

論文 高圧縮変動軸力を受ける鉄筋コンクリート造耐力壁の力学挙動に関する研究

寺内 理紀*1・山田 諒*2・谷 昌典*3・渡邊 秀和*4

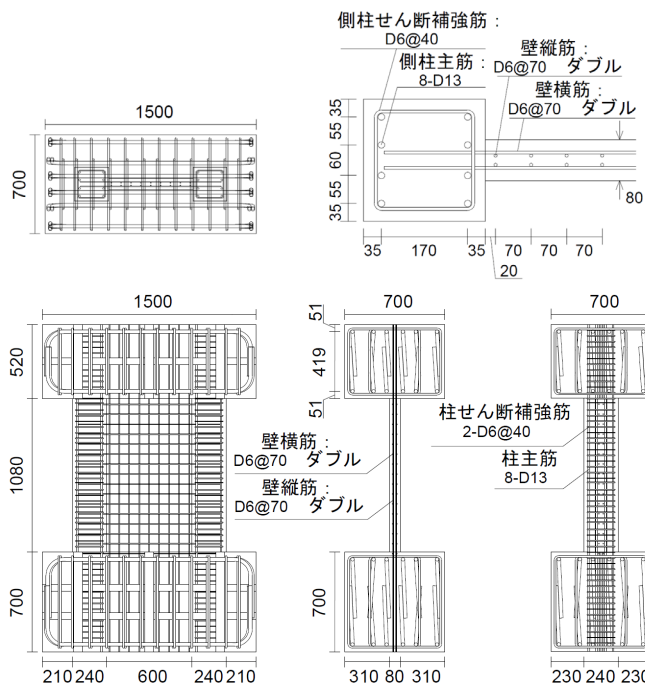
要旨：本研究では、高圧縮変動軸力を受ける耐力壁において、耐力や剛性、破壊性状などの詳細な力学挙動を把握するために、30%スケールの試験体3体を作製し载荷実験を行った。せん断耐力や耐力低下、損傷性状では変動軸力の影響がみられた。モーションキャプチャのデータ分析の結果から見て、壁谷澤らの軸せん断モデルに関して、壁板を1つの要素とする仮定は妥当であったが、せん断ひび割れ後に主応力方向が変化しないという仮定は高圧縮軸力下では実験結果と一致せず、さらなる検討が必要であることが明らかになった。

キーワード：耐力壁、高圧縮軸力、変動軸力、引張軸力、せん断耐力、せん断剛性

1. はじめに

鉄筋コンクリート造（RC造）建物において、1階の空間確保のためにしばしばピロティ構造が用いられる。この構造において、ピロティ層の剛性や耐力を確保するため、全スパンに及ばない耐力壁を設ける場合があり、この耐力壁には地震時に非常に大きな変動軸力が作用する。既往の研究¹⁾では、最下階に中央開口を挟んで2枚の耐力壁を有する架構の下層階を模擬した試験体の载荷実験を行い、圧縮側の耐力壁には最大 $0.27A_c f'_c$ (A_c ：試験体全断面積, f'_c ：コンクリート圧縮強度) の圧縮軸力が、引張側の耐力壁には最大 $0.15A_c f'_c$ の引張軸力がそれぞれ

作用していたことを示した。一方、実験データベース²⁾によれば、RC造耐力壁試験体の実験事例は軸力比0.20を超える高圧縮軸力下では1体、引張軸力下では0体と極めて少なく、その力学挙動には不明な点が多いうえに、既往の耐力や剛性の評価式の予測精度に関する検証も不十分であるのが現状である。そこで、高圧縮軸力および引張軸力を伴う変動軸力下における耐力壁の耐力や剛性などの力学挙動の把握を目的として、RC造耐力壁試験体に対する载荷実験を行い、せん断耐力およびせん断剛性の評価式の精度の検証および破壊モードの分析を行った。



図ー1 試験体図 (単位: mm)

表ー1 試験体概要

部材	寸法 (mm)	配筋		種別	鉄筋比 (%)
側柱	240	主筋	8-D13	SD390	1.76
	× 240	せん断 補強筋	2-D6@40	SD345	0.66
壁板	600 × 80	縦筋 横筋	D6@70 ダブル	SD295	1.13

表ー2 試験体一覧

試験体名	C30	C30T75	C40T75
载荷方法	一定軸力	変動軸力	
目標最大軸力	$0.30A_c F_c$ (1738kN, 0.26 $A_c f'_c$)	$0.30A_c F_c$ (1738kN, 0.26 $A_c f'_c$)	$0.40A_c F_c$ (2317kN, 0.32 $A_c f'_c$)
水平荷重0時		$0.08A_c F_c$ (463kN, 0.07 $A_c f'_c$)	$0.13A_c F_c$ (753kN, 0.10 $A_c f'_c$)
目標最小軸力		$-0.75\Sigma a_g f_y$ (-816kN)	$-0.75\Sigma a_g f_y$ (-816kN)

ここで、 A_c ：試験体全断面積、 F_c ：コンクリート設計基準強度 (=35.5N/mm²)、 f'_c ：コンクリート圧縮強度、 $\Sigma a_g f_y$ ：柱主筋と壁縦筋の降伏耐力の総和である。

*1 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻 大学院生 (学生会員)

*2 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻 助教・博士(工学) (正会員)

*3 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻 准教授・博士(工学) (正会員)

*4 国立研究開発法人 建築研究所 国際地震工学センター 主任研究員・博士(工学) (正会員)

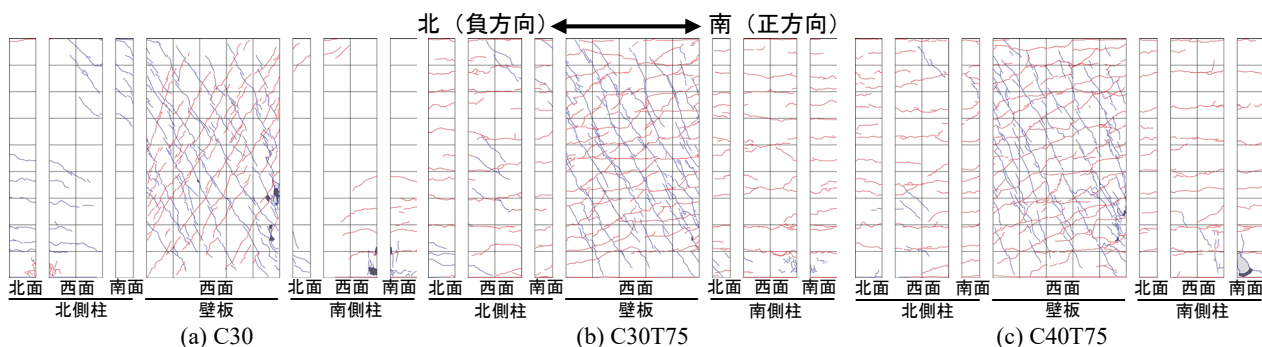


図-4 $R=0.75\%$ 時ひび割れ図

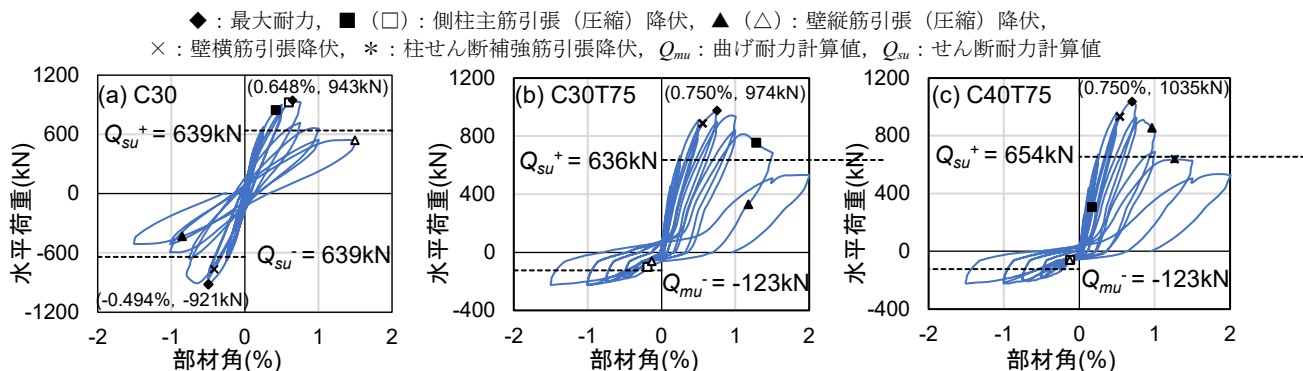


図-5 水平荷重-部材角関係

されたひび割れを、薄灰色・濃灰色部はコンクリートの剥離・剥落箇所をそれぞれ示す。

C30 では、载荷全体にわたりせん断ひび割れが支配的に伸展し、 $R=0.75\%$ 1 回目サイクルで、壁板の両側柱際および柱脚でコンクリートの剥離・剥落が初めて見られた。最終的に両側柱脚および壁板中央下部から両側柱際にかけて激しく損傷した。C30T75 および C40T75 では、正側ではせん断ひび割れが、負側では曲げひび割れが支配的に伸展し、加えて負側では曲げひび割れの間をつなぐような細かなせん断ひび割れが多く発生した。C30T75 では $R=1.0\%$ 1 回目サイクルで、C40T75 では $R=0.75\%$ 1 回目サイクルで、南側柱脚および壁板の南側柱際でコンクリートの剥離・剥落が初めて見られた。最終的に、南側柱脚および壁板中央下部から南側柱際にかけて激しく損傷した。また、壁板の下部では壁縦筋の座屈の影響で C30 より広範囲でコンクリートの剥離・剥落が生じた。

3.2 水平荷重-部材角関係

図-5 に各試験体の水平荷重-部材角関係を示す。なお、鉄筋に貼り付けたひずみゲージから得たひずみの値が、材料試験結果の降伏応力 f_y をヤング係数 E_s で除して算出した降伏時ひずみ ϵ_y を上回った点を降伏点とした。図中 () 内に最大耐力時部材角および最大耐力を示す。

全試験体で、最大耐力を計測した以降のサイクルではピーク時耐力が大幅に低下したが、変動軸力を作用させた試験体の方がその耐力低下が緩やかであった。なお、C30T75 および C40T75 では、負側で明瞭な耐力低下がみ

られなかったため、図中に最大耐力点 (◆点) を記していない。全試験体で $R=1.5\%$ サイクルでは、正側ピーク時耐力がそれぞれの最大耐力から大幅に低下するとともに壁板が激しく損傷した。最大耐力の半分程度まで耐力低下した際に载荷を終了しており、C30 では $R=1.5\%$ サイクルで、C30T75 および C40T75 では $R=2.0\%$ までのプッシュオーバーを行って载荷を終了した。

3.3 最大耐力

各試験体の正側および負側での目標軸力と最大耐力および Q_{mu} と Q_{su} の小さい方 (下線) に対する比を表-5 に示す。なお Q_{su} の算出に際し、引張軸力作用時では σ を 0 として扱っている。

全試験体で、圧縮軸力下ではせん断破壊、引張軸力下では曲げ降伏となった。これは表-5 に示す目標軸力下での耐力計算値 Q_{mu} と Q_{su} の大小関係と一致する。

最大耐力に関して、一定軸力試験体である C30 は、変

表-5 最大耐力

試験体	軸力 (kN)	Q_{max} (kN)	計算値(kN)		(実験値) (計算値)
			Q_{mu}	Q_{su}	
C30	正	1738	943	1276	<u>639</u> / 1.47
	負	1738	-921	-1276	<u>-639</u> / 1.44
C30 T75	正	1738	974	1276	<u>636</u> / 1.53
	負	-816	-226*	-123	-529 / 1.84
C40 T75	正	2317	1035	1538	<u>693</u> / 1.58
	負	-816	-222*	-123	-550 / 1.81

Q_{mu} : 曲げ耐力時せん断耐力, Q_{su} : せん断耐力, Q_{max} : 最大耐力

*負側では明瞭な耐力低下がみられていない

表-6 初期せん断剛性

試験体		K_s (MN/rad)	eK_s (MN/rad)	eK_s/K_s
C30	正	967	658	0.681
	負		607	0.628
C30 T75	正	962	591	0.615
	負		434	0.451
C40 T75	正	988	617	0.624
	負		410	0.415

K_s : 計算値, eK_s : 実験値

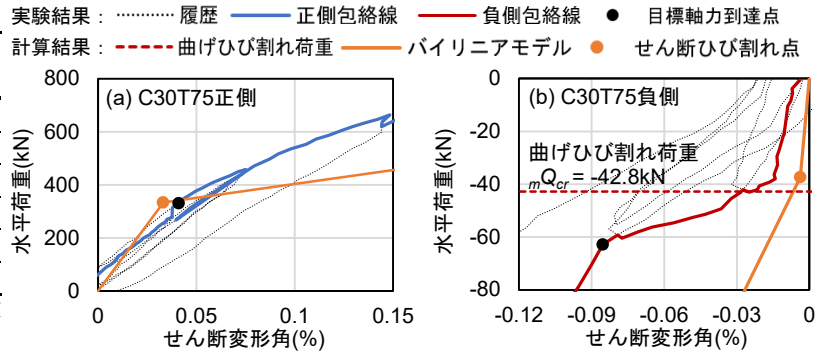


図-6 水平荷重—せん断変形角関係

動軸力を受ける C30T75 に対して 3.2%小さくなった。また、目標圧縮軸力の大きい C40T75 の最大耐力は C30T75 に比べ 6.3%大きくなった。正側の実験値の計算値に対する比に関して、変動軸力を受ける C30T75 に対して一定軸力試験体である C30 は 3.9%小さく、変動幅の大きい C40T75 では C30T75 に対して 3.3%大きくなった。明瞭な耐力低下がみられなかった C30T75 および C40T75 の負側については、載荷中に計測された最大荷重の計算値に対する比が、ともに 1.8 程度と 1 を大きく超えていた。この原因としては、式(2)の計算精度や軸方向筋のひずみ硬化の影響が考えられる。

3.4 せん断剛性

図-6 に C30T75 の水平荷重—せん断変形角関係およびその包絡線、文献 4)に記載のせん断ひび割れ点を折れ点とするバイリニアモデルを、表-6 に初期せん断剛性の計算値、実験値とその比を示す。せん断変形角は、試験体両側面に設置した鉛直変位計（片側 6 台、計測区間 180mm）を用いて曲げ変形を算出し、それを全体変形から差し引いて求めた。バイリニアモデルでは、せん断ひび割れ点までは初期せん断剛性とし、ひび割れ後の剛性は式(3)⁴⁾の降伏点剛性低下率 β_u を用いて算出した。

$$\beta_u = 0.46p_w\sigma_y/F_c + 0.14 \quad (3)$$

式中、記号の意味は参考文献を参照されたい。初期せん断剛性計算値は、文献 4)に記載の式(21.2.9)および(21.2.13)により算出した。また、初期せん断剛性実験値は $R=0.0625\%$ サイクルでの載荷開始からピークまでの計測

点を、線形回帰分析して得られた近似直線の傾きとして求めた。負側では正側除荷点の次の計測点を載荷開始点とし、引張軸力を伴う変動軸力が作用する C30T75 および C40T75 ではサイクルの途中で大幅に剛性低下した点があったため、その直前までを対象範囲としている。

圧縮軸力作用時の初期せん断剛性に関して、全試験体で計算値の 6~7 割程度であった。引張軸力作用時では、実験での初期せん断剛性が計算値の 4 割程度であった。この原因としては、計算時には考慮していない初期ひび割れの影響が考えられ、引張軸力下では初期ひび割れの幅が圧縮軸力下と比べ大きくなるため、計算値に対する比が圧縮軸力下に比べ低くなったと考えられる。圧縮軸力下での二次剛性に関して、図-6(a)のせん断ひび割れ点（●点）以降に着目すると、実験での剛性がバイリニアモデルでの計算値を上回った。この傾向は他の試験体の圧縮軸力下でも同様であった。一方引張軸力下では、引張軸力が増大する変動軸力下で角度は浅いものの、せん断ひび割れが発生したことで図-6(b)において赤線で示す包絡線の傾きが著しく低下した。この剛性低下部付近で、曲げひび割れからのせん断ひび割れの伸展や、曲げせん断ひび割れの発生が確認された。これは、図中に赤破線で示す曲げひび割れ荷重とせん断ひび割れ荷重（●点）の値が近いことや、せん断ひび割れ角度が浅いことが原因と考えられる。その後目標軸力に到達する（●点）までの二次剛性は、どちらの試験体でも、バイリニアモデルでの計算値を大きく下回ったが、目標引張軸力

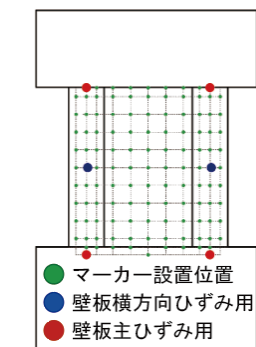


図-7 マーカー設置位置

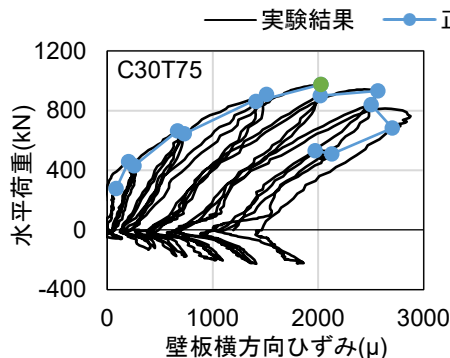


図-8 水平荷重—壁板横方向ひずみ関係

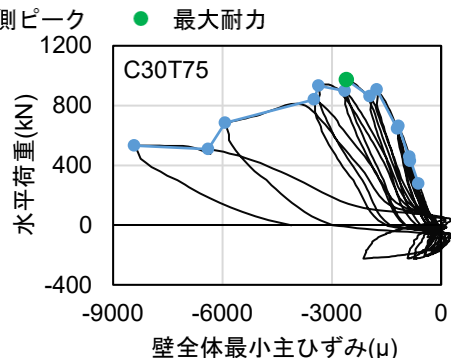


図-9 水平荷重—壁全体最小主ひずみ関係

到達後は剛性が増加し、計算値と近くなる傾向にあった。

このように、全ての試験体でパイリニアモデルでは、せん断挙動を追跡することが困難であることが分かった。

4. モーションキャプチャデータの分析

図-7 にモーションキャプチャのマーカ設置位置を示す。モーションキャプチャの計測結果により算出した水平荷重－壁板横方向ひずみ関係を図-8 に、水平荷重－壁全体最小主ひずみ関係を図-9 に、壁全体最小主ひずみ角度－部材角関係を図-10 にそれぞれ示す。圧縮軸力が作用する正側に関しては、全試験体で共通した傾向が見られたため、図-8～図-10 は代表として C30T75 の結果のみ示す。ひずみに関して、本研究では引張を正としている。壁板の横方向ひずみは、図-7 に●で示す2つのマーカ間の相対伸び量を、変形前の距離で除すことにより求めた。また、壁全体の最小主ひずみ ε_{min} は、図-7 に●で示す4点のマーカにて、式(4)～(7)を用いて算出した。図-11 中の d_{x1} , d_{x2} , d_{y1} , d_{y2} , d_5 , d_6 は、実験から得られた計測マーカ間の相対伸び量、 L_1 および L_2 は変形前の計測マーカ間の距離である。これに式(9)を加えて壁全体の最小主ひずみ角度 θ を算出した。なお、 θ は鉛直上向き方向を基準とし、反時計回りを正とする角度である。

$$\varepsilon_x = \frac{d_{x1} + d_{x2}}{2L_1} \quad (4)$$

$$\varepsilon_y = \frac{d_{y1} + d_{y2}}{2L_2} \quad (5)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\sqrt{L_1^2 + L_2^2}}{2L_1L_2} (d_5 - d_6) \quad (6)$$

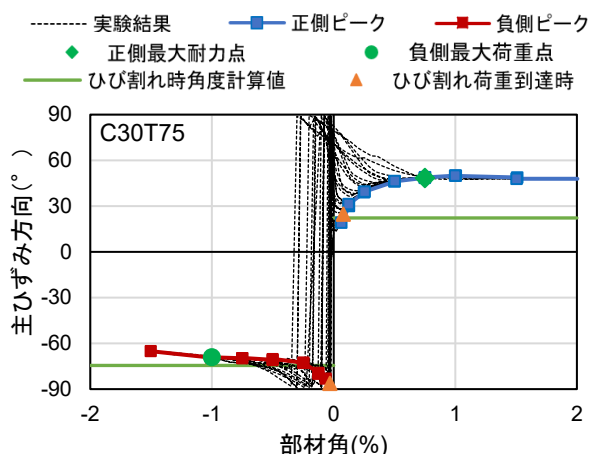


図-10 壁全体最小主ひずみ角度－部材角関係

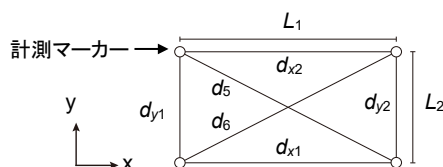


図-11 ε_{min} の算出

$$\varepsilon_{min} = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{xy}}{2}\right)^2} \quad (7)$$

$$\varepsilon_{max} = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2}\right)^2 + \left(\frac{\gamma_{xy}}{2}\right)^2} \quad (8)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{2\gamma_{xy}}{\varepsilon_x - \varepsilon_y + \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\gamma_{xy})^2}} \right) \quad (9)$$

壁板の広がり と最小主ひずみに関して、最大耐力点（●点）以降、耐力低下に伴い壁板の横方向ひずみの増え方は最大耐力点以前とあまり変化せず最終サイクルでは減少しているが、最小主ひずみは増加している。これらから、壁板の圧縮ストラットが破壊し耐力低下を引き起こしたと考えられ、破壊モードとしてはせん断圧縮破壊であったと推定される。また、壁板の広がりが増加しなかった要因として、本試験体は壁板に対して側柱のサイズが大きく、側柱の拘束によりせん断ひび割れが開いて壁板が水平方向に広がるのが抑制されたと考えられる。側柱の壁板に対する大きさが破壊性状に及ぼす影響については、今後さらなる検討を行う必要がある。

壁全体の最小主ひずみ角度に関して、圧縮軸力を受ける正側では、最大耐力点（◆点）付近まで角度が上昇しその後おおよそ一定となっている。せん断ひび割れ荷重の計算値を超えた点（▲点）の主ひずみ角度は、緑実線で示すせん断ひび割れ角度計算値に近い値となっている。また、図-4 に示した実験時のひび割れ角度もこの計算値に近い値となっている。引張軸力下となる負側では、耐力低下がみられず、主ひずみ角度は载荷中での最大荷重点（●点）にかけて徐々に上昇し、緑実線で示すせん断ひび割れ角度計算値に近づいた。これらの傾向は他の試験体でも同様であった。壁谷澤らの軸せん断モデル¹⁾（以下、単に「軸せん断モデル」）では、ひび割れ後の主応力方向をひび割れ時から変化しないと仮定し、計算を行っている。仮に主応力方向と主ひずみ方向が一致すると考えた場合、負側では最大荷重点とひび割れ時の角度計算値が近く、この仮定通りの結果となったが、正側では最大耐力点とひび割れ時角度計算値に差異があり、この仮定に反する結果となった。これは正側が高圧縮軸力下であり、本研究での軸力変動方法ではせん断ひび割れ角度が鉛直に近くなったことで、最大耐力点との間に差異が生じたと考えられる。また、非線形領域では主応力方向と主ひずみ角度が必ずしも一致しないことも原因として考えられる。よって、高圧縮軸力下での軸せん断モデルの評価に関して、今後さらなる検討による実験データの蓄積が必要であると考えられる。

C30T75 のせん断ひび割れ時、 $R=0.75\%$ において、図-7 に示す各マーカについてメッシュを設定し、メッシュの四隅のマーカ変位から、式(4)～(8)を用いてその傾

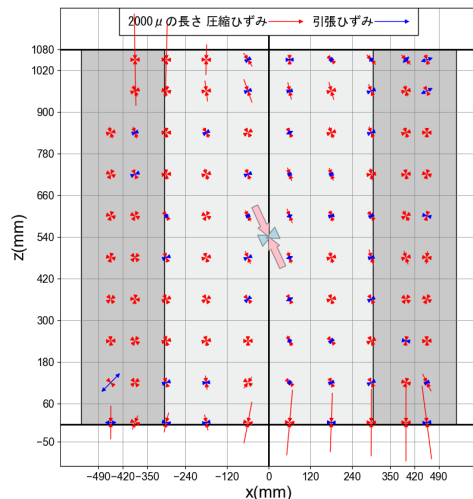


図-12(a) C30T75 主ひずみ図 (せん断ひび割れ荷重時)

域の最大主ひずみ, 最小主ひずみ, 最小主ひずみ角度を計算した結果を, 図-12 に図示する。図中, 主ひずみが圧縮の場合は赤矢印で, 引張の場合は青矢印で示している。一部精度不良のマーカを含む区間のデータは図示していない。また, 図-7 に●で示す4点のマーカより算出した, 壁全体の主ひずみとして図中央に最大主ひずみを薄青色で, 最小主ひずみを薄赤色で5倍に拡大して示している。部材角が大きくなるごとに主ひずみは大きくなっており, 壁板部分では左上から右下にかけて最小主ひずみの大きい斜めの圧縮域がみられる。加えて曲げモーメントの大きくなる試験体下部では, 引張側となる左側柱では最大主ひずみが, 圧縮側となる右側柱では最小主ひずみが増大している。それ以外の領域では, 壁板の方が側柱より大きい主ひずみとなっており, 壁板の変形が進んでいって破壊に至ったという破壊性状と一致している。これらの傾向は他の試験体でも同様であった。また, 壁板全体の主ひずみ角度は局所的な主ひずみ角度とおおむね一致しており, 壁板全体を1つの要素として計算を行う軸せん断モデルの仮定は本研究での結果から見て妥当である。

5. まとめ

本研究では RC 造ピロティ構造最下階の耐力壁を想定し, 地震時に作用する変動軸力下での力学挙動の把握を目的として, 耐力壁試験体に対する載荷実験およびその結果の分析を行った。以下に得られた知見を示す。

- 軸力変動のある C30T75 に対して一定軸力の C30 は 3.2% 小さいせん断耐力となり, 目標圧縮軸力を大きくした C40T75 は C30T75 に比べ 6.3% 大きいせん断耐力となった。また, C30T75 および C40T75 は C30 に比べ, 最大耐力後の耐力低下が緩やかであった。
- せん断剛性の検討において, 設計で用いられているバイリニアモデルでは, 変動軸力下の複雑なせん断

加力方向
→

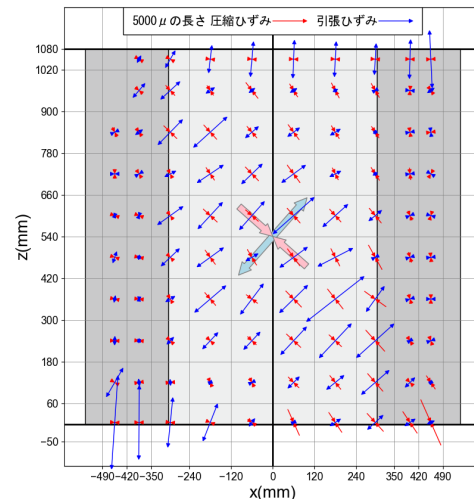


図-12 (b) C30T75 主ひずみ図 (R=0.75%時)

挙動を追跡できないことが分かった。

- 最大耐力後, 耐力低下に伴い壁板の広がりには減少したが, 壁板の最小主ひずみは増加した。これは, 本試験体では壁板に対して側柱のサイズが大きく, 側柱の拘束によって壁板の広がりが抑制され, 壁板の圧縮変形が進み破壊に至ったためと推察される。
- 壁板全体の変形性状から算出した主ひずみ角度は, 局所的に算出したものと概ね一致した。この点では軸せん断モデルの仮定は正しいと考えられる。
- 本研究の試験体では, 高圧縮軸力下となる正側では, せん断ひび割れ発生後最大耐力点にかけて主ひずみ角度が変化した。この点は軸せん断モデルの仮定に反する結果となった。高圧縮軸力下での軸せん断モデルの評価に関して, 今後さらなる検討による実験データの蓄積が必要であると考えられる。

謝辞

本研究は, 共同研究「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。また, 本実験を行うにあたり, 京都大学技術職員・野村昌弘氏, 京都大学建築構法学講座の学生諸氏の多大な協力があった。ここに記して謝意を示す。

参考文献

- 1) 佐藤翔琉ほか: 変動軸力が生じる RC 造耐力壁のせん断剛性・せん断耐力評価に関する研究 (その 1, ~6), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.183-194, 2023.9
- 2) 向井智久ほか: 実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証 (2020 年版), 建築研究資料, No.197 号, 2020.3
- 3) 国土技術政策総合研究所, 建築研究所監修: 2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書, 2020.3
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説, 2021.2