

# 論文 RC 造耐力壁端部拘束域の力学挙動に関する基礎的研究

谷 昌典<sup>\*1</sup>・福山 洋<sup>\*2</sup>・河野 進<sup>\*3</sup>

**要旨**：RC 造耐力壁端部拘束域の力学挙動に関する基礎的な知見を取得するため、既往研究の試験体の端部拘束域を模擬した試験体 3 体に対して一軸圧縮引張繰返し载荷を行った。最終的には全て爆裂を伴って脆性的に圧縮破壊したが、経験した平均引張ひずみが大きいほど最大耐力が小さくなった。既往の材料モデルを用いた挙動予測では実験結果の方が約 1~2 割低い最大耐力となった。また、最大耐力に影響を及ぼすとみられる要因を考察し、本実験では立面・平面形状、主筋に沿ったひび割れによる劣化の影響の可能性を指摘した。

**キーワード**：耐力壁、端部拘束域、圧縮引張繰返し载荷、圧縮破壊

## 1. はじめに

2010 年に日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」<sup>1)</sup>が改訂され、条件を満足すれば柱型を省略した耐力壁の一次設計が可能となった。しかし、2010 年チリ地震の際に、柱型の無い連層耐力壁を用いた多くの高層建築物の低層階で顕著な被害が見られた<sup>2)</sup>ように、柱型が無いと脆性的に曲げ圧壊する可能性があることから、このような壁の二次設計における扱いを明確にする上で変形性能を適切に評価することが重要である。曲げ破壊する耐力壁の変形性能は、脚部における端部拘束域の挙動に大きく支配され、これまでにその挙動の把握を目的とした実験的研究が行われてきた<sup>例えば 3)~6)</sup>が、壁脚部の端部拘束域が地震時に受ける圧縮、引張の繰返し荷重を模擬した実験は限定的である。そこで、本研究では、端部拘束域の力学挙動に関する基礎的な知見の取得を目的として、過去に行われた柱型の無い RC 造耐力壁実験で用いた試験体の脚部拘束域を模擬した試験体に対して、一軸圧縮引張の繰返し载荷実験を行う。また、既存の材料モデルを用いて実験結果の予測を行い、その予測精度についても検証および考察を行う。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

本実験で使用する試験体は、文献 7)の柱型無し耐力壁試験体 NC40 および NC80 の端部拘束域を模擬した要素試験体である。実験変数は拘束筋量（拘束筋間隔）および载荷履歴とし、表-1 に示す 3 体を製作した。試験体図を図-1 に示す。試験区間の断面は 128mm×540mm（幅厚比 4.22）である。力学性状に影響を及ぼすと考えられる試験区間高さは、暫定的にアスペクト比 1 程度を想定して 580mm とした。主筋は D10 異形鉄筋（SD295A）を 12 本配置（主筋比  $p_g=1.24\%$ ）し、主筋の端部は上下スタ

ブ端部に設置した厚さ 19mm の鉄板に溶接した。拘束筋は D6 異形鉄筋（SD295A）を使用し、135 度フック定着とした。拘束筋間隔  $s$  は 40mm および 80mm であり、拘束筋体積比  $\rho_h$  は 4.13% ( $s=40\text{mm}$ )、2.06% ( $s=80\text{mm}$ ) である。コンクリートには最大骨材粒径 13mm、スランプ 18cm で早強セメントを用いたレディーミクストコンクリートを使用した。コンクリートは鉛直方向に打設し、

表-1 試験体概要

試験体名	主筋	拘束筋	载荷履歴
NC40-EL1	12-D10	8-D6@40	式(1)
NC40-EL2		8-D6@80	式(2)
NC80-EL			

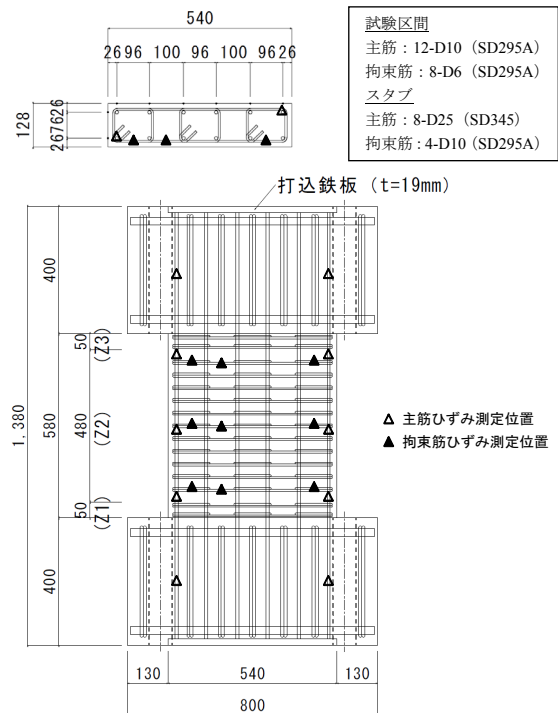


図-1 試験体図 (NC40-EL1, NC40-EL2)

\*1 (独) 建築研究所 国際地震工学センター 研究員 博士 (工学) (正会員)

\*2 (独) 建築研究所 構造研究グループ グループ長 工博 (正会員)

\*3 東京工業大学 応用セラミックス研究所 教授 Ph.D (正会員)

表-2 コンクリート材料試験結果

圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	強度時歪 (%)	1/3f <sub>c</sub> 割線弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	割裂引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
72.6	0.25	37.5	4.3

表-3 鉄筋材料試験結果

	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	降伏歪 (%)	破断伸び (%)
D6	377	520	199	0.185	-
D10	377	526	182	0.208	22.1

表-4 各载荷サイクルにおける目標ひずみ (単位: %)

サイクル	軸力	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	
式(1)	圧縮	-0.03	-0.05	-0.10	-0.15	-0.20	-0.25	-0.30	-0.40	-0.50	-0.60
	引張		-0.01	0.08	0.26	0.52	0.85	1.27	1.82	2.32	2.82
式(2)	圧縮	-0.03	-0.05	-0.10	-0.15	-0.20	-0.25	-0.30	-0.40	-0.50	-0.60
	引張		0.00	0.20	0.55	1.06	1.74	2.57	3.67	4.67	5.67

下スタブ上面で打ち継ぎ、打継面にはウォータージェット洗浄を実施した。使用材料の材料試験結果は表-2 および表-3 の通りである。

## 2.2 载荷方法

試験体の上下スタブを 10MN 万能試験機に緊結し、一軸圧縮および一軸引張となる条件下で载荷を行った。载荷履歴は文献 7) の試験体 NC40 および NC80 の脚部 750mm 区間における平均ひずみの履歴に基づき決定した。具体的には、NC40 および NC80 の各载荷サイクルのピーク変形時における引張側ひずみ増分 $\Delta\epsilon_t$ と圧縮側ひずみ増分 $\Delta\epsilon_c$  (増分の基準は軸力载荷時) の関係を式(1) のように簡略化した。また、塑性引張ひずみの影響を確認するために引張に厳しい条件として、引張側と圧縮側のひずみ増分の比を 2 倍とした式(2)で定義される载荷履歴も設定した。

$$|\Delta\epsilon_t|/|\Delta\epsilon_c| = 16|\Delta\epsilon_c| + 0.5 \quad (1 \leq |\Delta\epsilon_t|/|\Delta\epsilon_c| \leq 5) \quad (1)$$

$$|\Delta\epsilon_t|/|\Delta\epsilon_c| = 32|\Delta\epsilon_c| + 1.0 \quad (1 \leq |\Delta\epsilon_t|/|\Delta\epsilon_c| \leq 10) \quad (2)$$

この際、各サイクルで目標とする圧縮ひずみを 0.05%、0.1%、0.15%、0.2%、0.25%、0.3%、0.4%、0.5%、0.6% とし、式(1)および(2)から各サイクルの目標圧縮ひずみに対応する目標引張ひずみを表-4 のように決定した。载荷はスタブ側面に設置したスタブ間相対鉛直変位測定用の変位計 2 本の平均値による制御とし、圧縮、引張とも同一変形で 2 回ずつ繰り返す漸増载荷とした。

## 2.3 測定項目

試験体に作用する荷重は 10MN 万能試験機の出力値を用いた。軸ひずみは試験区間脚部から 0~50mm (Z1)、50~530mm (Z2) および 530~580mm (Z3) の区間において、1 つの区間あたり 4 本の変位計を設置して測定した。なお、载荷制御に用いたスタブ間相対鉛直変位にはスタブに発生したひび割れが影響した可能性があることや、端部区間 (Z1, Z3) の変位にはスタブからの主筋の抜け出し、部材のスタブへのめり込みによる変形が含まれているとみられる (付録参照) ことから、後述する実験結果では Z2 における測定値を用いる。主筋 D10 のひ

ずみは 5 か所/本×2 本 (壁脚から -200mm, 60mm, 280mm, 520mm, 780mm)、拘束筋 D6 のひずみは 1 体あたり 9 か所 (壁脚から 90mm, 330mm, 490mm) 測定した。

## 3. 実験結果および考察

### 3.1 実験経過および荷重-軸ひずみ関係

各試験体の荷重-Z2 軸ひずみ ( $\epsilon_{Z2}$ ) 関係を図-2 に、载荷終了後の破壊状況を写真-1 に、最大荷重および最大荷重時 Z2 軸ひずみを表-5 にそれぞれ示す。図中○点で最大耐力点を、△点で主筋引張降伏点をそれぞれ示す。

#### (a) NC40-EL1 (拘束筋間隔: 40mm, 载荷履歴: 式(1))

サイクル⑦終了 (ピーク時 $\epsilon_{Z2}=-0.214\%$ ) まで、コンクリート剥離などの圧縮系の損傷はほぼ皆無であったが、サイクル⑧圧縮 1 回目载荷途中 ( $\epsilon_{Z2}=-0.239\%$ ,  $N=4850\text{kN}$ ) で大きな破壊音とともに試験体中央部が爆裂し、軸変形の著しい増加を伴って急激に耐力低下した。写真-1(a)に示すように、破壊後には中央部から脚部にかけて面外方向への変形が確認できた。主筋の降伏は $\epsilon_{Z2}=0.172\%$ の時に初めて確認 (壁脚から 60mm) された。引張降伏より圧縮降伏が先行した箇所 (試験区間内 6 か所のうち 2 か所) も確認され、最大耐力に到達するまで主筋の座屈、破断は発生しなかった。拘束筋は最大耐力を示した直後に 1 か所 (壁脚から 330mm) のみ降伏したが、他は全て弾性範囲であった。文献 7) の NC40 は部材角が 2% を超えてから曲げ圧縮破壊で軸力を保持できなくなったのに対して、NC40-EL1 は NC40 の部材角 1.5% 時のひずみ履歴に相当するサイクル⑧で破壊に至った。両者はコンクリート圧縮強度が異なり (NC40 : 52.5N/mm<sup>2</sup>, NC40-EL1 : 72.6N/mm<sup>2</sup>)、ひずみ測定区間も異なるため単純に比較できないが、壁端部から 50mm 内側で計測された NC40 のひずみ履歴を本実験では壁端部から 540mm の拘束域全断面に適用していることから、本実験の方が厳しい条件であったと考えられる。

#### (b) NC40-EL2 (拘束筋間隔: 40mm, 载荷履歴: 式(2))

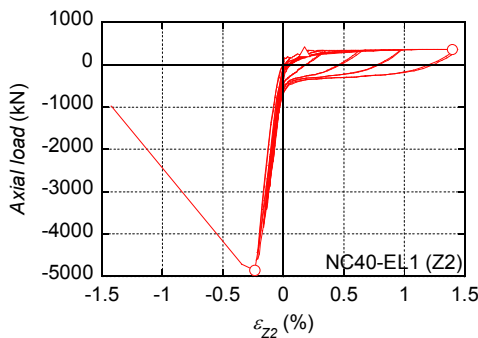
サイクル③圧縮 2 回目において、閉合したひび割れ付

近でコンクリート表面のわずかな剥落が発生した。その後、変形が大きくなるに従って閉合したひび割れ付近の剥落は徐々に増え続け、サイクル⑦圧縮 1 回目（ピーク時 $\epsilon_{Z2}=-0.257\%$ ）において、西面カバーコンクリートが圧壊して最大耐力（ $\epsilon_{Z2}=-0.239\%$ ， $N=-4521\text{kN}$ ）を示した。その次の引張を経験した後の圧縮 2 回目では最大耐力の 9 割程度しか発揮せず、1 回目に比べて圧縮ひずみの進行も大きくなった。さらに、サイクル⑧圧縮 1 回目途中（ $\epsilon_{Z2}=-0.395\%$ ， $N=-3711\text{kN}$ ）において、試験体中央部が圧縮破壊を起こし、軸変形の著しい増加を伴って急激に耐力低下した。写真-1(b)に示すように、破壊後には中央部から脚部にかけて面外方向への変形が確認できた。主筋の降伏は $\epsilon_{Z2}=0.162\%$ の時に初めて確認（壁脚から 520mm）され、引張降伏より圧縮降伏が先行した箇所（試験区間内 6 か所のうち 1 か所）も確認された。破壊に至るまで主筋の破断は発生しなかった。なお、サイクル③

引張 2 回目で、付着割裂とみられる主筋に沿ったひび割れが確認された。拘束筋は、サイクル⑦圧縮 2 回目に 1 か所（壁脚から 90mm）降伏し、圧縮破壊後の押切載荷時に壁脚から 90mm の残り 2 か所も降伏した。

(c) NC80-EL（拘束筋間隔：80mm，載荷履歴：式(2)）

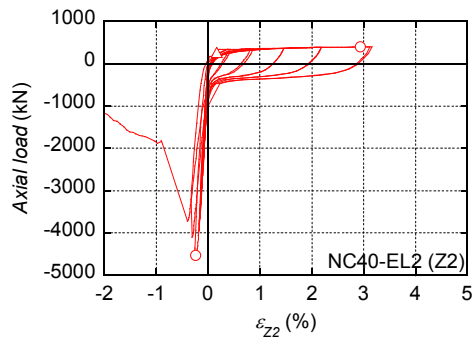
サイクル④圧縮 1 回目において、閉合したひび割れ付近でコンクリート表面のわずかな剥落が発生した。その後、変形が大きくなるに従って閉合したひび割れ付近の剥落は徐々に増え続け、サイクル⑦圧縮 1 回目（ピーク時 $\epsilon_{Z2}=-0.159\%$ ）において、西面のコンクリート表面に圧壊が確認された。その後、サイクル⑧圧縮 2 回目（ピーク時 $\epsilon_{Z2}=-0.184\%$ ）において北西角上部のカバーが崩落して、主筋および拘束筋が一部露出した状態になった。そして、サイクル⑨圧縮 1 回目のピーク変形（ $\epsilon_{Z2}=-0.241\%$ ， $N=-4474\text{kN}$ ）に到達した直後に大きな破壊音とともに試験体中央部が爆裂し、軸変形の著しい増加を伴って急激



(a) NC40-EL1



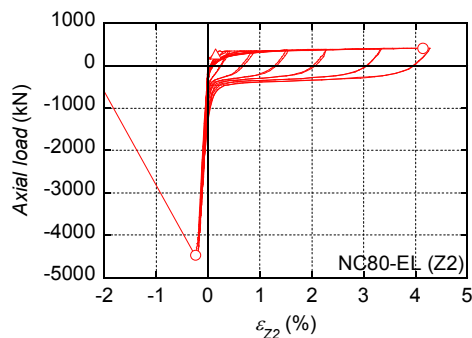
(a) NC40-EL1



(b) NC40-EL2



(b) NC40-EL2



(c) NC80-EL



(c) NC80-EL

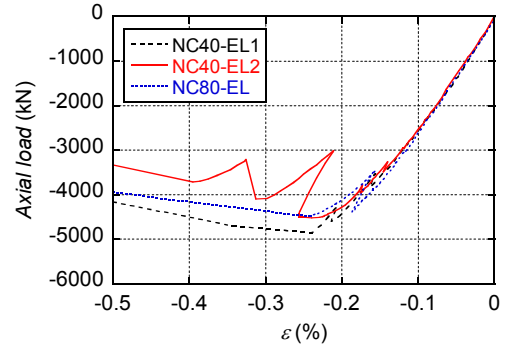


図-2 荷重-Z2 軸ひずみ関係

写真-1 載荷終了後の破壊状況（南面および東面）

表一五 最大荷重および最大荷重時 Z2 軸ひずみ

		最大荷重 (kN)	最大荷重時 $\epsilon_{Z2}$ (%)	備考
圧縮	NC40-EL1	-4850	-0.239	サイクル⑧1回目
	NC40-EL2	-4521	-0.239	サイクル⑦1回目
	NC80-EL	-4474	-0.241	サイクル⑨1回目
引張	NC40-EL1	363	1.398	サイクル⑦1回目
	NC40-EL2	397	2.931	サイクル⑦1回目
	NC80-EL	416	4.145	サイクル⑧1回目



図一三 荷重-Z2 軸ひずみ関係包絡線比較

に耐力低下した。写真一(c)に示すように、ほぼ全ての主筋が座屈した。主筋の降伏は $\epsilon_{Z2}=0.147\%$ の時に初めて確認(壁脚から520mm)され、引張降伏より圧縮降伏が先行した箇所は無かった。破壊に至るまで主筋の破断は発生しなかった。なお、サイクル⑥引張1回目で、付着割裂とみられる主筋に沿ったひび割れが確認された。拘束筋は、サイクル⑨圧縮1回目に1か所(壁脚から330mm)降伏し、圧縮破壊時に壁脚から490mmの1か所も降伏した。

3.2 各試験体の荷重-軸ひずみ関係包絡線の比較

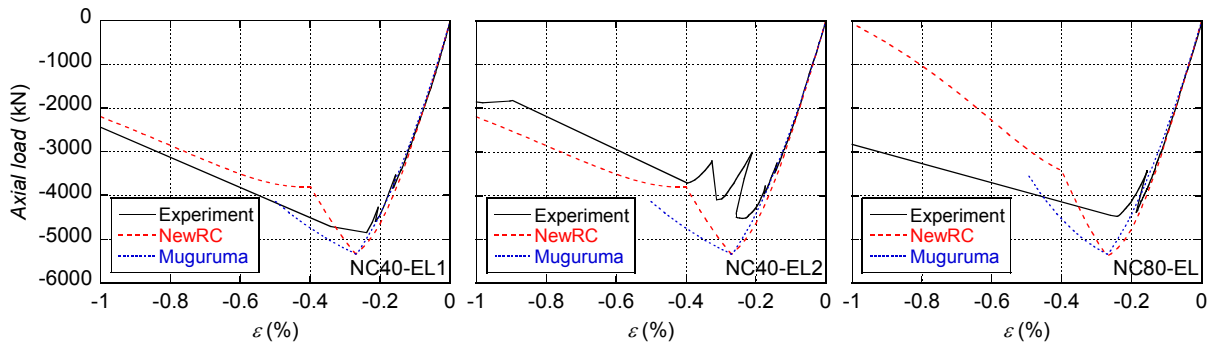
各試験体の荷重-Z2 軸ひずみ関係の圧縮側包絡線を比較したものを図一三に示す。初期剛性は3体ともほぼ等しく、Z2 軸ひずみが-0.2%付近までの挙動もほぼ同一であるが、表5にも示した通り、NC40-EL1のみ他の2体と比べて1割ほど高い耐力を示した。NC40-EL1は経験した引張ひずみが小さく、この挙動の差は引張側で経験したひずみの大きさの影響とみられる。なお、拘束筋量の差については、載荷履歴が同じNC40-EL2とNC80-ELと比較すると、最大荷重以降の下り勾配は

NC80-ELの方が小さく見えるが、圧縮ひずみが急増した1ステップでの傾きであり、詳細は把握できなかった。

3.3 既往の材料モデルによる荷重-軸ひずみ関係の評価

各試験体の荷重-Z2 軸ひずみ関係包絡線と、既往の材料モデル(NewRCモデル<sup>8)</sup>、六車・渡邊モデル<sup>9)</sup>)による計算結果との比較を図一四に示す。コンクリートのヤング係数および圧縮強度は材料試験結果の値を用い、NewRCモデルにおけるカバーコンクリートのポストピークの応力-ひずみ関係は、圧縮強度を示す点と圧縮ひずみ0.4%で応力0となる点を直線で結んだ。また、鉄筋の応力-ひずみ関係については完全弾塑性と仮定し、ヤング係数、降伏強度は材料試験結果の値を用いた。

今回の試験体の配筋では全体の断面積に占めるカバーコンクリートの比率が比較的大きく、既往の材料モデルを用いた計算結果では、カバーコンクリートが圧縮強度を発揮した時点で最大耐力を示した。初期剛性やZ2 軸ひずみが-0.2%付近までは精度良く挙動を追跡できているが、最大耐力を比較すると、NC40-EL1で約1割、他の2体では約2割、実験結果の方が低い結果となった。



図一四 実験および既往材料モデルによる荷重-Z2 軸ひずみ関係

表一六 実験および既往材料モデルによる最大耐力および耐力時 Z2 軸ひずみ

	実験値		NewRCモデル		六車・渡邊モデル		無拘束 最大耐力 (kN)
	最大耐力 (kN)	耐力時歪 (%)	最大耐力 (kN)	耐力時歪 (%)	最大耐力 (kN)	耐力時歪 (%)	
NC40-EL1	-4850	-0.239	-5338	-0.271	-5341	-0.268	-5341
NC40-EL2	-4521	-0.239					
NC80-EL	-4474	-0.241					

また、いずれの試験体でも、拘束筋の効果を考慮せずに、材料試験から得られたコンクリート圧縮強度より計算される耐力を下回った。

### 3.4 最大耐力に影響したとみられる因子に関する考察

前述の通り、本実験では最大耐力が無拘束のコンクリート圧縮強度により計算される耐力を下回った。最大耐力に影響を及ぼす要因としては、壁板座屈（弾性座屈、塑性座屈）、主筋座屈、断面形状および立面形状、主筋に沿ったひび割れによる劣化などが挙げられる。それぞれの要因について既往の理論や文献を参照しながら考察を行う。

#### (a) 壁板座屈

弾性座屈荷重  $P_C$  および接線係数荷重理論に基づく塑性座屈荷重  $P_T$  は次に示す式(3)および式(4)で計算できる。

$$P_C = \frac{\pi^2 EI}{(l/2)^2}, \quad P_T = \frac{E_T}{E} P_C = \frac{\pi^2 E_T I}{(l/2)^2} \quad (3), (4)$$

ここで、 $E$ ：コンクリートのヤング係数、 $I$ ：断面 2 次モーメント、 $l$ ：壁板高さ、 $E_T$ ：接線弾性係数である。

本試験体の弾性座屈荷重を式(3)で計算すると 415MN と明らかに大きい。また、図-5 に示す通り、式(4)による塑性座屈荷重と無拘束の NewRC モデルによる荷重-軸ひずみ関係を比較すると、剛性が極めて小さくなる最大耐力の直前でようやく座屈荷重が軸耐力を下回った。また、圧縮引張繰返し载荷の場合、大きな引張ひずみを受けた後のひび割れ閉合の際には、主筋の残留引張ひずみによって一時的に主筋のみで圧縮力に抵抗することから、不安定となって面外座屈する現象が指摘されている<sup>10), 11)</sup>が、本実験ではそのような現象は確認されていない。ただし、前述の通り、ひび割れ閉合時にその付近のコンクリート剥落が確認されており、主筋のみで圧縮力に抵抗する際の面外方向への微小な変形によってひび割れ面の噛み合い劣化が誘発された可能性も考えられる。

#### (b) 主筋座屈

本実験では最大耐力以前に拘束筋の降伏は確認されていないことから、主筋の座屈長さを  $2d$ ,  $4d$  ( $d$ ：主筋径) とすると、座屈長さが小さいために座屈荷重は弾性

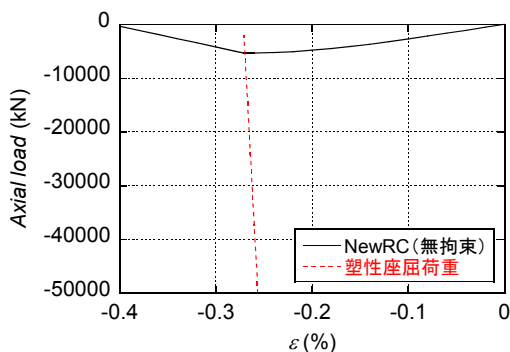


図-5 無拘束の NewRC モデルによる荷重-軸ひずみ関係と塑性座屈耐力

座屈ではなく塑性座屈により決定される。文献 12) では、座屈長さ  $2d$  の場合、座屈しながらも比較的大きな耐力を維持し、大変形時にはひずみ硬化により耐力上昇することが示されており、座屈長さ  $4d$  程度の場合、座屈後に耐力が降伏強度の半分程度まで低下するとされている。しかし、本試験体の軸圧縮耐力に占める主筋降伏耐力の割合は 1 割にも満たないため、最大耐力の低下に及ぼす影響は小さいと考えられる。ただし、拘束筋間隔、主筋量およびコンクリート圧縮強度次第では主筋座屈による耐力低下が最大耐力に及ぼす影響を無視できない可能性もあるので注意が必要であろう。

#### (c) 立面形状、断面形状

文献 13) によれば、コンクリート圧縮強度は高さ短辺長さ比  $h/a$  の影響を受け、 $h/a=3.0$  の場合、 $h/a=2.0$  に比べて強度が 15% 程度低下するとされている。また、プレーンコンクリート断面について、 $h/a=3.0$  の場合、 $h/a=2.0$  に比べて強度時ひずみも 20% 程度は小さくなるとされている。本実験では単調圧縮载荷を実施していないため、形状の影響を定量的に評価することは難しく、今後検証が必要と考えられる。

#### (d) 主筋に沿ったひび割れによる劣化

本実験ではいずれの試験体も主筋がひずみ硬化するほどの大きな引張ひずみを経験しており、特に大きな引張ひずみを経験した 2 体については主筋に沿った縦方向のひび割れが発生し、最大耐力が NC40-EL1 に比べて低かった。文献 14) ではひび割れによるコンクリートの圧縮特性劣化が示されていることから、これらのひび割れが最大耐力に影響を及ぼした可能性が考えられる。

#### (e) まとめ

以上より、実験の最大耐力が材料試験結果を下回った要因として立面・平面形状が、経験した引張ひずみが大きい方が低い耐力となった要因として主筋に沿ったひび割れによる劣化が考えられる。また、圧縮引張繰返し载荷の影響は比較対象がなく不明であるが、ひび割れ面の噛み合い劣化を誘発し、耐力低下に寄与した可能性がある。

## 4. まとめ

本研究では、既往研究の RC 造耐力壁試験体の端部拘束域を模擬した試験体 3 体に対して一軸圧縮引張繰返し载荷を行った。得られた知見を以下に示す。

- ・ 3 体とも最終的には爆裂を伴う脆性的な圧縮破壊を示したが、経験した平均引張ひずみが大きいほど最大耐力が小さくなる結果となった。
- ・ 既往の材料モデルを用いて挙動予測を行ったところ、初期剛性や Z2 軸ひずみが  $-0.2\%$  付近までは精度高く挙動を追跡できているが、最大耐力を比較する

と、NC40-EL1で約1割、他の2体では約2割、実験結果の方が低い結果となった。

- 本実験で最大耐力に影響を及ぼしたとみられる要因として、立面・平面形状、主筋に沿ったひび割れによる劣化が考えられる。また、圧縮引張繰返し载荷によりひび割れ面の噛み合い劣化が誘発され耐力に影響を及ぼした可能性もある。

#### 付録 計測区間による軸ひずみの差異について

本実験では同一荷重における軸ひずみが測定区間ごとに大幅に異なっており、付図-1にその一例としてNC40-EL1の微小変形時の荷重-軸ひずみ関係を示す。過去にスタブへの部材のめり込み変形の存在が指摘されている<sup>15)</sup>ことから、本実験結果の妥当性を検証するため、めり込み変形を考慮した初期剛性を算出する。文献15)によれば、部材の接合部へのめり込みによる変形量 $\delta_j$ は次式により計算できる(記号は文献15)参照)。

$$\delta_j = \delta_0 - \delta(h_j), \quad \delta_0 = -0.785 \frac{2r\sigma_0(1-\nu^2)}{E} \quad (\text{付1}), (\text{付2})$$

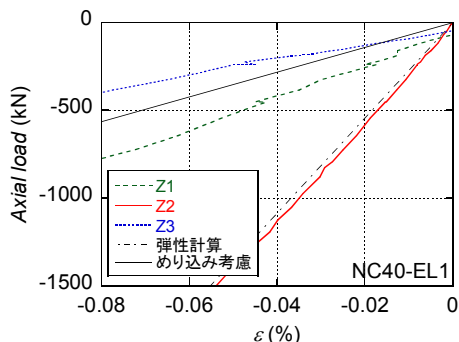
$$\delta(z) = -\frac{2r\sigma_0(1-\nu^2)}{E} \left( \sqrt{1 + \frac{z^2}{r^2}} - \frac{z}{r} \right) \left[ 1 + \frac{z/r}{2(1-\nu)\sqrt{1+z^2/r^2}} \right] \quad (\text{付3})$$

めり込みを考慮した計算結果を付図-1に併せて示す。Z2ではめり込みを考慮していない弾性剛性とほぼ一致したのに対して、Z1, Z3ではめり込みを考慮することで、実験結果に近い結果が得られることが分かる。他の2体でも同様の結果となった。

また、引張側においてもひび割れ発生後に端部のZ1およびZ3のひずみがZ2に比べて大幅に大きくなる現象が見られたが、Z1とZ3は計測区間長さ50mmという比較的短い区間に主筋の抜け出しによって大きく開くひび割れが発生したためと考えられる。

#### 参考文献

- 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



付図-1 微小変形時における荷重-軸ひずみ関係

- 日本建築学会：2010年チリ・マウレ沖地震被害調査報告書 2011年ニュージーランド・クライストチャーチ地震被害調査報告書，2012.9
- 島中隆一，仲地唯治：鉄筋コンクリート造コア壁における壁板の圧縮実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.463-468，2008
- 南直行，仲地唯治：鉄筋コンクリート造コア壁における壁板の圧縮性状，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，pp.367-372，2010
- W. J. Goodsir：The Design of Coupled Frame-wall Structures for Seismic Actions, Ph.D thesis, University of Canterbury, 1985.8
- A. Creagh, et al.：Seismic Performance of Concrete Special Boundary Element, NEESreu Program Summer 2010, pp.1-18, 2010
- 阪本康平，坂下雅信，河野進，谷昌典：枠柱と端部拘束筋量が耐震壁の曲げ終局変形性能に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.2，pp.379-384，2012.7
- 崎野健治，孫玉平：直線型横補強材により拘束されたコンクリートの応力-ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第461号，pp.95-104，1994.7
- 六車熙，渡辺史夫，岩清水隆，光枝良：横補強による高強度コンクリートのじん性改善に関する研究，第5回コンクリート工学年次講演会講演論文集，pp.317-320，1983
- Y. H. Chai and D. T. Elayer：Lateral Stability of Reinforced Concrete Columns under Axial Reversed Cyclic Tension and Compression, ACI Structural Journal, V. 96, No. 5, pp. 780-789, 1999.
- T. Paulay, and M. J. N. Priestley：Stability of Ductile Structural Walls, ACI Structural Journal, V. 90, No. 4, pp. 385-392, 1993.
- 田上和也，中村光，斉藤成彦，桧貝勇：繰返し荷重を受ける鉄筋の座屈モデルに関する研究，構造工学論文集，Vol.47A，pp.725-734，2001.3
- 小野幸恵，中塚侑：角型コンファインドコンクリートの応力-ひずみ特性に及ぼす寸法・辺長比の影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，pp.1147-1152，2003
- 大久保雅章，濱田聡，野口博：ひび割れコンクリートの圧縮特性の劣化に関する基礎実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.11，No.2，pp.323-328，1989
- 今井和正，是永健好，瀧口克己：めり込みを考慮したRC部材端部の回転変形解析法，日本建築学会構造系論文集，第562号，pp.99-106，2002.12