5	371	536
D25	1.86×10^5	379	558

Unit: N/mm²

ームに鉛直に取り付けた 2 台のオイルジャッキ (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 章にも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 ③)に基づいて定めた。また、実大試験体は梁の端部のみをモデル化したため、Fig.22(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作用せん断力に比例する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(12)によって制御した。

$$N_s = N/2 + Q \cdot a/l \quad (12)$$

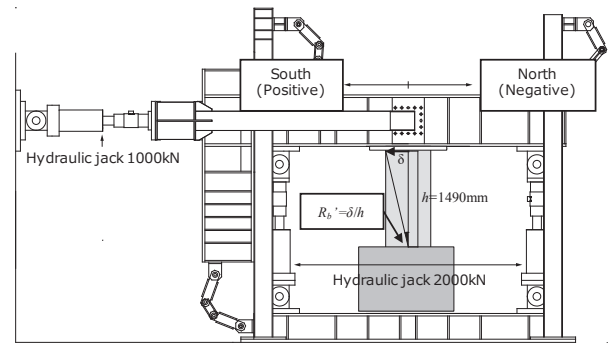
$$N_n = N/2 - Q \cdot a/l$$

ここで、 N_s :南鉛直ジャッキ軸力、 N_n :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。

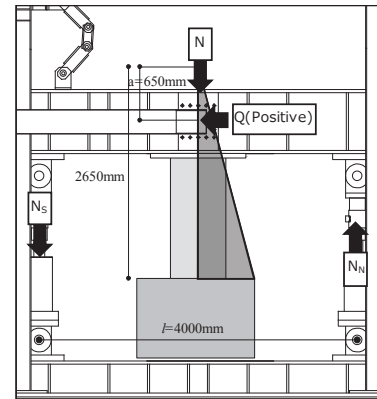
実験では試験体頂部の水平変位 δ を計測位置の高さ ($h=1,490$ mm, Fig.22(a)参照) で除した変形角 R_b 'に基づいて変位制御とした。ここで、 R_b 'は 2 章に示した RC 柱梁架構の静的荷重実験における試験体 BF の梁の部材角 R_b の関数として表現される (R_b '=0.95 R_b , Fig.22(c)参照)。なお、南側方向荷重を正荷重として制御し、Fig.22(d)に示す通り正負交番の漸増繰り返し荷重をした。

5.2 実験結果

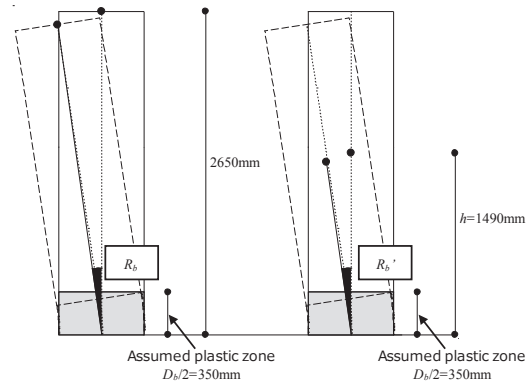
Fig.23 に試験体の荷重-変形角関係を、Photo2 に梁主筋の座屈に伴う損傷状況をそれぞれ示す。Fig.23 では梁主筋の降伏点▲、最大耐力点●および梁主筋の座屈点×を併せて示す。また、鉄筋コンクリート構造計算規準 ⑧)の式(15)によって求められた試験体の曲げ降伏耐力を点線で併せて示す。



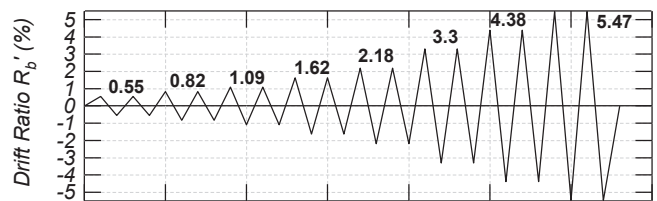
(a) Test set-up



(b) Target bending moment diagram



(c) Definition of drift angle for the experiment



(d) Lateral loading history

Fig.22 Test set-up and loading history for the beam specimen

$$M_y = 0.8a_t \sigma_y D + 0.5ND(1 - N/bDF_c) \quad (15)$$

ここで、 D :梁の全せい、 F_c :コンクリートの圧縮強度、 N :梁の圧縮力である。

R_b '=0.55%rad のサイクルで梁主筋の降伏および剛性低下が確認されたことから、梁端に曲げ降伏ヒンジが形成されたと判断される。 R_b '=3.3%rad のサイクル正荷重時に最大耐力が記録され、負荷時にカバーコンクリートが剥離し梁主筋の座屈が目視で確認された (Photo2(b))。ただし、Photo2(a)に示すようにその直前の R_b '=

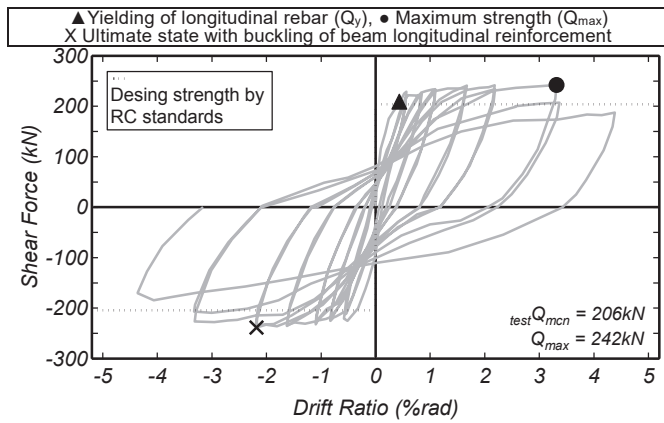
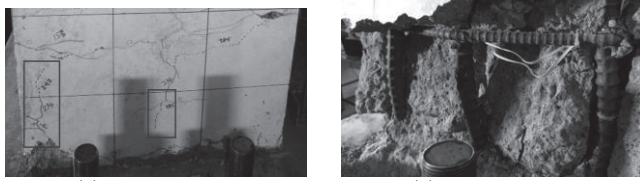


Fig.23 Shear force vs. drift ratio relationship for the beam specimen



(a) $R = -2.18\%rad$ (b) $R = -3.3\%rad$
Photo2 Damage with longitudinal reinforcement buckling

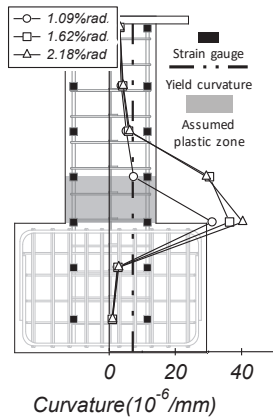


Fig.24 Curvature profiles along the beam specimen

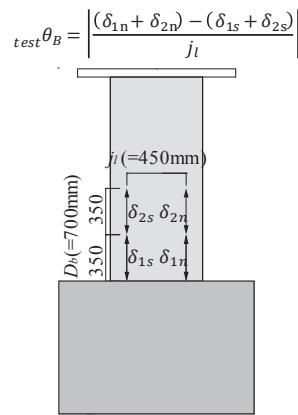


Fig.25 Mesurment of deformation at the beam end

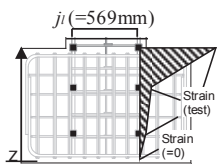


Fig.26 Strain distribution in stub

Table8 Ultimate rotation angle at buckling for the beam specimen

Ultim. strain at buck. ϵ_B	Rotation angle with hinging $\theta_{B(hinging)}$	Test	
		$test\theta_B - test\theta_{B(pullout)}$	Rotation angle with pullout $test\theta_{B(pullout)}$
0.0204	1.26	0.92 ~ 1.30	0.647 ($R_b=1.62\%rad$) 0.732 ($R_b=2.18\%rad$)

Unit: %rad

2.18%radのサイクル負荷時に圧縮側側面で梁主筋に沿うひび割れが確認され、以降のサイクルにおいて耐力が若干低下したため、 $R_b=2.18\%rad$ の負荷時に座屈が発生したものと判断した (Fig.23の梁主筋の座屈点×)。

5.3 座屈発生点の評価法の検証

実大 RC 梁試験体について、4.1 節に述べた評価方法により算出した座屈限界時の回転角を Table8 に示す。梁主筋の座屈限界ひずみ ϵ_B は 0.0204 となり、式(11)より算定される $\theta_{B(hinging)}$ は 1.26%rad と算出された。なお、塑性域長さについて、Fig.24 に示すように実大梁試験体においても降伏曲率を超える範囲はおおよそ梁せいの半分であることを確認した。なお、4 章では梁主筋の柱梁接合部からの抜け出しによる回転角 $\theta_{B(pullout)}$ を Fig.19 により評価したが、本試験体はスタブを有するため同様の方法でこれを評価できない。そこで、梁主筋の抜け出しによる影響は後述のように実験値として評価する。

実験結果においては梁主筋の座屈は実大梁試験体の部材角 $R_b=1.62\%rad$ のサイクルを経験後、 $R_b=2.18\%rad$ のサイクル中に発生した。このとき、Fig.25 に示す変位計によって測定した梁端部の回転角 $test\theta_B$ は $R_b=1.62\%rad$ ピーク時で 1.56%rad、 $R_b=2.18\%rad$ ピーク時で 2.03%rad であった。ここで、同図に示すように $test\theta_B$ は梁端部の損傷が $D_b/2 (=350mm)$ の範囲をやや越えて生じたため、変位計 δ_{1n} 、 δ_{1s} に加えて δ_{2n} 、 δ_{2s} の測定値を考慮して求めた。上記の回転角から抜け出しによる影響を Fig.26 により $test\theta_{B(pullout)}$ として評価し、これを取り除くと $R_b=1.62\%rad$ ピーク時で 0.92%rad、 $R_b=2.18\%rad$ ピーク時で 1.30%rad であった。すなわち、実大 RC 梁試験体の座屈限界回転角は 0.92~1.30%rad の範囲にあると考えられ、 $\theta_{B(hinging)}$ の評価結果は実験結果における座屈発生点を概ね評価した。

6. まとめ

本研究では、既往の模型実験で観察された RC 梁の主筋座屈を示し、座屈発生点の推定方法を数値解析を用いる方法とこれを用いない実用的な方法の二通りを提案し、既往の実験および実大 RC 梁実験との比較を通して検証した。以下に本稿の内容をまとめる。

【RC 架構実験と座屈発生点の評価法について】

- 1) 靱性が確保された梁を有する RC 架構の静的載荷実験において、大変形域で梁端部のカバーコンクリートが剥離した後、梁主筋の座屈が観察された。
- 2) 梁主筋の座屈はせん断補強筋 1 スパンの範囲において部材の外側に膨れだすように生じた。また、スリット付き二次壁が取り付けられた梁においても同様の座屈性状が観察されたことから、本試験体の範囲では二次壁による主筋の拘束効果は見られなかった。
- 3) 修正 Menegotto-Pinto モデルを用いた主筋の除荷過程における応力-ひずみ関係を主筋の座屈耐力と比較することで座屈発生点を評価する手法を示した。RC 架構実験の骨組解析より得られた梁主筋の応力-ひずみ関係を本手法に適用して主筋の座屈発生点を評価した結果、実験結果と良好に対応することを示した。
- 4) 座屈発生点における圧縮ひずみをゼロと仮定することにより、最大引張時の座屈限界ひずみを評価するための実用的な方法を提案した。引張側の座屈限界ひずみにより算定される梁端部塑性域の座屈限界回転角は上記 RC 架構における梁主筋の座屈発生点を概ね評価した。

【実大 RC 梁実験と座屈発生点の実用的評価法の追検証について】

- 5) 実大 RC 梁の静的載荷実験において、RC 架構実験結果と同様に梁端部のカバーコンクリートが剥離した後、せん断補強筋 1 スパンの範囲において部材の外側に膨れだすように梁主筋の座屈

が確認された。

- 6) 4.1 節で提案した梁端部塑性域の座屈限界回転角の評価法により、実大 RC 梁の実験結果における座屈発生点を概ね評価でき、提案手法の有効性を示した。

なお、本論文では、梁の座屈発生点の評価方法を梁主筋が上下等量の梁の実験結果との比較を通して検証した。梁主筋の配筋やそのほかの構造特性と座屈限界変形の関係については引き続き数値解析を通して検討する計画である。

謝辞

本研究は、平成 25 年度文部科学省委託研究「都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト②都市機能の維持・回復のための調査研究」の一部である。関係各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) The Building Center of Japan: The Building Standard Law of Japan, p. 566, 2000. 7
日本建築センター編：改正建築基準法令集，p. 566，2000. 7
- 2) Architectural Institute of Japan: Guidelines for Performance Evaluation of Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings (Draft), 2004. 1 (in Japanese)
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) Yoon, R., Sanada, Y., Akahori, T., Suzuki, S., Kuramoto, H.: Effects of Secondary Walls on Lateral Strengths of One-Story One-Bay R/C Moment Resisting Frames, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 79, No. 706, pp. 1869-1878, 2014. 12 (in Japanese)
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. 12
- 4) Higai T., Nakamura H., Saito S.: Fatigue Failure Criterion of Deformed Bars Subjected to Large Deformation in Plastic Region and Buckling Region, Proceedings of JSCE, No. 746/V-61, pp. 241-249, 2003. 11 (in Japanese)
梶貝勇，中村光，斉藤成彦：塑性域から座屈域にわたる大変位の繰り返しを受ける異形鉄筋の破断条件に関する研究，土木学会論文集，No. 746/V-61, pp. 241-249, 2003. 11
- 5) Asazu, N., Unjoh, S., Hoshikuma, J., Kondoh, M.: Plastic Hinge Length of Reinforced Concrete Columns Based on the Buckling Characteristics of Longitudinal Reinforcement, Proceedings of JSCE, No. 682, pp. 177-194, 2001. 7
浅津直樹，運上茂樹，星隈順一，近藤益央：軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究，土木学会論文集，No. 682, pp. 177-194, 2001. 7
- 6) Akiyama, M., Naito, H., Suzuki, M.: Calculation Method of Ultimate Curvature of RC and SRC Section Based on Analytical Model for Axial Reinforcement Buckling and Its Application to Ductility Evaluation of These Columns, Proceedings of JSCE, No. 725, pp. 113-129, 2003. 2
秋山充良，内藤英樹，鈴木基行：軸方向鉄筋の座屈発生点に対応した終局曲率の簡易算定法および RC 柱と SRC 柱の靱性能評価への適用，土木学会論文集，No. 725, pp. 113-129, 2003. 2
- 7) Architectural Institute of Japan: Recommendation for Detailing and Placing of Concrete Reinforcement, 2010. 11 (in Japanese)
日本建築学会：鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説，2010. 11
- 8) Architectural Institute of Japan: AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures, 2010. 2 (in Japanese)
日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，2010. 2
- 9) Ciampi, V. and Paolo, E.: Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/23, Earthquake Engineering Research Center, University of California, 1982. 11
- 10) Naganuma, K., Ohkubom, M.: An Analytical Model for Reinforced Concrete Panels Cyclic Stresses, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 65, No. 536, pp. 135-142, 2000. 10 (in Japanese)
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，Vol. 65, No. 536, pp. 135-142, 2000. 10
- 11) Izumo, J., Shima, H., Okamura, H.: Mennairyokuwoukerutekkinkonkuritoitayousonokaisekimoderu (An Analytical Model of Reinforced Concrete Panel elements Subjected to In-plane Force), Concrete Journal (Transactions of JCI), Vol. 25, No. 87, 9-1, pp. 107-120, 1987.9 (in Japanese)
出雲淳一，島弘，岡村甫：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文，Vol. 25, No. 87, 9-1, pp. 107-120, 1987. 9

QUANTIFICATION OF COLLAPSE PREVENTION PERFORMANCE OF CONCRETE BEAMS BASED ON LONGITUDINAL REBAR BUCKLING

– Proposal of collapse prevention performance index for ductile concrete buildings –

Rokhyun YOON^{*1}, *Yasushi SANADA*^{*2}, *Takumi AKAHORI*^{*3},
Sujan PRADHAN^{*4} and *Eriko KAWAMURA*^{*5}

^{*1} Assist. Prof., Graduate School of Engineering, Osaka University, Dr.Eng.

^{*2} Prof., Graduate School of Engineering, Osaka University, Dr.Eng.

^{*3} Former Grad. Student, Graduate School of Engineering, Osaka University, M.Eng.

^{*4} Grad. Student, Graduate School of Engineering, Osaka University, M.Eng.

^{*5} Grad. Student, Graduate School of Engineering, Osaka University

Summary

1. Introduction

In the authors' previous study³⁾ on weak beam-strong column type RC moment-resisting frames (Figs. 1 and 2), buckling of longitudinal rebars was visually observed at the beam ends at large drift ratios (Fig. 4 and Photo 1). This result indicated that the buckling of beam longitudinal rebars was related to the safety limit (collapse prevention performance) of weak beam-strong column type frames. However, to date, no method is presented to quantitatively evaluate the ultimate performance of RC frames at the buckling of beam longitudinal rebars. Hence, numerical and practical evaluation methods for the buckling of beam longitudinal rebars are proposed and verified through comparisons with the previous test³⁾, as described above, and an additional one.

2. Experimental investigations

A prototype building of this study was introduced (Fig. 1), then the preceded tests of two moment-resisting frame specimens with/without RC secondary walls partially representing the prototype building were summarized (Figs. 2 to 4 and Photo 1). From the tests, buckling of the beam longitudinal rebars was visually observed after peeling off of the cover concrete at the ends of the beams (Photo 1). It indicated that the buckling of the beam longitudinal rebars affected the ultimate performance of the specimens.

3. Quantification of the safety limit (collapse prevention performance) of RC beams based on longitudinal rebar buckling

A numerical method to evaluate buckling occurrence of beam longitudinal rebars was proposed by comparing the stress-strain behavior of the beam longitudinal rebar with the buckling resistance by Eqs. 2 and 6. Thus, one of the specimens described in Chapter 2 was replaced by an idealized numerical model (Figs. 8 and 9) and numerically analyzed (Figs. 10 and 11). The analysis gave a good agreement for a drift at the beam longitudinal rebar buckling with that from the experiment (Fig. 13).

4. Simplification for application to practical design

Since the neutral axis on cross-sections of general RC beams is likely to be close to rebar under compression, the strain of the beam longitudinal rebars described in Chapter 3 was assumed to be zero under the maximum compression. This assumption simplifies the evaluation method proposed in the previous chapter and provides a practical evaluation method for the ultimate performance of RC beams at the buckling of beam longitudinal rebars by Eqs. 9 and 10. An estimated ultimate hinge rotation by the practical method was also verified to show a good agreement with the experimental result (Table 4).

5. Additional verification based on a full-scale RC beam test

An experimental study was performed using a full-scale beam specimen focusing on buckling of longitudinal rebars. This specimen also showed buckling behavior of the longitudinal rebars at the member end (Photo 2), then deteriorated (Fig. 23). The hinge rotation angle at the buckling of longitudinal rebars was evaluated as 1.26%rad based on the practical method proposed in Chapter 4. Consequently, the estimation was consistent to the experimental result (Table 8).

6. Conclusions

The present paper experimentally showed the safety limit (collapse prevention performance) for RC beams with buckling of longitudinal rebars; thus, proposed numerical and practical evaluation methods. The proposed methods well evaluated the ultimate hinge rotations of the beam specimens at the longitudinal rebar buckling.

(2019年1月10日原稿受理, 2019年6月12日採用決定)