

# 論文 帯鉄筋を密に配置した RC 柱の変形性能

中山弥須夫\*1 石橋忠良\*2 鎌田則夫\*3 鬼柳雄一\*4

要旨：帯鉄筋量を増すことにより部材の変形性能が向上するが、帯鉄筋比が 0.6% を超える帯鉄筋を密に配置した RC 柱の変形性能及び破壊形態については明らかにされていない。今回、帯鉄筋比 0.6% 以上の RC 柱の水平交番載荷試験を行った結果、曲げ降伏後、かぶりコンクリートの剥離及び軸方向鉄筋のはらみ出しにより断面が減少し耐力が低下すること、終局に至る 1～2 δ y 前の変位において柱の損傷は軽微であること、帯鉄筋比及び耐力比の増加に伴い変形性能が向上すること、帯鉄筋比を大きくすると終局以降も緩やかに耐力が低下することなどが認められた。

キーワード：じん性率, 耐震性能, 帯鉄筋比, 耐力比

## 1. はじめに

RC 部材の変形性能に関する既往の研究 [1] では、鉄道構造物を対象に帯鉄筋量を増すことにより、部材の変形性能が向上し、破壊形態も曲げ降伏後、交番載荷試験により曲げひび割れが斜めひび割れへ伸展し、せん断破壊あるいは圧縮部コンクリートの圧壊により終局状態に至る形態となったことが報告されている。しかし、阪神大震災による土木構造物の被害に対する経験・反省から、RC 部材の変形性能をさらに向上させ、安定した曲げ破壊性状とする必要が生じたが、既往の研究で用いられた供試体は帯鉄筋比 ( $P_s=100 \cdot A_s/b \cdot s$ , ここで  $A_s$  は帯鉄筋量,  $b$  は断面幅,  $s$  は帯鉄筋間隔) 0～0.58% 程度までであり、帯鉄筋比で 0.6% を越えるような RC 部材の変形性能に対する検討はほとんど行われていないのが現状である。

本研究では、帯鉄筋比が 0.6% を超える帯鉄筋を密に配置した RC 柱の破壊形態及び変形性能を確認するため、静的水平交番載荷試験を行ったので報告する。

## 2. 試験概要

供試体形状・配筋の例および載荷方法を図-1 に、供試体諸元を表-1 に示す。供試体は、鉄道のラーメン高架橋を想定し、実構造物の 1/2 縮尺を想定した RC 柱とした。基本的には 400×400mm の正方形断面で、側鉄筋を配置した形状となっている。供試体は、RC 柱のじん性向上に影響が大きいと思われる帯鉄筋比、せん断耐力と曲げ耐力の比 ( $V_y \cdot a/M_u$ , 以下「耐力比」と

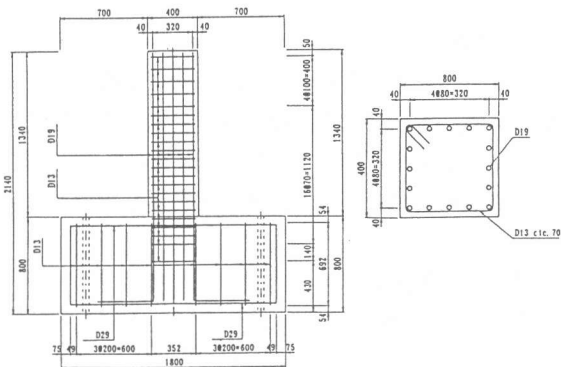


図-1 供試体形状・配筋の例 (I-3)

\*1 東日本旅客鉄道(株)建設工事事務所構造技術センター 課員, 工修 (正会員)  
 \*2 東日本旅客鉄道(株)建設工事事務所 担当部長, 工博 (正会員)  
 \*3 東日本旅客鉄道(株)建設工事事務所構造技術センター 課長代理, (正会員)  
 \*4 東日本旅客鉄道(株)東京工事事務所工事管理室 課員, 工修 (正会員)

表-1 供試体諸元

供試体番号	柱断面寸法 b × h (mm)	せん断 スパン a(mm)	せん断 スパン比 a/d	引張鉄筋 配置	軸方向 鉄筋比 P(%)	帯鉄筋配置	帯鉄筋比 P <sub>s</sub> (%)	軸圧縮 応力度σ <sub>0</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	載荷 パターン
I-1	400 × 400	1150	3.19	D19 × 5	2.87	D13 - 1 ctc. 125	0.51	10	A
I-2	400 × 400	1150	3.19	D19 × 5	2.87	D13 - 1 ctc. 80	0.79	10	B
I-3	400 × 400	1150	3.19	D19 × 5	2.87	D13 - 1 ctc. 70	0.91	10	A
I-4	400 × 400	1150	3.19	D19 × 5	2.87	D13 - 1 ctc. 60	1.06	10	B
I-5	400 × 400	1150	3.19	D19 × 5	2.87	D13 - 1 ctc. 50	1.27	10	B
I-6	400 × 400	1150	3.19	D19 × 5	2.87	D13 - 1 ctc. 40	1.58	10	A
II-1	400 × 400	1150	3.19	D16 × 5	1.99	D13 - 1 ctc. 90	0.70	5	A
II-2	400 × 400	1150	3.19	D16 × 5	1.99	D13 - 1 ctc. 70	0.91	5	B
II-3	400 × 400	1150	3.19	D16 × 5	1.99	D13 - 1 ctc. 50	1.27	20	A

表-2 材料強度

供試体番号	コンクリート圧縮 強度F <sub>ck</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	軸方向鉄筋 降伏強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	帯鉄筋 降伏強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )
I-1	280	3976	3639
I-2	269	3547	3854
I-3	240	3976	3639
I-4	238	3547	3854
I-5	315	3858	3854
I-6	326	3976	3639
II-1	288	4099	3639
II-2	273	3858	3854
II-3	343	4099	3639

する。ここでaはせん断スパン)をパラメータとし、帯鉄筋比を0.51~2.27%、耐力比1.50~4.16と変化させた。

試験は2シリーズに分けて行い、シリーズI(基本シリーズ)では、断面形状、軸方向鉄筋量、せん断スパンを同一とし、供試体1~6で帯鉄筋比を変化させている。シリーズIIは軸方向鉄筋の影響を探るため、シリーズIに対して軸方向鉄筋量を少なく(D19→D16)し、供試体1~3で帯鉄筋比を変化させており、軸方向圧縮応力は5kgf/cm<sup>2</sup>~20kgf/cm<sup>2</sup>まで変化させている。

供試体のコンクリートの設計基準強度は270kgf/cm<sup>2</sup>とし、試験時材令の圧縮強度は標準供試体により確認した。また、鉄筋はSD345を使用し、降伏強度は鉄筋の引張試験により確認した。供試体に用いた材料強度を表-2に示す。

載荷は一定軸方向応力度のもとで、柱頭部付近を載荷点とした静的正負水平交番載荷を行った。最外縁の軸方向鉄筋のひずみが鉄筋の材料試験の結果から求まる降伏ひずみに達したときの変位を降伏変位(δy)とし、これ以降δyを片振幅とした変位制御により正負交番載荷を1サイクルとした。パターンAでは2δy, 4δy, 6δyをそれぞれ1サイクルずつ載荷し、8δy以降は9δy, 10δyと1δy毎に3サイクルずつ載荷した。パターンBでは2δy以降1δy毎に1サイクルずつ載荷した。パターンA, Bとも荷重が降伏荷重Pyの7割を下回った時点で実験を終了することとした。載荷サイクルをこのようにしたのは、大変形領域での繰返し載荷による軸方向鉄筋の低サイクル疲労による破断をできるだけ避けるためである。

### 3. 試験結果

試験結果を表-3に示す。正負交番載荷試験のじん性率μは、最外縁の引張鉄筋が降伏する時を降伏時、荷重-載荷点変位曲線の包絡線が降伏荷重Pyを下回る時を終局時とし、終局時の変位δuと降伏時の変位δyとの比(δu/δy)として求めている。なお、表中における終局時の変位は終局前後の変位量を荷重の比により補完した値とした。

#### 3.1 破壊状況

シリーズI, IIの破壊の傾向は以下の通りである。

載荷パターンA, B共に、初期ひび割れ発生後、引張側の軸方向鉄筋が降伏し、その後載荷面の

表-3 試験結果

供試体番号	降伏変位 δy (mm)	降伏荷重 Py (tf)	最大荷重 Pmax (tf)	終局直前		終局直後		じん性率 (実験値) μ	エネルギー 吸収容量 (kJ)	
				変位 (mm)	荷重 (tf)	変位 (mm)	荷重 (tf)			
I-1	6.50	23.74	30.64	47.60	25.50	54.40	16.00	48.86	7.52	131.5
I-2	8.13	23.72	28.87	71.97	25.52	80.22	15.15	73.41	9.03	153.1
I-3	7.56	24.84	30.94	66.60	27.30	74.00	23.10	70.93	9.38	179.9
I-4	7.66	23.34	28.40	80.28	25.09	87.77	17.69	82.05	10.71	219.0
I-5	6.92	23.90	31.36	86.32	25.95	93.10	22.34	90.17	13.02	330.8
I-6	7.14	24.71	31.30	62.10	28.80	69.00	22.70	66.73	9.35	---
II-1	6.35	19.46	23.85	52.00	22.20	58.50	19.40	58.36	9.19	105.6
II-2	6.18	16.12	20.81	72.13	17.84	78.13	15.62	76.78	12.43	139.6
II-3	6.15	21.85	27.00	59.00	22.90	64.90	20.20	61.29	9.96	---

曲げひび割れの増加に伴って、側面（載荷直角方向の面）の斜めひび割れが伸展する。交番載荷が進むと載荷面の柱下部のコンクリートが若干粉砕され、載荷に伴い鉛直方向のひび割れが発生し、軸方向鉄筋のはらみ出しによりかぶりコンクリートが剥離し、柱下部の断面が減少し、その後耐力の低下に伴って終局に至った。図-3に各供試体の終局時のひび割れ状況を示す。

シリーズIにおいて、帯鉄筋比が異なる2体の供試体の破壊状況を以下に示す。

帯鉄筋量の比較的少ない供試体I-2は、8 tfで柱下端から20cm付近に初期ひび割れが生じ、その後載荷面の曲げひび割れが増加し、曲げひび割れに伴い側面の斜めひび割れが生じた。交番載荷により4~5  $\delta y$  付近で載荷面下部に縦ひび割れが若干入り、8  $\delta y$  付近で載荷面のかぶりコンクリートが浮上がり始め、9  $\delta y$  付近で載荷面のかぶりコンクリートが剥落し、耐力が低下し終局に至った。破壊後の状況は、柱下端から40cm程度まで載荷面のかぶりコンクリートが剥離し、軸方向鉄筋のはらみ出しは目視で3 cm程度となった。また、試験終了後、浮上がったかぶりコンクリートを取除いて観察すると、帯鉄筋に囲まれたコアコンクリートに大きな斜めひび割れが生じており、このひび割れは反対側の側面まで達していた。この斜めひび割れの交点の位置を塑性ヒンジ高さ[2]とすると、この高さはフーチング天端から20cm付近であった。

帯鉄筋量の比較的多い供試体I-5は、8 tfで柱下端から15cm付近に初期ひび割れが生じ、その後載荷面の曲げひび割れが増加し、曲げひび割れに伴い側面の斜めひび割れが生じた。交番載荷により6~7  $\delta y$  付近で載荷面下部に縦ひび割れが若干生じ、10  $\delta y$  付近で載荷面のかぶりコンクリートが浮上がり始め、13  $\delta y$  付近で剥離が始まり、15  $\delta y$  付近で終局に至ったが、12  $\delta y$  以降の耐力の低下は緩やかであった。破壊後の状況は、柱下端から30cm付近までの載荷面のかぶりコンクリートが剥離し、側面も柱下端から20cm程度まで剥離していた。軸方向鉄筋のはらみ出しは目視で2 cm程度と比較的少なかった。塑性ヒンジ高さは、フーチング天端から17cm付近であった。

供試体I-6では10  $\delta y$ 、II-3では11  $\delta y$  の各々2サイクル目あたりで引張側の軸方向鉄筋が破断し、耐力が低下した。鉄筋の破断は、帯鉄筋間隔が50mm以下と比較的小さい場合に発生する傾向があった。これは、帯鉄筋間隔を小さくすると座屈長が短くなるためであると思われる。なお、鉄筋が破断した供試体は部材の最終的な変形性能が確認できないと判断し、以下の検討から除くこととした。

シリーズI、II共に、帯鉄筋量を多くすることにより、曲げ降伏後の破壊形態がせん断破壊から軸方向鉄筋のはらみ出しにより断面が欠損することにより耐力が低下する形態へ移行すると思われる。また、終局変位に達する1~2  $\delta$  前の変位において、供試体の柱下部に若干のかぶりコンクリートの浮上がり及び剥離は見られるものの、柱の損傷は軽微であった。

### 3.2 荷重-変位曲線

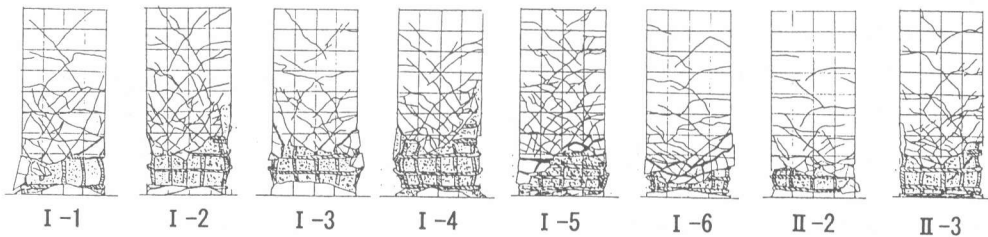


図-2 ひび割れ図（載荷方向  $\leftrightarrow$ ）

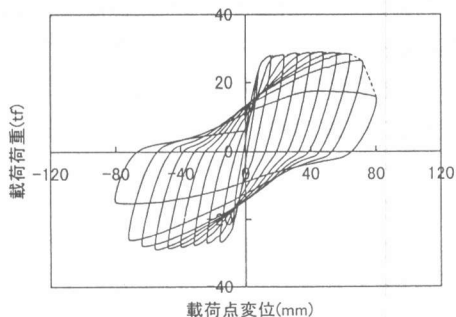
シリーズIにおいて、パターンBにより荷重を行った3体の供試体の荷重-変位曲線（以下「P- $\delta$ 曲線」とする）を図-3に示す。3体の供試体の各 $\delta y$ 毎のP- $\delta$ 曲線は、終局に至るまで安定した紡錘型のループを示している。また、荷重-変位曲線の包絡線をみると、降伏変位（1 $\delta y$ ）後、耐力が増加し、3 $\delta y$ 以降最大耐力付近を維持するが、損傷が進むと耐力が低下していく状況がわかる。図-4に荷重サイクル毎の最大荷重と降伏荷重の比と荷重サイクル毎の変位（ $n \times \delta y$ ）との関係を示す。図によると、帯鉄筋比が比較的小さい供試体I-2は包絡線が降伏荷重を下回ると共に耐力が降伏荷重の6割程度まで落ちているが、帯鉄筋の比較的多い供試体I-5は降伏荷重を下回った後も変位で+1 $\delta y$ の交番荷重荷重に対して耐力が降伏荷重の7割程度を維持しており、緩やかに耐力低下をしていることがわかる。

図-5に最大耐力後の耐力の落ち具合（ $\tan \theta = P(i-j)/\delta(i-j)$ 、以下、下り勾配とする）と最大耐力以後の変位（ $n \times \delta y$ ）との関係を示す。ここで、最大耐力以後の変位とは、P- $\delta$ 曲線の包絡線が最大耐力を示したときの変位を0とし、これ以後の変位を $\delta y$ の整数倍で示したものである。図によると、帯鉄筋比が多いほど下り勾配の変化率は小さく、終局以降も急激な破壊とならずに、緩やかに耐力が低下していくことがわかる。

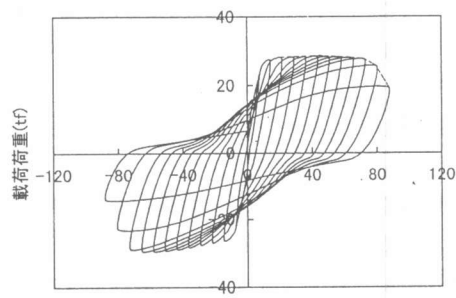
### 3.3 じん性率と帯鉄筋

図-6にシリーズIにおけるじん性率 $\mu$ と帯鉄筋比の関係を示す。また、表-4に供試体全体のせん断耐力、曲げ耐力、耐力比の計算値を示す。図に示す計算値は、帯鉄筋比0.6%以下についてのじん性率と耐力比の傾向をみるため、シリーズIと同じ諸元で帯鉄筋比を0.14~0.60とし、文献[1]に示すじん性率算定式（適用範囲： $P_w \leq 0.6\%$ ）を用いて、試算したものである。

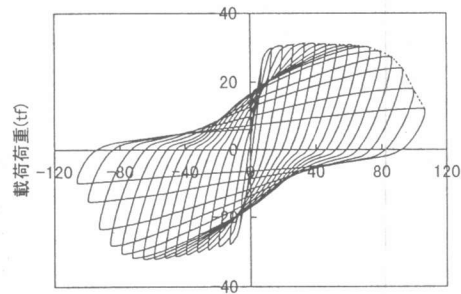
図より、荷重パターンA、B共に帯鉄筋比が0.6%を越える場合でも帯鉄



(a) 供試体 I-2



(b) 供試体 I-4



(c) 供試体 I-5

図-3 荷重-変位曲線の例

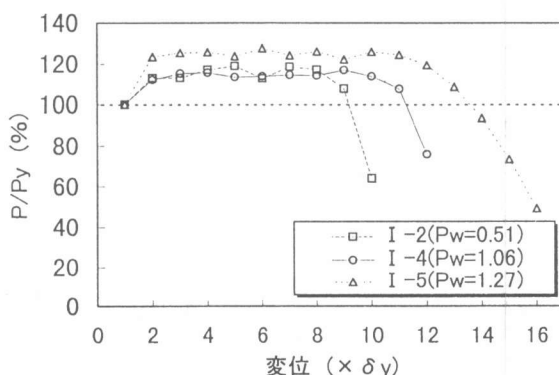


図-4 P/Py- $\delta$ 線図

筋比の増加によりじん性率が増加する傾向が見られる。また、その増加割合は帯鉄筋比 0.14~0.6%までで試算した計算値の増加割合に比べて小さくなっている。

### 3.4 じん性率と耐力比

図-7 にシリーズ I, II のじん性率  $\mu$  と耐力比の関係を示す。耐力比 1.5~3.2 程度の範囲内では、じん性率と耐力比には直線的な増加関係が見られる。また、耐力比を 3.2 と大きくした場合のじん性率は、耐力比 1.5 の場合のじん性率の約 1.7 倍となり、じん性率の増加割合はそれほど大きくないことがわかる。

耐力比が概ね等しい I-5 と II-2 を比較すると、じん性率がほぼ等しいことがわかる。

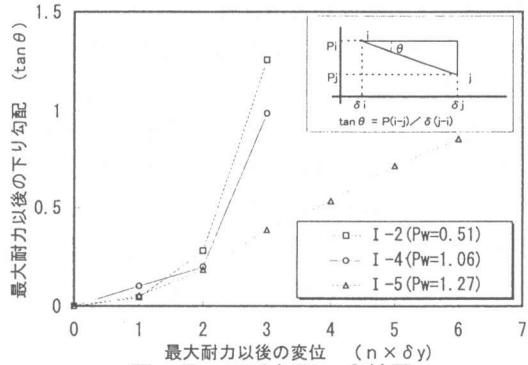


図-5 最大耐力以後の下り勾配- $\delta$ 線図

表-4 計算値

供試体番号	せん断耐力			曲げ降伏耐力 My(tf·m)	最大曲げ耐力 Mu(tf·m)	耐力比		
	Vc (tf)	Vs (tf)	Vy (tf)			Mu-a	Vc-a	Vs-a
I-1	17.19	23.09	40.28	24.42	30.86	1.50	0.64	0.86
I-2	17.07	38.22	55.29	21.99	28.02	2.27	0.70	1.57
I-3	16.35	41.24	57.59	24.11	30.24	2.19	0.62	1.57
I-4	16.41	50.95	67.36	21.78	27.55	2.81	0.68	2.13
I-5	17.97	61.14	79.11	22.28	28.67	3.17	0.72	2.45
I-6	18.06	72.17	90.23	24.73	31.5	3.29	0.66	2.63
II-1	15.04	32.07	47.12	17.58	22.56	2.40	0.77	1.63
II-2	14.81	43.67	58.49	16.56	21.37	3.15	0.80	2.35
II-3	17.72	57.73	75.45	20.92	26.06	3.33	0.78	2.55

### 3.5 等価粘性減衰定数

図-8 にパターンBで荷重したシリーズ I の等価粘性減衰定数  $he$  [1] と変位の関係を示す。変位が増加するに従い、 $he$  は大きくなる。変位が進むと  $he$  は

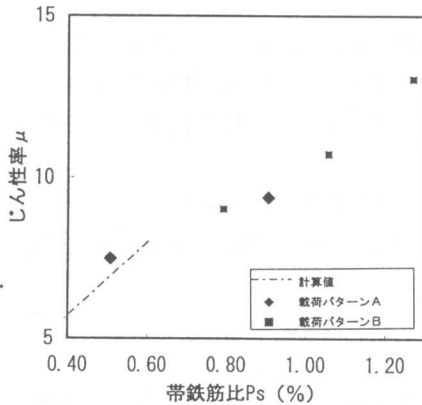


図-6 じん性率-帯鉄筋比 (シリーズ I)

0.25~0.3 程度で安定するが、さらに変位が大きくなり部材が終局に達すると  $he$  が急激に増加する傾向がある。これは部材の破壊により急激に耐力が落ち、見掛け上荷重-変位曲線のループが大きくなるためであると考えられる。また、終局時の  $he$  の増加割合は帯鉄筋比が大きいほど小さくなる傾向があるが、これは部材の破壊が帯鉄筋を密に配置するほど緩やかに進むためであると考えられる。

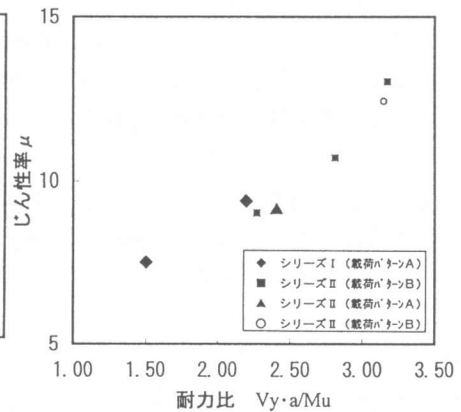


図-7 じん性率-耐力比

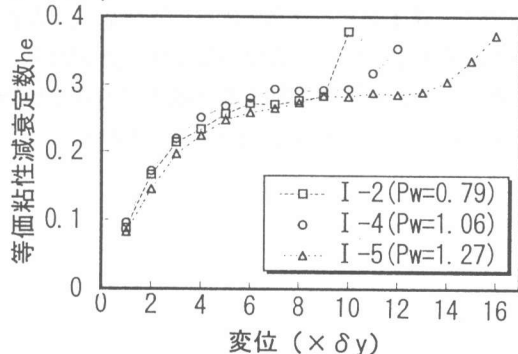


図-8 等価減衰定数-変位

### 3. 6 エネルギー吸収容量

図-10 にエネルギー吸収容量 (図-9 参照) [3] と帯鉄筋比  $P_s$  の関係を示す。エネルギー吸収容量は、荷重-変位曲線において1サイクルの履歴曲線で囲まれた面積の終局時点までの総和とする。帯鉄筋比 0.4~1.3% 程度の範囲では、帯鉄筋比が大きいほどエネルギー吸収容量が大きい傾向があり、エネルギー吸収容量は帯鉄筋量の増加によりほぼ線形に増加する傾向がある。

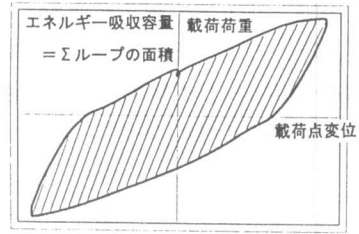


図-9 エネルギー吸収容量

### 4. まとめ

今回の帯鉄筋を帯鉄筋比 0.6%以上配置した R C柱の静的水平交番載荷試験により得られた知見を以下に示す。

- ①破壊状況は、曲げ降伏後、軸方向鉄筋のはらみ出しによるかぶりコンクリートの剥離により耐力が低下し、その後体力の低下に伴って終局に至る状況である。
- ②終局に至る1~2 δ y 前の変位において、柱の損傷は軽微である。
- ③帯鉄筋比 0.6%以上においても、帯鉄筋比の増加に伴い、じん性率は向上する。
- ④耐力比 3.2 程度までは、耐力比の増加に伴い、じん性率は増加する傾向がある。
- ⑤エネルギー吸収容量は、帯鉄筋比 1.3%程度まで、帯鉄筋比が大きいほど大きくなる傾向がある。

また、特に載荷パターンBについて得られた知見を以下に示す。

- ①帯鉄筋を密に配置するに伴って、最大耐力後の耐力の低下が緩やかになり、安定した破壊形態をとる傾向がある。

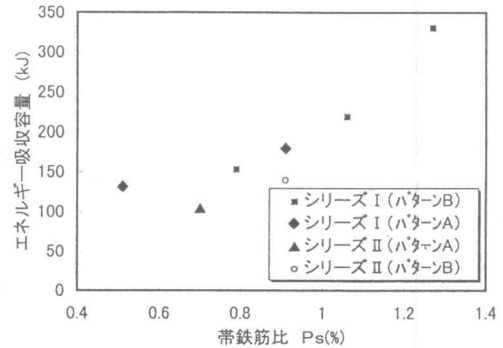


図-10 エネルギー吸収容量-帯鉄筋比

### 参考文献

- [1]石橋忠良, 吉野伸一: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究, 土木学会論文集, 第 390 号/V-8, pp57-66, 1988.2
- [2]尾坂芳夫, 鈴木基行, 桑澤庄次郎, 石橋忠良: 静的交番繰り返し荷重下での R C柱の履歴復元力特性に関する研究, 土木学会論文集, 第 372 号/V-5, pp45-54, 1986.8
- [3]滝本和志, 川島一彦: 基部で曲げ破壊する R C橋脚のエネルギー吸収容量の定式化, 土木学会論文集, No.532/V-30, pp5-13, 1996.2