論文 拘束された RC 非耐力壁の軸力に関する解析的検討

查冬*1·橋根靖弥*2·日比野陽*3

要旨:東北地方太平洋沖地震において,構造部材の被害は軽微であったにも関わらず,開口周辺の非耐力方 立壁の多くにせん断破壊が生じていたことからも,非耐力壁の耐震設計法や耐震診断法の早急な整備が必要 である。本研究では,鉄筋コンクリート造非耐力壁の変形と軸力を明らかにすることを目的として,非耐力 壁の軸力が非耐力壁の構造性能に及ぼす影響に着目し,実験結果を基に試験体をモデル化し,拘束される非 耐力壁の軸力と変形の関係について考察を行った。

キーワード: 鉄筋コンクリート構造, 非耐力壁, 軸力, 増分解析

1. はじめに

2011年の東北地方太平洋沖地震」によって学校建物や 公共建築の壁がせん断破壊し、非耐力壁が甚大な損傷を 受けた既存 RC 造建物が多数確認された (写真-1)。現 在の耐震設計法において, 非耐力壁の損傷のメカニズム や構造性能を評価し、損傷を抑制するための知見は得ら れておらず、設計のクライテリアも示されていない。こ れを受けて近年非耐力方立壁の損傷の低減を目的とし て様々な研究が行われている 2)3)。これらの研究において 共通して非耐力方立壁のせん断設計を目的とした実験 及び解析が実施されている。いずれにおいても非耐力方 立壁の破壊形式の推定が重要な問題であると示されて いる。その中で方立壁の軸力の評価についてはまだ明確 な答えが出ておらず破壊形式の推定は困難である。筆者 ら 4)は非耐力方立壁を有する架構の実験から上部の梁が 方立壁を拘束し,梁の挙動と方立壁の変形が関連付けら れることを示した。しかしながら、軸力としての効果に ついては未解明である。

以上のような研究背景の下,本研究は非耐力壁の破壊 形式に及ぼす拘束によって生じる軸力の効果を解析的 に検討することにより非耐力壁を有する架構の破壊性 状を明らかにすることを目的とする。非耐力壁を有する RC 造架構をマクロモデルによってモデル化し,実験と 同様の荷重を与えることで,非耐力壁に生じる軸力や破 壊性状の考察を行った。

2. 実験の概要

2.1 実験変数と試験体諸元

非耐力壁を内蔵する RC 造架構を想定した表-1 に示 す4体の試験体の載荷実験を行った⁴⁾。本実験では,柱 の断面 220mm×220mm,梁の断面 180mm×240mm とし, 中高層鉄筋コンクリート集合住宅の北側構面を想定し,約 1/4 に縮小したモデルとしている。壁厚は 40mm,壁 長は 1300mm,壁高は 800mm である。柱脚部からせん断 力加力点(上端の梁の中心高さ)までの高さは,1040mm とした。試験体の配筋図を図-1に示す。

試験体 BH-WOA-V および BH-WOA-VH の柱の主筋と せん断補強筋にはそれぞれ高強度鉄筋 KW785 と SBPD1275 を使用して,柱の変形を抑制し,梁の変形に よる方立壁の損傷が考察しやすくなるよう設計した。試



写真-1 方立壁の損傷

*1	広島大学	工学研究	究科	大学院	生 (学生会員	()
*2	広島大学	工学部	学生	(学生	会員)		
*3	広島大学	大学院	L学研	究院	博士	(工学)	(正会員)



r	1			1													
		柱			梁			方立國	達								
試験体	断面 (mm) ×	主筋 (引張鉄筋比(%))	せん断補強筋 (補強筋比(%))	断面 (mm) ×	主筋 (引張鉄筋比(%))	せん断補強筋 (補強筋比(%))	断面 (mm) ×	せん (補強	斯補強筋 筋比(%))								
	(mm)			(mm)			(mm)	タテ	п								
B-F		8-D13	D6@50				無		無								
B-WOA	220	(SD390) (0.79)	(SD295) (0.58)	180 × 240	180	180	180	180	180	180	180	180	8- D13	D6@100	40	D4@10)0(SD295)).35)
BH-WOA- V	× 220	8-K13	RB7.1@50		(SD345) 0 (1.18)	(SD295) 0.71	40 ×	D4@50(SD295) (0.70)	D4@100(SD295) (0.35)								
BH-WOA- VH		(0.79)	(0.73)				170	D6@50(S	SD295) (1.6)								

表-1 試験体詳細

験体のパラメータは非耐力壁のせん断補強筋比である。 試験体 BH-WOA-V の非耐力壁の横筋は試験体 B-WOA と等しく,縦筋のせん断補強筋比は2倍とした。試験体 BH-WOA-VHの壁のせん断補強筋比は4倍である。また, 実験使用した材料の力学特性を表-2と表-3に示す。

2.2 載荷方法

載荷方法は正負交番繰り返し載荷による加力で行った。 柱の軸力(軸力比 0.2)は鉛直ジャッキにより,水平力は 水平ジャッキにより試験体に与え変位制御で加力した。 梁中央で計測した水平変位を試験区間 *L*(1040mm)で除し たものを層間変形角 *R* とし,試験体 B-F と B-WOA は層 間変形角 *R*=1/800, 1/33 を 1 回ずつ, 1/400, 1/200, 1/100, 1/66, 1/50 を 2 回行った。試験体 BH-WOA-V と BH-WOA-VH は 1/800, 1/400, 1/200, 1/100, 1/66 を 2 回ずつ, 1/50 を 1 回行った。

2.3 方立壁の損傷

試験体 B-F は層間変形角 R=1/66 で,試験体 BH-WOA-V は層間変形角 R=1/200 で,試験体 B-WOA および試験 体 BH-WOA-VH は層間変形角 R=1/100 で最大耐力に至

表-2 コンクリート材料試験結果

試驗休夕	圧縮強度	割裂強度	ヤング係数
110次114-11	(MPa)	(MPa)	(GPa)
B-F	20.8	1.95	23.5
B-WOA	20.7	1.97	23.5
BH-WOA-V	23.1	2.40	23.1
BH-WOA-VH	25.2	2.36	23.3

表--3 鉄筋引張試験結果

古汉	降伏	引張	ヤング	降伏
(壮)((北)((1)(1)(1)(1)(1)(1)(1)(1)(1)(1)(1)(1)(1	強度	強度	係数	歪み
(竹貝)	(MPa)	(MPa)	(GPa)	(μ)
K13(KW785)	909.6	1085.7	206.2	4413.2
D13(SD345)	407.9	577.9	202.5	2017.7
RB7.1(SBPD1275)	1480.8	1498.6	218.2	6788.8
D6(SD295A)	410.3	555.3	208.1	1973.2
D4(SD295A)	350.7	510.8	194.1	1787.3

った。実験結果より試験体 BH-WOA-V および試験体 BH-WOA-VH の方立壁のひび割れ幅を図-2 に示す。図-2 より試験体 BH-WOA-V のひび割れ幅は試験体 BH-WOA-VH の方が大きくなる。また、いずれの試験体の方 立壁のせん断ひび割れ幅は曲げひび割れ幅より卓越す る。





図-3 試験体の線材置換方法

3. 実験結果の解析による損傷評価

実験結果を、マクロモデルを用いた解析によって試験 体の破壊過程を再現することを試みた。特に非耐力壁の 損傷のメカニズムを明らかにするため、本解析では OpenSees⁵⁾を用いて静的増分解析を行った。

3.1 架構のモデル化

図-3 に試験体の線材置換方法を示す。実験結果において下梁及び腰壁の損傷が見られなかったため、剛体と仮定する。解析モデルの柱の区間は下端部から上梁の中心までを仮定した。今回の解析モデルにおいては正負交番繰り返し載荷による柱の短スパン化の影響については考慮していない。また、上梁はせん断バネがなく、弾性と仮定する。試験区間の柱、梁をそれぞれ独立線材に置換した。また、壁の線材置換方法では図-3(a)より垂れ壁、方立壁および腰壁をそれぞれ独立線材に置換した。 図-3(b)の黒丸は節点を表す。各節点間にある柱および壁の曲げと軸方向の特性には図-4⁶に示すようファイバーモデルで、せん断バネ特性はせん断バネ材^つにより再現した。

載荷方法については,実験と同様の鉛直方向には柱頂 部に一定軸力(軸力比 0.2)を載荷し,水平方向に正負交 番繰り返し載荷による加力で行った。

3.2 断面のモデル化

柱、梁および壁の曲げと軸方向の特性をファイバーモ

デルによって再現している。柱および梁の断面の要素分 割はせん断補強筋のコア部分とそれ以外のかぶり部分 に分けて分割し、10 要素で構成される。壁の断面はかぶ り部分のみ構成されて4 要素で分割した。断面の要素分 割を図-5 に示す。図中の丸印は鉄筋位置を表す。また、 垂れ壁をモデル化する際、壁部分を線材に置換するため、 垂れ壁も線材に置換する必要がある。そのため試験体中 央で2等分し、鉄筋本数は垂れ壁全長に含ませる鉄筋本 数の半分を与える。コア部分の拘束域とかぶり部分の非 拘束域のコンクリートの応力度一ひずみ度関係図-6(a) に示すように修正 Kent and Park モデル⁸⁾を用い、式(1)で 計算を行った。

$$\sigma_{c} = \begin{cases} Kf_{c} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_{c}}{K\varepsilon_{c0}}\right) - \left(\frac{\varepsilon_{c}}{K\varepsilon_{c0}}\right)^{2} \right] & (\varepsilon_{c} \leq 0.002K) \\ Kf_{c} [1 - Z_{m}(\varepsilon_{c} - 0.002K)] & (\varepsilon_{c} > 0.002K) \end{cases}$$
(1)

$$\Xi \subseteq \mathcal{K}, \quad K = 1 + \rho_{s} \cdot f_{yh} / f_{c} \\ Z_{m} = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29f_{c}}{145f_{c} - 1000} + 0.75\rho_{s} \sqrt{\frac{h}{S_{h}}} - 0.002K} \end{cases}$$

 σ_c :コンクリートの圧縮応力度, f_c :コンクリートの一軸 圧縮強度, ε_c :コンクリートの圧縮ひずみ度, ε_{c0} :圧縮強 度時のひずみ度, ρ_s :拘束筋比, f_{yh} :拘束筋の降伏点強度, h:かぶり厚さ, S_h : せん断補強筋の間隔

また,鉄筋の応力度一ひずみ度の関係を図-6(b)に示 すように仮定した。鉄筋の履歴には OpenSees の非線形





図-7 解析結果

材料 Steel01 を用いた。

3.3 せん断バネのモデル化

柱および壁のせん断特性を同じせん断バネ材 (Hysteretic Material⁷)よって再現している。せん断破壊時 の挙動を再現するため、次のように定めた。

せん断バネの復元力特性を図-6(c)に示す。第一折点 (せん断ひび割れ点)は式(2)によるひび割れ耐力 Q_{cr} ⁹⁾を算 定し,ひび割れ強度時の変形角 R_{cr} は式(3)より算出した。 第二折点(せん断降伏点)は、せん断終局強度 Q_{su} を耐震 診断基準¹⁰⁾による式(4)から計算し、せん断終局強度時の 変形角 R_u は耐震壁のせん断復元力特性¹¹⁾を参考に 0.004*rad* と仮定し、第三剛性は弾性剛性の 0.001 倍とし た。除荷剛性低下指数は 0.4 とした。

$$Q_{cr} = \left(1 + \frac{\sigma_0}{15}\right) \left\{ \frac{0.065k_c(f_c + 50)}{\frac{M}{Qd} + 1.7} \right\} b \cdot j$$
(2)

$$R_{cr} = \frac{Q_{cr}}{GA_w}$$
(3)

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068p_t^{0.23}(18+F_c)}{M_{/Qd}+0.12} + 0.85\sqrt{\rho_w\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} b \cdot j \ (4)$$

ここで、 k_c:断面寸法による補正係数、b:部材幅、
 j:応力中心距離、G:コンクリートのせん断弾性係数
 M/Qd:せん断スパン比、p_t:引張鉄筋比、

 $\rho_w: せん断補強筋比, \sigma_{wy}: せん断補強筋の降伏強度, \sigma_0: 軸力応力度$

強度算定に用いた各材料の強度は,表-2および表-3に示す材料試験値を使用した。柱には実験で柱に作用 した長期軸力(軸力比 0.2)を考慮した。方立壁のせん断 バネの強度計算の軸力には,初期値に文献 4)の計算値を 仮定し,解析結果から求まる軸力と一致するよう解析を 繰り返して収束計算を行った。その結果,今回の解析に おいて,せん断バネの軸力は左側方立壁で 0,右側方立 壁については試験体 BH-WOA-V および BH-WOA-VH で それぞれ 124.3kN, 149.7kN として計算を行った。

4. 解析結果の検討

4.1 解析結果と実験結果の比較

各試験体の解析結果と実験結果を比較して図-7 に示

す。試験体のせん断力の解析値と層間変形角の関係から 検討した。表-4 に各試験体の最大耐力の実験値および 解析値を示す。図-7 より壁を有する試験体については 最大耐力以前のサイクルでは実験結果を過小評価した。 これは解析モデルにおいて,垂れ壁および腰壁の圧縮力 を考慮しないため,柱の剛性が小さくなったためである と考えられる。一方,方立壁のせん断バネがせん断耐力 の低下を考慮していないため,最大耐力以降のサイクル では実験結果を過大評価した。履歴については概ね良好 に評価しているものの,除荷時のスリップ性状が再現で きていない。また,試験体 BH-WOA-V は層間変形角 *R*=1/100 時で最大耐力に至っており,実験値は解析値よ り早く最大耐力に至った。

4.2 柱のせん断耐力の検討

表-5 に各試験体の柱の最大せん断力の解析値および せん断終局強度の計算値を示す。柱のせん断終局強度は 式(4)より算出した。表-5よりいずれの試験体の柱は終 局強度に達していない。なお、実験結果より柱もせん断 降伏していない。

4.3 壁のせん断力の検討

各壁のせん断カー層間変形角関係を図-8 に示す。表 -6 に試験体 BH-WOA-V および試験体 BH-WOA-VH の 壁のせん断力を示す。壁の負担力の実験値の計算では, 試験体 BH-WOA-V および試験体 BH-WOA-VH のせん断 カー層間変形角の関係から試験体 B-F のせん断カー層間

		衣-4	取入则,	'		
封殿休夕	解析	値(kN)	実験值(kN)		解析值/実験值	
武帜仲名	正側	負側	正側	負側	正側	負側
B-F	210.6	-180.7	217.5	-203.2	0.968	0.889
B-WOA	246.4	-246.6	276.8	-273.9	0.890	0.900
BH-WOA-V	265.1	-275.8	248.8	-288.8	1.065	0.955
BH-WOA-VH	320.0	-316.4	335.8	-310.4	0.953	1.019

表一4 最大耐力

衣一5 杜のせん断し	表 — 5	柱のせんと	新力
------------	-------	-------	----

学家在友	解析值	直(kN)	せん断終局強度
武 帜144名	左柱	右柱	$Q_{su}(kN)$
B-F	128.04	126.38	133.97
B-WOA	116.81	115.70	133.97
BH-WOA-V	172.74	167.88	207.12
BH-WOA-VH	164.52	162.18	212.45



衣一0 至の已の倒力	表一6	う 壁の	せん断力
------------	-----	------	------

封殿休夕	最大せん隣	斤力(kN)	宝駩信(LN)
武映平石	左側	右側	天厥恒(KIN)
	22.96	35.92	42.0
DH-WOA-V	-35.92	-17.68	42.9
	61.13	102.95	120.0
вп-июОА-ип	-108.80	-71.51	129.9

変形角の関係を差し引いたものを用いた¹²⁾。壁のせん断 力は試験体 BH-WOA-V より試験体 BH-WOA-VH が大き い。また,壁の耐力は加力点に近い部分より加力点から 離れた部分の壁で約2倍になる。

4.4 方立壁の軸力の検討

方立壁の軸力を評価するため、試験体BH-WOA-Vおよ びBH-WOA-VHは正方向にpushover解析を行った。また, 図-9に正載荷時方立壁の軸力-層間変形角関係を実験 から得られた計算値とともに示す。方立壁の軸力の計算 値は方立壁に取り付けた変位計(図-1より)の値から曲 率を算定し、算定した曲率に従って、方立壁内鉄筋およ びコンクリートにひずみが生じていると仮定して鉄筋 の(圧縮・引張)軸力 Tおよびコンクリートの圧縮力Cr を求めた。図-10を非耐力壁の応力分布に示す。コンク リートの圧縮力Ccは圧縮縁が圧縮強度に達していない場 合は三角形分布と仮定し, 圧縮強度に達している場合は 応力ブロックを仮定した。方立壁に作用する軸力Nはこ れらの力の釣り合いから求めた。図-9より層間変形角 が増大すると軸力Nも増大する。いずれにおいても概ね 良好に評価した。表-7に正載荷時における各変形角時 の試験体BH-WOA-VおよびBH-WOA-VHの方立壁の軸 力の解析値Nおよび推定された破壊形式を示す。これら の軸力を用いて, 正載荷時の各ピークにおける方立壁の 耐力と方立壁の破壊形式の比較を行った。方立壁のせん





図-10 非耐力壁の応力分布

表-7 方立壁の軸力

		試騎	資体 BH-V	VOA-V		
方立 壁	層間変 形角 [rad.]	Qsu [kN]	N [kN]	Qmu [kN]	Qsu/ Qmu	破壊 形式
	1/800	18.3	8.0	13.5	1.35	
十個	1/400	18.1	6.4	12.5	1.45	曲げ
圧側	1/200	18.2	7.9	13.4	1.36	
	1/100	20.3	28.5	25.7	0.79	せん断
	1/800	23.8	63.4	46.5	0.51	
七间	1/400	27.2	97.1	66.5	0.41	十く断
石側	1/200	29.6	121.8	81.2	0.36	せん肉
	1/100	20.4	29.9	26.5	0.77	
		試験	体 BH-W	OA-VH		
方立 壁	層間変 形角 [rad.]	Qsu [kN]	<i>N</i> [kN]	Q _{mu} [kN]	Qsu/ Qmu	破壊 形式
	1/800		-15.3			
十個	1/400	28.7	-15.7	26.6	1.09	まっぷ
圧側	1/200	20.7	-16.9		1.08	шı)
	1/100		-40.6			
	1/800	36.5	78.1	73.0	0.50	
 /⊞i	1/400	40.0	113.3	94.0	0.43	北ノ胚
⁄口'则	1/200	42.0	132.5	105.4	0.40	ビル肉
	1/200	12.0	152.5	10011	00	

断終局強度 Q_{su} を式(4)より計算し、曲げ終局強度には耐 震診断基準同解説¹³⁾より柱なし壁とみなし、式 Q_{mu} を用 いた。

 ${}_{w}M_{u} = a_{t} \cdot \sigma_{sy} \cdot l_{w} + 0.5 \sum (a_{wv} \cdot \sigma_{wy}) \cdot l_{w} + 0.5N \cdot l_{w}$ (5)

 $Q_{mu} = \frac{2_w M_u}{h_0} \tag{6}$

ここに、N:軸力, a_t :側柱主筋の全断面積, $\sum a_{wv}$:壁縦筋の全断面積, σ_{sy} :側柱主筋の降伏強度, σ_{wy} :壁縦筋降 伏強度, l_w :両側柱の中心間距離, h_0 :方立壁部分の高さ

表-7より正載荷時において,右側方立壁の軸力は左 側軸力より大きくなる。方立壁の変形は加力点に近い方 立壁で曲げ変形が,加力点から離れた方立壁でせん断変 形が卓越した。変形の増大による方立壁の軸力を増加し, 方立壁の破壊メカニズムを予測する必要があると考え られる。

5. まとめ

拘束された RC 非耐力壁の軸力を考察するための解析 を実施し,解析結果から以下の知見を得た。

- 曲げおよび軸方向の特性をファイバーモデルにより、 せん断特性を非線形せん断バネにより表現すること で、実験結果をおおよそ再現できた。
- 方立壁の軸力および負担するせん断力は加力点に近い部分より加力点から離れた部分の方立壁で大きくなった。
- 7)層間変形角を増大することで、方立壁の軸力が増加し、加力点から離れた方立壁の軸力は近い方立壁より大きくなった。
- 方立壁の変形は加力点に近い方立壁で曲げ変形が、 加力点から離れた方立壁でせん断変形が卓越した。

謝辞

本研究は JSPS 科研費(課題番号:24686063,代表:日 比野陽)の助成を受けたものである。また,試験体に使 用した高強度鉄筋には,JFE テクノワイヤ株式会社の提 供を受けた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

日本建築学会:2011年東日本大震災災害調査報告
 今坂剛,中村聡宏,勅使川原正臣:鉄筋コンクリー

ト造二次壁付き架構の耐力と復元力特性の評価, コ ンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.2, pp.289-294, 2014

- 小塩友斗,真田靖士,金裕錫:主体架構と一体のRC 造方立壁の構造性能評価,日本建築学会構造系論文 集,第80巻,第713号,pp.1145-1153,2015.7
- 4) 査冬、日比野陽:梁の変形を受ける RC 非耐力方立 壁の変形と破壊メカニズムに関する研究(その2方 立壁の変形と破壊性状)、日本建築学会大会学術講 演梗概集(関東)、pp.135-136, 2015.9
- Sivia Mazzoni, Frank McKenna, Michael H.Scott, Gregory L.Fenves : OpenSees Examples Primer, 2006.6
- 6) Vincenzo Sepe, Enrico Spacone, Eva Raka, Guido Camata: Seismic analysis of masonry buildings: equivalent frame approach with fiber beam elements, Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics, EURODYN 2014, Porto, Portugal, 30 June - 2 July 2014
- 7) Y.Y. Chang, H.Z. Deng, D.T. Lau, S. Ostovari, K.C. Tsai, and H.A. Khoo : A SIMPLIFIED METHOD FOR NONLINEAR CYCLIC ANALYSIS OF REINFORCED CONCREETE STRUCTURES:IRECT AND ENERGY BASED FORMULATIONS, 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada, Paper No.2830, 2004
- R. Park, M.J.N. Priestley, and W.D. Gill : Ductility of Square-Confined Concrete Columns, ASCE, Vol.108, No.4, pp.929-950, 1982.4
- 国土交通省等:2007年度版 建築物の構造関係技術 基準解説書,2008.5
- 10) 日本建築防災協会:既存鉄骨鉄筋コンクリート造建 築物の耐震診断基準・同解説,2011.11
- 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(案)・同解説,1997.7
- 宋在璟,崔琥,松川和人,中埜良昭:非構造壁を考 慮した RC 造建築物の修復性評価に関する研究(その2)各部材の損傷量の検討,日本建築学会大会学 術講演梗概集(近畿),pp.459-460,2014.9
- 13)日本建築防災協会:既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準解説,2001