

論文 変動軸力が作用する鉄筋コンクリート造耐力壁を有する架構の耐力評価に関する研究

江見 陽希*1・壁谷澤 寿一*2・壁谷澤 寿海*3・中村 聡宏*4

要旨：本研究では変動軸力が作用する耐力壁のせん断剛性・耐力の評価を目的とし、せん断破壊した既往の架構試験体¹⁾の壁厚を厚くした試験体(壁厚化試験体)と、片方の壁を柱に置き換えた試験体(片側柱試験体)の2体の架構試験体の静的載荷実験を実施した。その結果、両試験体とも圧縮側壁(柱)のせん断終局強度は計算強度を大きく上回ることが確認された。壁厚化試験体では、既往研究と異なる脆性的な破壊が生じた。また、片側柱試験体は単独柱がせん断破壊しないようにせん断スパンと軸力の変動を考慮してせん断余裕度の高い設計とし、実際にせん断破壊が生じず、靱性的な挙動を示した。

キーワード：鉄筋コンクリート、耐力壁、引張り軸力、変動軸力、せん断強度

1. はじめに

現行のRC造建築物の構造設計では、架構を3次元骨組に置換したモデルに対して静的漸増載荷解析が実施されている。この時、RC造連層耐力壁は3本の柱部材でモデル化され、壁部材の曲げ変形は主に側柱と壁板部分の軸変形によって表現され、せん断変形はせん断ひび割れを考慮したせん断ばねでモデル化される。すなわち、せん断剛性と曲げ剛性は独立して評価されるため、地震時の変動軸力が引張側に作用して際に生じる曲げ剛性および終局曲げ強度の低下がせん断ばねの剛性に影響を与えることがない。また、せん断ひび割れによるせん断剛性低下率の算定式(菅野式)にも軸力項が含まれていない。したがって、引張軸力によって連層耐力壁の負担可能な曲げモーメントが大きく低下した場合でも、中央の壁板の耐力壁のせん断ばねの剛性は変わらないため、モデル上、せん断力の負担が可能となり、実際の応力状態と差が生じる。

国土交通省の建築基準整備促進事業 S36「引張軸力が作用する鉄筋コンクリート造連層壁部材の耐力評価に関する検討」(令和3年度～5年度)において、静的載荷実験と静的漸増載荷解析を行い、変動軸力の生じる連層耐力壁の設計解析モデルと実際の負担せん断力の比較検討を行っている²⁾。

既往研究¹⁾では8層および6層建物の最下層の2枚の耐力壁を対称に配置した有開口耐力壁を有する架構の静的載荷実験を実施した。2層以上では1枚の無開口耐力壁を想定している。その結果、架構の最大耐力時には圧縮側の耐力壁が概ね全せん断力を負担し、1層の耐力壁はせん断破壊した。その応答せん断力は両試験体とも既

往の耐力壁のせん断強度式(以降、広沢式)による計算強度の2倍程度となっていた。両試験体は、強度計算時に等価壁厚比の制限を受けていた。一方、従前の骨組解析モデルでは圧縮側の耐力壁も引張側の耐力壁も同程度のせん断力を負担しており、現行設計において引張軸力を受ける壁のせん断剛性評価と高圧縮軸力下の壁の終局せん断耐力評価に課題があることを実験的に明らかにした。これは柱壁厚比が大きく、せん断スパンと軸力が変動し、既往の耐力壁の部材実験で確認されている範囲にないことが理由であると考えられるが、一定のせん断スパンや軸力比を変動させた部材実験での再現性は確認されていない。

本研究では、既往研究¹⁾の試験体の壁厚を厚くした架構試験体(壁厚化試験体)と現行設計において局部崩壊形が懸念される柱と耐力壁を組み合わせた架構試験体(片側柱試験体)の載荷実験を実施し、部材せん断力と広沢式せん断強度、荒川式せん断強度の差異について検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図-1に試験体配筋図、図-2に試験体断面詳細図を示す。表-1に試験体諸元一覧、表-2にコンクリート材料強度、表-3に鉄筋材料強度を示す。

壁厚化試験体は既往研究を参考として10階建て程度のRC造建築物の1~2層部を想定した耐力壁で40%縮小スケールとした。コンクリートは基礎を別で打設し、柱と壁と上部スラブを一体打ちとして作成した。既往研究の架構試験体が壁厚に対して両側柱の断面積が非常に大きく、壁板部分に損傷が集中してしまったことと、広沢

*1 東京都立大学 都市環境学部 建築学科 (学生会員)

*2 東京都立大学 都市環境科学研究科 建築学域 准教授 建築研究所 客員研究員 博士(工学) (正会員)

*3 東京大学 名誉教授 工博 (正会員)

*4 国立研究開発法人建築研究所 構造研究グループ主任研究員 博士(工学) (正会員)

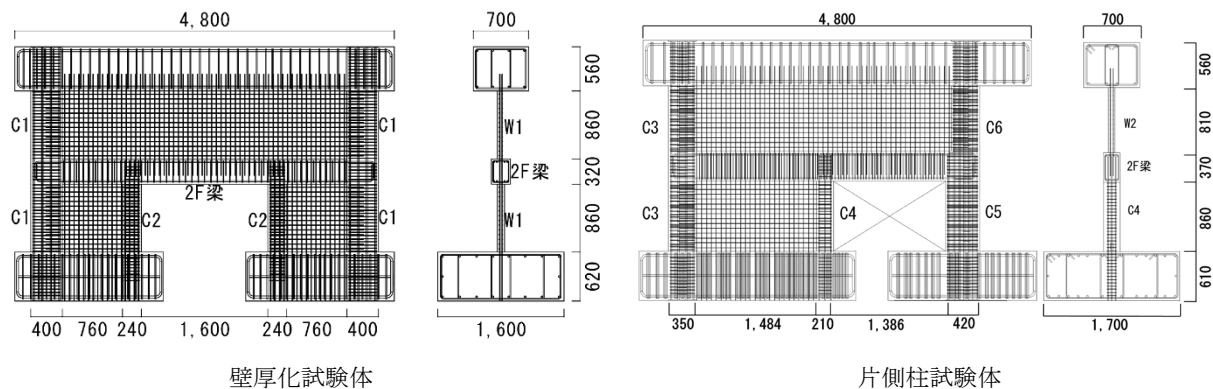


図-1 試験体配筋図

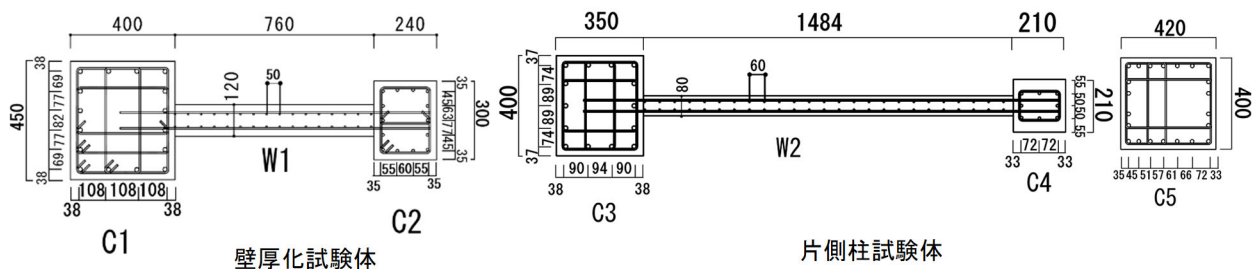


図-2 試験体断面詳細図

表-1 試験体諸元

試験体	壁厚化試験体		片側柱試験体	
せん断スパン	6m		8m	
軸力比*	0.06		0.08	
壁厚	120mm		80mm	
壁縦筋	W1 壁	D6(SD295)@50mm ダブル	W2 壁	D6(SD295)@60mm ダブル
壁横筋		D6(SD295)@50mm ダブル		D6(SD295)@60mm ダブル
幅×せい	C1 柱	450mm×400mm	C3 柱	400mm×350mm
主筋		16-D16(SD390)		12-D16(SD390)
帯筋		5-D6(SD345)@50mm		4-D6(SD345)@40mm
幅×せい	C2 柱	300mm×240mm	C4 柱	210mm×210mm
主筋		14-D10(SD345)		8-D10(SD345)
帯筋		3-D6(SD345)@50mm		2-D6(SD345)@40mm
幅×せい	—		C5 柱	400mm×420mm
主筋	—			22-D16(SD345)
帯筋	—			4-D6(SD785)@40mm
幅×せい	—		C6 柱	400mm×350mm
主筋	—			20-D16(SD345)
帯筋	—			4-D6(SD785)@40mm
幅×せい	2F 梁	320mm×300mm	2F 梁	370mm×210mm
主筋		5-D16(SD390)		4-D16(SD390)
あばら筋		2-D6(SD295)@70mm		2-D6(SD295)@35mm

* 長期軸力を耐力壁・柱・側柱を含む1層部分の全水平断面積とコンクリート設計基準強度で除した値

式の計算強度を大きく上回る終局耐力が確認されたことから、等価壁厚比の終局耐力に与える影響と破壊性状の違いを確認することを目的として壁厚や柱幅を調整した。壁厚は1.5倍(120mm)とし、側柱(C1柱)と間柱(C2柱)断面の大きさの差を解消するため、側柱(C1柱)幅(450mm)を小さく、間柱(C2柱)幅(300mm)を大きくしている。また、鉄筋比が既往研究の試験体と同程度となるように間

柱(C2柱)主筋(14-D10)も増やしている。全体の等価壁厚 t_e が壁厚 t の1.5倍の値と一致するように設計した。

片側柱試験体の部材断面はモデル建物とした実建物の設計詳細を参考にして、一般的な形状に変更して寸法、配筋の検討を行った。ロードセルの中心をピロティ柱の柱心位置と揃えて設置するために、幅方向と奥行き方向の試験体のスケールをさらに縮小し、35%スケールとした。高さ方向は既往研究¹⁾の試験体と同様に40%スケール

表-2 コンクリート材料強度

試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
壁厚化試験体	51.5	3.39×10 ⁴
片側柱試験体	52.3	3.41×10 ⁴

表-3 鉄筋材料強度

規格	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
D6(SD295)	422.8	1.85×10 ⁵
D6(SD345)	415.6	1.80×10 ⁵
D6(SD785)	1010.5	1.82×10 ⁵
D10(SD345)	391.5	1.67×10 ⁵
D16(SD345)	400.9	1.83×10 ⁵
D16(SD390)	450.2	1.74×10 ⁵

ルとした。また、片側柱試験体は単独柱がせん断破壊しないようにせん断スパンと軸力の変動を考慮してせん断余裕度の高い設計とした。両試験体は既往研究¹⁾を参考として、せん断スパンを壁厚化試験体は6m、片側柱試験体は8mとした。

2.2 加力計画

本実験は建築研究所強度試験棟の鉛直水平2方向自己釣合型加力装置を用いて行った。図-3に試験体の載荷装置設置立面図を示す。

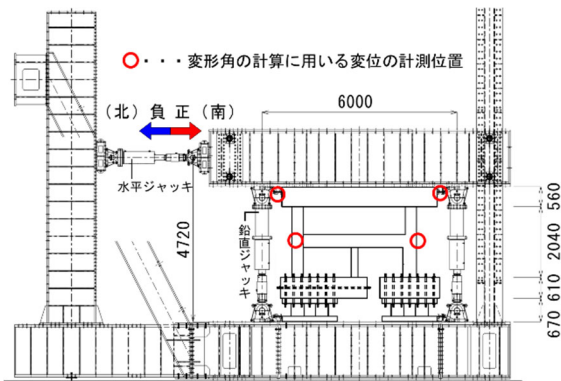


図-3 載荷装置立面図(片側柱試験体)

反力梁に上スタブ、反力床に嵩上げ架台と基礎スタブをそれぞれPC鋼棒で固定する。載荷サイクルは±800kNの水平力で加力した後、全体変形角で制御した。全体変形角は上スタブと下スタブの相対水平変位を内法高さで除した値とした。壁厚化試験体では、±0.1%、±0.25%を1サイクル、±0.5%を2サイクル、±0.75%を1サイクル、±1.0%を2サイクル、±1.5%、±2.0%を1サイクルとして、片側柱試験体では、最初のサイクルを±0.125%(1サイクル)、その後は±0.25%、±0.5%、±0.75%、±1.0%、±1.5%、±2.0%として壁厚化試験体と同じサイクル数で1サイクル正負交番繰り返し載荷を行った。また、軸方向の4台の鉛直ジャッキにより一定の長期軸力を与えつつ、圧縮側と引張側で6000mm離れた鉛直ジ

ャッキの荷重の差異によって反曲点の高さを任意の値に制御した。

荷重計測は分割された基礎スタブ下に三分力計を4基設置し、計測位置での応答せん断力、軸力およびモーメントを計測した。荷重計の最大容量は水平方向で4000kN、鉛直方向は圧縮時16000kN、引張時8000kNであり、実験時の最大荷重(それぞれ2000kN、4000kN、2500kN)に対して余裕があり、また、荷重計の剛性も試験体の剛性に対して十分に高いことを精度試験で確認している。

変位計測についてはそれぞれの試験体に設けたインサートを利用した相対変位計を利用して行った。試験体上部と柱梁接合部で計測した変位をそれぞれ下スタブ上面から変位計設置位置までの高さで除して、全体変形角と層間変形角を計測した。

2.3 耐力壁・柱の強度計算方法

耐力壁の曲げ終局強度 M_u およびせん断終局強度 Q_{su} を式(1)、式(2)を用いて算定した³⁾。強度については1枚の有開口耐力壁としての算定値と、1層部分を個別の耐力壁・柱として算定した場合の値を示した。有開口耐力壁として算定したせん断強度は無開口時のせん断強度に開口低減率 $(1 - I_0/I)$ を乗じて低減させた。有開口耐力壁として算定する場合のせん断スパンや軸力比は、制御時のせん断スパンおよび長期軸力とした。片側の耐力壁として算定する場合のせん断スパンや軸力比は、実験時にそれぞれの部材直下のロードセルで計測された応答せん断力が最大となった時点での値を用いた。また、せん断終局強度算定時の片側柱試験体の耐力壁の等価壁厚 t_e は壁板厚 t の1.5倍として算定した³⁾。

$$M_u = 0.9a_t\sigma_y D + 0.4a_w\sigma_{wy}D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{BD\sigma_B}\right) \quad (1)$$

B:耐力壁側柱の幅[mm], D:耐力壁の全長[mm], N:耐力壁の軸方向力[N], σ_B :コンクリート圧縮強度[N/mm²], a_t :引張側柱の主筋断面積[mm²], σ_y :引張側柱の主筋降伏強度[N/mm²], a_w :耐力壁縦筋及び中間にある柱主筋断面積[mm²], σ_{wy} :耐力壁縦筋及び中間にある柱主筋降伏強度[N/mm²]

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068p_{te}^{0.23}(\sigma_B+18)}{\sqrt{\frac{M}{QD}+0.12}} + 0.85\sqrt{\sigma_{wh}p_{wh}} + 0.1\sigma_0 \right\} t_e j \quad (2)$$

t_e :耐力壁の等価壁厚[mm], j:耐力壁の応力中心間距離[mm], p_{te} :等価引張鉄筋比[%], σ_B :コンクリート圧縮強度[N/mm²], M/Q:せん断スパン[mm], D:耐力壁の全長[mm], p_{wh} :壁横筋の等価水平せん断補強筋比, σ_{wh} :壁横筋の降伏強度[N/mm²], σ_0 :耐力壁の軸応力[N/mm²]

また、柱の曲げ終局強度 M_u を柱引張時は(3)式、柱圧縮時は(4)式を用いて算定した³⁾。柱のせん断終局強度 Q_{su} を式(5)、式(6)を用いて算定した³⁾。

表-4 除荷時残留ひび割れ幅(単位[mm])

	壁厚化試験体			片側柱試験体			
	C1柱	W1壁	C2柱	C3柱	W2壁	C4柱	C5柱
±0.5%載荷サイクル	0.50	0.15	0.15	0	0.05	0.50	0.70
±1.0%載荷サイクル	1.50	1.80	1.40	0.10	1.00	2.00	0.90

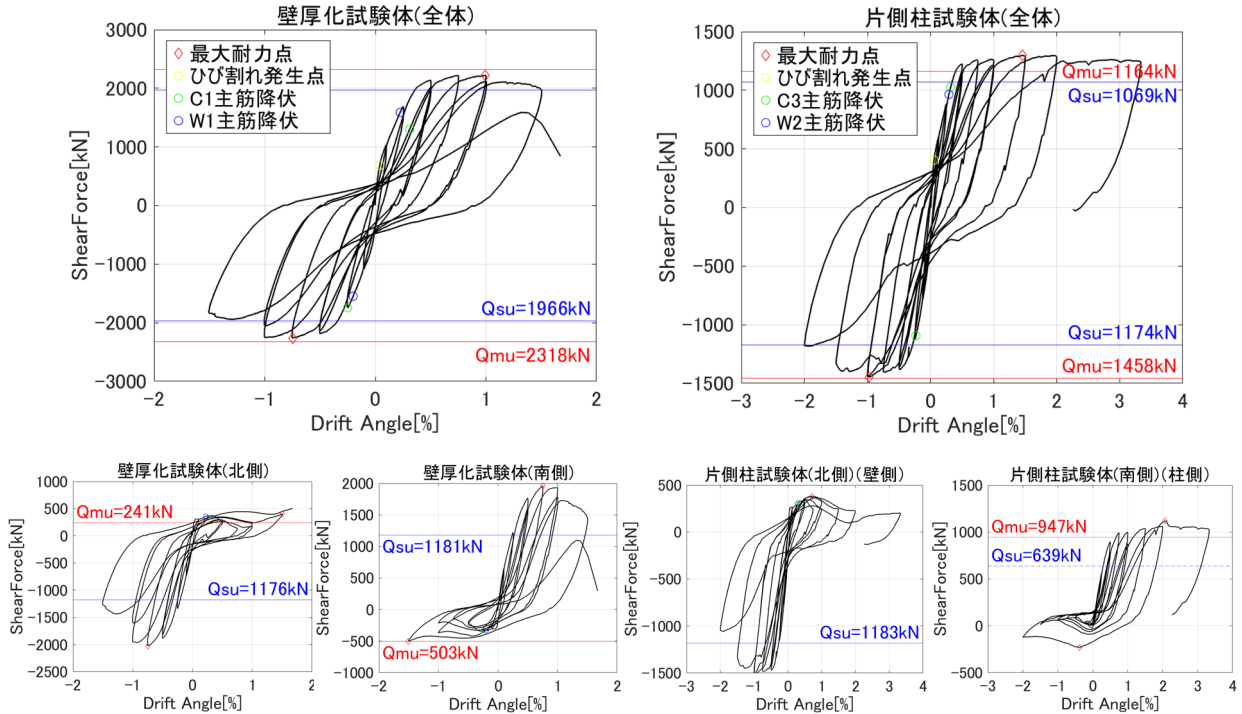


図-4 荷重-層間変形角関係

$$M_u = 0.8a_t\sigma_y D + 0.4ND \quad (3)$$

$$M_u = (0.8a_t\sigma_y D + 0.12bD^2F_c) \left(\frac{N_{max}-N}{N_{max}-0.4bDF_c} \right) \quad (4)$$

N_{max} : 中心圧縮時終局強度[N] ($= bDF_c + a_g\sigma_y$), N_{min} : 中心引張時終局強度[N] ($= -a_g\sigma_y$), b : 柱幅[mm], D : 柱せい[mm], N : 柱の軸方向力[N], a_t : 引張主筋断面積[mm²], a_g : 全主筋断面積[mm²], σ_y : 主筋降伏強度[N/mm²], F_c : コンクリートの圧縮強度[N/mm²]

$$Q_{su} = {}_B Q_{su} + 0.1\sigma_0 bj \quad (5)$$

$${}_B Q_{su} = \left\{ \frac{0.068p_t^{0.23}(F_c+18)}{\frac{M}{Qd}+0.12} + 0.85\sqrt{\sigma_{wy}p_w} \right\} bj \quad (6)$$

p_t : 引張鉄筋比[%], b : 柱幅[mm], F_c : コンクリート圧縮強度[N/mm²], M/Q : せん断スパン[mm], d : 柱の有効せい[mm], p_w : せん断補強筋比, σ_{wy} : 壁横筋の降伏強度[N/mm²], σ_0 : 平均軸応力度[N/mm²]

3. 実験結果

3.1 破壊性状

図-4 に両試験体とそれぞれの南北の耐力壁と柱の荷重-1層部層間変形角関係を, 図-5 に正載荷時の終局破壊性状のひび割れ図を, 表-4 に除荷時残留ひび割れ幅を示す。ひび割れ図は, 正載荷時に発生したひび割れ

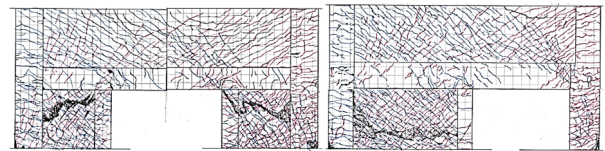


図-5 正載荷の終局破壊性状のひび割れ図

を赤線, 負載荷時に発生したひび割れを青線, 剥落部分を黒塗りで示している。ひび割れ幅は, 除荷時に一層部を柱と壁に分割してそれぞれの部材で計測した最大値を示している。また, せん断ひび割れと曲げひび割れは同じ扱いとしている。

壁厚化試験体では全体変形角+0.04%時に北側耐力壁の壁板にせん断ひび割れが発生した。0.25%の載荷サイクルでC1柱・C2柱・2階梁に曲げひび割れ, 2階壁板にせん断ひび割れが発生し, W1縦筋が降伏した。その後, ひび割れが進展し, -0.75%の載荷サイクルで北側南側柱脚に圧壊が見られた。+0.5%の載荷サイクルでC1・C2柱主筋とW1壁横筋が降伏した。±1.0%の載荷サイクルで, 南北耐力壁, 2階梁に圧壊が生じた。また, 南側柱にせん断ひび割れが見られた。+1.5%の載荷サイクルでせん断ひび割れが耐力壁側柱まで貫通し, 急激に水平

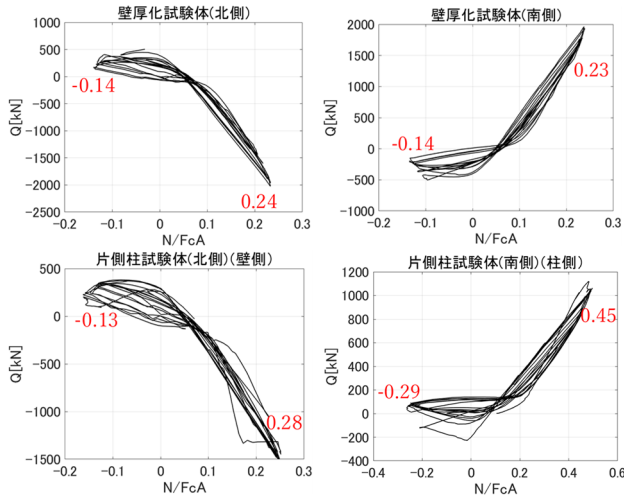


図-5 せん断力—軸力比関係

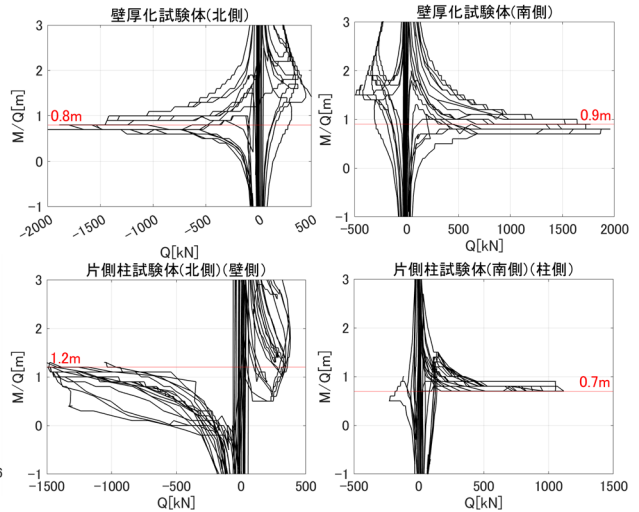


図-6 せん断スパン—せん断力関係

耐力、軸支持力を失った。既往研究¹⁾の試験体では等価壁厚比が大きく壁板に損傷が集中したが、壁厚化試験体では、+1.5%の荷重で側柱まで脆性的破壊が進展した。

片側柱試験体は変形角 0.055%時に C3 柱、2 階梁に曲げひび割れが発生し、1 階壁、2 階壁、C5 柱にはせん断ひび割れが発生した。-0.125%の荷重サイクルで C5 柱に曲げひび割れが発生した。-0.25%の荷重サイクルで C5 柱脚が降伏した。±0.5%の荷重サイクルで C5、C3 柱脚の圧壊が見られ、C3・C4 柱主筋と W2 壁縦筋が降伏した。-1.5%の荷重サイクルで 1 階壁板の圧壊が見られた。-2.0%の荷重サイクルでは 2 階壁板にも圧壊が見られた。柱はせん断余裕度の高い設計としたため、せん断破壊は生じなかったと考えられる。

3.2 履歴特性

壁厚化試験体は正荷重側では、+0.75%の荷重サイクルで南側耐力壁の最大応答せん断力 1961kN を記録し、その後耐力低下を示した。架構全体では+1.0%の荷重サイクルで最大応答せん断力 2219kN を記録し、+1.5%の荷重 2 サイクル目に最大耐力の約 30%の急激な耐力低下が生じた。南側耐力壁単体では最大耐力の約 45%耐力低下が生じている。正側荷重時に引張となる北側耐力壁ではひび割れ発生以降、負担せん断力が概ね一定であり、圧縮側となる南側耐力壁は架構せん断力の大部分を負担している。負荷側では、-0.75%の荷重サイクルで最大応答せん断力を記録し、層全体では 2261.1kN、圧縮側となる北側耐力壁では 2026kN を記録した。その後緩やかに耐力低下を示し、最終的に架構全体では最大耐力から約 15%、北側耐力壁では最大耐力から約 30%耐力が低下した。負荷時に引張となる南側耐力壁では正側同様にひび割れ発生以降、負担せん断力が概ね一定となっている。

片側柱試験体は正荷重側では、架構全体では+2.0%の荷重サイクルまで明確な耐力低下は見られなかった。

+1.5%の荷重サイクルで最大耐力 1298kN を記録した。+1.0%の荷重サイクルで引張側となる北側耐力壁の最大応答せん断力は 381kN を記録し、その後緩やかに負担せん断力が低下している。南側柱は+2.0%を超える荷重サイクルで最大応答せん断力 1119kN を記録した。

負荷側では、架構全体では-0.5%から-1.0%の荷重サイクルまで終局曲げ計算強度に近い一定の応答せん断力を示し、-1.0%の荷重サイクルで架構全体の最大応答せん断力 1444.7kN、北側耐力壁の最大応答せん断力 1510kN を記録し、その後耐力が低下している。-2.0%の荷重サイクルで層全体では最大耐力に対して約 20%の耐力低下、北側耐力壁では最大耐力から約 30%の耐力低下が生じている。南側柱では最大耐力 230kN を記録した後、正側と同様に変形の増加に応じて緩やかに負担せん断力が低下している。

3.3 軸力比・せん断スパン

各試験体の南北の耐力壁下に取り付けたロードセルより得られた、軸力比とせん断力の関係を図-5 に、せん断スパンとせん断力の関係を図-6 に示す。

軸力比とせん断力は圧縮時において概ね線形比例関係にある。引張時には軸力比が小さくなるにつれて負担せん断力が緩やかに低下している。

せん断スパンは、引張側では最大応答せん断力時には正荷重時と概ね同程度であるが、変形の増加に伴って大きく増加している。一方、圧縮側では、変形が増加に伴って一定値に漸近している。最終的な値は壁厚化試験体では 0.8m(北側)、0.9m(南側)、片側柱試験体では 1.2m(北側)、0.7m(南側)となっている。いずれも圧縮側ではせん断スパン比に直すと 1 よりも小さな値を示している。

3.4 計算強度と実験値の比較

表-5 に各試験体の式(1)~(5)による計算せん断終局強度および曲げ終局強度と実験結果の最大耐力の比較を示

表-5 計算値と実験値の比較 (単位 kN)

試験体		壁厚化試験体			片側柱試験体		
		全体	北側	南側	全体	北側	南側
計算値	Q_{mu} (正載荷)	2318	241	3650	1164	1373	947
	Q_{mu} (負載荷)		4105	503	1458	6341	536
	Q_{su} (正載荷)	1966	982	1181	1069	1129	639
	Q_{su} (負載荷)		1176	1099	1174	1183	768
実験値	最大耐力 (正載荷)	2219	406	1961	1299	381	1119
	最大耐力 (負載荷)	2261	2026	504	1445	1510	230

す。両試験体で最大応答せん断力が圧縮側の耐力壁で計算強度を大きく上回っていた。圧縮側の耐力壁の最大応答せん断力は壁厚化試験体で計算強度の 172%、片側柱試験体の壁側で計算強度の 128%、柱側で 175%であり、せん断強度に達して破壊したと考えられる。引張側の最大応答せん断力は壁厚化試験体でせん断強度の 46%、曲げ終局強度の 168%となっていることから引張側では曲げ終局強度に達して破壊したと考えられる。片側柱試験体の引張側の最大応答せん断力は壁側でせん断強度の 34%、柱側でせん断強度の 30%であった。壁厚化試験体 1 枚の有開口耐力壁とみなした場合のせん断強度は壁厚化試験体では計算強度の 115%、片側柱試験体ではせん断強度の 122%(柱圧縮側)、123%(壁圧縮側)であった。片側柱試験体の最大応答せん断力は曲げ終局強度の 112%(柱圧縮側)、99%(壁圧縮側)であり、概ね両方向で曲げ終局強度に達している。計算強度との差が片側柱試験体の方がより大きくなっているのは軸力比、壁厚比の影響は小さく、壁長さが長いためであると考えられる。

既往の実験結果では等価壁厚が広沢式の上限を大きく超えたため、せん断強度が計算強度の 2 倍を超える結果が得られた。本実験における壁厚化試験体では圧縮側の耐力壁の最大応答せん断力は広沢式せん断強度の 1.7 倍程度であった。また、片側柱試験体の柱側では曲げ降伏破壊が生じているため明らかではないが、壁と同様に荒川式せん断強度の 1.7 倍程度のせん断力が生じていると考えられる。一方、壁側の応答せん断力は広沢式せん断終局強度の 1.3 倍程度であったが、1 階壁ではせん断破壊は生じなかった。上記の検討から、等価壁厚比の制限を受けなくとも、せん断スパン比が小さく、高軸力を受ける耐力壁の耐力評価において広沢式の精度は高くない。また、荒川式の精度についても同様である。

4. まとめ

本実験では既往研究¹⁾の試験体の壁厚を厚くした架構試験体(壁厚化試験体)、1 層のみ柱と耐力壁で構成される連層耐力壁構面(片側柱試験体)の試験体 2 体の静的載荷実験を行い、以下の知見を得た。

(1) 壁厚化試験体では柱主筋曲げ降伏後にせん断破壊

が生じた。+1.5%の載荷サイクルでせん断ひび割れが側柱まで貫通し、既往研究の架構試験体と異なる脆性的な破壊が生じた。

- (2) 片側柱試験体は単独柱がせん断破壊しないようにせん断スパンと軸力の変動を考慮してせん断余裕度の高い設計とした。単独柱はせん断破壊が生じず、1 階耐力壁と 2 階耐力壁で壁板のせん断圧縮破壊が生じた。架構全体では 3.3%の載荷サイクルまで水平耐力を保持する靱性的な挙動を示した。
- (3) 壁厚化試験体の圧縮側壁および片側柱試験体の圧縮側柱での最大応答せん断力は広沢式および荒川式せん断強度の 1.7 倍程度であった。一方で、片側柱試験体の引張側では引張軸力によるせん断剛性の低下により、負担せん断力は計算強度の 30%程度に留まっていた。壁厚化試験体の引張側では負担せん断力は曲げ終局強度に達していた。高軸力下におけるせん断スパン比の小さい耐力壁・柱の耐力評価において広沢式・荒川式の精度は高くない。

謝辞

本研究は、令和 5 年度国土交通省建築基準整備促進事業 S36「引張軸力が作用する鉄筋コンクリート造連層壁部材の耐力評価に関する検討」において実施された。関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 内宮孝郷, 壁谷澤寿一, 中村聡宏, 壁谷澤寿海: 引張軸力が作用する鉄筋コンクリート造耐力壁部材の耐力剛性評価に関する研究, コンクリート工学年次論文集 Vol.45, No.2, pp.499-504, 2023
- 2) 東京都立大学, 東京大学地震研究所, 国立研究開発法人 建築研究所: S36. 引張軸力が作用する鉄筋コンクリート造連層壁部材の耐力評価に関する検討調査報告書, 2023
- 3) 国土交通省 国土技術政策総合研究所, 国立研究開発法人 建築研究所: 2020 年版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, pp.655-656, 667-669, 2020