論文 鉄筋コンクリート造耐震壁の静的加力実験

秋田 知芳*1・倉本 洋*2・松井 智哉*3・島崎伸彦*4

要旨: せん断スパン比をパラメーターとするせん断破壊先行型および曲げ破壊先行型の RC 造耐震壁2体について静的加力実験を実施し, 耐震壁の静的破壊性状に及ぼすせん断スパン 比の影響について検討した。その結果, せん断スパン比の違いにより破壊経過は異なるもの の, 両試験体とも曲げ降伏後にせん断破壊に至ったことが明らかになった。また, 既往の研 究に基づいて, 繰り返し載荷による耐力低下を考慮した RC 造耐震壁の復元力特性モデルを 構築し,実験で得られた履歴曲線の再現および動的解析への適用を試みた。

キーワード: RC 造耐震壁,静的加力実験, せん断スパン比,復元力特性,耐力低下

1. はじめに

現在,建設中の実大3次元震動破壊実験施設 (E ディフェンス)において実施が計画されて いる実験のひとつに「実大鉄筋コンクリート建 物の3次元動的破壊実験」がある。この実大実 験に向けた第1段階の研究として平成14年度に 耐震壁単体での震動台実験¹⁾が防災科学技術研 究所で実施された。本研究では,耐震壁の動的 挙動に及ぼす静的影響因子を検討するため,震 動台実験に用いたものと同一形状,同一配筋の 耐震壁を用いた静的加力実験を実施した。また 既往の研究を基に耐力低下を考慮したRC造耐震 壁の復元力特性モデルを構築し,実験で得られ た履歴曲線の再現を試みた。

2. 実験概要

2.1 試験体

本実験で用いた試験体は,6層壁フレーム形式 のRC造建物を想定し,連層耐震壁の下部2層を 取りだした縮尺1/3のモデルである。試験体は 震動台実験に用いたものと形状・寸法および配 筋を同一とし,せん断スパン比の違いによりせ ん断破壊が先行する試験体Aと曲げ破壊が先行 する試験体Bの2種類とした。試験体の形状を

*1 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建設工学専攻 (正会員)
*2 豊橋技術科学大学 工学部建設工学系助教授 工博 (正会員)
*3 東京大学大学院 工学研究科 工修 (正会員)
*4 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建設工学専攻



図 - 1 に,配筋を図 - 2 にそれぞれ示す。耐震 壁は壁内法高さ 800mm,内法長さ 1600mm および 壁厚 80mm であり,側柱断面は 200mm 角で,壁内 の梁は幅が 150mm,およびせいが 200mm である。 試験体の部材断面詳細を表 - 1 に示す。使用し たコンクリートは呼び強度 21N/mm ?(実験時の目 標圧縮強度が 27N/mm²)である。実験時のコンク リートの材料特性を表 - 2 に,鉄筋の材料特性 を表 - 3 に示す。また,2 体の試験体のせん断ス パン比は震動台実験において推定されたせん断 破壊先行型および曲げ破壊先行型試験体のせん 断スパン比と同一とし,それぞれ,試験体 A で 1.38,試験体 B で 1.76 とした。

2.2 載荷方法

載荷装置を図 - 3 に示す。試験体は反力フレ ームに PC 鋼棒で固定し,水平力の正負繰り返し 載荷は反力壁に取り付けたオイルジャッキ (1000kN)によって行った。さらに,反力フレー ムに鉛直に取り付けた2台のオイルジャッキ (2000kN)により,想定する6層RC建物の軸力に 相当する442kNを試験体に作用させると同時に 所定のせん断スパン比となるように付加モーメ

\sim	/	1階	2階					
	В×D	200 × 200						
±+	主筋	12-D13(pg=3.8%)						
仕	帯筋	2-D6@60(pw=0.53%)	2-D6@50(pw=0.64%)					
	副帯筋	2-D6@120(pw=0.27%)	-					
	В×D	150 × 200	200×500(上部スタブ内300に埋込)					
梁	主筋	4-D10(pt=0.54%)						
	帯筋	2-D6@100(pw=0.42%)						
	壁厚	80						
腔	紛合	D6@100(ps=0.4%)	2-D6@100(ps=0.8%)(上部400mm)					
Ŧ	4VC A73		D6@100(ps=0.4%)					
	横筋	D6@100(ps=0.4%)						

表 - 1 部材断面詳細

------Fc=27MPa, 柱主筋(SD390), その他(SD295A)

表‐2 コンクリ	ートの材料特性
----------	---------

試驗休	部位	材令	σв
山八河大十十	피미	(日)	(N/mm [*])
試除休∧	1層壁部	39	26.0
武家体系	2層壁部	34	27.9
試験休り	1層壁部	46	27.4
記場代中ロ	2層壁部	41	30.2

表-3 鉄筋の材料特性

	 11日	- 使用部位	降伏点	ヤング係数	引張強さ	伸び
	11/1	ГСЛІВС	(N/mm [*])	(kN/mm [*])	(N/mm [*])	(%)
D6	(SD295A)	壁筋、柱·梁横補強筋	309	166	495	12.9
D10	(SD295A)	梁主筋	343	180	473	28.0
D13	(SD390)	柱主筋	440	174	615	18.5

ントを作用させた。実験は試験体頂部の水平変 位(D)を計測高さ(h=2000mm)で除した部材角 R=D/h で制御した。両試験体とも表 - 4 に示す載 荷計画に従って載荷した。ただし,試験体 A は R=1/50rad.の載荷を1サイクルで終了している。 2.3 測定方法

測定箇所は原則として,震動台実験と同様の ものとした。変位の計測位置を図-4に示す。 計測変位は,上部スタブおよび側柱での水平変 位,側柱を4分割した軸方向変位,壁内の梁お



図 - 3 載荷装置

表 - 4 載荷計画

サイクル(回)	1	1	2	2	2	2	2	2	1	正方向のみ
部材角(rad)	1/1600	1/800	1/400	1/200	1/133	1/100	1/67	1/50	1/33	1/20





よび壁板の部分変位である。鉄筋のひずみは柱 主筋,帯筋,壁のせん断補強筋,梁主筋の主要 な位置にひずみゲージを貼り,測定した。ひず み測定位置を図-5に示す。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

図 - 6 に両試験体の最終ひび割れ状況を示す。 試験体 A は R=1/200rad.の1サイクル目におい て降伏耐力に達した。降伏後,R=1/100rad.の1 サイクル目載荷時に西側壁脚部のコンクリート の剥落が起こり,圧壊の兆候が見られた。それ とともに耐力の著しい低下が起こり,以降 R=1/100rad.の2サイクル目載荷時に西側壁脚部 の圧壊が見られ,R=-1/67rad.の1回目載荷時に 1 層壁部東側部分のコンクリートの剥落などが 見られた。最終的に壁縦筋の破断などが確認で きたものの,東側柱が軸力を保持していたため 完全な崩壊までには至らなかった。

試験体 B は R=1/200 rad.の1サイクル目に降伏 耐力に達し,R=3/400 rad.の1サイクル目におい て側柱と壁部のひび割れが繋がるとともに壁脚 部に大きな曲げひび割れが発生し,曲げ型の破 壊性状が顕著に現れた。R=1/67 rad.の1サイク ル目には西側壁脚部および柱脚部に圧壊の兆候 が認められた。続いて R=1/50 rad.の1回目載荷 時に,西側壁脚部および柱脚部の圧壊が進行す るとともに,西側壁脚部の曲げひび割れと1層 壁部東側の曲げせん断ひび割れが一気に拡大し 壁が滑って急激に破壊が進行した。以降,コン クリートの剥落および壁縦筋の座屈や破断が起 った。

以上のように破壊経過には違いが見られたが 破壊形式としては両試験体ともに曲げ降伏後に 西側柱脚付近での,壁のコンクリートの圧壊に よるせん断圧縮破壊となった。

3.2 履歴特性

せん断力 - 部材角関係を曲げ強度およびせん 断強度(AIJ 式)²⁾の計算値と併せて図 - 7に示す。 両試験体とも部材角 R=1/800rad.まではほぼ弾 性範囲であるが,R=1/400rad.において剛性低下 が見られ, R=1/200 rad. において引張側柱脚の主 筋降伏により、ほぼ最大耐力に達した。最大耐 力は試験体 A で 681kN,試験体 B で 545kN であり 試験体 B は試験体 A の 8 割程度の値であった。 また両試験体とも曲げ強度の計算値とほぼ一致 していた。両試験体の靭性の違いは曲げ降伏以 降の R=1/67rad.において見られ,試験体 A は耐 力が低下しながら変形しているのに対し、試験 体 B は耐力を維持したまま変形し, エネルギー 吸収能力の大きい履歴性状を示した。このこと は耐力の計算値において,試験体 A では曲げ耐 力がせん断耐力を上回り,試験体 B ではせん断 耐力が曲げ耐力を上回ることに対応している。 また,試験体 B は降伏後に,鉄筋のひずみ硬化 に起因する耐力上昇が確認できた。



3.3 变形性能

(1) 側柱の軸方向変形

ベースモーメントと柱脚部(脚部から高さ 200mm)の軸方向ひずみの関係(東側柱)を図 - 8 に示す。 圧縮ひずみの最大値は試験体 A で 約0.60%,試験体Bで約0.52%であり,せん断 スパン比による違いは見られなかった。一方引 張側では両試験体とも R=1/400rad.の繰り返し 加力までは、ほぼ弾性範囲内であったが R=1/200rad.の繰り返し加力で引張側柱脚の主 筋が降伏したことにより軸方向ひずみが大きく なり, R=1/133rad.の繰り返し加力でベースモー メントを維持したままさらに軸方向ひずみが進 んだ。以降,試験体 A では軸方向ひずみは変化 せず R=1/133rad.とほぼ同様な履歴ループを描 いた。試験体 B では R=1/67rad. でさらにベース モーメントを保持したまま軸方向ひずみが進み 以降それとほぼ同様な履歴ループを描いた。こ こでも復元力特性と同様に,R=1/67rad.の加力 時において、せん断スパン比による違いが見ら れ, せん断スパン比の大きい試験体 B の方が履 歴ループの面積が大きくなった。

(2) 曲率分布

壁高さ方向の曲率分布を図 - 9 に示す。曲率 は、高さ方向を4分割し、変位計(I1~I8)によ リ測定した側柱伸縮量から、平面保持を仮定し て各ブロックから算定した。両試験体ともに R=1/400rad.程度では下層から上層にかけてな だらかに曲率が減少し、R=1/200rad.において最 下層部に曲率が集中し始め、R=1/133rad.におい て、さらに最下層部に曲率が集中した。せん断 スパン比による違いは曲げ降伏後のR=1/100rad. 以降において見られ、試験体Aでは最下層部の 曲率の変化がないのに対して、試験体Bではさ らに最下層部に曲率が集中した。

(3) 柱脚および壁脚部の変形

耐震壁および柱の脚部(200mm)において変位 計により測定した軸方向変形を図 - 10 に示す。 R=1/400~1/133rad.において両試験体とも同様



図-8 ベースモーメントと軸方向ひずみの関係



なひずみ分布を示しており,各載荷時を通じて 平面保持がほぼ保たれていることが認められる。

4. 静的および動的解析

4.1 解析目的

既往の実験的研究³⁾では, RC 部材が正負繰り 返し載荷を受けることにより,曲げ降伏後に耐 力低下を起こすことが報告されている。本実験 においてもこの耐力低下が確認できた。そこで 本章では既往の研究に基づいて復元力特性モデ ルを構築し,本実験で得られた履歴曲線を再現 することならびに動的解析への適用可能性を検 討することを目的とする。

4.2 復元力特性モデル

スケルトンカーブ:スケルトンカーブには図 -11 に示すような5折線型のスケルトンカーブを 採用し,実験で得られた履歴曲線を基にスケル トンカーブを推定した。各値を表 - 5に示す。 履歴モデル:履歴モデルには,4つのパラメータ ー(,,',,)によって履歴面積の小さい スリップ性状から大きい性状のものまで表せる TAKEDA-SLIP モデルを使用した(図 - 12)。

剛性低下:梅村らの研究⁴⁾を参考にして,指向点の移動という形で剛性低下を考慮した。指向点



図 - 11 スケルトンカーブ

表 -	5	スケノ	ルト	・ンカ	ーブ	の各位	直
-----	---	-----	----	-----	----	-----	---

/	Kc	Ky	Ku	Kr			
試験体A	214.3	48.7	1.4	-19.0			
試験体B	121.4	29.8	1.4	-15.3			
剛性:kN/	/mm				-		
/	Fc	Fy	Fu	Fr	Dc	Dy	0

試験体B 340.0 510.0 540.0 80.0 2.8 8.5 30.0 60.0

せん断力:kN 変位:mm



図 - 12 TAKEDA-SLIP モデル

移動の考え方を図 - 13 に示す。移動の量は以下 の式(1)で表される。剛性低下係数 は指向点の 変位増加量を決定するパラメーターである。

- $dn=dp+(dmax-dmim) \times$ (1)
 - dn :新しい指向点
 - dp : 前回の同方向の指向点
 - dmax:前回の同方向の最大変位
 - dmin:前回の反対方向の最大変位
 - :剛性低下係数

4.3 解析方法

本モデルには,計5つのパラメーターがある が,まず静的解析をパラメーターの値を変えて 繰り返し行い,本実験で得られた履歴曲線を再 現し,各パラメーターの値を試行錯誤的に定め た。続いて,そのパラメーターを用いて時刻歴 応答解析を行った。解析には全重量がひとつの 質点として重心位置にあると仮定し,1質点系 モデルを使用した。また,運動方程式の数値積 分には Newmark 法(=1/4)を用い,減衰係 数は瞬間剛性に比例するものと仮定し,減衰定 数を0.02 とした。

4.4 解析結果

解析の結果定まったパラメーターを表 - 6 に 示す。試験体 A と試験体 B では除荷剛性低下係 数 およびスリップ剛性硬化係数 に差が現れ た。



図 - 13 指向点の移動

表-6 パラメーターの値

/	α	α'	β	r	Х
試験体A	0.6	1.0	1.0	1.0	0.02
試験体B	0.4	1.0	1.0	0.9	0.02

45.0

(1) 静的解析結果

図 - 14 に解析で得られた履歴曲線を実験結果 と併せて示す。両試験体とも耐力低下の初期段 階までは比較的良く対応しているが,それ以降 は対応があまり良くない。本モデルで用いた指 向点の移動量の算定式では,変形が大きくなる と移動量が足りなくなることが原因のひとつで あると考えられる。

(2) 動的解析結果

図 - 15 に解析で得られた履歴曲線の一例を震動台実験¹⁾の結果と併せて示す。両試験体とも応 答変位を過小評価する傾向が認められた。

5. まとめ

RC 造耐震壁の静的挙動を把握し,動的挙動に 及ぼす静的影響因子を検討するために,静的加 力実験を実施した。併せて解析を行い実験結果 との比較・検討を行った。以下に本研究によっ て得られた知見を示す。

- 1) 既往の設計式により算定した耐力から,試験 体Aはせん断破壊先行型の破壊形式,試験体 Bは曲げ破壊先行型の破壊形式になると予想 された。しかし実験の結果,破壊経過は異な るものの,両試験体とも曲げ降伏後にせん断 破壊を起こすという破壊形式となった。
- 2) 復元力特性,側柱の軸方向変形などから,試 験体Aに比べて試験体Bの方がエネルギー吸 収能力の高い性状を示した。
- 繰り返しによる耐力低下を考慮した復元力 特性モデルを用いた静的解析では,耐力低下 の初期段階まで履歴曲線を比較的良く再現 することができた。
- 静的な復元力特性モデルを動的解析へ適用 した結果,実験結果を良好に再現するには至 らなかった。さらなる検討が必要である。

参考文献

 1) 松井 智哉,秋田 知芳,壁谷澤 寿海,加 藤 敦:鉄筋コンクリート造耐震壁の動的実 験,コンクリート工学年次論文集,Vol.25, No.2, pp.643-468, 2003.7

- 2)日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靭 性保証型耐震設計指針・同解説,1999.8
- 3) 衣笠 秀行,野村 設郎:正負繰り返し履歴 による曲げ降伏ヒンジの破壊性状,コンクリ ート工学論文集,Vol.6,No.2,pp.21-32,1994.7
- 4) 梅村 恒,市之瀬 敏勝,大橋 一仁,前川 純一:耐力低下を考慮した RC 部材の復元力 特性モデルの開発,コンクリート工学年次論 文集, Vol.24, No.2, pp.1147-1152, 2002.7

