

論文 SBPDN 鉄筋を山形配筋した RC 造耐力壁の耐震性能に関する研究

魏 丞瑾*1・孫 玉平*2・竹内 崇*3

要旨:本研究では, SBPDN 鉄筋を集中鉄筋として山形状に配筋した矩形 RC 造片持ち耐力壁の耐震性能の解明ならびにプレキャスト壁としての施工方法の確立を目的として, 一体打ちとプレキャストの壁試験体を 2 体ずつ製作し, 一定軸力下での正負交番繰り返し载荷を行った。その結果, SBPDN 鉄筋を集中鉄筋に用いて山形配筋した試験体は, せん断破壊を抑えることができ, 平行配筋の試験体より, 高い変形性能を示すことを明らかにした。また, SBPDN 鉄筋を集中鉄筋に用いたプレキャスト耐震壁は, いずれも部材角 $R=0.02\text{rad}$ まで, 耐力が上昇し続け, 残留部材角を小さく抑えることができた。

キーワード: 矩形 RC 壁, レジリエンス, プレキャスト, SBPDN 鉄筋, 付着すべり

1. はじめに

現在, RC 造耐力壁の多くは, 両端柱付き壁であるが, 2010 年に改訂された RC 造計算規準¹⁾で, 矩形耐力壁の許容応力度設計法が提示され, 矩形耐力壁が利用できるようになっている。矩形耐力壁は, 建物の設計の自由度を高められる利点がある一方, 水平抵抗力の構造要素として, 両端柱付き壁よりも剛性と耐力が小さいため, 高い靱性を確保する必要がある。そのため, 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。

著者ら²⁾は, 中高層建物への使用を想定した曲げ型耐力壁として, 矩形耐力壁を用いた時の集中鉄筋の配筋形式の影響を片持ち载荷により検討した。片持ち型耐力壁の場合, X 形配筋よりも平行配筋とした方が, 曲げ圧縮領域のコンクリートの損傷を抑制するのに有効であり, 壁の靱性が高いことを報告している。藤谷ら³⁾は集中鉄筋に超高強度鉄筋(以下, SBPDN 鉄筋と称す)を用い, 平行配筋することで, 部材角 0.03rad まで壁の耐力を上昇させることができ, 残留変形を抑制できることを明らかにしている。また, 著者ら⁴⁾は集中鉄筋を山形に配筋することで, 耐力壁のせん断耐力を効果的に上昇させ, 平行配筋時より高い変形性能をもたらすことを明らかにし

ている。既往の研究は, 断面 $600 \times 150\text{mm}$, せん断スパン比 2.0 の耐力壁での検討結果であったが, 他の形状の耐力壁における山形配筋の有効性を検討する必要がある。また, 本耐力壁は特殊な配筋形式となるため, 実用化においてはプレキャスト壁としての利用が望ましい。超高強度鉄筋を用いた部材のプレキャスト化に関して, 超高強度鉄筋に生じる高い応力に耐えられるよう設計する必要があり, 武田ら⁵⁾は SBPDN 鉄筋を主筋に用いたプレキャスト柱の耐震性能に及ぼす主筋の埋め込み長さの影響を検討しているが, SBPDN 鉄筋を用いた壁部材のプレキャスト化に関する検討は行われていない。

そこで, 本論は, 集中鉄筋に SBPDN 鉄筋を使用し, 山形配筋した矩形 RC 造片持ち耐力壁の耐震性能を明らかにすることを目的として, 壁断面 $900 \times 150\text{mm}$ のせん断スパン比 1.5 の耐力壁における山形配筋の有効性を実験的に検討した。また, 本耐力壁のプレキャスト壁としての施工方法の確立を目的として, SBPDN 鉄筋を山形配筋したプレキャスト壁試験体を作製し, その耐震性能ならびに定着方法に関する検討を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図-1 と表-1 に試験体の配筋詳細と一覧を示す。試

表-1 試験体一覧

試験体	t (mm)	D (mm)	h (mm)	f_c (N/mm^2)	f_{cck} (N/mm^2)	a/D	n	製作方法	集中鉄筋			縦筋		横筋		Q_{exp} (kN)
									配筋	配筋形式	拘束筋	p_{vv} (%)	配筋	p_{wh} (%)	配筋	
W15	150	900	1150	43.6	-	1.5	0.075	一体うち	8-U12.6	平行	フープ	0.63	12-D10	0.65	D6@65	533.9
W15T				山形	529.0											
WP15T		600	700	32.1	52.4		0.15	Pca		山形	スパイラル	0.70	20-D6			278.1
WP15TS				33.5	60.6											280.7

t : 壁厚さ, D : 壁面せい, h : 壁面高さ, f_c : コンクリート圧縮強度, f_{cck} : グラウト材のシリンダー強度, a/D : せん断スパン比, n : 軸力比 ($=N/tDf_c$, N : 軸力), p_{vv} : 縦筋比, p_{wh} : 横補強筋比, Q_{exp} : 最大水平耐力実験値 (正負平均)

*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)

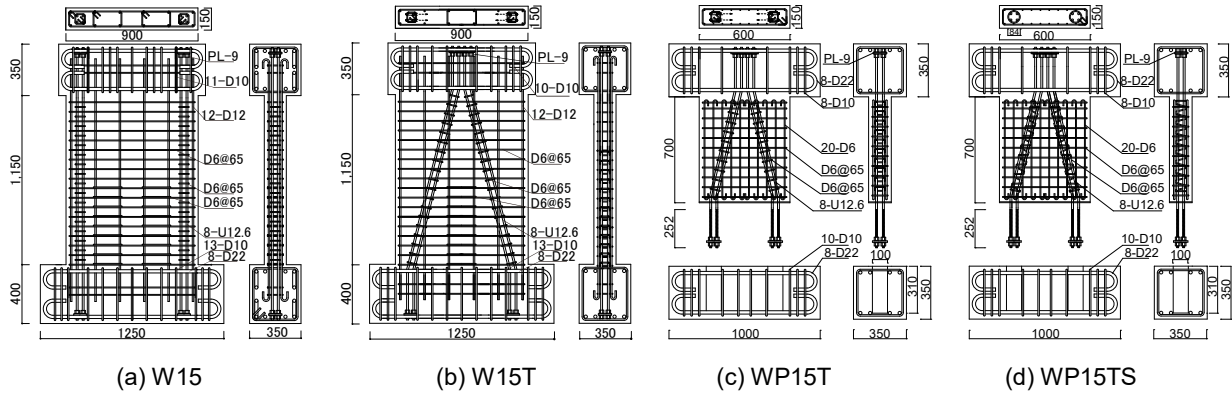


図-1 試験体の配筋詳細

試験体は実大スケールの 1/2 程度の矩形壁を想定したもので、壁せいが 600mm と 900mm の試験体を 2 体ずつ作製した。いずれも、壁厚さ 150mm、せん断スパン比 1.5 であり、壁面の上下に加力スタブを有する。壁せい 900mm の試験体 2 体は集中鉄筋の配筋形式を変数としており、スタブと壁を一体打ちとして作製した。一方、壁せい 600mm の試験体 2 体は、プレキャスト化の検討を目的に、プレキャスト RC 壁として作製した。

プレキャストの試験体は壁面部分と下スタブ部分を別打ちし、コンクリート打設の 7 日後にグラウトを打設し一体化させた。その際、壁面部分とスタブ部分の接合面には目荒らしを施した。壁面部分とスタブ部分間の目地の厚さは 6mm である。実験時材齢のグラウトの圧縮強度を表-1 に示す。スタブ部分に埋め込んだシース管には内径 100mm のスパイラルシース#1000 標準型を用いた。シース管の埋め込み深さは 310mm である。

壁せい 900mm の試験体 W15 と W15T は D6 帯筋（間隔：65mm）で束ねた 4 本の U12.6 の SBPDN 鉄筋を集中鉄筋として、壁の端部に平行および山形に配筋したものである。壁の縦筋として D10 異形鉄筋を 166mm の間隔で 12 本ダブル配置し、横筋は 135 度フックの D6 フープ筋を 65mm 間隔で配筋した。また縦筋の面外変形を抑えるために、高さ 520mm まで中子筋として、D6 フープ筋を設けた。集中鉄筋 U12.6 は上下端部共に長方形鋼板を介してボルト接合することで機械式定着とした。

一方、壁せい 600mm の試験体 WP15T, WP15TS は、いずれも SBPDN 鉄筋を集中鉄筋として山形配筋したが、集中鉄筋の拘束方法が異なる。試験体 WP15T は 4 本の U12.6 の SBPDN 鉄筋を D6 帯筋（間隔：65mm）で束ねたが、試験体 WP15TS は、D6 スパイラル筋を拘束筋として 65mm 間隔で束ねた。このスパイラル筋による拘束は、集中鉄筋の座屈を防ぎ、壁の変形性能の向上を狙ったものである。壁の縦筋として D6 異形鉄筋を 59mm の間隔で 20 本ダブル配置し、横筋は 135 度フックのフープ筋を 65mm 間隔で配筋した。縦筋は、壁面内で上下端

表-2 鉄筋の材料特性

試験体名	種別	f_y (N/mm ²)	ϵ_y (×0.01)	f_u (N/mm ²)	E_s (kN/mm ²)	
W15/ W15T	D6	SD295A	369	0.20	499	183.13
	D10	SD295A	352	0.20	476	174.14
	U12.6	SBPDN	1361	0.84	1470	211.60
WP15T/ WP15TS	D6	SD295A	402	0.21	524	191.73
	U12.6	SBPDN	1393	0.84	1466	216.63

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

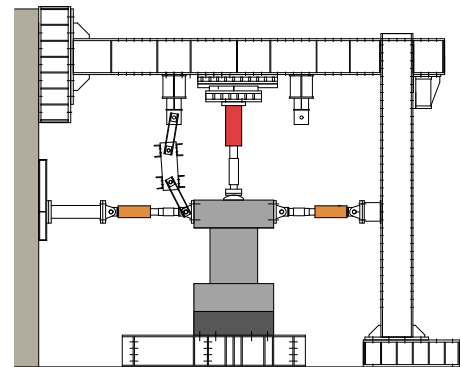


図-2 荷装置置概要

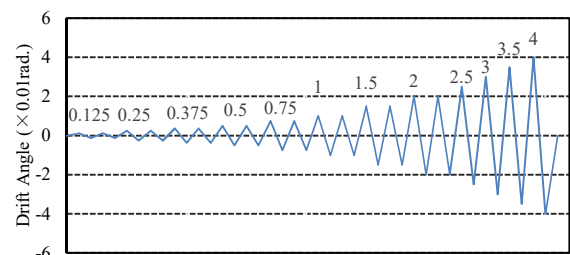


図-3 荷重サイクル

180 度フックにより定着した。集中鉄筋 U12.6 は上端部では、長方形鋼板を介してボルト接合することで機械式定着とし、下端部ではシース管に入れるため、真ん中に $\phi 20$ の孔を有する直径 95mm の円形鋼板をボルト接合し、グラウト、シース管を介して下スタブに定着した。

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 24N/mm² のレディーミクストコンクリートを使用し、各試験体の荷重日に行ったシリンダー強度を表-1 に示す。

2.2 載荷方法・計測方法

図-2に載荷装置を示す。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。壁せい900mmの試験体は軸力比0.075とし、壁せい600mmの試験体は軸力比0.15とした。また、試験体のねじり止め装置を加力フレームとジャッキ接合部に取り付け、試験体の面外変形を抑制した。試験体は下スタブと下荷梁をPC鋼棒で固定して、上スタブと水平ジャッキを連結した。上スタブとジャッキの間に、回転中心が水平力荷重高さを維持するようなかまぼこ球座を設けた。

載荷は部材角制御による正負交番繰り返し載荷とし、図-3に示す載荷プログラムに従った。部材角は、下スタブに対する載荷点の相対水平変位を載荷点高さで除して導出した。

3. 実験結果と考察

3.1 ひび割れ及び破壊性状

図-4に各試験体の北面・西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。赤線は正側載荷時に生じたひび割れ、青線は負側載荷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W15は水平力80kNで曲げひび割れが発生し、部材角 $R=0.00125\text{rad}$ のサイクルでせん断ひび割れが確認された。部材角 $R=0.00375\text{rad}$ のサイクルでD6縦筋が降伏した。部材角 $R=0.0075\text{rad}$ のサイクルで壁脚部の圧縮側コンクリートに縦ひび割れが発生した。部材角 $R=0.02\text{rad}$ のサイクルで、正側、負側ともに最大耐力に達した。部材角 $R=0.025\text{rad}$ のサイクルにおいて、かぶりコンクリートの崩落が進行し、縦筋の座屈が確認された。同時に集中鉄筋の降伏が確認された。 $R=0.035\text{rad}$ において載荷途中、 $R=0.02\text{rad}$ 付近で水平耐力が低下し始めた。目標部材角到達後、 $R=0.04\text{rad}$ まで載荷を進めるも、軸力は維持できるが水平耐力が下がり続けたため、実験を終了した。試験体W15は部材角 $R=\pm 0.03\text{rad}$ まで曲げ型の履歴性状を示したため、破壊性状は曲げ降伏後のせん断破壊と考えられる。

試験体W15Tは水平力50kNで曲げひび割れが発生し、水平力140kNでせん断ひび割れが発生した。部材角 $R=0.00375\text{rad}$ のサイクルでD6縦筋が降伏した。 $R=0.0075\text{rad}$ のサイクルで壁脚部の圧縮側コンクリートに縦ひび割れが発生し、西壁脚部でコンクリートに軽微な剥離が見られた。部材角 $R=0.02\text{rad}$ で正側の最大耐力に達し、部材角 $R=0.025\text{rad}$ で負側の最大耐力に達した。同時に集中鉄筋の降伏と縦筋の座屈が確認された。部材角 $R=0.03\text{rad}$ のサイクルにおいて、コンクリートの崩落が進行し、縦筋の破断が確認された。所定の載荷プログラ

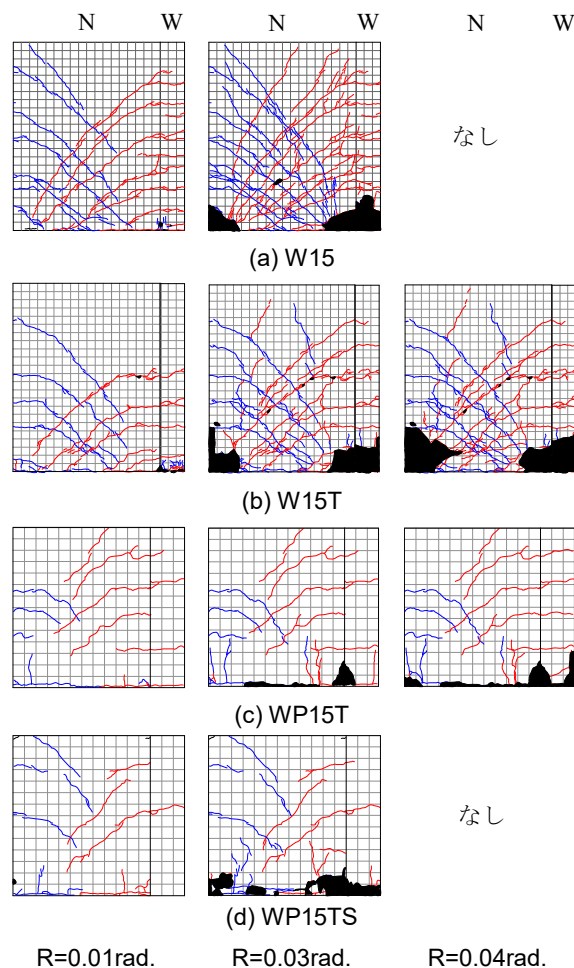


図-4 損傷状況

ム終了後、安全性の確保を優先し、載荷を終了した。

試験体WP15Tは水平力40kNで壁脚部に曲げひび割れが発生し、水平力100kNでせん断ひび割れが発生した。部材角 $R=0.0025\text{rad}$ のサイクルの途中でスタブとグラウト目地の界面、壁とグラウト目地の界面に曲げひび割れが発生した。部材角 $R=0.005\text{rad}$ のサイクルで縦ひび割れが発生し、部材角 $R=0.0075\text{rad}$ のサイクルで壁脚部にコンクリートの剥離が生じ、スタブ部分のコンクリートにひび割れが入った。部材角 $R=\pm 0.02\text{rad}$ で正側・負側ともに最大耐力に達した。集中鉄筋の座屈や降伏、せん断ひび割れの顕著な増大などが見られず、スタブ部分のコンクリートの損傷が顕著であったため、試験体WP15Tは集中鉄筋の引張力によるスタブコンクリートの破壊により耐力低下したと考えられる。その後、壁面脚部のコンクリートの曲げ圧縮力による損傷およびスタブ部分のコンクリートの損傷が進行し、水平耐力が低下した。

試験体WP15TSは水平力60kNで曲げひび割れが発生した。部材角 $R=0.00125\text{rad}$ のサイクルでスタブとグラウト目地の界面、壁とグラウト目地の界面に曲げひび割れが発生した。部材角 $R=0.0025\text{rad}$ のサイクルでせん断ひび割れが発生した。部材角 $R=0.005\text{rad}$ のサイクルで縦ひ

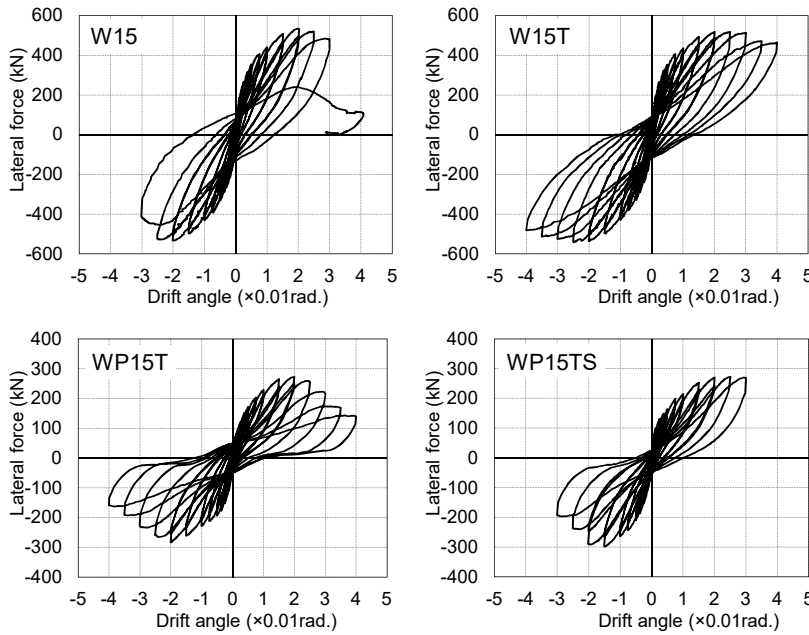


図-5 水平力—部材角関係

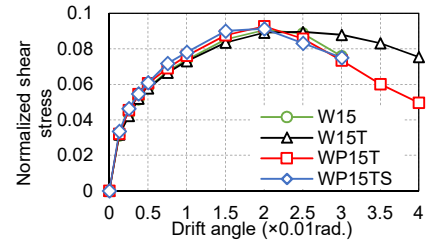


図-6 基準化平均せん断応力度—部材角関係

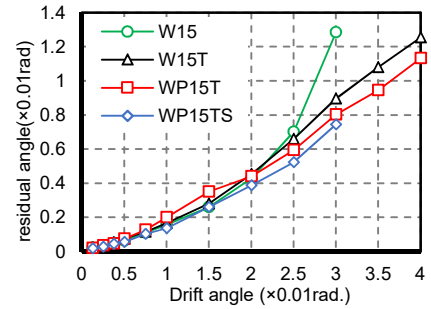


図-7 残留部材角

ひ割れの発生し、部材角 $R=0.0075\text{rad}$ のサイクルでコンクリートの剥離が生じた。またこの荷重サイクルで、スタブ部分でのひび割れの発生を確認した。部材角 $R=0.015\text{rad}$ で負側のスタブ部分にコンクリートのひび割れが顕著となり、壁面とスタブ間のグラウト材の圧壊が目視で確認でき、負側で最大耐力に達した。部材角 $R=+0.025\text{rad}$ で圧縮側の壁脚のコンクリートの剥離とスタブ部分のコンクリートの損傷が顕著となり、正側で最大耐力に達した。部材角 $R=0.03\text{rad}$ のサイクルでかぶりコンクリートが剥落した。その後、荷重装置の最大ストロークに到達したため、部材角 $R=0.03\text{rad}$ で繰り返し荷重を終了した。プレキャストの両試験体ともに集中鉄筋の座屈が発生しておらず、集中鉄筋の拘束方法の影響については確認できなかった。

図-4 のひび割れ図において、施工方法によるコンクリート損傷の違いに着目すると、一体打ちの試験体は、壁脚から 0.3D 程度の高さまでの壁面にコンクリートの損傷が見られるが、プレキャストの試験体は壁脚から 0.2D 程度の高さまでの壁面にコンクリートの損傷が見られ、損傷範囲がより狭くなる傾向が見られた。また、一体打ちの試験体は縦筋をスタブの中に定着しているため、部材角 $R=0.025\text{rad}$ で縦筋の座屈が発生し、コンクリートの損傷をより促進させたが、プレキャストの試験体は、縦筋が壁脚部で途切れるため、縦筋の降伏と座屈が発生せず、コンクリートの損傷も抑えられたものと思われる。

プレキャストの試験体は、スタブコンクリートが激しく損傷し耐力低下した。これは、スタブ内に埋め込まれた片側 4 本分の SBPDN 鉄筋に生じる高い引張応力が、

定着鋼板、グラウト、シース管を介してスタブコンクリートに伝わることでスタブに損傷が生じ、その結果、鉄筋の定着効果が失われ、壁の耐力低下が生じたものと考えられる。より大変形時まで壁の耐震性能を維持するための方策としては、SBPDN 鉄筋の埋め込みを深くする、付着強度の高いシース管を用いる等が考えられ、定着方法の確立には更なる検討が必要である。

3.2 繰り返し履歴性状

図-5 に実験で得られた各試験体の水平力—部材角関係を示す。

試験体 W15 は部材角 $R=0.02\text{rad}$ まで水平耐力が上昇し続け、最大耐力は 534kN に達し、部材角 $R=0.035\text{rad}$ の正側荷重途中、 $R=+0.02\text{rad}$ 付近でせん断ひび割れが壁断面を貫通し、水平耐力が大きく低下し、実験を終了した。試験体 W15T は部材角 $R=0.025\text{rad}$ で最大耐力 540.1kN に達した。その後集中鉄筋の降伏とコンクリートの崩落によって、部材角の増大に伴って水平耐力が低下したが、部材角 $R=0.04\text{rad}$ で最大耐力の 8 割以上を維持した。試験体 WP15T は部材角 $R=0.02\text{rad}$ まで水平耐力の上昇が見られ、最大耐力は正負平均 278kN に達した。その後、スタブ部分のコンクリートが損傷し、水平耐力は大きく低下し、部材角 $R=0.04\text{rad}$ で最大耐力の 5 割程度となった。試験体 WP15TS は、部材角 $R=0.015\text{rad}$ で、負側の最大耐力 -298kN に達し、部材角 $R=0.025\text{rad}$ で正側の最大耐力 +270kN に達した。正側は部材角 $R=0.035\text{rad}$ 、負側は部材角 $R=0.025\text{rad}$ から水平耐力が大幅に低下した。プレキャストの試験体に対して、耐力低下の時点はスタブ損傷の進行状況により異なるが、いずれの試験体も部材角 $R=0.02\text{rad}$ まで優れた耐震性能を示した。

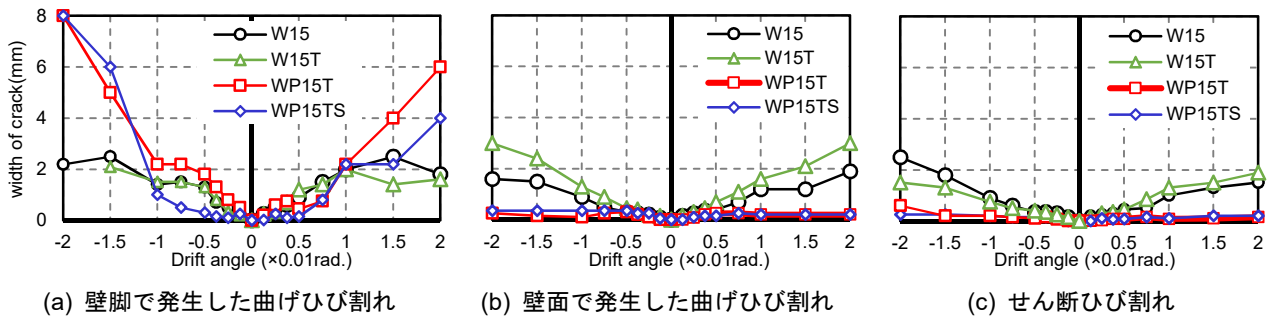


図-8 ひび割れ幅

図-6 に基準化平均せん断応力度—部材角関係の比較を示す。基準化平均せん断応力度は、水平力を壁面断面積とコンクリート強度で除して求めた。部材角 $R=0.02\text{rad}$ まで4体の試験体はほぼ同様に变化した。水平抵抗力に影響する因子に関して、壁せい600mmと900mmの試験体では軸力比と縦筋の定着方法が異なるが、それぞれの影響で耐力差が上下し、結果として同程度の値になったと思われる。部材角 $R=0.025\text{rad}$ で、プレキャストの試験体はスタブコンクリートの破壊より耐力低下をした。試験体 W15 と W15T は集中鉄筋の降伏により耐力上昇が頭打ちとなり、試験体 W15 は部材角 $R=0.03\text{rad}$ でせん断破壊により急激に耐力低下した一方、試験体 W15T の耐力低下は緩やかであった。

図-7 に各試験体と比較対象の残留部材角を表す。残留部材角は各サイクルで水平力が0になった時の部材角とする。部材角 $R=0.02\text{rad}$ までいずれの試験体も残留部材角は 0.005rad 以内に抑えられたことが分かる。山形配筋した3体の試験体は同じ程度の値で推移し、SBPDN 鉄筋を用いたプレキャストの試験体も、一体打ちの試験体と同様に残留変形を小さく抑えることができることが分かる。平行配筋した試験体はせん断破壊によって残留部材角が急激に大きくなった。

3.3 ひび割れ幅

図-8 に所定の部材角ごとのピーク時での最大曲げひび割れ幅及び最大せん断ひび割れ幅を示す。この最大ひび割れ幅は各変形角1回目のサイクルで、南北面で計測した中で最大のひび割れ幅の正負平均値である。曲げひび割れは、製作方法により顕著なひび割れの発生位置が異なると考えられるため、壁脚で発生したひび割れ(高さ50mmまで)と壁面で発生したひび割れを区別して検討している。

プレキャストの試験体はグラウト界面でのひび割れが顕著であり、壁面に生じたひび割れ幅より大きい値を示した。一体打ちの試験体は、壁脚及び壁面で発生した曲げひび割れ幅はほぼ同じ値を示した。また、壁脚で発生した曲げひび割れ幅について、プレキャストの試験体は一体打ちの試験体より大きい値を示した。また、プレキ

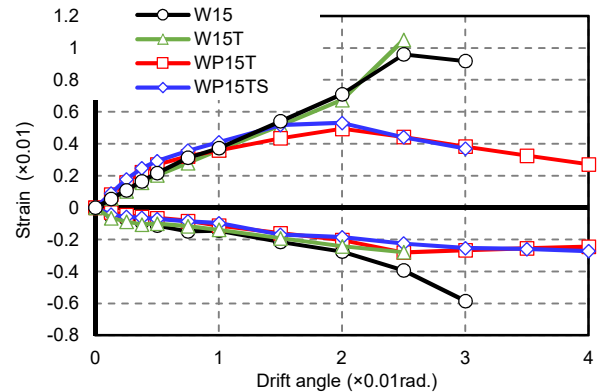


図-9 集中鉄筋ひずみのサイクルピーク値の比較

ャストの試験体は、壁面に顕著なせん断ひび割れが生じなかったことが分かる。

3.4 集中鉄筋ひずみ

図-9 に各試験体の各サイクルにおける東側壁脚部での集中鉄筋ひずみの変遷の比較を示す。試験体 WP15T と WP15TS は壁脚から高さ25mmでの、試験体 W15 と W15T は壁脚から高さ50mmでの集中鉄筋のひずみを示している。4体の試験体のひずみは部材角 $R=0.015\text{rad}$ までほぼ同等の挙動を示しており、施工方法による集中鉄筋ひずみへの影響は見られなかった。一方、部材角 $R=0.02\text{rad}$ のサイクルで試験体 WP15T と WP15TS の集中鉄筋ひずみの上昇が止まった。これは、耐力低下のタイミングと一致しており、スタブ部分のコンクリートが損傷し、集中鉄筋が抜き出したことで、ひずみが伸びなくなったものと考えられる。一方、一体打ちの試験体は、集中鉄筋のひずみが伸び続け、降伏ひずみに達した。

4. 終局耐力の評価

著者らは既往の研究において、SBPDN 鉄筋を用いたコンクリート壁の耐力計算を実施し、曲げ終局耐力に関しては NewRC 応力ブロック⁶⁾を用いることで精度よく評価でき、せん断終局耐力に関しては、修正大野・荒川 mean 式⁷⁾である式(1)を用いて算定し、山形配筋については、X 形配筋部材設計式⁸⁾を参考にした式(2)による算定値を単純累加することで評価した。ここでは本試験体の終局耐力について、これらの式による評価を試みた。

表-3 実験結果と計算値の比較一覧

試験体	$cal Q_{NewRC}$ (kN)	$cal Q_{psu}$ (kN)	$cal Q_{tsu}$ (kN)	$cal Q_{su}$ (kN)	$exp Q_u$ (kN)	$cal Q_{NewRC} / cal Q_{su}$	$exp Q_u / cal Q_{NewRC}$	$exp Q_u / cal Q_{su}$
W15	556.5	483.5	-	483.5	533.9	1.15	0.96	1.10
W15T	563.8	499.4	334.2	833.6	529.0	0.68	0.94	0.63
WP15T	298.9	309.3	317.6	626.9	278.1	0.48	0.93	0.44
WP15TS	307.1	315.6	317.6	633.2	280.7	0.48	0.91	0.44

$cal Q_{NewRC}$: NewRC 応力ブロックによる計算曲げ耐力, $cal Q_{su} = cal Q_{psu} + cal Q_{tsu}$, $exp Q_u$: 最大水平耐力実験値(正負平均)

$$Q_{psu} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (f_c + 18)}{\sqrt{a/D + 0.12}} + 0.85 \sqrt{p_{wh} \sigma_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t j \quad (1)$$

$$Q_{tsu} = 2 a_d a_t \sigma_y \cos \theta \quad (2)$$

ここに、 D は壁の断面全せい、 t は壁の厚さ、 a はせん断スパン、 σ_0 は平均軸応力、 p_{te} は等価引張鉄筋比、 p_{wh} は横筋比、 σ_{wh} は横筋の降伏強度、 $a_d a_t$ は片側の山形集中鉄筋の全断面積、 $a \sigma_y$ は山形集中鉄筋の降伏強度、 θ は鉄筋束が水平面となす角である。

終局耐力の実験結果と計算結果との比較を表-3 に示す。試験体 WP15T と WP15TS は、部材角 $R=0.02rad$ でスタブコンクリートの損傷により耐力低下したが、他の試験体の実験結果より、部材角 $R=0.02rad$ 時点で最大曲げ耐力は概ね発揮されていたと考えられる。表より NewRC ブロック法を用いることで、試験体の曲げ耐力を精度よく評価できたことが分かる。曲げ降伏後のせん断破壊となった試験体 W15 について、計算せん断耐力は実験結果を 1 割程度の安全側の評価であった。

5. まとめ

本研究では、矩形 RC 造片持ち耐力壁の耐震性能に関して、一体打ちあるいはプレキャストにより作成した 4 体の試験体の履歴挙動を実験的に検討し、以下の知見を得た。

- 1) SBPDN 鉄筋を集中鉄筋に用いて山形配筋した試験体は、せん断破壊を抑えることができ、平行配筋の試験体より、高い変形性能を示した。
- 2) SBPDN 鉄筋を集中鉄筋に用いたプレキャスト耐震壁は、部材角 $R=0.02rad$ まで耐力が上昇し続け、残留部材角を小さく抑えることができた。また、縦筋をスタブ内に定着しないため、縦筋の座屈を防止すると共に、壁面のコンクリートの損傷を抑制できた。
- 3) 終局耐力評価において、試験体の曲げ耐力は NewRC ブロック法によって精度よく評価できる。

今後の課題として、プレキャスト壁における部材角

$R=0.02rad$ 以上の大変形時まで耐力の上昇を維持できる定着長さを含めた定着詳細の検討があげられる。

謝辞

本研究の一部は JSPS 科研費 19H02289 の助成を得た。また、本研究を進めるにあたり、神戸大学技術職員・金尾優氏及び神戸大学孫・竹内研究室の皆様から多大な協力を得た。本実験の試験体に使用した超高強度鉄筋は高周波熱錬株式会社より御提供頂いた。ここに謝意を表します。

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) 魏丞瑾, 他：反曲点位置の高い柱型のない RC 造壁の耐震性能及び終局耐力評価方法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp.247-252, 2017.7
- 3) 藤谷卓也, 他：矩形 RC 造片持ち耐力壁の耐震性能及び評価に及ぼす集中鉄筋種別の影響に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.313-318, 2018.7
- 4) 魏丞瑾, 他：集中配筋を山形状に配筋した RC 造矩形壁の耐震性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.40, No.2, pp.319-324, 2018.7
- 5) 武田恭典, 他：SBPDN 鉄筋を円環状に配置した正方形断面プレキャスト RC 柱の耐震性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.41, No.2, pp.91-96, 2019.7
- 6) 孫玉平, 他：正方形鋼管横補強鉄筋コンクリート柱の曲げ終局強度の算定法, コンクリート工学年次論文集, Vol.18, No.2, pp.131-136, 1996.7
- 7) 建築物の構造関係技術基準解説書, pp.648-695, 2015
- 8) 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