

論文 SBPDN 鉄筋を用いた RC 造プレキャスト耐力壁の耐震性能に関する研究

車 佳雨*¹・孫 玉平*²・竹内 崇*³・魏 楚軒*¹

要旨：本研究では、付着強度の低い超高強度鉄筋である SBPDN 鉄筋を集中鉄筋として用いた矩形断面 RC 造片持ち耐力壁において、プレキャスト壁として作製した際の耐震性能を明らかにすることを目的とし、シース管の直径と埋め込み深さを実験変数として、3 体のプレキャスト壁試験体を作成し、一定軸力下における繰り返し載荷実験を行い、その耐震性能を調べた。その結果、本提案壁をプレキャスト壁として製作した場合において、十分なシース管の埋め込み深さを確保すれば、シース管の抜き出しによる耐力低下を防ぐことができ、一体打ち壁と同等の水平抵抗力を発揮できることを明らかにした。

キーワード：矩形壁、超高強度鉄筋、プレキャスト RC 壁、シース管、付着強度

1. はじめに

現在、使用されている 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 規準¹⁾では、矩形断面を有する耐力壁の許容応力度設計法が提示されるようになり、矩形耐力壁が耐力壁として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、両端柱付き壁より剛性と耐力が小さく、同規模の地震力を受ける際に大きな変形を生じやすいため、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。藤谷ら²⁾は、集中鉄筋に付着強度の低い超高強度鉄筋 SBPDN1275/1420 (以下、SBPDN 鉄筋)を用いることは、矩形壁の最大耐力の上昇および残留部材角の抑制に繋がることを明らかにした。

一方で、品質の安定化や工期の短縮の観点から、コン

クリート耐力壁のプレキャスト化が求められる。しかしながら、本提案壁をプレキャスト化するためには、超高強度の SBPDN 鉄筋に生じる高い応力に耐えられる強固な接合工法を確立する必要がある。

そこで、本論では、断面の両端近傍に 4 本の SBPDN 鉄筋を束ねて、集中鉄筋として用いた RC 造プレキャスト耐力壁の耐震性能を明らかにすることを目的として、プレキャスト壁(以下、PCa 壁と称す)試験体の一定軸力下における繰り返し曲げせん断実験を行い、その履歴性能や残留変形を調べた。加力スタブ内のシース管の直径と埋め込み深さを実験変数に取り、3 体の試験体を作成した。また、一体打ちの壁試験体³⁾との比較を通じて、一体打ちの壁と同等の性能を発揮するうえで、必要となる SBPDN 鉄筋束の定着詳細について検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

図-1 と表-1 にそれぞれ試験体一覧と配筋詳細を示

表-1 試験体一覧

試験体	f'_c (N/mm ²)	f'_g (N/mm ²)	t (mm)	D (mm)	h (mm)	a/D	n	集中鉄筋	縦筋		横筋		シース管	
									p_{wv} (%)	配筋	p_{wh} (%)	配筋	埋込深さ (mm)	直径 (mm)
WP20	36.1	56.8	150	600	1000	2.0	0.073	8-U12.6-1	0.70	20-D6-1	0.65	D6-1@65	310	100
WP20-120	44.7	73.9					0.075	8-U12.6-2		20-D6-2		D6-2@65	310	120
WP20-550P	43.6	66.4											510	100

f'_c : コンクリート圧縮強度, f'_g : グラウト材圧縮強度, t : 壁の厚さ, D : 壁の全せい, h : 壁の高さ, a/D : せん断スパン比, n : 軸力比 ($=N/tDf'_c$, N : 軸力), p_{wv} : 縦筋比, p_{wh} : 横筋比

*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)

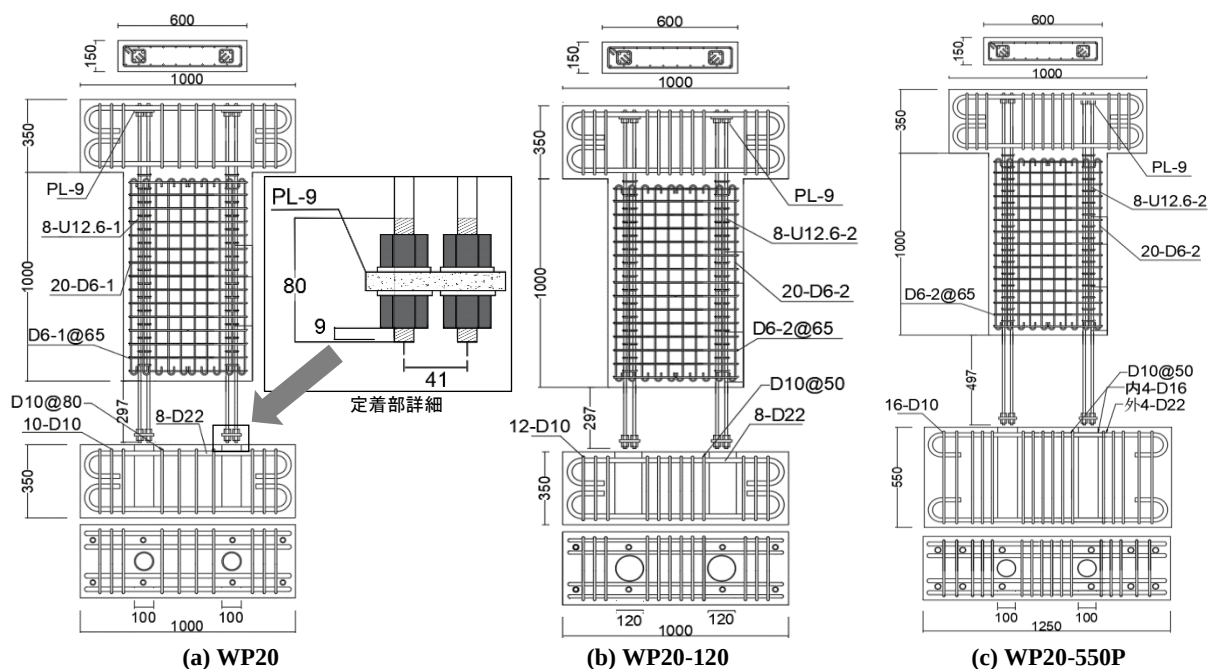


図-1 試験体の配筋詳細

す。試験体 WP20 と他の二体の試験体は、製作時期が異なるため、用いた鋼材が異なっており、それぞれ名称の後に 1 と 2 の記号を付けて記している。試験体は実大スケールの 1/3 程度の矩形壁であり、厚さ 150mm、壁せい 600mm、高さ 1000mm で、せん断スパン比が 2.0 となる RC 壁である。3 体の試験体はいずれも PCa 壁であり、壁板部分を上加力スタブと一体に試験体上部として、下加力スタブ部分と別打ちした。コンクリート打設の 7 日後に、試験体上部をクレーンで吊り上げ、SBPDN 鉄筋束を下加力スタブ内に設けたシース管内に挿入してから、グラウトを注入して、一体化させた。その際壁部分と加力スタブ部分の接合面には目荒らしを施した。なお、壁部分と加力スタブ部分間の目地の厚さは 6mm であり、目地部にもグラウト材は充填されている。加力スタブ部分に SBPDN 鉄筋束を埋め込むために設けたシース管にはスパイラルシース#1000 標準型を用い、シース管の直径は、試験体 WP20 と WP20-550P は 100mm、試験体 WP20-120 は 120mm である。シース管の埋め込み深さは、試験体 WP20 と WP20-120 の 310mm、試験体 WP20-550P は 510mm である。壁板に配置する D6 縦筋は加力スタブ内に定着させないことによって、PCa 化を容易に図れると同時に、縦筋の圧縮ひずみを軽減し、縦筋の座屈を防ぎ、コンクリートの損傷を低減させる効果を期待した。

壁板内の横筋はフープ状の D6(SD295A)異形鉄筋を 65mm 間隔で配筋し、縦筋は D6 を 20 本配筋した。横筋比と縦筋比はそれぞれ 0.65%、0.70% である。集中鉄筋には 4 本の SBPDN 鉄筋を 65mm 間隔の D6 フープで束ね

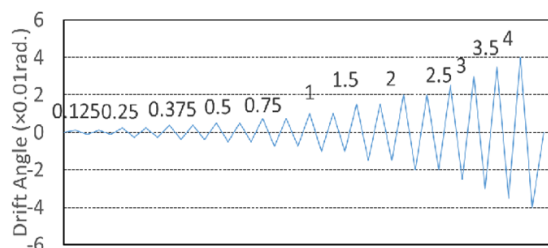


図-2 載荷プログラム

表-2 鋼材の力学特性

種別	E_s (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	ε_y (×0.01)	f_u (N/mm ²)
D6-1	192	402	0.21	524
D6-2	191	384	0.20	491
U12.6-1	217	1393*	0.84*	1467
U12.6-2	212	1376*	0.84*	1459

E_s : ヤング係数, f_y : 降伏強度, ε_y : 降伏強度時ひずみ,

f_u : 引張強さ *0.2%オフセット耐力

たうえ、壁断面の両端部に配筋した。SBPDN 鉄筋の定着方法として、主筋端部にて直径 95mm の円形鋼板をナットで挟み込み固定を施した。

試験体 WP20 の製作と載荷実験は先行して行った。壁板と下加力スタブとの接合部において、加力スタブ側に著しい損傷が見られたため、後続の試験体 WP20-120 及び WP20-550P を製作する際に、下加力スタブの帯筋量を増やしている。

使用した鋼材の力学特性を表-2 に示す。コンクリートは骨材の最大粒径 20mm で呼び強度 24N/mm² のレディミクストコンクリートを用い、各試験体の載荷日に行ったシリンダー圧縮強度を表-1 に示す。試験体 WP20 に

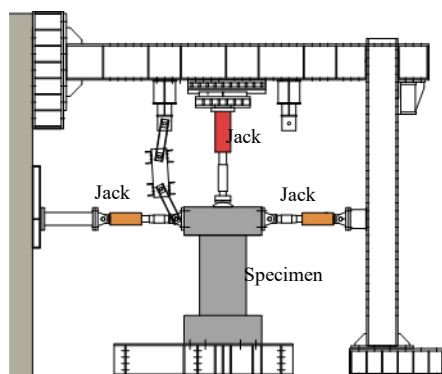


図-3 荷重装置

導入する軸力比は 0.073, 試験体 WP20-120 および試験体 WP20-550P は 0.075 であった。

2.2 荷重方法及び計測方法

図-3 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てから、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。試験体は下スタブと下荷重梁を PC 鋼棒で固定し、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ためのかまぼこ球座を設けた。荷重は部材角 (R) 制御による正負交番繰り返し荷重とし、図-2 に示す荷重プログラムに従った。下スタブに対する荷重点の相対水平変位を変位計で計測し、荷重点高さで除して部材角を算出した。鉄筋のひずみは、縦筋と集中鉄筋及び、横筋にひずみゲージを貼付し、計測した。

3. 実験結果と考察

3.1 損傷状況

図-4 に部材角 $R=0.01, 0.02, 0.03\text{rad.}$ の荷重サイクルのピークで観察された各試験体の正面のひび割れ状況を示す。図中のグリッド間隔は 50mm である。赤線は正側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、黒い部分はコンクリートの剥離部分を示す。いずれの試験体も $R=0.00125 \sim 0.0025\text{rad.}$ で曲げひび割れが発生し、部材角の増加に伴い、曲げひび割れが増加すると共に、斜め方向のせん断ひび割れの発生が見られた。 $R=0.0025 \sim 0.00375\text{rad.}$ で曲げ圧縮領域のコンクリートの剥離が生じ始めた。試験体壁面の縦筋はスタブ内まで挿入されていないため、実験終了まで、縦筋の座屈は発生しなかった。

試験体 WP20 は、部材角 $R=\pm 0.0075\text{rad.}$ のサイクルで壁脚部から高さ 500mm の位置で縦筋が引張降伏し始め、部材角 $R=0.01\text{rad.}$ のサイクルで圧縮側壁脚部に縦ひび割れが発生した。部材角 $R=-0.015\text{rad.}$ のサイクルで壁脚のコンクリート剥離が観察され、スタブのコンクリートに

損傷が生じた。部材角 $R=\pm 0.025\text{rad.}$ のサイクルで圧縮側の壁脚のコンクリートの剥落が顕著となり、その後耐力が低下し始めた。

試験体 WP20-120 は、部材角 $R=\pm 0.0075\text{rad.}$ の荷重サイクルで壁脚部から高さ 500mm の位置で縦筋が引張降伏し始め、部材角 $R=0.015\text{rad.}$ のサイクルで、引張側のシース管が下スタブから抜け出し始めたことが確認された。下スタブの上面にひび割れが生じ、その後耐力が低下し始めた。

試験体 WP20-550P では、部材角 $R=-0.005\text{rad.}$ のサイクルで、圧縮側壁脚部に縦ひび割れが発生した。部材角 $R=\pm 0.0075\text{rad.}$ のサイクルで壁脚部から高さ 500mm の位置で縦筋が引張降伏し始め、部材角 $R=0.03\text{rad.}$ のサイクルで圧縮側壁脚のコンクリートの剥離が顕著となった。部材角 $R=0.035\text{rad.}$ で、最大耐力に達した後、徐々に耐力低下した。

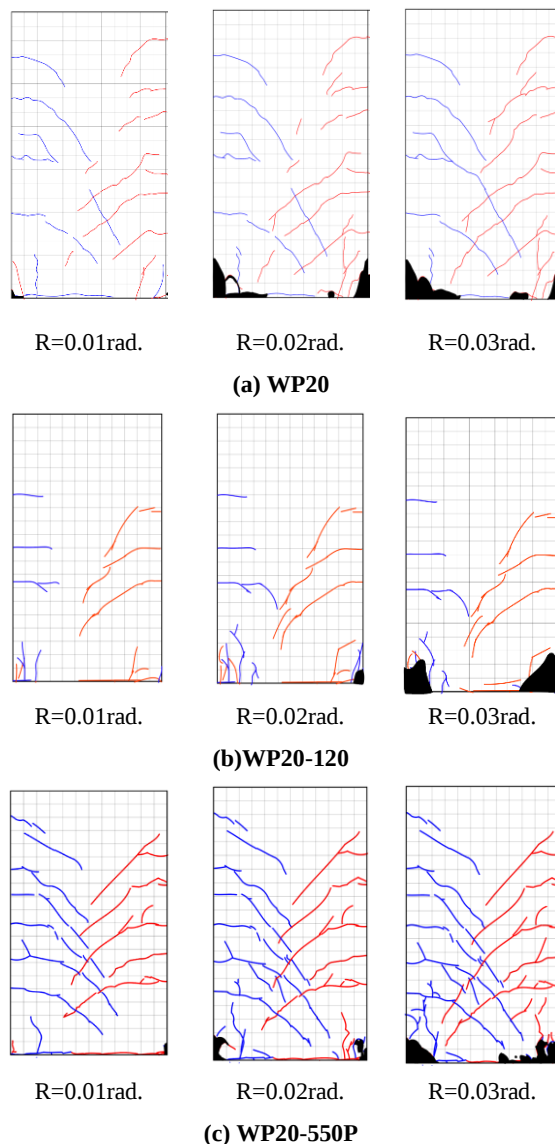


図-4 コンクリート損傷状況

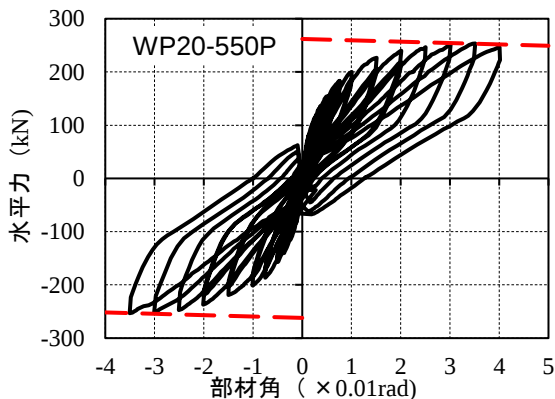
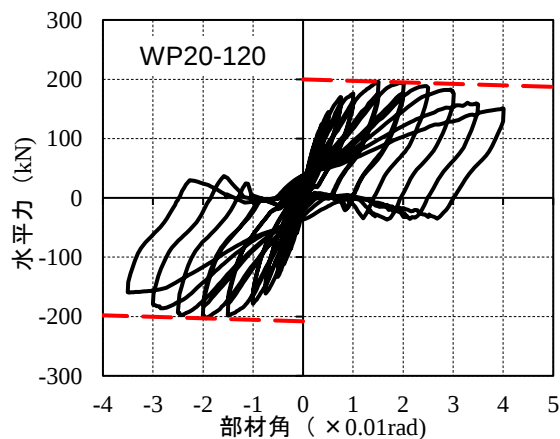
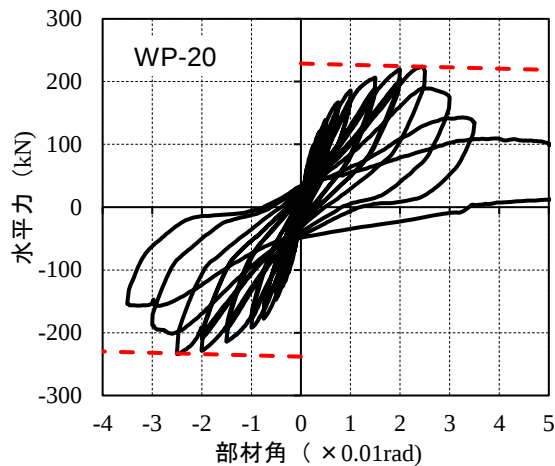


図-5 水平力-部材角関係

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。図中の赤い点線は、最大耐力点を通る P- Δ 効果による耐力低下ラインを表す。試験体 WP20 は、部材角 $R=\pm 0.025\text{rad}$ で最大耐力に達した。

試験体 WP20-120 は、正負側載荷ではそれぞれ部材角 $R=0.015\text{rad}$ と $R=-0.02\text{rad}$ で、シース管の抜け出しが発生して、最大耐力に達し、その後耐力が低下した。なお、シース管の抜け出しは目視により確認した。履歴ループ

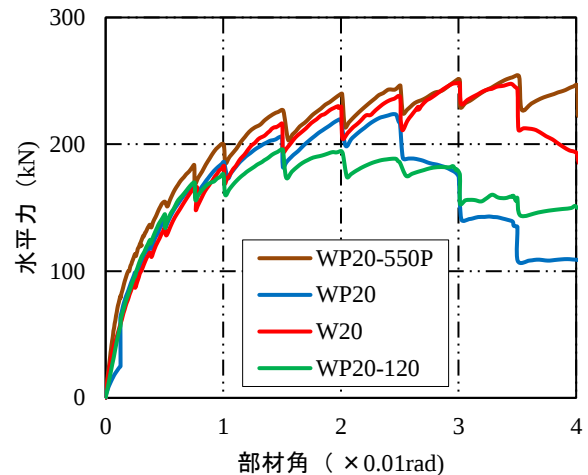


図-6 水平力-部材角関係の包絡線の比較

において、除荷後に逆方向の載荷が始まり、数十 kN の荷重がかかった後、荷重が解放される現象が見られた。これは、サイクルピーク時に抜け出したシース管が、コンクリートとの噛み合いで除荷時には動かなかったが、逆方向に載荷されたことで、シース管が動き出し、力が解放されたためと推察される。試験体 WP20-120 は、耐力低下が早期に始まったものの、部材角 $R=0.035\text{rad}$ まで最大耐力の 8 割を保持し、高い靱性能を示した。

試験体 WP20-550P は、部材角 $R=0.035\text{rad}$ まで耐力が上昇し続けて、典型的なドリフト硬化型の性状を示すと同時に、高い靱性能を示した。一方、部材角 $R=0.025\text{rad}$ 以降の履歴ループにおいては、試験体 WP20-120 で見られた前述の現象が生じており、耐力低下はしなかったものの、シース管の不規則な動きによるものと考えられる。部材角 $R=0.035\text{rad}$ 以降は、壁脚部分コンクリートの損傷が顕著になると共に、壁板とスタブ接合部のひび割れが大きくなり、耐力がやや低下した。

図-6 に試験体の包絡線の比較を示す。ここで、文献 3) の一体打ちで作製された試験体 W20 を合わせて比較する。試験体 W20 は、試験体 WP20 と同じ寸法、配筋であり、試験体 WP20 と異なる点は一体打ちで作製している点である。詳細な実験概要は文献 3) を参照されたい。図-6 より、部材角 $R=0.035\text{rad}$ までのサイクルにおいては、試験体 WP20-550P は一体打ちの試験体 W20 とほぼ同程度の水平抵抗力を発揮していることが分かる。

試験体 WP20 と試験体 W20 を比較すると、部材角 $R=0.02\text{rad}$ 以降のサイクルで、両者の耐力差が大きくなり始めた。試験体 WP20-120 は、部材角 $R=0.015\text{rad}$ から他の試験体との耐力差が大きくなった。この差は、前述のようにシース管の抜け出しによって生じたものである。試験体 WP20 と試験体 WP20-120 はそれぞれ部材角

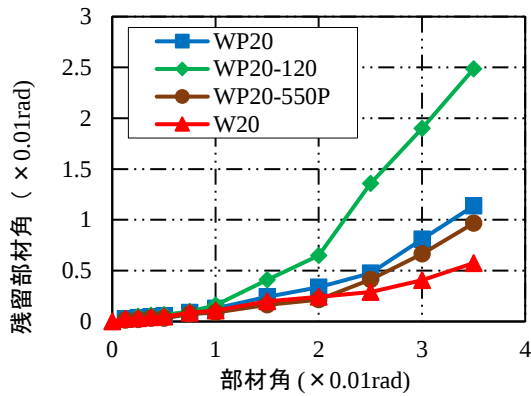


図-7 残留部材角の実験結果

$R=0.02\text{rad}$ と 0.015rad までは一体打ちの試験体と同等の水平抵抗力を發揮できた。注目すべきなのは、SBPDN 鉄筋束の埋込深さを十分長く設ければ、本提案 PCa 耐力壁は部材角 $R=0.035\text{rad}$ まで一体打ち壁と同等のドリフト硬化性（水平抵抗力が変形に伴い増加していく特性）を發揮できることが明らかになったことである。

3.3 残留部材角

図-7 に各試験体の残留部材角の実験結果を表す。残留部材角は、各変形角の一回目の載荷サイクルの正負ピーク経験後に水平力が初めて0となる時点での部材角の絶対値の平均値である。ここでも前述の一体打ち試験体 W20 と併せて比較を行う。部材角 $R=0.0075\text{rad}$ まで、いずれの試験体も同程度の残留部材角で推移した。試験体 WP-20 は部材角 0.025rad 以降、試験体 WP20-120 は部材角 0.015rad から、試験体 WP20-550 は部材角 $R=0.025\text{rad}$ から、残留部材角の実験結果は一体打ち試験体 W-20 のそれより大きくなった。これは前述のようにシーす管の抜け出しによるものと考えられる。試験体 WP20-550P は、水平抵抗力は一体打ちと同等の性能を發揮したが、残留部材角を抑制する面においては、部材角 0.02rad 以降で、一体打ちの試験体よりもやや劣る結果となった。

3.4 主筋ひずみ

図-8 に各試験体の各サイクルにおける正側ピーク時の主筋ひずみの変遷の比較を示す。各グラフには、本来壁脚から 25mm 離れた断面での初期引張側に位置する主筋（SBPDN 鉄筋）のひずみを示すべきであるが、試験体 WP20 と試験体 WP20-550P の当該高さに貼付したひずみゲージが不調（早期断線など）であった。そのため、それらの試験体については、試験体 WP20 は壁脚から 180mm 離れた断面で計測されたひずみと、試験体 WP20-550P は壁脚から -25mm 離れた断面（スタブ内）で計測されたひずみを掲載している。文献2）によれば、一体打

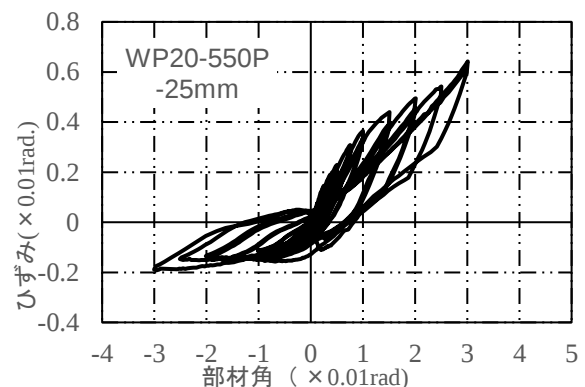
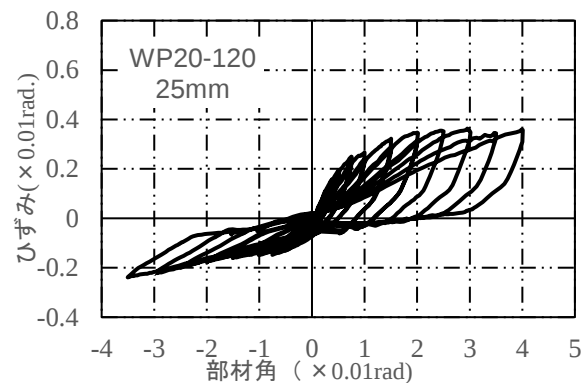
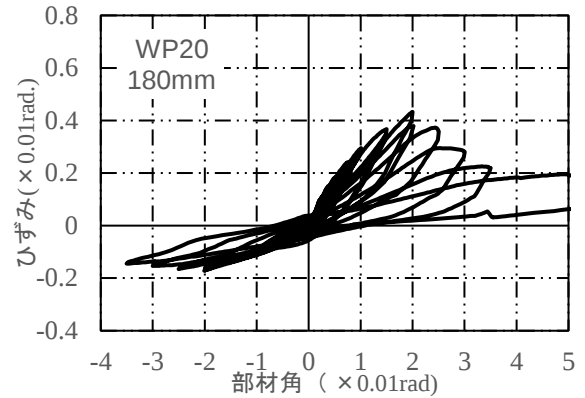


図-8 主筋ひずみ

ち壁脚のヒンジ域における SBPDN 鉄筋のひずみは壁高さ方向に沿ってほぼ同じ値を示すことから、図-8 に示す壁脚から異なる距離に離れたひずみの比較は参考的な意義があると言える。

図-8 より、いずれの試験体においても主筋に生じたひずみは降伏ひずみ(0.84%)に達していなかったことがわかる。試験体 WP20 においては、部材角 0.02rad の載荷サイクル以降で、主筋ひずみが低下しており、これはシーす管の抜け出しによって、主筋のひずみが伸びなくなったためと考えられる。試験体 WP20-120 においても、部材角 0.15rad の載荷サイクル以降、引張側主筋のひずみの計測値が頭打ちになった。頭打ちの開始時点はシーす管の抜け出しのタイミングと一致しており、シーす管

が抜け出すことで、主筋ひずみの増加が鈍化し、試験体の耐力低下の原因になったと考えられる。一方、試験体 WP20-550P の主筋ひずみは伸び続けており、埋込深さが長い場合は、シース管が動き出すものの、完全な抜け出しは抑えられたものと考えられる。

3.5 シース管の付着強度

シース管と下スタブコンクリート間の付着強度を、主筋ひずみの計測データから計算した。4本の集中鉄筋にかかる引張力が、シース管と下スタブのコンクリートとの付着強度を上回った時に、シース管が抜け出し、集中鉄筋のひずみの減少あるいは耐力低下が始まったと仮定する。この仮定に基づいて、主筋ひずみがピークを迎える部材角と、水平抵抗力がピークとなる部材角の、より早い方をシース管が抜け出した部材角と考え、その時点での主筋ひずみの値を用いて、次式により、シース管の付着強度を算定した。

$$\tau_{max} = \frac{\varepsilon_m E_s n A_s}{A} \quad (1)$$

ここで、 ε_m ：シース管の抜け出しを生じた部材角での集中鉄筋のひずみの値、 E_s ：ヤング係数、 n ：集中鉄筋本数（=4本）、 A_s ：鉄筋公称断面積（=125mm²）、 A ：シース管表面積（シース管を単純な円柱とみなした値）

表－4 シース管の付着強度の推測値

試験体	R _m (x0.01rad.)	ε_m (%)	A (mm ²)	τ_{max} (N/mm ²)
WP20	0.020	0.43	97,340	4.79
WP20-120	0.015	0.31	116,808	2.81
WP20-550P	0.030	0.62	160,140	4.11

注：R_m＝シース管の抜け出しを生じた部材角

式(1)よりの計算結果を表－4に示す。なお、試験体 WP20-550P の主筋ひずみゲージは部材角 R=0.03rad.で断線したため、最大値付着強度はまた確定してないが、参考値として、その時点でのひずみ数値を用いてシース管の付着強度を推測した。シース管直径 100mm の試験体 WP20 と WP20-550P のシース管付着強度はそれぞれ 4.79N/mm² と 4.11N/mm² となり、比較的近い値となった。一方、シース管直径 120mm の試験体 WP20-120 の付着強度は、2.81N/mm² となり、100mm の試験体の結果よりも小さな値となった。これは、シース管の直径が大きくなることで、直径に対するシース管の表面のリブの高さの比が相対的に小さくなるため、機械的抵抗が減少し、付着強度が低下するものと推察される。そのため、PCa 耐

力壁において、SBPDN 鉄筋を強固に固定するには、シース管径を大きくして、表面積を大きくするよりも、シース管の埋め込み深さを大きくする方が効果的であると考えられる。

4. 結論

本研究では、SBPDN 鉄筋を用いた矩形 RC 造片持ちブレキャスト耐力壁の耐震性能に関して、シース管の直径及び埋め込み深さを実験変数に取り、3体の試験体の履歴性状に関する検討を行った結果、以下の知見を得た。

- 1) シース管の埋込深さの短い試験体 WP20 と WP20-120 は、部材角 0.015~0.025rad.でシース管の抜け出しが生じ、主筋ひずみが頭打ちとなると共に、壁の耐力が低下した。
- 2) シース管の埋込深さの長い試験体 WP20-550P は、部材角 R=0.025rad.以降でシース管の動き出しによる影響が、履歴ループと残留変形に見られたものの、主筋ひずみは上昇し続け、水平抵抗力は部材角 0.035rad.まで伸び続け、一体打ちの試験体と同等の水平抵抗力を発揮した。
- 3) シース管の付着強度を推定した結果、直径 100mm のシース管の付着強度より、直径 120mm のシース管の付着強度が小さくなる傾向が見られた。そのため、ブレキャスト壁において、SBPDN 鉄筋を強固に定着するには、シース管の直径を大きくするよりも、埋め込み深さを大きくする方が効果的である。

謝辞

本研究は JSPS 科研費 19H02289 の助成を受けたものである。SBPDN 鉄筋は高周波熱錬株式会社よりご提供頂きました。また、本実験の実施にあたり、神戸大学孫研究室の皆様および技術職員の金尾優氏から多大な協力を得た。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) 藤谷卓也：集中鉄筋の配筋形式の異なる柱形のない RC 造耐力壁の履歴性能に関する実験的研究，神戸大学卒業論文，2017.2
- 3) 中川貴雄，他：SBPDN 鉄筋を用いた RC 造矩形壁の耐震性能に関する研究（その 1 実験概要），日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），構造IV，pp.307-308，2020.9