

# 論文 両端を機械式定着した PC 鋼棒を中間帯鉄筋とした場合の靱性

田中 浩一\*1・江尻 譲嗣\*2

**要旨：**兵庫県南部地震を機に鉄筋コンクリート構造物における配筋が過密となり、鉄筋組立やコンクリート打設が困難となっている。要因の一つである中間帯鉄筋を高強度化と機械式定着化すれば、中間帯鉄筋の本数削減と組立速度の向上が期待できる。そこで著者らは両端部に定着具を取り付けた PC 鋼棒を中間帯鉄筋として用いた場合の靱性を実験により確認した。その結果、せん断補強鉄筋比を 1/4 にしても塑性率 4 までかぶりの剥落は生じないこと、その靱性は道路橋示方書で概ね評価できることがわかった。

**キーワード：**靱性, 耐震, 機械式定着, 高強度せん断補強鉄筋, PC 鋼棒, 中間帯鉄筋

## 1. はじめに

兵庫県南部地震を機に、鉄筋コンクリート橋脚の断面には 1.0m 未満の間隔で中間帯鉄筋を配置することが道路橋示方書において義務付けられた。中間帯鉄筋の主な効果は、主鉄筋の座屈防止効果と、コンクリートを拘束する効果である。前者は、かぶりの剥落を遅らせて曲げ耐力が低下する終局変位を改善する効果である。後者は、拘束効果によりコンクリートの応力ピーク後の挙動を延性的にすることと、作用せん断力に抵抗するコンクリート圧縮主応力の反力としての効果である。

ボックスカルバートのような地下構造物においても面部材に作用する面外せん断に抵抗するため、中間帯鉄筋が配置される。また、曲げ降伏を許容する部分には、中間帯鉄筋を面外せん断に抵抗する以上の量を配置する場合もある。

しかしながら、一般に地下構造物の地震時における応答変位は地盤のせん断変形量に支配されるため、要求される靱性率は小さいものの、近年の地下構造物の大深度化、大断面化により、主鉄筋だけでなくせん断補強鉄筋も増加し、配筋は過密となるケースが多い。

一方、地下構造物の構築では狭隘な作業環境であるため、材料の運搬、仮置スペースの制約など、鉄筋組立の合理化、省力化が望まれている。

著者らは、過密配筋を回避するためには、中間帯鉄筋の高強度化と両端部を機械式定着にすることにより、鉄筋組立の時間、労力を大幅に改善できると考えた。そこで、中間帯鉄筋の降伏強度を  $1275\text{N/mm}^2$  まで高め、その両端部に円形の定着具を設けた中間帯鉄筋（写真-1。以下、高強度中間帯鉄筋と称す）を用いた場合のせん断耐力が降伏強度を見込んで評価できることを、著者らは実験により確認したり。

中間帯鉄筋を高強度化した場合、それらのすべてが降伏強度を発揮するならば、強度換算で中間帯鉄筋の本数を減じて等しい拘束応力を得ることができる。しかしながら、定着具が配力筋を介して主鉄筋を拘束する箇所

数は少なくなる。これにより、拘束応力が確保できても、主鉄筋の座屈防止効果は低下する懸念があった。

本研究では、この高強度中間帯鉄筋を用いた場合の変形性能を確認するため、壁状の扁平な断面を有する柱型模型を用いて靱性率を確認した。

## 2. 繰返し曲げ载荷実験

### 2.1 試験体とパラメーター

試験体の諸元を表-1 に示す。試験体は、両端に半円フックを有する従来の中間帯鉄筋を用いた基準試験体 RC-PW032、および高強度中間帯鉄筋を用いた試験体 NB-PW009、NB-PW015 の計 3 体である。

RC-PW032、NB-PW009、NB-PW015 の帯鉄筋比は、それぞれ 0.32%、0.09%、0.15% とした。なお、RC-PW032 の中間帯鉄筋の半円フックの余長（ストレート部分の長さ）は  $8\phi$  ( $128\text{mm}$ )<sup>2)</sup> とした。

せん断余裕度（曲げ耐力  $P_y$  に対するせん断耐力  $V_u$  の比）は、RC-PW032 では約 2.0、NB-PW009、NB-PW015 では、それぞれ約 2.0、2.8 とした。



写真-1 使用した高強度中間帯鉄筋

\*1 大林組本社技術研究所構造技術研究部 博士（工学）（正会員）

\*2 大林組本社技術研究所構造技術研究部 博士（工学）（非会員）

表-1 繰返し載荷実験の試験体一覧

試験体名	断面形状		せん断補強鉄筋					せん断耐力 計算値 Vu (kN)	降伏荷重 計算値 Py (kN)	せん断 余裕度 Vu/Py
	断面幅 B (mm)	断面高さ D (mm)	種類	降伏強度 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	本数×ピッチ (mm)	帯鉄筋比 pw (%)	拘束応力 $p_w \cdot \sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )			
RC-PW032	2000	600	鉄筋D16 (SD345)	345 *	6.5本×200	0.32	1.11	1,849 **	909 ***	2.03 ****
NB-PW009	2000	600	PC鋼棒 φ19	1275 *	1.5本×240	0.09	1.13	1,863 **	909 ***	2.05 ****
NB-PW015	2000	600	PC鋼棒 φ19	1275 *	2.5本×230	0.15	1.96	2,570 **	909 ***	2.83 ****

※:規格値。\*\*:土木学会コンクリート標準示方書に基づいて算定。\*\*\*:主鉄筋の材料試験結果(降伏強度:371N/mm<sup>2</sup>)を反映した計算値。  
\*\*\*\*:最大到達荷重の計算値は956kNとなり、せん断余裕度はそれぞれ1.93、1.95、2.69。

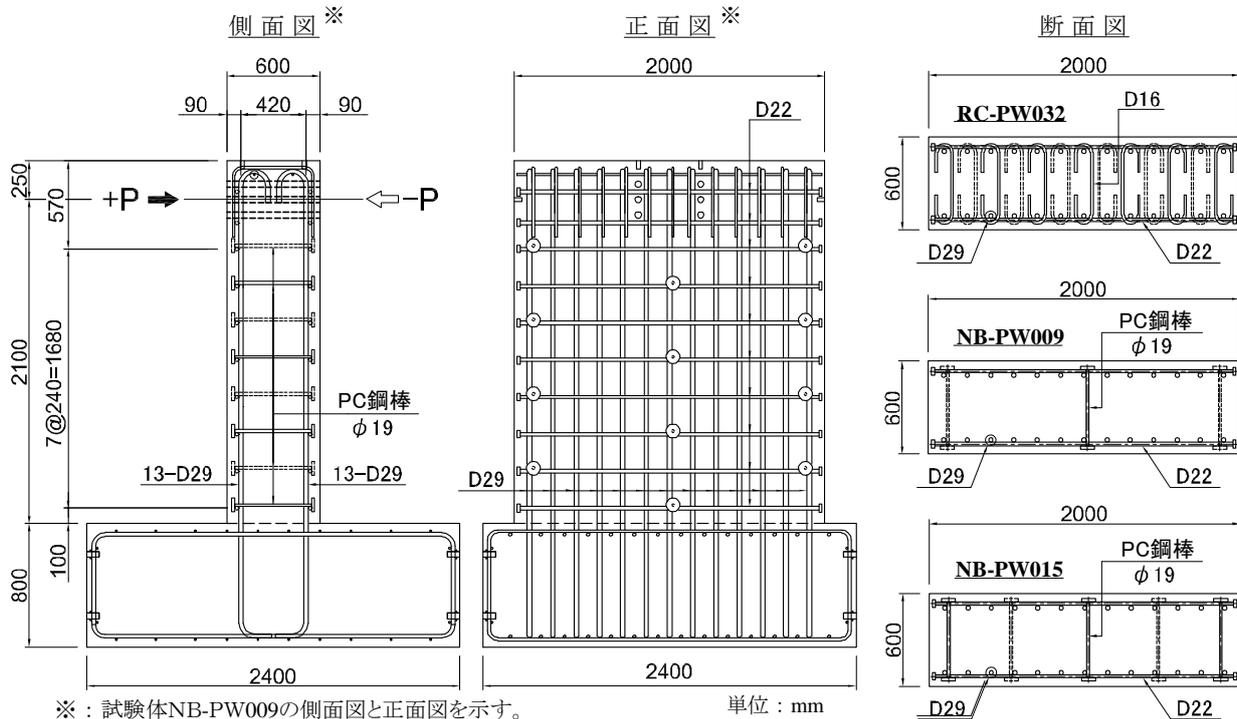


図-1 試験体の形状寸法

柱型試験体の形状寸法を図-1に示す。いずれも断面寸法は2000mm×600mm、せん断スパンは2100mm、せん断スパン比(a/d)は4.11である。引張鉄筋はD29を13本配置し、引張鉄筋比(p<sub>t</sub>)を0.82%とした。かぶり(表面から主鉄筋中心位置までの距離)は90mmとした。配力筋はD22を用いて主鉄筋の外側に設置し、配力筋両端部には平面ひずみ状態を模擬するため機械式定着を設けた。

## 2.2 使用材料

使用したコンクリートは、設計基準強度21N/mm<sup>2</sup>、スランプ12cm、粗骨材最大寸法20mmとし、セメントには早強セメントを用いた。実験時におけるコンクリートの材料試験結果を表-2に示す。また、使用した鋼材材料試験結果を表-3に示す。

表-2 コンクリートの材料試験結果

試験体名	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	材令 (日)
RC-PW032	28.8	25.8	31
NB-PW009	28.3	25.8	40
NB-PW015	28.4	23.9	61

表-3 鋼材の材料試験結果

鋼材	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ (×10 <sup>-6</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
主鉄筋:D29 (SD345)	371	1883 **	572	197
中間帯鉄筋:D16 (SD345)	362	1856 **	533	195
PC鋼棒:φ19 (SBPDR1275/1420)	1443 *	6904 **	1528	209

※:0.2%永久伸びに対する応力 \*\*:降伏強度をヤング係数で除した値。

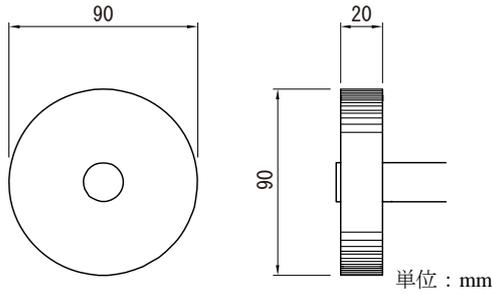


図-2 定着具の形状寸法

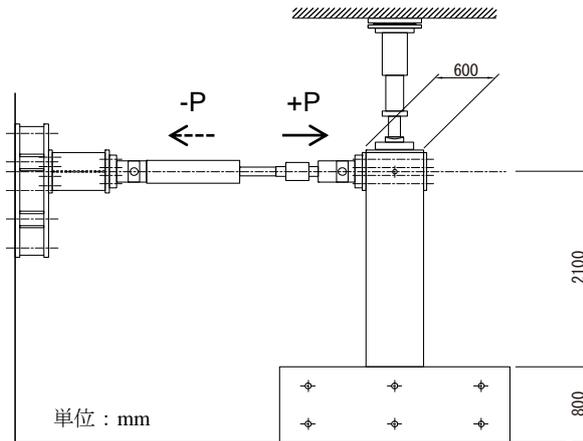


図-3 荷重実験

高強度中間帯鉄筋φ19に取り付けた定着具(丸ナット)の形状寸法を図-2に示す。

### 2.3 荷重方法

荷重装置を図-3に示す。いずれの試験体も軸力は2400kN(単位面積あたりの軸力： $\sigma_0=2.0\text{N}/\text{mm}^2$ )とし、鉛直方向に軸力を導入した後、押し引きジャッキにより水平方向に正負交番荷重を行った。水平方向の変位振幅は、主鉄筋が降伏した時の変位(降伏変位： $1\delta_y$ )の整数倍( $\pm 1\delta_y$ ,  $\pm 2\delta_y$ ,  $\pm 3\delta_y$ , ...)とした。各変位振幅における繰返し回数は3回とした。なお、RC-PW032の正荷重と負荷重の降伏変位は、それぞれ14.24mm, 13.94mmであった。そこで、変位制御に用いる降伏変位は、大きい方の14.3mmとして、その整数倍で変位制御を行った。NB-PW009, NB-PW015の荷重において変位制御に用いる降伏変位も、基準試験体と同じ値とした。なお、ねじれが生じないような工夫は行っていない。

### 2.4 実験結果

#### (1) 荷重-変位関係

実験により得られた荷重-変位関係を図-4~図-6に(図中の計算値、耐震性能3は後に詳述)、諸荷重を表-4に示す。変位は荷重点位置に設置した東西2つの変位計の平均値で、ねじりをキャンセルしてある。ねじりによる東西2つの変位の差は、いずれの試験体も座屈前までは2mm以下と小さかった。図中には、主鉄筋が降伏した時の荷重をP- $\delta$ 効果を考慮して示した。

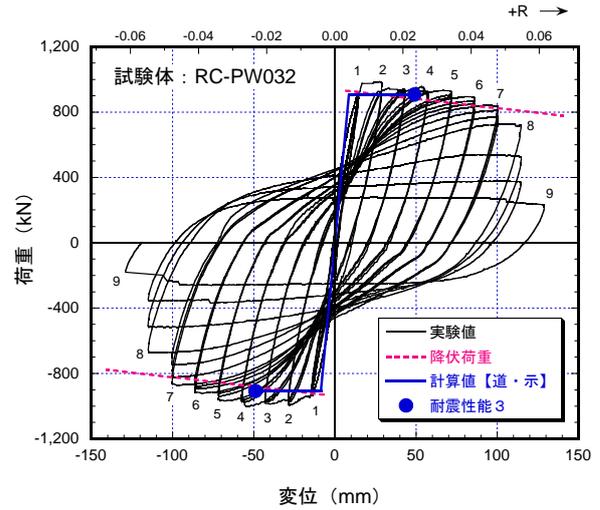


図-4 荷重-変位関係 (RC-PW032)

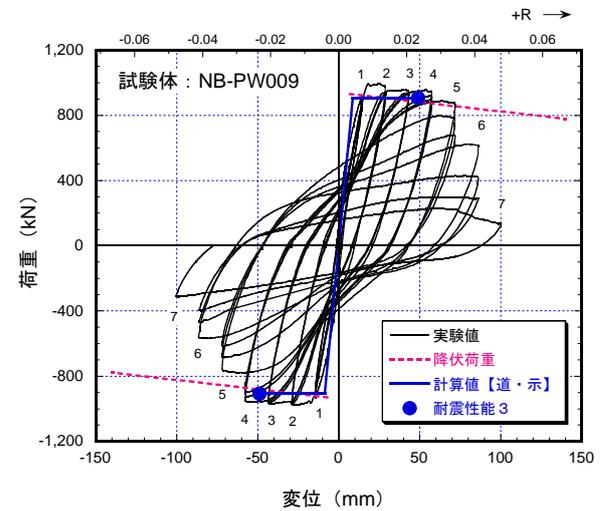


図-5 荷重-変位関係 (NB-PW009)

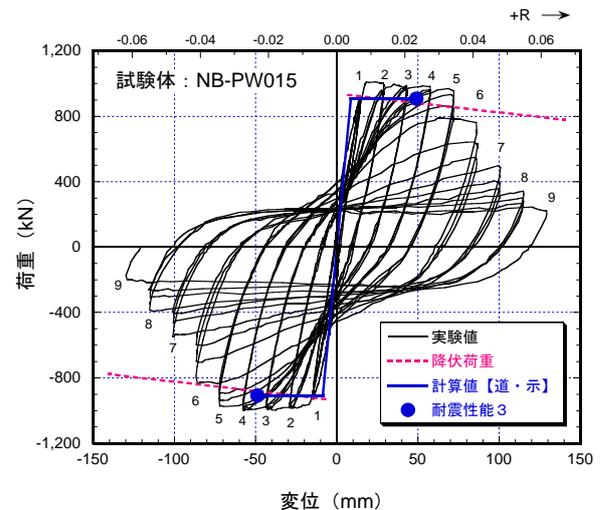


図-6 荷重-変位関係 (NB-PW015)

実験における正負の降伏荷重の平均値は、RC-PW032, NB-PW009, NB-PW015それぞれ928kN, 922kN, 918kNであり、降伏荷重の計算値(909kN)とほぼ同等であつ

表-4 諸荷重一覧

試験体	主鉄筋降伏 <sup>*1)</sup>				かぶり剥落 <sup>*3)</sup>			靱性率		
	降伏荷重 (kN)		降伏変位 (mm)		変位 (mm)		塑性率	終局変位 <sup>*5)</sup> (mm)		靱性率 <sup>*4)</sup>
RC-PW032	正	920.0	正	14.24	正	100.1	7	正	100.5	7.0 (100%)
	負	-935.8	負	-13.94	(cycle)	(1)		(塑性率)	(7.0)	
	平均	927.9	平均	14.09	負	-85.8	6	負	-102.5	
		$\delta_y$ <sup>*2)</sup>	14.30	(cycle)	(3)	(塑性率)		(7.17)		
NB-PW009	正	910.8	正	14.20	正	71.5	5	正	72.7	4.4 (63%)
	負	-933.5	負	-14.40	(cycle)	(2)		(塑性率)	(5.1)	
	平均	922.2	平均	14.30	負	-71.5	5	負	-63.3	
		$\delta_y$ <sup>*2)</sup>	14.30	(cycle)	(1)	(塑性率)		(4.4)		
NB-PW015	正	906.9	正	14.37	正	71.5	5	正	79.4	5.6 (80%)
	負	-928.5	負	-14.54	(cycle)	(3)		(塑性率)	(5.6)	
	平均	917.7	平均	14.46	負	-71.5	5	負	-84.2	
		$\delta_y$ <sup>*2)</sup>	14.30	(cycle)	(3)	(塑性率)		(5.9)		

\*1): 柱基部の2か所に貼付したひずみゲージの一方が、主鉄筋(D29)の材料試験結果に基づいた降伏ひずみ(1883 $\mu$ )に達したときで定義。

\*2): 試験体RC-PW032の正負降伏変位(実験値)の内、大きいほうの値を各試験体共通の変位制御に用いる降伏変位とした。

\*3): 目視により確認。 \*4): 終局変位の小さいほうを降伏変位(14.3mm)で除して算定。( )内の値はRC-PW032に対する百分率。

\*5): 降伏荷重を920kN, 降伏変位を14.3mm, 鉛直荷重を2400kNとしてP- $\delta$ 効果を考慮した降伏荷重を下回る変位。

た。高強度中間帯鉄筋を用いても、主鉄筋が同じであれば曲げ降伏荷重に影響はない。一方、コンクリートのせん断耐力<sup>3)</sup>が907kNであるにもかかわらず、いずれの試験体も最大耐力1000kN程度を発揮し、せん断破壊することなく曲げ破壊した。このことから、高強度中間帯鉄筋がせん断補強効果を有していることがわかる。

基準試験体RC-PW032では、主鉄筋座屈に伴うはらみ出しは $-6\delta_y$ の3サイクル目で生じた。その後、 $8\delta_y$ では主鉄筋が低サイクル疲労により破断して荷重が大きく低下した。これに対して、高強度中間帯鉄筋を用いた試験体、NB-PW009, NB-PW015では、いずれの場合もRC-PW032より早めに主鉄筋座屈に伴うはらみ出しが生じ、荷重が低下した(写真-2~写真-4)。なお、高強度中間帯鉄筋を用いた試験体では、主鉄筋の座屈長が基準試験体に比べて長かったため、主鉄筋の破断は生じなかった。主鉄筋が座屈した後、顕著な沈下やコアコンクリートの破壊などは生じることなく、作用させた軸力を保持していた。

## (2) 靱性率

主鉄筋の座屈に伴うかぶりの剥落が生じたときの塑性率も表-4に示してある。基準試験体RC-PW032が6~7であるのに対して、高強度中間帯鉄筋を用いた試験体、NB-PW009, NB-PW015では、いずれの場合も5となっており、RC-PW032の約70%であった。P- $\delta$ 効果を考慮した降伏荷重を下回ったときの変位を降伏変位で除して

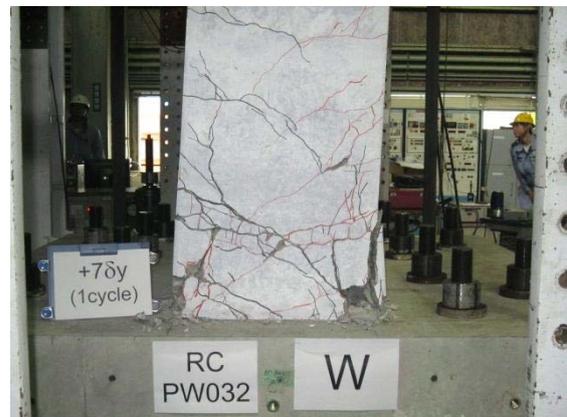


写真-2 かぶり剥落開始 (RC-PW032:  $7\delta_y$ )



写真-3 かぶり剥落開始 (NB-PW009:  $5\delta_y$ )

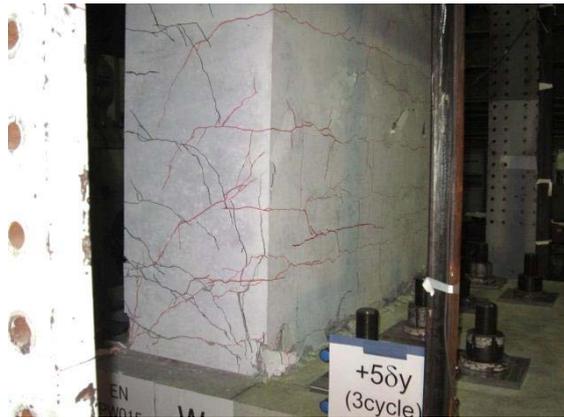


写真-4 かぶり剥落開始 (NB-PW015:5δ<sub>y</sub>)

算定した靱性率は、せん断余裕度が等しい場合、RC-PW032が7.0であるのに対して、NB-PW009では4.4となり、RC構造に比べて約60%小さくなることがわかった。RC-PW032よりもせん断余裕度を約1.4倍に高めたNB-PW015の靱性率でも5.6とRC-PW032の約80%である。高強度中間帯鉄筋を用いた場合に変形性能が低下する原因は、せん断補強鉄筋の固定間隔が広くなり、壁を均等に拘束できないためと考えられる。

### (3) エネルギー吸収性能と復旧性能

各試験体における2サイクル目の履歴吸収エネルギーと塑性率との関係を図-7に示す。高強度中間帯鉄筋を用いた試験体、NB-PW009、NB-PW015が、エネルギー吸収の観点からRC-PW032と同等の挙動をするのは、塑性率で5までである。その理由はNB-PW009とNB-PW015は、いずれも塑性率が5でかぶり剥落が生じたためと考えられる。地中構造物では、背面側(地盤側)にかぶりの剥落が生じると復旧ができないだけでなく、地下水などにより鉄筋の腐食が進み、地震後の供用期間が短くなる恐れがあり、耐久性、復旧性が著しく低下する。これらのことから、この高強度中間帯鉄筋を用いた場合の応答塑性率は、軸応力が2.0N/mm<sup>2</sup>以下で、せん断余裕度を約2.0程度とした場合、かぶり剥落直前の4.0以下とする必要がある。

## 2.5 道路橋示方書による靱性評価

### (1) 計算方法

この高強度中間帯鉄筋を用いた設計を行う場合、応答塑性率に応じた靱性率を与えるため、高強度中間帯鉄筋の配置や量と発揮できる靱性率とを関連付ける必要がある。そこで、道路橋示方書<sup>4)</sup>を用いて実験で得られた靱性率が評価できるかを確認した。用語や記号は文献<sup>4</sup>を参照してほしい。

道路橋示方書では、圧縮鉄筋位置、引張鉄筋位置、それぞれのひずみのうち、一方が先に限界値に達したときを限界状態とする。限界状態には耐震性能2と耐震性能

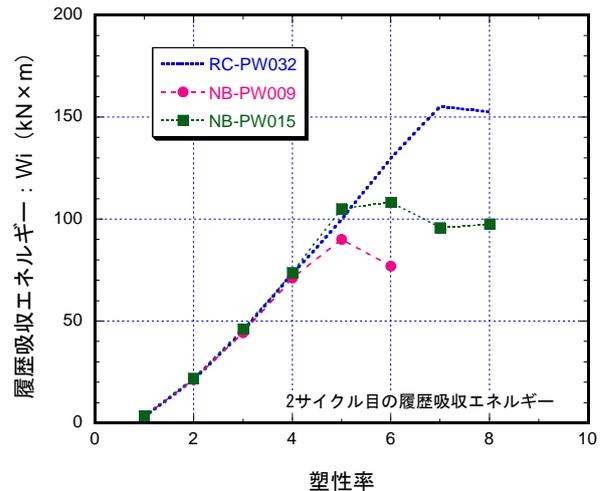


図-7 履歴吸収エネルギーと塑性率との関係

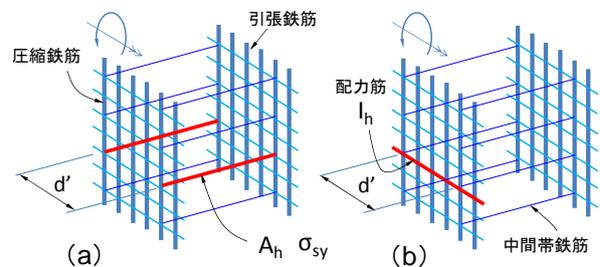


図-8 靱性率の計算に用いた記号と部位の関係

3があり、主に引張鉄筋のひずみの限界値(ε<sub>st2</sub>, ε<sub>st3</sub>)に達した時で定義するが、圧縮鉄筋位置のひずみは限界値(ε<sub>ccl</sub>)を超えてはならないとしている。

本論文では、変位靱性率を求める前に算定する曲率の計算に用いる主な値について述べる。

横拘束鉄筋の体積比(ρ<sub>s</sub>)の算定に用いる横拘束鉄筋1本の断面積(A<sub>h</sub>)は、高強度中間帯鉄筋1本の断面積とした。また、有効長(d')は、壁断面の主鉄筋有効高さよりも高強度中間帯鉄筋の水平方向の配置間隔のほうが大きいので、後者とした(図-8(a))。

横拘束鉄筋の降伏点(σ<sub>sy</sub>)は、上限値が345N/mm<sup>2</sup>と道路橋示方書で定められているが、ここでは高強度中間帯鉄筋の降伏強度(0.2%永久伸びに対する応力)の規格値である1275N/mm<sup>2</sup>とした。

主鉄筋のはらみ出しに対する抵抗のうち、横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数(β<sub>s</sub>)の算定に用いる横拘束鉄筋の断面二次モーメント(I<sub>h</sub>)は配力筋D22を直径22mmの円として算定した値を用いた。また、有効長(d')は、高強度中間帯鉄筋の水平方向間隔とした(図-8(b))。

表-5に前述した算定用数値を示す。

### (2) 計算結果と実験値との比較

算定した降伏変位および耐震性能3の変位を、各試験

表-5 道路橋示方書で靱性率を算定するときに用いた数値および計算結果

項目	記号	単位	試験体		
			RC-PW032	NB-PW009	NB-PW015
横拘束鉄筋の断面積	$A_h$	( $\text{mm}^2/\text{本}$ )	198.6	283.5	283.5
横拘束鉄筋の有効長	$d'$	(mm)	420	1800	900
横拘束鉄筋の降伏点	$\sigma_{sy}$	( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	345	1275	1275
横拘束鉄筋の断面二次モーメント	$I_h$	( $\text{mm}^4/\text{本}$ )	11499	11499	11499
横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数	$\beta_s$	( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	19.87	0.21	1.76
かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数	$\beta_{co}$	( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	0.76	0.76	0.76
塑性ヒンジ長	$L_p$	(mm)	266	315	315
降伏変位	$\delta_y$	(mm)	8.69	8.69	8.69
耐震性能3の変位	$\delta_{ls3}$	(mm)	48.93	21.51	28.78
靱性率(計算値)	$\mu_{cal}$	(-)	5.6	2.5	3.3
靱性率(実験値)	$\mu$	(-)	7.0	4.4	5.6

体の荷重-変位関係(図-4~図-6)の図中,ならびに表-5に示してある。なお,いずれの試験体も耐震性能3は引張側のひずみ限界値で算定された。すなわち圧縮鉄筋位置のひずみはクリティカルにならなかった。

いずれの試験体も道路橋示方書により算定した降伏変位は実験値よりも小さい。フーチングからの抜出しの影響が実験値に含まれているためと推察できる。算定された耐震性能3の変位は,実験における終局変位よりも小さく,安全側な評価となっていた。算定された降伏変位で耐震性能3の変位を除した靱性率(安全係数は1.0)も表-5に示す。この値も実験値より安全側となっていた。このことから,実験個数が少ないものの,この高強度中間帯鉄筋を用いた場合の靱性率は,道路橋示方書を用いて引張鉄筋位置のひずみ限界値を算定して評価できると考えられる。なお,圧縮鉄筋位置のひずみがクリティカルになる場合は,今回の実験の範囲外なので慎重になる必要がある。

### 3. まとめ

鉄筋コンクリート工事における過密配筋を解消するため,定着具を両端に配した高強度中間帯鉄筋の実用化に向けて,壁状鉄筋コンクリート部材の繰返し曲げ載荷実験を行い,変形性能や破壊性状を確認した。

その結果,以下のことがわかった。

- 1) せん断補強鉄筋比を通常の鉄筋(SD345)を用いた場合の1/4と大幅に低減して高強度中間帯鉄筋を用いても,靱性率はせん断余裕度が等しい通常の鉄筋コンクリート部材の約60%を有し,かぶりの剥落は塑性率が4まで生じない。

- 2) 要求される靱性率が5以上でこの高強度中間帯鉄筋を使用する場合には,適切な配置量を検討した上で適用する必要がある。
- 3) この高強度中間帯鉄筋を用いた鉄筋コンクリート部材は,塑性率が5以上となるとかぶりの剥落が生じるため,耐久性,復旧性の観点から,応答塑性率を4以下とするべきである。したがって,地中構造物のような応答塑性率の小さな部材,例えば,開削トンネルの壁や頂底板など,要求靱性率が小さな構造であれば,この高強度中間帯鉄筋を適用して過密配筋を回避できる。
- 4) この高強度中間帯鉄筋は,橋脚のように大きな靱性が要求され,かつ,履歴吸収エネルギーが要求される部材には適用できない。

### 参考文献

- 1) 田中浩一,江尻讓嗣:機械式定着したPC鋼棒をせん断補強筋として用いたせん断耐力,コンクリート工学年次論文集,Vol.32, No.2, pp.691-696, 2016.7
- 2) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編,丸善出版, p.202, 2012.3
- 3) 土木学会:2012年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕, pp.180-187, 2012.12.
- 4) (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編,丸善出版, pp.158-185, 2012.3