

論文 X 形配筋を施した柱なし矩形せん断型 RC 造壁の靱性に関する研究

福原 優美子*1・孫 玉平*2・竹内 崇*3・魏 丞瑾*1

要旨：本研究では、X 形配筋を用いたせん断型 RC 造矩形耐力壁の靱性能の向上を目的として、壁の縦筋比と縦筋径を実験変数として、3 体の壁試験体について一定軸力下における繰り返し載荷実験を行い、靱性能の向上効果について検討した。その結果、同じ縦筋比であっても、径を細くし、数を増やした試験体の方が、隅部縦筋の座屈後のコンクリートに対するネガティブな影響が抑えられ、X 形配筋した集中鉄筋の座屈時の部材角をやや遅らせることができた。また、実験結果から曲げ変形の割合とヒンジ領域長さを抽出し、それらを用いた曲げモーメント-曲率解析によって、試験体の実験結果の包絡線を精度よく再現できることを示した。

キーワード：柱なし矩形壁、せん断型耐力壁、X 形配筋、靱性

1. はじめに

RC 造耐力壁に関して、2010 年に改訂された RC 造計算規準¹⁾で、柱なし矩形耐力壁の許容応力度設計法が提示され、設計において、両端柱付き壁だけでなく、柱なし矩形耐力壁が選択できるようになった。

柱なし矩形耐力壁を採用することで建築空間を有効に活用できるほか、採光口や通路を容易に設けることができ、設計の自由度が高いといった利点がある一方で、柱なし矩形耐力壁は両端柱付き壁よりも剛性と耐力が小さく、同規模の地震動を受ける際に、大きな変形を生じるため高い靱性を確保する必要がある。そのため、柱なし矩形耐力壁においては境界要素として壁の両端に集中的に縦筋（以下、集中鉄筋と称す）を配置して、壁の剛性と曲げ耐力を向上させることが一般的である。しかし、このような集中鉄筋の配置方法は、壁のせん断耐力の向上にはつながらず、壁の靱性改善には寄与しがたい。特に中低層の建物に用いることを想定した場合、壁はせん断抵抗型の耐震要素となるが、境界要素の存在は壁板中央部付近のコンクリートに大きなせん断応力を生じさせ、コンクリートの早期せん断破壊に繋がるため、靱性向上の妨げとなる。一方で、集中鉄筋を壁の対角線方向に沿って X 形に配置すれば、壁板のコンクリートに生じるせん断応力を低く抑えることができるだけでなく、X 形に配筋した集中鉄筋の軸耐力を活かし、柱なし矩形耐力壁の剛性、耐力および靱性能の同時向上が期待できる。

著者らはこれまでに、層崩壊機構が先行し、せん断変形が卓越するような中低層建築物に用いるせん断型耐力壁において、一定軸力下における載荷実験を行い、集中鉄筋の X 形配筋の効果について検証を行ってきた²⁻³⁾。軸力比 0.05 と比較的低い軸力を受ける場合、集中鉄筋を壁断面の両端に材軸方向に平行配置した試験体は典型的

なせん断破壊をしたのに対して、集中鉄筋を X 形配筋した試験体はせん断破壊を防ぐことができ、大変形域まで紡錘形履歴ループを描き、高い変形性能を示すことを明らかにした²⁾。さらに、軸力比 0.15 の比較的高い軸力下においても、集中鉄筋を X 形配筋した試験体は、一般的に配筋される程度の横筋を有していれば、高い靱性を有することが明らかとなった³⁾。これら既往の研究における耐力壁は、縦筋が座屈し、その後、集中鉄筋が座屈することにより、終局を迎えたことから、縦筋及び集中鉄筋の座屈を防ぐことで、より靱性の高い耐力壁の実現が可能であると考えられる。また、既往の試験体の終局耐力について、現行の設計規準の算定及び終局強度型耐震設計指針を用いて、精度良く評価することができた³⁾。しかし、このようなせん断型耐力壁の変形性能を評価するにあたっては、曲げ変形量とせん断変形量を適切に評価する必要がある。

そこで、本研究では、集中鉄筋を X 形配筋した柱なし矩形耐力壁のさらなる靱性能の向上を目的として、縦筋比及び縦筋径を変化させた場合の同耐力壁の履歴挙動を実験的に調べた。また、本研究と先行研究の試験体の実験結果より曲げ変形量を抽出し、断面解析に基づいて、せん断型柱なし RC 造耐力壁の耐震挙動の評価を試みた。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

表-1 と図-1 に試験体の一覧と配筋詳細を示す。試験体は実大スケールの 1/2 程度の柱なし矩形耐力壁を想定したもので、上下に加力スタブを有する厚さ(t)=150mm、壁せい(D)=600mm、高さ(H)=1000mm の RC 造耐力壁である。試験体は 3 体で、実験変数は縦筋比と縦筋径である。壁の横筋として 135° フックのフープ筋

*1 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻 大学院生 (学生会員)

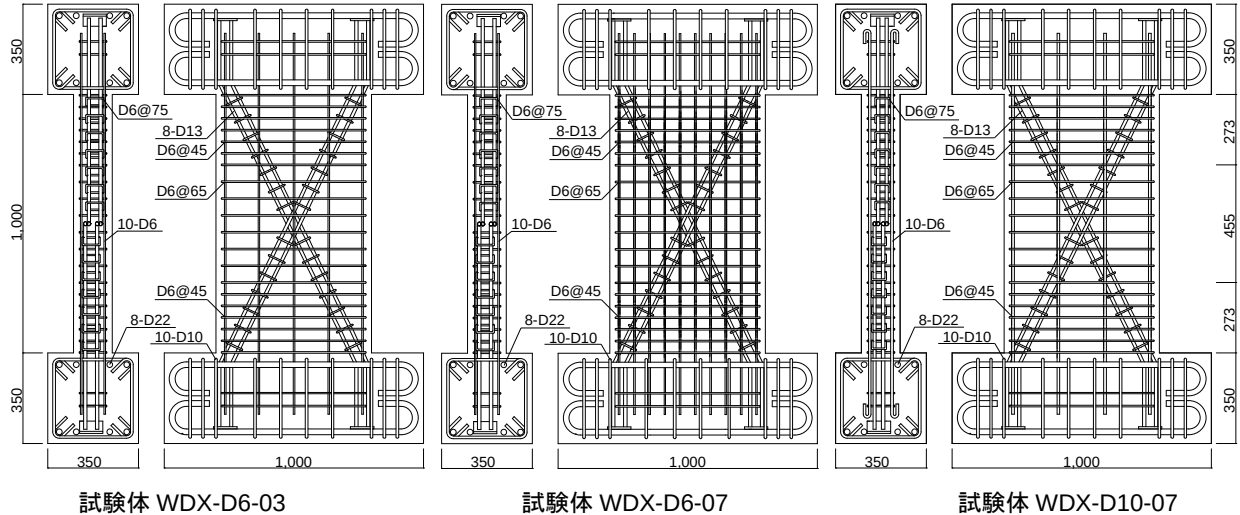
*2 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻 教授 工博 (正会員)

*3 神戸大学大学院 工学研究科建築学専攻 助教 博士 (工学) (正会員)

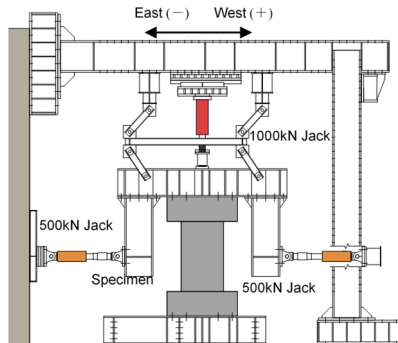
表－1 試験体一覧

試験体	a/D	σ_B (N/mm^2)	n	集中鉄筋			縦筋		横筋	
				配筋	配筋形式	P_s (%)	配筋	P_{wv} (%)	配筋	P_{wh} (%)
WDX-D6-03	0.83	36.4	0.15	8-D13	X形配筋	1.13	10-D6	0.35	端部275mm以下→D6@65 端部275mm以上→D6@45	端部275mm以下→0.94 端部275mm以上→0.65
WDX-D6-07		37.8					20-D6	0.70		
WDX-D10-07		36.6					8-D10	0.66		

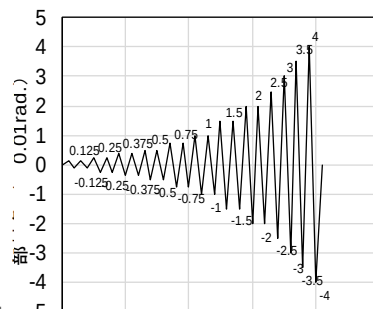
ここに、 a/D ：せん断スパン比、 σ_B ：コンクリート圧縮強度、 n ：軸力比（ $=N/tDf_c$ 、 N ：軸力）、 p_g ：集中鉄筋比、 p_{wv} ：縦筋比、 p_{wh} ：横補強筋比、



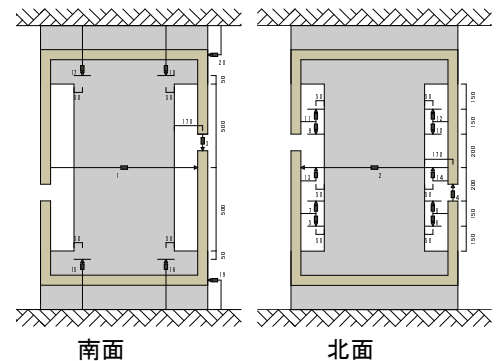
図－1 試験体の配筋詳細



図－2 荷重装置図



図－3 荷重履歴



図－4 変位計位置

表－2 鋼材の力学的特性

		E_s (kN/mm^2)	f_y (N/mm^2)	ε_y ($\times 0.01$)	f_u (N/mm^2)
D6	SD295A	197.2	434	0.22	549
D10	SD295A	174.0	350	0.20	479
D13	SD345	172.0	393	0.23	571

E_s ：弾性係数、 f_y ：降伏点応力、 ε_y ： f_y 時ひずみ、 f_u ：引張強さ

24N/mm²のレディーミクストコンクリートを用い、各試験体荷重日に行ったシリンダー圧縮強度を表－1に示す。

2.2 荷重方法・計測方法

図－2に荷重装置を示す。1000kN 油圧ジャッキで所定の圧縮軸力を与えた状態で、2本の500kNジャッキを用いて繰り返し水平力を作用させた。試験体は上下スタブと加力梁をPC鋼棒で緊結することで固定した。パンタグラフにより面外変形を抑制した状態で、上下スタブの

を用い、壁頭及び壁脚から275mm以下の壁板では縦筋の座屈を防ぐことを目的として45mm間隔で配筋し、275mm以上の部分では65mm間隔とした。集中鉄筋はD13異形鉄筋を4本束ねてX形配筋とし、集中鉄筋の早期座屈を防ぐため、D6帯筋（間隔：75mm）で束ねた。

試験体WDX-D6-03は、壁の縦筋にD6異形鉄筋を10本ダブル配筋した。試験体WDX-D6-07は、縦筋比が試験体WDX-D6-03の2倍となるようにD6異形鉄筋を20本ダブル配筋した。試験体WDX-D10-07は縦筋比が試験体WDX-D6-07と同程度になるようにD10異形鉄筋を8本ダブル配筋した。D6縦筋は上下端で直線定着とし、D10縦筋は180°フック付き定着とした。D13集中鉄筋は主筋端部を鋼板に溶接して定着した。使用した鋼材の引張試験結果を表－2に示す。コンクリートは呼び強度

平行を維持して水平荷重を行っており、反曲点は壁中央高さに位置する。荷重は部材角 R により制御し、図-3 に荷重プログラムを示す。水平および鉛直変位は図-4 に示す位置に設置した変位計で計測した。鉛直変位計は、壁脚から 150mm, 300mm, 500mm, 700mm, 850mm の 5 箇所の高さの壁面の東西面とスタブの相対変位を計測した。また、縦筋、横筋および集中鉄筋にひずみゲージを貼付し、鉄筋のひずみを計測した。縦筋においては、最外縁に位置する 2 本の鉄筋に対して下スタブから 25mm, 975mm の位置でのひずみを計測し、横筋においては下スタブから 3mm, 273mm, 468mm, 728mm, 997mm の位置のフープ筋のひずみを計測し、X 形配筋した集中鉄筋においては下スタブから 25mm, 265mm, 500mm, 735mm, 975mm の位置でのひずみを計測した。

3. 実験結果と考察

3.1 ひび割れ及び破壊性状

図-5 に各試験体の南面のひび割れ状況の変遷を示す。なお、図中のグリッド間隔は 50mm である。赤線は正側の荷重時に生じたひび割れ、青線は負側の荷重時に生じたひび割れ、黒塗り部は剥離した部分を示す。

試験体 WDX-D6-03 は、部材角 0.00125rad. のサイクルで曲げひび割れとせん断ひび割れが生じた。部材角 0.00375rad. のサイクルで D6 縦筋が降伏し、0.005rad. のサイクルで集中鉄筋が降伏した。部材角 0.0075rad. のサイクルで、壁脚部で圧縮側コンクリートに軽微な剥離、縦ひび割れが確認された。部材角 0.01rad. のサイクルで圧縮側コンクリートの剥離が進行し、かぶりコンクリートが崩落し始めた。部材角 0.02rad. で、最大耐力に達し、部材角 -0.025rad. で縦筋の座屈を、部材角 0.035rad. のサイクルで縦筋の破断を確認した。部材角 0.04rad. の荷重途中、集中鉄筋が座屈し、水平変形が急激に進行し、軸力の保持が困難となり実験を終了した。

試験体 WDX-D6-07 は、部材角 0.00125rad. のサイクルで曲げひび割れとせん断ひび割れが生じた。部材角 0.00375rad. のサイクルで縦筋が降伏し、0.0075rad. のサイクルで集中鉄筋が降伏した。同時に壁脚・壁頭で圧縮側コンクリートに軽微な剥離と縦ひび割れが確認された。部材角 0.01rad. のサイクルで圧縮側コンクリートの剥離が顕著に進行し、かぶりコンクリートの崩落が発生した。負側は 0.015rad. で、正側は 0.02rad. で最大耐力に達し、部材角 0.025rad. のサイクルで壁脚の D6 縦筋の座屈を確認し、壁脚・壁頭で、圧縮側のかぶりコンクリートの崩落の範囲が拡大した。部材角 0.035rad. のサイクルで縦筋が破断し、部材角 0.05rad. の荷重途中、集中鉄筋の座屈が確認され、試験体は軸力の保持が困難となり、荷重を終了した。

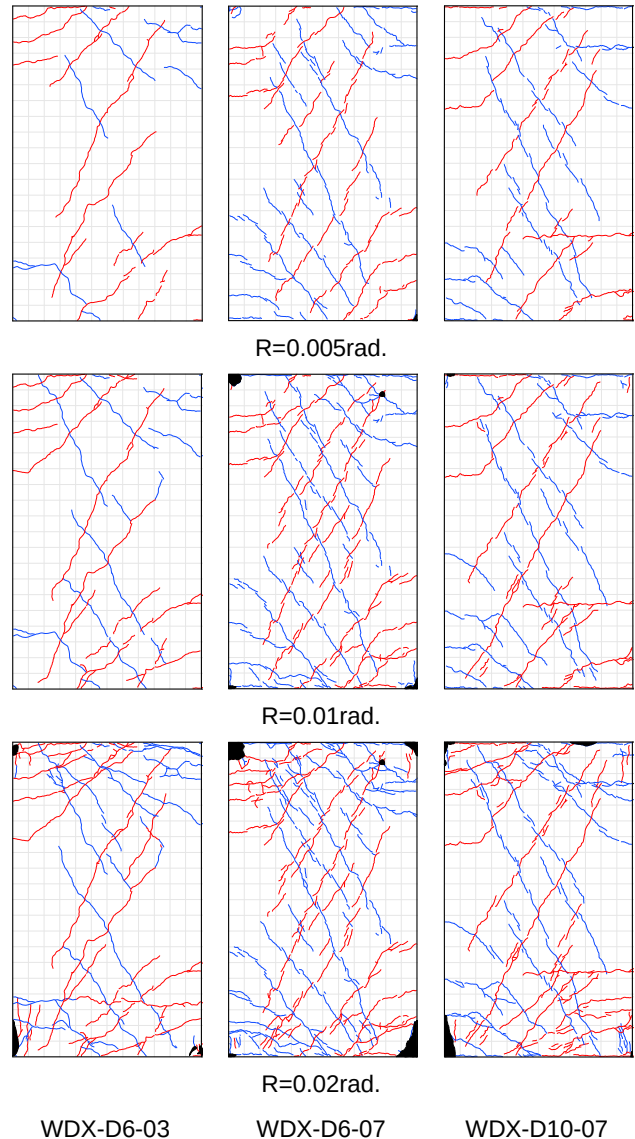


図-5 ひび割れ図

試験体 WDX-D10-07 は、部材角 0.00125rad. のサイクルで曲げひび割れとせん断ひび割れが生じた。部材角 0.00375rad. のサイクルで D6 縦筋が降伏し始め、0.005rad. のサイクルで X 形集中鉄筋の降伏と圧縮側コンクリートに軽微な剥離が確認され、部材角 0.0075rad. のサイクルでは縦ひび割れが確認された。部材角 0.015rad. の正側サイクルで、かぶりコンクリートが崩落し始めたが、負側サイクルでは 0.015rad. で、正側サイクルでは 0.02rad. で最大耐力を示した。また、部材角が -0.03rad. の時点で縦筋の座屈が確認され、部材角 -0.035rad. へ向かう荷重途中で、集中鉄筋の座屈が確認され、試験体は軸力の保持が困難となり、荷重を終了した。

3.2 繰り返し履歴性状

図-6 に実験で得られた各試験体の水平力-部材角関係を示す。図中の赤丸は最大耐力点を示す。

試験体 WDX-D6-03 は曲げひび割れの発生や縦筋の降伏などが早期に発生するものの、非常に安定した履歴性

状を示した。部材角 0.02rad.で最大耐力に達してから、部材角 0.035rad.まで最大耐力の 9 割以上を保持し、非常に高い靱性能を示し、曲げ破壊型の履歴性状を示した。また、壁端部で横筋間隔を 45mm にすることで靱性能の向上につながるかどうかを検証するために、試験体 WDX-D6-03 と縦筋及び集中鉄筋の配筋が同じで、横筋がすべて 65mm 間隔で配筋されている先行研究の試験体 WD08-15XD06 の実験結果³⁾と、試験体 WDX-D6-03 の実験結果の水平力-部材角関係の包絡線の比較を図-7 に示す。試験体 WDX-D6-03 の方が、シリンダー圧縮強度が大きいために、水平力が試験体 WD08-15XD06 を上回っているが、ほぼ同等の履歴性状を示している。このことから、一般的に配筋される程度の横筋比である横筋間隔 65mm でも、X 形集中鉄筋を配置した耐力壁は十分な靱性能を発揮できることが分かる。試験体 WDX-D6-07 は部材角-0.035rad.の载荷サイクルまで試験体 WDX-D6-03 と同等の履歴性状を示した。部材角 0.04rad.サイクルの载荷途中、部材角 0.035rad.近傍でやや耐力が低下したものの、最大耐力の約 9 割を維持することができた。試験体 WDX-D10-07 も同様に、部材角 0.035rad.の正側ピーク点まで、試験体 WDX-D6-03 及び試験体 WDX-D6-07 と同等の履歴性状を示したが、負側载荷の途中で、集中鉄筋の座屈が生じ、試験体は軸支持能力を失った。縦筋に D10 異形鉄筋を用い、縦筋比が試験体 WDX-D6-03 の 2 倍であるにもかかわらず、縦筋の横方向の間隔が広いことから、内蔵された集中鉄筋の座屈防止能力の向上につながらなかった。このことから、縦筋比が同じであっても、本数が多い方が、鉄筋 1 本あたりが分担する応力が減り、隅部縦筋の座屈によるコンクリートへのネガティブな影響が小さくなるため、より大きな部材角まで壁板のコンクリートが内蔵集中鉄筋を拘束することができ、集中鉄筋の座屈を遅らせることができたと考えられる。そのため、座屈防止効果は、縦筋と横筋の間隔に依存し、単純に縦筋比では評価できないと考えられる。

3.3 終局耐力の評価

試験体の設計にあたっては、各試験体の終局曲げ耐力は式(1)～(2)を、終局せん断耐力は式(3)～(7)式から壁筋とコンクリートの負担するせん断終局耐力を算出し、それを式(8)から算出される X 形集中鉄筋が負担するせん断耐力を単純累加して算定した。式(1)は現行規準⁴⁾に推奨されている算定式で、式(2)と式(8)は X 形集中鉄筋の耐力への寄与分を表している⁵⁾。式(3)～(7)は終局強度型耐震設計指針⁶⁾に示されているせん断耐力評価式である。

$$Q_{wmu} = (0.5a_w\sigma_{wy}l_w + 0.5Nl_w)/a \quad (1)$$

$$Q_{xmu} = (a_t d_x \sigma_y d_x \sin \theta)/a \quad (2)$$

$$Q_{wsu} = tj p_{wh} \sigma_{wy} \cot \varphi + \tan \theta (1-\beta) b D v \sigma_B / 2 \quad (3)$$

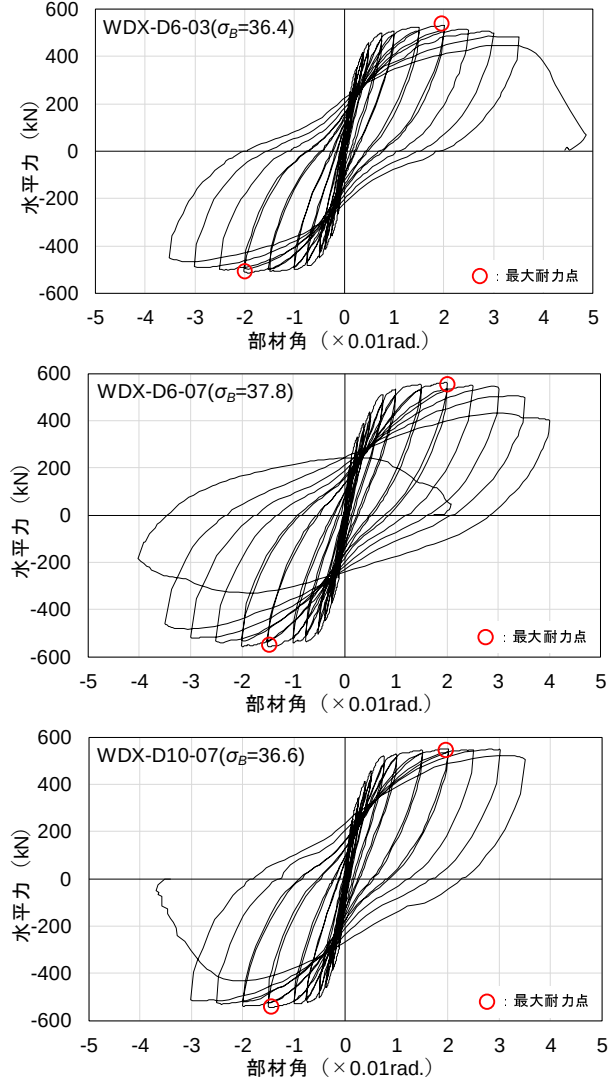


図-6 水平力-部材角関係

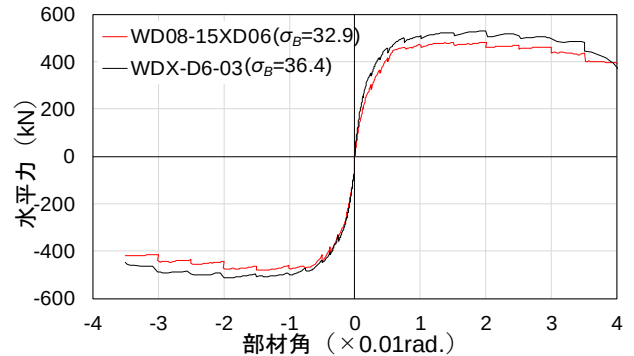


図-7 既往の試験体との比較

$$\tan \theta = \sqrt{(H/D)^2 + 1} - H/D \quad (4)$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \varphi) p_w \sigma_{wy} / v \sigma_B \quad (5)$$

$$v = v_0 \quad (6)$$

$$v_0 = 0.7 - \sigma_B / 200 \quad (7)$$

$$Q_{xsu} = 2 a_t d_x \sigma_y \cos \theta \quad (8)$$

ここに、 a はせん断スパン、 $l_w = 0.9D$ 、 D は壁の断面全せい、 a_w は縦筋の総断面積、 σ_{wy} は縦筋の降伏点応力、 N は

表-3 主な実験結果一覧

	$cal Q_{mu}$ (kN)	$cal Q_{su}$ (kN)	$exp Q_u$ (kN)	$exp Q_u / cal Q_{mu}$
WDX-D6-03	513	758	522	1.02
WDX-D6-07	597	763	560	0.94
WDX-D10-07	548	759	549	1.00

$cal Q_{mu} = cal Q_{wmu} + cal Q_{xmu}$, $cal Q_{su} = cal Q_{wsu} + cal Q_{xsu}$, $exp Q_u$: 最大耐力実験値

表-4 曲げ変形の割合 α の計算結果一覧

部材角 R ($\times 0.01rad.$)	0.25	0.5	0.75	1	1.5	平均値
WD08-15XD03	0.52	0.53	0.52	0.56	0.55	0.53
WD08-15XD06	0.47	0.53	0.60	0.61	0.64	0.56
WD08-20XD03	0.37	0.38	0.57			0.43
WDX-D6-03	0.43	0.53	0.58	0.65	0.65	0.55
WDX-D6-07	0.38	0.43	0.49	0.56	0.58	0.47
WDX-D10-07	0.49	0.50	0.57	0.59	0.62	0.54

表-5 ヒンジ領域長さ比 β の計算結果

部材角 R ($\times 0.01rad.$)	0.25	0.5	0.75	1	1.5	平均値
WD08-15XD03	0.414	0.403	0.381	0.345	0.349	0.416
WD08-15XD06	0.466	0.417	0.342	0.316	0.327	
WD08-20XD03	0.509	0.599	0.712	-	-	
WDX-D6-03	0.416	0.370	0.334	0.320	0.310	
WDX-D6-07	0.486	0.424	0.354	0.346	0.358	
WDX-D10-07	0.602	0.422	0.364	0.340	0.330	

軸力, d_{at} と d_{sy} はそれぞれ X 形配筋した集中鉄筋一束の総断面積と降伏点応力, d_x は壁脚部における X 形鉄筋束の重心間の距離, θ は X 形鉄筋束が材軸となす角である。

実験結果の最大耐力と終局耐力の計算結果との比較を表-3に示す。表-3から分かるように、計算曲げ耐力は、いずれの試験体についても、実験結果を概ね精度良く評価することができた。

3.4 各種変形の割合及びヒンジ領域長さの推定

(1) 算定概要

壁の変形は、一般にせん断変形と曲げ変形からなる。本論では、曲げ変形は集中ヒンジモデルに基づくと仮定したうえで、以下の手順により、壁の各高さで計測した鉛直変位量から、全体変位量における曲げ変形の割合とヒンジ領域長さを算出した。まず、各ピーク部材角時の壁の各計測高さでの材軸直方向の実験回転角 $exp \theta_i$ を計算する。次に、全体の水平変位における曲げ変形の割合 α 、壁の全せい D に対するヒンジ領域長さ L_p の割合 β の2つをパラメータとして、せん断変形による各計測高さでの回転角 $cal \theta_{si}$ と曲げ変形による回転角 $cal \theta_{fi}$ を算出してから両者の和である計算回転角 $cal \theta_i$ と $exp \theta_i$ の差が最も小さくなるように α と β を求めた。ここで、 $cal \theta_{si}$ は壁面が一樣にせん断変形した際の各計測点の計算回転角であり、 $cal \theta_{fi}$ は集中ヒンジモデルでの曲げ変形による計測点の計

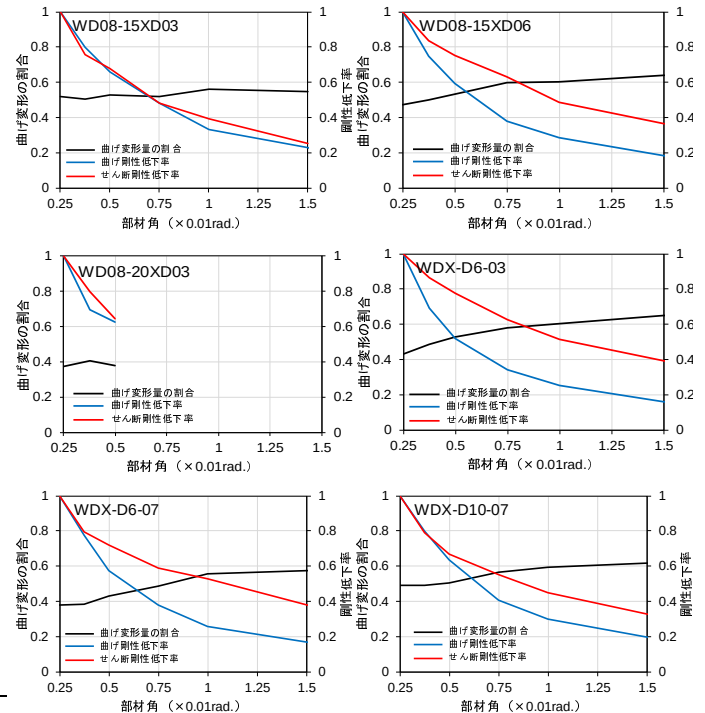


図-8 曲げ変形の割合一部材角関係

算回転角である。

(2) 曲げ変形量とせん断変形量の割合

本研究と先行研究³⁾の試験体の各部材角での曲げ変形量の割合を表-4に示し、グラフ化したものを図-8に示す。ここで、大変形時はかぶりコンクリートの損傷の進行により、鉛直変形のデータの信頼性が劣ると考え、0.015rad.までのデータを分析した。図-8中には、曲げとせん断の剛性低下率の推移を併せて示している。剛性低下率は、部材角 0.0025rad.での割線剛性と各サイクルピークでの割線剛性の比として求めた。試験体 WD08-15XD03 及び試験体 WD08-20XD03 は、試験体 WD08-15XD06 と縦筋配筋及び集中鉄筋の配筋が等しく、横筋間隔がすべて 130mm 間隔の試験体で、軸力比がそれぞれ 0.15 と 0.2 である。曲げ破壊の履歴挙動を示した試験体 WD08-15XD06, WDX-D6-03, WDX-D6-07, WDX-D10-07 は部材角の増大に伴い、曲げ変形の割合がゆるやかに増加している。曲げ降伏後のせん断破壊の履歴挙動を示した試験体 WD08-15XD03 は、部材角に依らず各変形量の割合が一定に推移している。ただし、試験体による差はそれほど小さくなく、いずれの試験体も曲げ変形の割合はおおむね 0.5 程度であった。曲げ破壊の履歴挙動を示した試験体については、曲げ変形の剛性低下率はせん断変形の剛性低下率と比べて大きい。

(3) ヒンジ領域長さ

各部材角での壁せいに対するヒンジ領域長さの割合を表-5に示す。軸力比が 0.2 の試験体はやや高い値を示すが、軸力比 0.15 の試験体は概ね同程度の値となり、部

材角の増加に伴い、ヒンジ領域長さはやや小さくなっていく傾向がみられた。軸力比 0.15 の試験体の平均値は $L_p=0.395D$ となったため、次節で述べる断面解析で仮定するヒンジ領域長さを算定する際に、 β の値を丸めて $L_p=0.4D$ とした。

4. 曲げモーメントー曲率解析

本試験体を壁脚から反曲点高さまでの片持ち型 RC 壁と想定し、集中ヒンジモデルによる断面解析を行った。さらに簡便のために、せん断剛性は曲げ剛性の変化に追従し、変形の割合が一定であると仮定し、断面解析により得られた曲げ変形量から全体変形量を算出し、変形性能評価を試みた。ここで、前節の結果に基づき、せん断変形の割合は 0.5、ヒンジ領域長さは $0.4D(=240\text{mm})$ とした。コンクリートは引張応力を負担せず、コンクリートと壁筋、及び X 形集中鉄筋の応力ーひずみ関係はそれぞれ NewRC 式⁶⁾と完全弾塑性のバイリニアモデルとした。

各試験体の水平力ー部材角関係の実験結果と解析結果の比較を図-9 に示す。図中の黒の実線は実験値を、赤の実線は解析値を示す。解析値はやや安全側ながらも、集中鉄筋が座屈するまで実験結果の包絡線をよく再現できていることが分かる。

5. まとめ

本研究では、X 形配筋した柱なし矩形せん断型 RC 造耐力壁の耐震性能に関して、縦筋比・縦筋径をパラメータとした試験体について、反曲点が壁中央に位置する場合の履歴挙動に関する検討を行い、以下の知見を得た。

- 1) 壁端部で横筋間隔が 45mm(縦筋直径の約 4.5~8 倍)では縦筋の座屈を防ぐことはできず、一般的に配筋される程度の横筋間隔 65mm の試験体でも十分な靱性を発揮することができる。
- 2) 同じ縦筋比であっても、径を細くし、数を増やした試験体のほうが、隅部縦筋の座屈後のコンクリートへのネガティブな影響が抑えられ、X 形集中鉄筋の座屈するときの部材角をやや遅らせ、壁の靱性能を向上させる効果が見られた。
- 3) 実験の鉛直変位量の計測結果から、壁の変形量における曲げ変形量の割合と、集中ヒンジモデルを仮定した際のヒンジ領域長さを同定した結果、本耐力壁の曲げ変形の割合は 0.5 程度で、ヒンジ領域長さは軸力比 0.15 においては $0.4D(=240\text{mm})$ 程度であった。
- 4) 3)で述べた曲げ変形量の割合とヒンジ領域長さを用いた曲げモーメントー曲率解析により、耐力壁の履歴曲線の包絡線を大変形まで精度よく追跡できた。

謝辞

本研究の一部は中日政府間国際共同研究 (National key

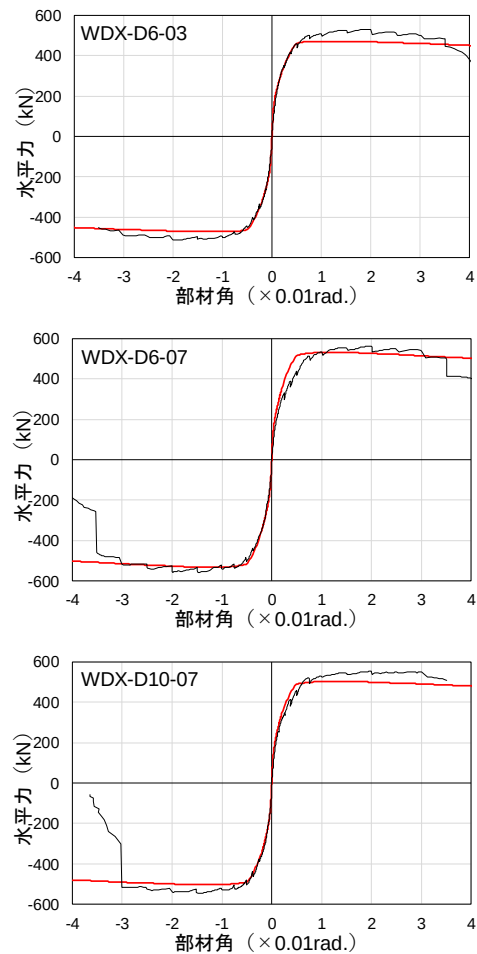


図-9 水平力ー部材角関係の実験結果と解析結果の比較

R&D program of China, 2016YFE0125600) と、トヨタ T&S 建設株式会社の支援を得た。また、本研究を進めるにあたり、神戸大学技術職員・金尾優氏の多大な協力を得た。ここに記して謝意を示します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，pp.274-275，2010
- 2) 直川周平，孫玉平，竹内崇，藤永隆：X 形配筋を施した柱型のない RC 造壁の耐震性能に関する基礎研究，コンクリート工学年次論文集，vol.38，No.2，pp.421-426，2016.7
- 3) 直川周平，孫玉平，竹内崇，魏丞瑾：X 形配筋を施した柱型のないせん断型 RC 造壁のせん断耐力に関する研究，コンクリート工学年次論文集，vol.39，No.2，pp.253-258，2017.7
- 4) 建築物の構造関係技術基準解説書，pp.648-695，2015
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート X 形配筋部材設計施工指針・同解説，p.44，2010
- 6) 孫玉平，崎野健治，吉岡智和：Flexural Behavior of High-Strength RC Columns Confined by Rectilinear Reinforcement，日本建築学会構造系論文集，第 486 号，pp.95-106，1996.8