

## 鉄筋を途中定着した橋脚の耐震性能に関する実験的研究

## EXPERIMENTAL STUDIES ON SEISMIC RESISTANCE OF A PIER WITH REINFORCEMENT TERMINATED IN A TENSION ZONE

山本 強\*・石橋忠良\*\*・大坪正行\*\*\*・小林晋爾\*\*\*\*

By Tsuyoshi YAMAMOTO, Tadayoshi ISHIBASHI,  
Masayuki OTSUBO and Shinji KOBAYASHI

In case of pier structures, reinforcing steel bars are cut off by the way, then those are resulted to be anchored in tensile zone of members. Some pier structures are damaged by earthquake near those section.

Presented in this paper are

- ① Results of a series of experiments by using modified specimens on failure mechanism of those members.
- ② Some rational proposal for structural design method concerning to earthquake.
- ③ On the basis of the results obtained;

Resisting moment capacity of anchored zone will be raised till equivalent level as base of piers, which guarantee 1.5 times against calculated moment.

## 1. まえがき

引張鉄筋はコンクリートの圧縮部に定着することが原則となっているが、橋脚などでは作用曲げモーメントが三角形分布となるため、経済性から橋脚躯体途中で曲げに対して不要となった鉄筋を減らしているので地震荷重を受けたとき、途中定着した鉄筋はコンクリートの引張部に定着されることになる。昭和53年6月の宮城県沖地震、昭和57年3月の浦河沖地震による橋脚の被害も鉄筋の途中定着部に生じたものが多かった。

本報告は交番繰返し荷重を受ける部材の鉄筋の途中定着部の破壊性状を模型実験により調査し、これらの実験結果より、地震荷重を受ける橋脚等の鉄筋の途中定着部の合理的設計法を提案するものである。

## 2. 鉄筋コンクリート部材の耐震評価

鉄筋コンクリート部材のような弾塑性体が地震荷重を受けたときの荷重-変位曲線の包絡線は、図-1のOABのような曲線となる。一方、この弾塑性体の降伏剛性と

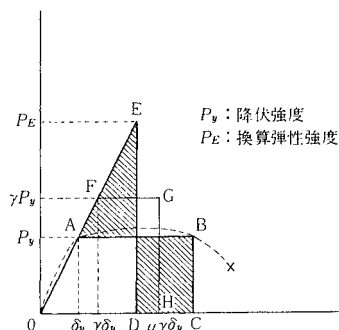


図-1 荷重-変位曲線

同一の剛性をもつ完全弾性体に同一の地震荷重を作用させたときの応答は、図-1のOAEのようになる。この場合、面積 $\triangle OED$  = 面積 $\square OABC$ が成り立ついわゆるエネルギー一定則が成立することが知られている<sup>1)</sup>。つまり、弾塑性体の耐震性能は等価な弾性震度で評価することができ、変形能力の大きな弾塑性体ほど耐震性能がすぐれていることになる。本論文においても、このような考えに基づき、耐震性の評価を行っている。

## 3. 鉄筋を途中定着した橋脚の交番載荷実験

## (1) 供試体概要

\* 正会員 国鉄構造物設計事務所 所長  
(〒151 渋谷区代々木2-2-6)

\*\* 正会員 国鉄構造物設計事務所 主任技師(同上)

\*\*\* 国鉄大阪工務局 主席(〒532 大阪市淀川区西中島5-4-20)

\*\*\*\* 正会員 清水建設(株)広島支店(〒730 広島市中区上八丁堀8-2)

表-1 供試体諸元

供試体 形状	No.	部材 厚 (cm)	部材 幅 (cm)	高さ $H$ (cm)	$a$ (cm)	カット オフ比	曲げモー メントせ ん断力比 $M/S_s$	カットオ フ点の引 張鉄筋比 $P_t(\%)$	せん断 補強鉄 筋比 $P_w(\%)$	軸力 $N$		主鉄 筋径	カットオフ点における供試体の耐力 (tf)					
										(kg/cm <sup>2</sup> )	(MPa)		曲げ降伏耐力 $S_y$		曲げ破壊耐力 $S_u$		せん断耐力 $V_y$	
													(tf)	(kN)	(tf)	(kN)		(tf)
矩形 橋 脚	I-1	35	150	200	150	1/3	4.8	0.68	0	10	0.98	D 13	25.9	253.8	26.6	260.7	28.5	279.3
	2	35	150	200	150	1/2	4.8	0.52	0	10	0.98	"	21.1	206.8	21.7	212.7	27.2	266.7
	3	35	150	200	112.5	1/2	3.6	0.52	0.17	10	0.98	"	28.1	275.4	28.9	283.2	51.4	503.7
	4	35	150	200	112.5	1/2	3.6	0.52	0	0	0	"	21.8	213.6	22.5	220.5	23.1	226.4
	5	35	150	200	112.5	1/2	3.6	0.52	0.17	0	0	"	21.8	213.6	22.5	220.5	47.3	463.5
	6	35	150	100	50	1/2	1.6	0.35	0	0	0	"	34.0	333.2	35.4	346.9	20.2	198.0
	7	35	150	100	50	1/2	1.6	0.35	0.15	0	0	"	34.0	333.2	35.4	346.9	41.6	407.7
	8	35	150	150	100	1/2	3.2	0.35	0.15	10	0.98	"	24.2	237.2	25.5	249.9	46.9	459.6
	9	35	150	150	112.5	1/2	3.6	0.35	0	0	0	"	15.1	148.0	15.9	155.8	20.2	198.0
	10	35	150	150	75	1/2	2.4	0.35	0	0	0	"	22.7	222.5	23.9	234.2	20.2	198.0
	11	35	150	150	112.5	1/2	3.6	0.35	0.15	0	0	"	15.1	148.0	15.9	155.2	41.6	407.7
	12	35	150	150	75	1/2	2.4	0.35	0.15	0	0	"	22.7	222.5	23.9	234.2	41.6	407.7
矩形 橋 脚	II-2	60	60	130	80	1/2	1.5	0.66	0.63	10	0.98	D 16	61.9	606.6	64.0	627.2	81.9	802.6
	3	60	60	130	80	1/2	1.5	0.66	0	10	0.98	"	61.9	606.6	64.0	627.2	18.2	178.4
	4	60	60	130	80	1/2	1.5	0.23	0.27	10	0.98	D 13	29.0	284.2	30.5	298.9	42.6	417.5
	5	60	60	130	80	1/2	1.5	0.23	0	10	0.98	"	29.0	284.2	30.5	298.9	15.3	149.9
	6	40	60	95	52.5	1/2	1.5	1.13	0.99	10	0.98	D 16	59.5	583.1	60.6	593.9	78.9	773.2
	7	40	60	155	87.5	1/2	2.5	2.02	0.63	10	0.98	D 22	60.8	595.8	61.9	606.6	59.1	579.2
	8	40	60	155	87.5	1/2	2.5	1.23	0.36	10	0.98	D 19	38.6	378.2	39.3	385.1	41.7	409.0
	9	40	60	155	87.5	1/2	2.5	0.54	0.27	10	0.98	D 13	19.5	191.1	20.1	197.0	30.0	294.0
	10	40	60	155	87.5	1/2	2.5	0.54	0.27	10	0.98	"	19.5	191.1	20.1	197.0	30.0	294.0
	円形 橋 脚	III-15	$\phi$ 65	165	97.5	1/2	1.5	0.13	0.25	10	0.98	D 13	21.5	210.7	25.6	250.9	37.7	369.5
16		$\phi$ 65	165	97.5	1/2	1.5	0.41	0.63	10	0.98	D 22	45.9	449.8	54.6	535.1	79.3	777.1	
17		$\phi$ 65	165	97.5	1/2	1.5	0.30	0.63	20	1.96	D 19	43.0	421.4	50.1	491.0	79.8	782.0	
18		$\phi$ 65	230	162.5	1/2	2.5	0.45	0.25	10	0.98	D 22	25.3	247.9	29.0	284.2	40.0	392.0	
19		$\phi$ 65	230	162.5	1/2	2.5	0.18	0.25	20	1.96	D 16	20.1	197.0	22.6	221.5	40.1	393.0	
20		$\phi$ 65	230	162.5	1/2	2.5	0.18	0.13	20	1.96	"	20.1	197.0	22.6	221.5	27.9	273.4	

## a) 要 因

I, II シリーズ (矩形橋脚), III シリーズ (円形橋脚) の供試体諸元を表-1 に示す。I シリーズではカットオフ点 (鉄筋を止める点) における  $M/Sd$  (円形橋脚の場合,  $M/SD$ ), 引張鉄筋比:  $A_s/bd$  (円形橋脚の場合,  $4A_s/\pi D^2$ ), カットオフ比 (カットオフ点におけるカットオフした鉄筋量のカットオフした鉄筋量とカットオフしない鉄筋量の合計量に対する比), せん断補強鉄筋比:  $A_w/b_s$  (円形橋脚の場合,  $A_w/D_s$ ), 軸力:  $N/bh$  (円形橋脚の場合,  $4N/\pi D^2$ ) の要因に主として着目し, II シリーズではそのうちせん断補強鉄筋比,  $M/Sd$  にまた, III シリーズではせん断補強鉄筋比, 軸力および円形橋脚の特性について主として着目した。

ここに

$M$ : カットオフ点における曲げモーメント

$S$ : カットオフ点におけるせん断力

$d$ : 部材の有効高さ

$D$ : 円形橋脚の直径

$A_s$ : 矩形橋脚におけるカットオフしない引張鉄筋の断面積

$A'_s$ : 円形橋脚におけるカットオフしない鉄筋の断面積  $\times 1/4$

$A_w$ : 区間  $s$  におけるせん断補強鉄筋の断面積

$N$ : 軸力

$h$ : 矩形橋脚の部材厚

$b$ : 矩形橋脚の部材幅

なお, 実際の橋脚のカットオフ比が一般に 1/2 であるため, カットオフ比は 1/2 と 1/3 についてのみ比較した。

## b) 配 筋

供試体の配筋例を図-2 に示す。

配筋は橋脚付け根の鉄筋より先にカットオフ点の鉄筋が降伏するように定めた。また, 橋脚付け根からカットオフ点までの距離を鉄筋の定着長  $30\phi$  ( $\phi$ : 鉄筋直径), または  $d$  (以下円形橋脚では  $D$ ) のいずれか大きい値以上とし, 橋脚付け根の影響がカットオフ点の破壊性状に加わらないよう配慮した。II-2~5 については, 橋脚付け根の耐力を鉄筋の途中定着部の耐力より大きくするため,  $d$  より 5 cm 小さい値となっている。

せん断補強鉄筋の配置範囲はカットオフ点の上下それぞれ  $d$  の範囲, I-11, 12 はカットオフ点の下側  $d$  の範囲とした。せん断補強鉄筋の形状はすべて閉合形とした。軸方向鉄筋は II-2, 3, 6~10 が 2 段配筋で, 2 段目 (内側) の鉄筋をすべてカットオフしている。他はすべて 1 段配筋である。なお, II-5, 10 についてはカッ

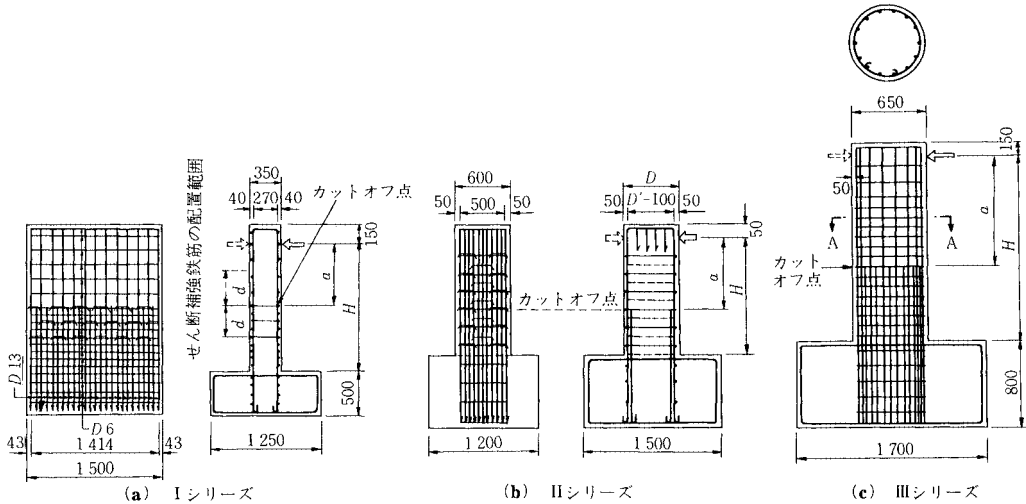


図-2 供試体の配筋例

トオフした鉄筋を直角に供試体内側に折り曲げて定着している。

c) 試験体の耐力

試験体の耐力の計算値を表-1 に示す。

計算値は以下に示す実際の材料強度を用いて求めた。  
 [鉄筋 (SD 30)]  $\sigma_{sy} = 4\,000 \text{ kgf/cm}^2$  (392 MPa),  $\sigma_{su} = 5\,400 \text{ kgf/cm}^2$  (529 MPa),  $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$  (0.206  $\times 10^6$  MPa), 実断面積 (鉄筋の引張試験結果より推定) D 13 : 1.14 cm<sup>2</sup>, D 16 : 1.86 cm<sup>2</sup>, D 19 : 2.72 cm<sup>2</sup>, D 22 : 3.72 cm<sup>2</sup>

[コンクリート] 圧縮強度 : I シリーズ 200 kgf/cm<sup>2</sup> (19.6 MPa), II シリーズ 260 kgf/cm<sup>2</sup> (25.5 MPa), III シリーズ 300 kgf/cm<sup>2</sup> (29.4 MPa)

供試体の耐力の計算値のうち、曲げ降伏耐力は引張鉄筋 (円形橋脚の場合は図-3 に示す位置の鉄筋) が降伏点応力度の値に達したときの値とし、曲げ破壊耐力は国

鉄建造物設計標準<sup>2)</sup>によった。また、せん断耐力は次式により求めた<sup>3)</sup>。

$$V_y = 0.94 (f'_c)^{1/3} (1 + \beta_a + \beta_p + \beta_n) b d + A_{\omega} \sigma_{sy} z \frac{\sin \alpha + \cos \alpha}{s} \dots \dots \dots (1)$$

$$[V_y = 0.20 (f'_c)^{1/3} (1 + \beta_a + \beta_p + \beta_n) b d + A_{\omega} \sigma_{sy} z \frac{\sin \alpha + \cos \alpha}{s} \text{ (SI 単位)}]$$

$$\beta_a = \sqrt[4]{100/d} - 1 \geq 0$$

$$\beta_p = \sqrt{100 p_t} - 1 \leq 0.73$$

$$\beta_n = 2M_0/M_u$$

ここに、

$V_y$  : せん断耐力

$f'_c$  : コンクリートの圧縮強度

$d$  : 部材の有効高さ

$p_t$  : 引張鉄筋比

$M_0$  : 断面内に引張応力を生ずる限界の曲げモーメント

$M_u$  : 断面の破壊曲げモーメント

$A_{\omega}$  : 区間  $s$  におけるせん断補強鉄筋の断面積

$\sigma_{sy}$  : せん断補強鉄筋の降伏点応力度

$\alpha$  : せん断補強鉄筋と部材軸とのなす角度

$$z : 0.875 d$$

円形橋脚の場合、①引張鉄筋比  $\rho_t$ , ②部材の有効高さ  $d$  について、ここでは便宜的に、 $\rho_t = 4 A'_s / \pi D^2$ ,  $d = D$ ,  $b d = \frac{1}{4} \pi D^2$  として取り扱った。

(2) 実験方法

測定項目は載荷荷重、各点の水平変位、軸方向鉄筋およびせん断補強鉄筋のひずみ、ひびわれ性状などであり、

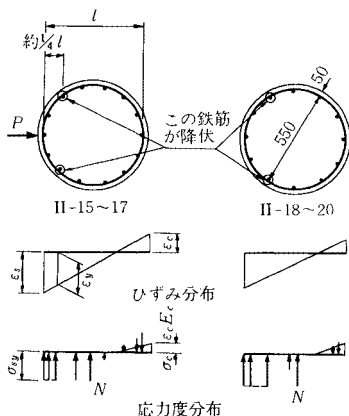


図-3 円形橋脚の曲げ降伏耐力の計算上の仮定

II, III シリーズでは供試体天端の鉛直変位についても測定した。なお、I シリーズではフーチング内の鉄筋のひずみを測定し、橋脚付け根の鉄筋の抜け出しを調べたが、カットオフ点での鉄筋の降伏が先行し、フーチング内のひずみは各変位でほとんど変化しないので、II, III シリーズでは測定を省略した。

加力は油圧ジャッキによる交番繰返し载荷とし、 $\delta_y$  をカットオフ点で引張鉄筋（円形橋脚では図-3 に示す鉄筋：鉄筋中心を結んでできる円を考え、引張縁側の鉄筋からこの円の直径の約 1/4 の位置にある鉄筋）が降伏したときの変位として、 $\pm 1 \delta_y$ 、 $\pm 2 \delta_y$ ……と载荷し、それぞれの変位で 10 回の交番载荷を繰り返すことを基本とした。ただし、3 回の交番载荷後、载荷荷重の最大値がその前の载荷荷重の最大値の 95 % 以上であれば次の変位に移ることとした。

軸力は、I シリーズでは PC 鋼棒で与えたが、PC 鋼棒の存在がじん性評価に影響しないよう II, III シリーズでは常に一定軸力が鉛直方向に作用するようにパンタグラフと回転板を用い、油圧ジャッキで与えた。

(3) 実験結果

表-2 に各供試体の降伏荷重  $P_0$ 、最大荷重  $P_{max}$  と、

それぞれの計算値との比較およびじん性率を示す。

じん性率  $\mu$  は交番繰返しによる载荷荷重の包絡線がカットオフ点から  $d$  または鉄筋の定着長のどちらか大きい値だけ下がった断面において、カットオフしない鉄筋のみによる曲げ降伏耐力につり合う荷重  $S_y'$ （計算値）を下回らないときの最大変位を降伏変位  $\delta_y$  で除した値とした。（ ）内に示したじん性率  $\mu'$  は、 $\delta_y$  にかえて図-4 に示す  $\delta_y'$  を降伏変位として求めた値である。

なお、円形橋脚ではどの位置の鉄筋が降伏したときに曲げ降伏したと定義するか、せん断耐力をどのように算定するかは定義が確定していないが、今回の実験の整理

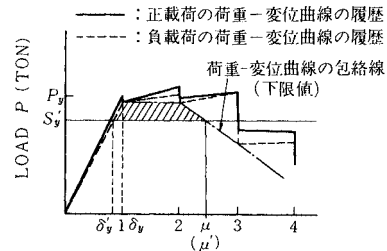


図-4 じん性率の算定方法

表-2 実験結果および計算値との比較

形状	No.	降伏荷重		最大荷重		じん性率		計算値との比率			備考
		$P_0$ (tf)	$P_0$ (kN)	$P_m$ (tf)	$P_m$ (kN)	$\mu$	$\mu'$	$P_0/S_y$	$P_m/S_m$	$P_0/V_y$	
矩形橋脚	I-1	25.7	251.9	27.0	264.6	2.5	2.6	0.99	1.02	0.90	カットオフ点で降伏
	2	21.7	212.7	23.3	228.3	2.6	3.0	1.03	1.07	0.80	"
	3	26.5	259.7	29.9	293.0	2.5	3.0	0.94	1.03	0.52	"
	4	22.4	219.5	22.4	219.5	1.3	1.8	1.03	1.00	0.97	"
	5	20.6	201.9	22.7	222.5	2.5	3.1	0.94	1.01	0.44	"
	6	28.4	278.3	28.4	278.3	2.0	2.8	0.94	0.80	1.41	"
	7	29.7	291.1	29.7	291.1	3.0	3.9	0.87	0.84	0.71	"
	8	23.5	230.3	27.2	266.6	3.2	3.9	0.97	1.07	0.50	"
	9	(16.4)	(160.7)	(18.4)	(180.3)	—	—	(1.09)	(1.16)	(0.81)	"
	10	21.6	211.7	22.0	215.6	3.0	3.3	0.95	0.92	1.07	"
	11	14.0	137.2	16.5	161.7	>4	>4.6	0.93	1.04	0.34	"
	12	21.1	206.8	22.9	224.4	>4	>5.2	0.93	0.96	0.51	"
矩形橋脚	II-2	45.3	443.9	57.1	559.6	>4	>4.8	0.73	0.89	0.55	カットオフ点で降伏
	3	43.0	421.4	43.0	421.4	<1	<1	0.69	0.67	2.36	"
	4	27.0	264.6	28.5	279.3	3.5	4.0	0.93	0.93	0.63	"
	5	25.3	247.9	25.3	247.9	1.1	1.3	0.87	0.83	1.65	"
	6	40.8	399.8	51.1	500.8	3.4	3.7	0.69	0.84	0.52	"
	7	49.5	485.1	50.7	496.9	1.4	1.7	0.81	0.82	0.50	"
	8	29.8	292.1	32.6	319.5	2.4	2.9	0.77	0.83	0.71	"
	9	17.0	166.6	19.5	191.1	2.6	2.7	0.87	0.97	0.57	"
	10	17.5	171.5	18.6	182.3	—	—	—	—	—	付け根で降伏
	10R	17.4	170.5	20.2	198.0	2.5	2.9	0.89	1.00	0.58	カットオフ点で降伏
円形橋脚	III-15	20.7	202.9	25.1	246.0	3.7	5.8	0.96	0.98	0.55	カットオフ点で降伏
	16	43.1	422.4	55.0	539.0	3.6	5.8	0.94	1.01	0.54	"
	17	40.2	394.0	49.4	484.1	3.5	5.4	0.93	0.99	0.50	"
	18	24.1	236.0	30.9	302.8	4.6	6.1	0.95	1.07	0.60	"
	19	19.7	193.1	23.1	226.4	3.6	4.5	0.98	1.02	0.49	"
20	20.8	203.8	25.7	251.9	4.0	5.0	1.03	1.14	0.75	"	

○ I-9 は载荷中にトラブルがあった。

○ II-1, II-11 ~ 14 はカットオフをしていないので省略した。

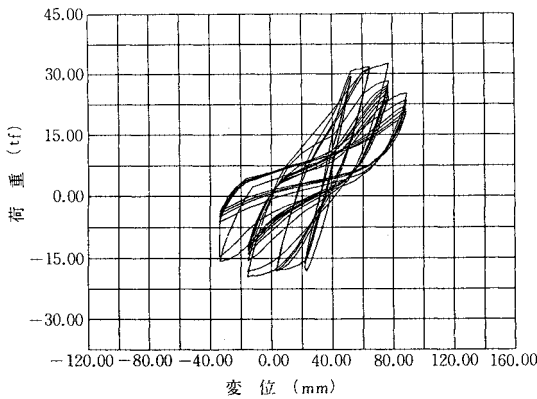
では、前述のように、鉄筋中心を結んでできる円を考え、引張縁側の鉄筋からこの円の直径の約1/4の位置の鉄筋が降伏したときに曲げ降伏したと定義し、せん断耐力については3.(1)c)で述べたように式(1)を若干修正して用いることとした。

a) 変位

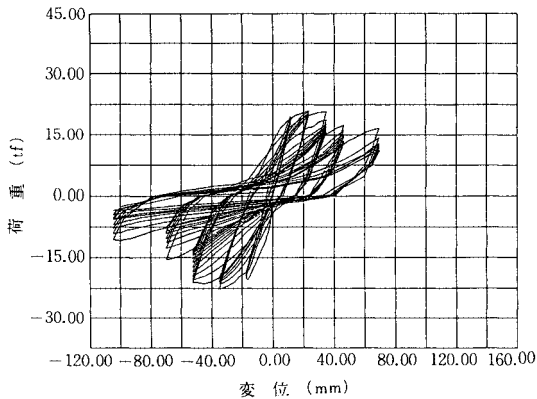
荷重-変位曲線の代表例を図-5に示す。なお、変位は載荷位置での値である。

水平変位については橋脚付け根から天端まで20~30cm間隔で測定した。矩形橋脚の水平変位分布の一例を図-6に示す。この図に示すように、 $2\delta_y$ 以降でカットオフ点付近で折れるように変形しており、水平変位の増加に伴う回転角の増加は、カットオフ点の下側より上側の方が大きい傾向にある。

鉛直変位については、軸力を与える前を0として橋脚上面の2か所について測定した。鉛直変位(2か所の平均値)-水平変位曲線は、一般に図-7に示すような形状を示しており、軸力が作用しているにもかかわらず、水平変位が大きくなるにつれて浮き上がる傾向がみられる。これは降伏した鉄筋の伸びとひびわれの閉合の不完



(a) I-4



(b) I-5

図-5 荷重-変位曲線

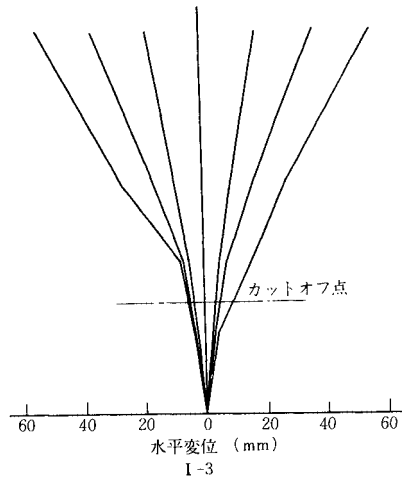


図-6 水平変位分布

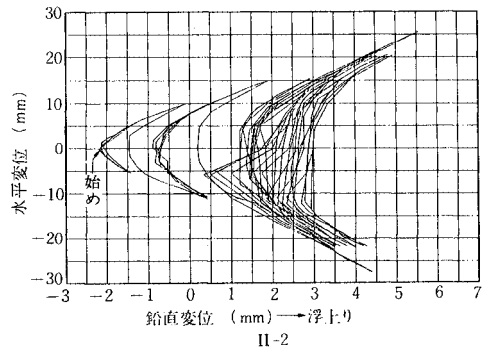


図-7 鉛直-水平変位曲線

全さの影響であると考えられる。

b) 降伏荷重

各供試体の降伏荷重  $P_0$  とカットオフしない鉄筋のみによる曲げ降伏耐力につる合う荷重(計算値)との比率  $P_0/S_y$  についてみると(表-2参照), I シリーズでは0.87~1.03, II シリーズでは0.69~0.93, III シリーズでは0.93~1.03となっており, ほとんどの供試体が計算値より小さい荷重でカットオフ点付近でカットオフしない鉄筋が降伏している。

c) ひびわれおよび破壊性状

写真-1, 2に矩形橋脚と円形橋脚のひびわれ状況および破壊状況を示す。

ひびわれは最初引張側のほぼ全面に曲げひびわれが発生し, その後カットオフ点付近の曲げひびわれが卓越し,  $2\delta_y$ 以降で斜めひびわれへと発達していったのが一般的であった。

I-11とI-12はせん断補強鉄筋をカットオフ点の下側の範囲のみに配置したが, 斜めひびわれがせん断補強

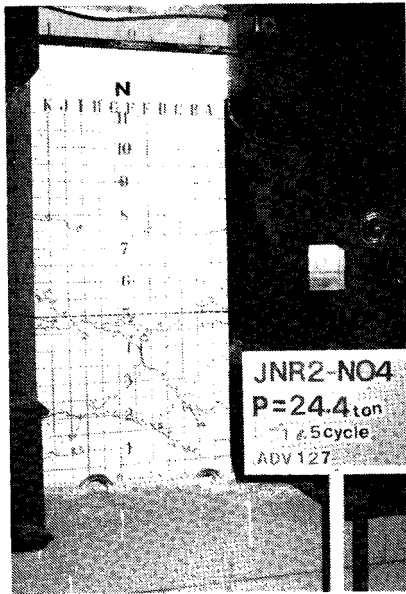
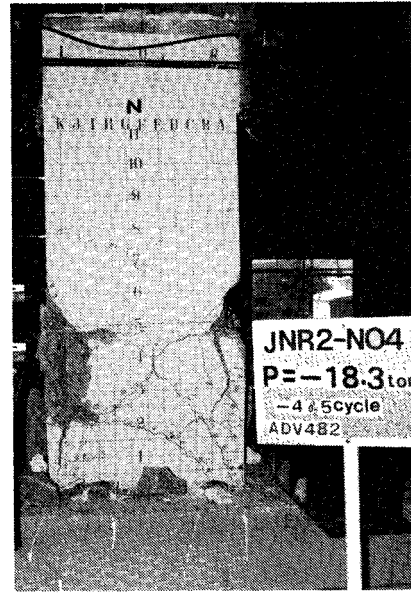
(a) 1  $\delta$ , 時(b) 4  $\delta$ , 時

写真-1 II-4

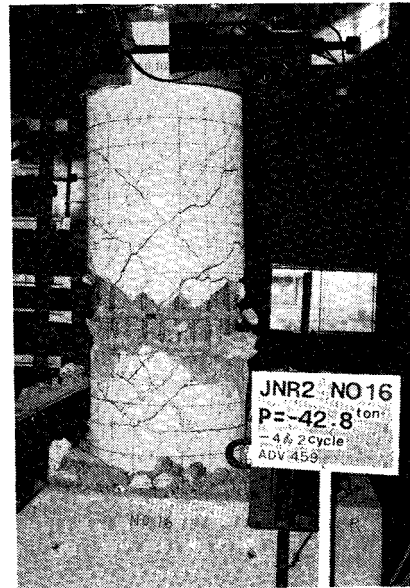
(a) 1  $\delta$ , 時(b) 4  $\delta$ , 時

写真-2 III-16

鉄筋ないしカットオフ点の上側に生じ、ひびわれ幅が大きくなる傾向にあったので、他の供試体はすべてカットオフ点の上下  $d$  の区間にせん断補強鉄筋を配置した。

破壊性状については矩形橋脚のほとんどの供試体において、カットオフ点より下側のかぶりコンクリートがはく落する付着割裂破壊を伴っていたのに対し、円形橋脚

ではこの傾向が少ない。これは円形橋脚では引張鉄筋が外側から順番に降伏していくが、矩形橋脚では一度に降伏すること、矩形橋脚のせん断補強鉄筋は矩形であるのでせん断補強鉄筋による軸方向鉄筋および内部コンクリートの拘束効果が円形橋脚のせん断補強鉄筋に比べて小さいことが理由であると考えられる。なお、円形橋脚

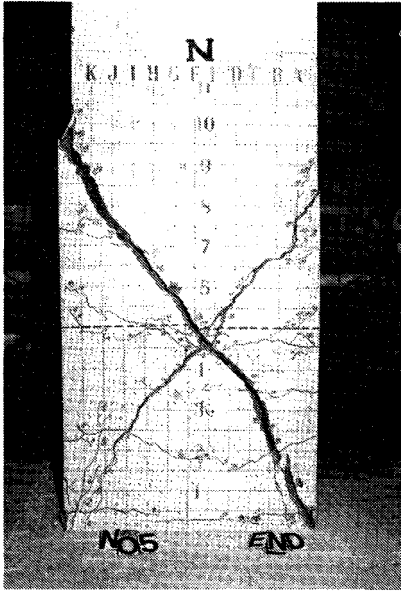


写真-3 II-5

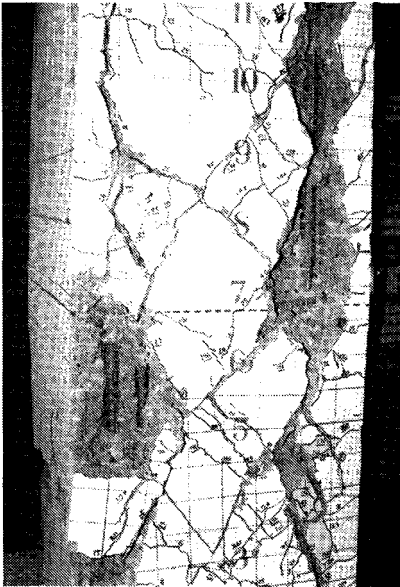


写真-4 II-7

の曲げ降伏時の表面のひびわれ状況は、矩形橋脚の曲げ降伏時のひびわれ状況と比べて特に有意差はみられなかった。

特異な破壊性状として、せん断補強鉄筋量が0で、曲げ降伏時の発生せん断応力度の比較的大きいII-3, 5の供試体は、 $1\delta_y$ 時に斜めひびわれが発生し、 $2\delta_y$ 時に急激な耐力の低下を示してせん断破壊した。この斜めひびわれは写真-3に示すように荷重載荷点から橋脚付け根に通じるものでX型に発生していた。また、引張鉄

筋比が2.02%と大きいII-7の供試体は、写真-4に示すように橋脚躯体全域に付着割裂破壊を生じ、 $2\delta_y$ 時に耐力が急激に低下した。

d) 鉄筋の定着方法の影響

表-2に示すII-10R(カットオフした鉄筋の形状を除き、配筋、形状はII-9と同じ)、はカットオフした鉄筋を直角に折り曲げて定着した供試体II-10が橋脚付け根で降伏したため、橋脚付け根を補強して再実験したものである。

供試体II-10は橋脚付け根の耐力とカットオフ点の耐力とがほぼ等しかったので、カットオフした鉄筋を折り曲げることによる定着効果により橋脚付け根の鉄筋の方が先に降伏したものと考えられる。しかし、橋脚付け根を補強したII-10Rはカットオフ点付近で降伏し(実験はII-10と同じ変位制御)、II-10Rの荷重-変位曲線はII-9の荷重-変位曲線と同じような形状で、じん性率も同程度となっている。

この実験ではカットオフ点で鉄筋が降伏した場合、カットオフした鉄筋を直角に折り曲げて定着しても、じん性の向上にほとんど寄与しない結果となった。

e) 鉄筋のひずみ分布

本実験での軸方向鉄筋のひずみ分布( $+1\delta_y$ ,  $+2\delta_y$ ,  $+3\delta_y$ の最初の最大荷重時の値)は、一般に図-8に示すようであり、カットオフしない鉄筋の $+1\delta_y$ 時のひずみはカットオフ点で最大となり、それより下ではカットオフした鉄筋と共同で働くため、カットオフしない鉄筋のひずみは減少し、矩形橋脚ではカットオフ点より下側20~30cm(15φ~23φ)のところで両者のひずみが同程度となっている。カットオフした鉄筋のひずみは $+2\delta_y$ ,  $+3\delta_y$ となるにつれて増加しているが、カットオフした鉄筋のカットオフ点の下側でのひずみは供試体によって差が生じている。これは付着の劣化に関連し、次の変位に移るときに耐力が増加している供試体もしくは耐力の低下の小さい供試体では、カットオフした鉄筋の

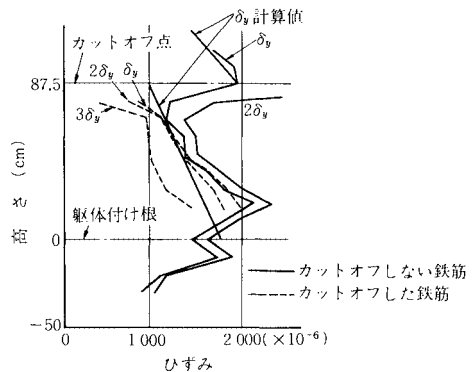


図-8 軸方向鉄筋のひずみ分布II-4

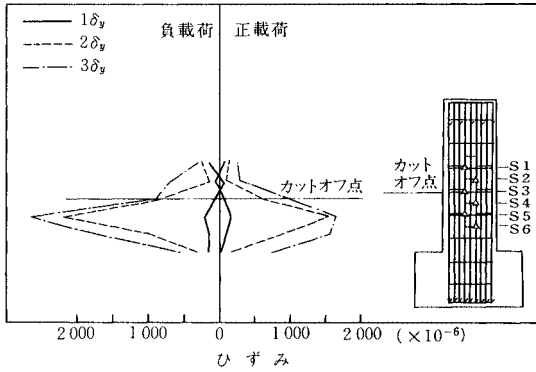


図-9 せん断補強鉄筋のひずみ分布Ⅱ-9

カットオフ点の下側でのひずみは増加の傾向にあり、耐力の低下の著しい供試体では、カットオフした鉄筋のひずみはその前の変位での値より減少している。なお、カットオフ点における軸方向鉄筋のひずみは降伏時 1900  $\mu$  であるのが、 $2\delta_y$  時には 10000~20000  $\mu$  にも達している。

せん断補強鉄筋のひずみ分布 ( $+1\delta_y$ ,  $+2\delta_y$ ,  $+3\delta_y$  の最初の最大荷重時の値) は図-9 に示すように、カットオフ点付近で最大となり、 $2\delta_y$  以降で降伏点応力度に達している。

#### 4. 考 察

##### (1) 荷重-変位曲線の包絡線および等価粘性減衰定数

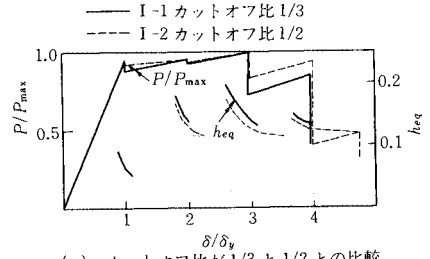
各変位での最大荷重  $P$  の最大荷重  $P_{max}$  に対する比  $P/P_{max}$  と  $\delta/\delta_y$  との関係、等価粘性減衰定数<sup>1)</sup>  $h_{eq}$  と  $\delta/\delta_y$  との関係について、カットオフ比、せん断補強鉄筋比、軸力、の要因別に取り出して比較したものを図-10 に示す。

$h_{eq}$  は図-11 に示す式で求め、1回の交番繰返し載荷で1つの値が得られる。この値が大きいかほど大きなエネルギーを消費できる。

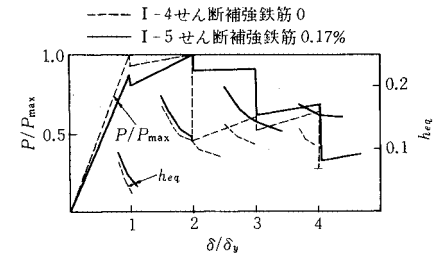
図-10 (a) はカットオフ比が 1/2 と 1/3 の場合の比較であるが、 $\delta/\delta_y$  と  $P/P_{max}$  および  $h_{eq}$  との関係においてほとんど差がない。図-10 (b) はせん断補強鉄筋比が 0% と 0.17% の場合の比較であるが、せん断補強鉄筋比が 0% より 0.17% の方が  $\delta/\delta_y$  が大きくなるにつれて、 $P/P_{max}$ ,  $h_{eq}$  とともに大きくなっている。図-10 (c) は軸力が 0  $\text{kg}/\text{cm}^2$  と 10  $\text{kg}/\text{cm}^2$  (0.98 MPa) の場合の比較であるが、軸力が 0  $\text{kg}/\text{cm}^2$  より 10  $\text{kg}/\text{cm}^2$  の方が  $\delta/\delta_y$  が大きくなるにつれて、 $P/P_{max}$ ,  $h_{eq}$  とともに幾分小さくなっている。

##### (2) モーメントシフト+定着長

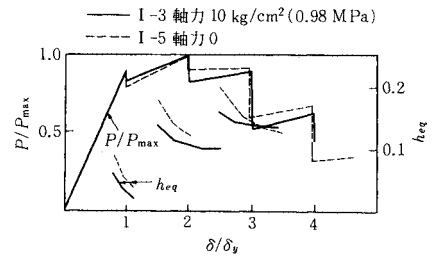
3. (2) b) で述べたように、 $P_0$  が  $S_y$  より小さいの



(a) カットオフ比が 1/3 と 1/2 との比較



(b) せん断補強鉄筋比が 0 と 0.17% との比較



(c) 軸力が 10  $\text{kg}/\text{cm}^2$  (0.98 MPa) と 0 との比較

図-10  $P/P_{max}$  および等価粘性減衰定数

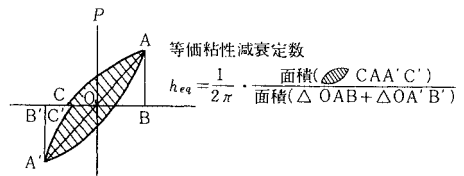


図-11 等価粘性減衰定数

はモーメントシフトとカットオフした鉄筋の定着長の影響と考えられるが、両者を区別することができないのでその影響を [モーメントシフト+定着長] として扱うこととする。

[モーメントシフト+定着長] を各変位での最大荷重  $P$  による曲げモーメントとカットオフしない鉄筋のみによる降伏曲げモーメントとが釣り合う点からカットオフ点までの距離として求める。

[モーメントシフト+定着長] と引張鉄筋比の関係を図-12 に示すが、 $1\delta_y$  時の [モーメントシフト+定着長] は引張鉄筋比が大きくなるほど大きくなる傾向がみられる。しかし、 $2\delta_y$  時になると、[モーメントシフト+定



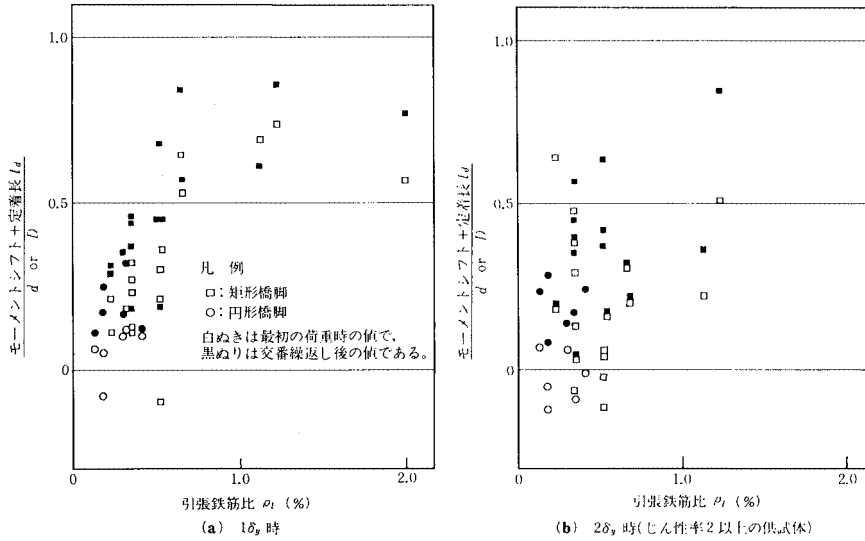


図-12 引張鉄筋比と [モーメントシフト+定着長]

着長] との関連性はあまりみられないようである。

なお、[モーメントシフト+定着長]と  $V_s/S_y$  ( $V_s$ :せん断補強鉄筋のみによるせん断耐力) および  $M/S_d$  との関連性は本実験ではみられなかった。

(3) じん性

a) 鉄筋の途中定着部でのじん性評価

鉄筋の途中定着部のじん性の検討位置は、カットオフ点から  $d$  または鉄筋の定着長のどちらか大きい値だけ下がった断面とし、じん性率は  $\mu'$  として評価することとした。なお、 $\mu'$  は正負の両方の荷重-変位曲線より求まる小さい方の値とした。

b) せん断耐力と  $S_y'$  の比の影響

鉄筋コンクリート部材は、一般にせん断耐力と曲げ耐力との比が小さいほどじん性に乏しい。

鉄筋の途中定着部についても、式(1)で求めたせん断耐力  $V_y$  と  $S_y'$  の比  $V_y/S_y'$  と  $\mu'$  の関係を図-13に示す

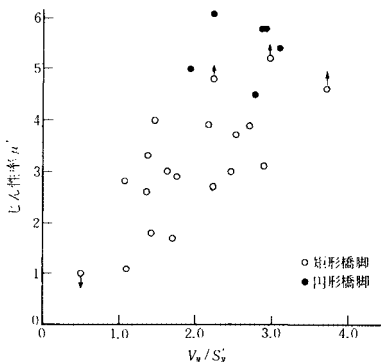


図-13  $V_y/S_y'$  とじん性率

が、 $V_y/S_y'$  が小さいほど  $\mu'$  が小さい。

図-13 から、 $\mu'$  と  $V_y/S_y'$  との相関をみると、相関係数が 0.7 の次式の直線回帰式が得られた。

$$\mu' = 1.4 V_y/S_y' + 0.6 \dots \dots \dots (2)$$

本実験でのカットオフ点の位置  $a$  と高さ  $H$  との比  $a/H$  は 0.5~0.75 の範囲である。理論上、鉄筋の途中定着部の回転能力が同一だとすると、橋脚付け根を基点とした変位によりじん性率を評価した場合、カットオフ点の位置が上になるほど、すなわち  $a/H$  が小さくなるほど降伏変位の中に占めるカットオフ点より下の部分の変位が増加するため、じん性率は小さくとなると考えられるが、本実験の範囲の  $a/H$  では、特にその傾向はみられない。これはカットオフ点より下の部分の回転角も繰返し载荷に伴って若干大きくなっていることと、じん性率という評価には相当のばらつきがあるためと考えられる。

c)  $M/S_d$  の影響

鉄筋コンクリート部材は、一般にせん断スパン桁高比が小さいほどじん性に乏しくなる。

しかし、鉄筋の途中定着部の  $M/S_d$  とじん性率との関連性は本実験の範囲ではみられなかった。

5. 鉄筋を途中定着する場合の耐震設計について

鉄道橋脚のカットオフ点の位置の調査結果によると、カットオフの回数は高さが 20 m 程度までの橋脚では、一般に 2 回程度である。橋脚付け根から 1 回目のカットオフ点の位置は  $a/H$  が 0.5~0.75 (1 回のみのカットオフの場合を含む)、2 回目のカットオフ点の位置は

0.25～0.4の範囲にあるものがほとんどである。

橋脚が地上にすべて出ていれば、鉄筋の途中定着部の耐力の余裕を橋脚付け根の耐力の余裕より大きくしておけば、鉄筋の途中定着部での降伏は生じない。しかし、現実には橋脚付け根は地中にあることが多く、土の抵抗が加算されるため、次の弱点であるカットオフ点の鉄筋が降伏する例があるものと考えられる。

本実験結果からは、 $a/H$  が0.5～0.75で、カットオフ比が1/2～1/3の範囲において、式(2)より、じん性率を2以上確保するためには  $V_s/S_y$  を1.0以上に、じん性率を3以上確保するためには  $V_s/s_y$  を1.7以上とすればよい。

実際の荷重-変位曲線の包絡線は図-4のように示され、図中の斜線部を考えると、式(2)より求めるじん性率を設計に反映させても安全性は確保されと考えられる。

じん性率を3以上確保するためには多量のせん断補強鉄筋が必要となるので、実用上の配筋を考えると、 $V_s/s_y$  を1.0以上とし、鉄筋の途中定着部のじん性率を2として設計に反映させるのが妥当であると考えられる。

橋脚付け根で降伏する場合は、一般にじん性率を4程度確保できるので、エネルギー一定則が成立するとすれば、鉄筋の途中定着部の耐震性能を橋脚付け根の耐震性能と同等にするためには耐力を5割増しとすることが必要となる。つまり、図-1において、 $c$ の位置を  $4\delta_v$  とすると面積  $\square ABCO = \text{面積} \square FGHO$  関係から次式が求まる。

$$r = \sqrt{\frac{7}{2\mu - 1}}$$

この式に  $\mu = 2$  を代入すると  $r \approx 1.5$  となる。

本実験の範囲では、 $a/H$  の影響は認められなかったが、 $a/H$  の小さい2回目以上の鉄筋の途中定着部ではさらに耐力を大きくするのがよいと考えられる。

以上の結果をまとめると、鉄筋を途中定着する場合の実用的な設計法としては以下のようにすればよいと考えられる。

同一断面で定着する鉄筋断面積が全鉄筋断面積の1/2～1/3の範囲で、止めない鉄筋のみによる部材の曲げ耐力が設計曲げモーメントの1.5倍以上ある断面から部材の有効高さまたは鉄筋の定着長のどちらか大きい長さだけ延ばすとともに、止める点の前後、それぞれ部材の有効高さの範囲のせん断耐力は設計せん断力の1.5倍以上とする。ただし、せん断耐力は式(1)で求めた値とする。また、2回目以上の鉄筋の途中定着部では、1回目の鉄筋の途中定着部より耐力に余裕をもたすのがよい。

## 6. ま と め

本実験の範囲で得られた結果をまとめると以下のとおりである。

(1) 鉄筋の途中定着部は、橋脚付け根での降伏の場合と比べてじん性に乏しい。これは鉄筋の降伏後、かぶりコンクリートがはく落し、カットオフした鉄筋の付着が失われ、被害の範囲が広範囲になるためと考えられる。

(2) 鉄筋の途中定着部のじん性率は、カットオフ比が1/2～1/3、 $a/H$  が0.5～0.75の範囲で、せん断耐力の曲げ降伏時のせん断力に対する比にほぼ比例関係にある。また、橋脚付け根を基点とする変位により評価したじん性率は、 $a/H$  が小さくなるほどじん性率も小さくなると予想されたが、本実験結果からは明確とならなかった。

(3) 鉄筋の途中定着部の1  $\delta_v$  時の[モーメントシフト+定着長]は引張鉄筋比が大きいほど大きい傾向にある。

(4) カットオフ比が1/2と1/3とでは、鉄筋の途中定着部の破壊性状において、有意差がないようである。

(5) 鉄筋の途中定着部で降伏した場合の等価粘性減衰定数はほぼ0.1である。

(6) 矩形橋脚の鉄筋の途中定着部の破壊はほとんどの場合付着割裂破壊を伴っている。これに対し、円形橋脚は付着割裂破壊が少ない。これはせん断補強鉄筋の軸方向鉄筋に対する拘束効果が円形橋脚の方が大きいと考えられる。

(7) 円形橋脚の鉄筋の途中定着部は、曲げ降伏耐力を鉄筋中心を結んでできる円を考え、引張縁側の鉄筋からこの円の直径の約1/4の位置の鉄筋が降伏したときの値とすることにより、じん性率と  $V_s/s_y$  の関係が矩形橋脚の場合とほぼ同様となり、矩形橋脚と耐震設計上はほぼ同一に扱うことができる。

(8) 鉄筋を途中定着した場合の耐震設計の考え方を提案した。

最後に、本論文をまとめるにあたり、東京大学・岡村教授にご指導いただいたこと、実験にあたり、清水建設岡田武二氏に多大なご協力を得たこと、昭和55年度、吉田研究奨励金をいただいたことを記して、御礼申し上げます。

## 参 考 文 献

- 1) Veletsos, A. and Newmark, N. M. : Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions, Proc. 2nd WCEE, 1960.
- 2) 国鉄建造物設計標準解説(鉄筋コンクリート構造物および無筋コンクリート構造物), 土木学会, 昭和58年.
- 3) コンクリート構造の限界状態設計法試案, 土木学会コンクリートライブラリー, 第48号.
- 4) 建築物の耐震設計資料: 日本建築学会, 昭和56年, 等(1983. 8. 25・受付)