

鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究

STUDY ON DEFORMATION CAPACITY OF REINFORCED CONCRETE BRIDGE PIERS UNDER EARTHQUAKE

石橋忠良*・吉野伸一**

By Tadayoshi ISHIBASHI and Shin-ichi YOSHINO

In order to find deformation capacity of reinforced concrete bridge piers under earthquake, cyclic horizontal loading tests were carried on the specimens of bridge piers for which span ratio, tensile reinforcement ratio, web reinforcement ratio and axial compressive stress has been modified, and the effect due to these factors against deformation capacity has been identified.

Furthermore, a study was made on the method to obtain ductilities for quantitative evaluation of deformation capacity of the reinforced concrete bridge piers, and a method capable of calculating thereof relatively accurately was proposed.

Keywords : reinforced concrete bridge, deformation capacity, ductility

1. ま え が き

鉄筋コンクリート部材の地震時の安全性の検討は、従来、静的な震度法で耐力の検討を行ってきたが、大地震によるぜい性的な破壊の危険を少なくするためには、耐力だけではなく部材降伏後の変形能力を大きくすることの重要性が認識されてきた。

鉄筋コンクリート柱の変形能力に関する実験・研究は、従来建築の分野で数多く行われてきた。軸方向力と曲げを受ける既往の建築の分野での研究は、実際の建築物の諸元を反映して、引張鉄筋比1~2%程度、せん断補強鉄筋比0.2~1.2%程度、軸方向圧縮応力度20~120 kg/cm²程度、および、せん断スパン比1~3程度の範囲の供試体を用いた水平力交番載荷試験が多い。その結果、引張鉄筋比、せん断補強鉄筋比、軸方向圧縮応力度、および、せん断スパン比の各要因と鉄筋コンクリート柱の変形性能の関係について主に定性的な評価がなされている¹⁾。

一方、鉄道橋脚等の土木構造物は、その諸元が引張鉄

筋比1%以下、せん断補強鉄筋比0~0.4%、軸方向圧縮応力度5~20 kg/cm²、および、せん断スパン比2~5程度が一般的であり、建築物の諸元と異なっている。近年、これらの諸元を有した供試体による水平力交番載荷試験も行われており、変形性能の検討が行われている^{2)~5)}。しかし、鉄筋コンクリート部材の変形性能を定量的に評価する方法は明らかにされていないのが現状である。

著者らは鉄道橋脚を対象として、せん断スパン比、軸方向引張鉄筋比、せん断補強鉄筋比、および、軸方向圧縮応力度を変化させた橋脚供試体で静的水平力交番載荷実験を行い、変形性能に対するこれら要因の影響を調べた。また、これらの実験結果から鉄筋コンクリート橋脚のじん性率(荷重-変位曲線の包絡線が降伏荷重を下回らない最大変位(終局変位という)を降伏時の変位(降伏変位という)で除した値)を求める方法を検討し、比較的精度よく算定する方法を見出したので報告する。

2. 橋脚供試体水平力交番載荷実験

(1) 供試体形状および諸元

供試体形状を図-1に示す。鉄筋コンクリート部材の変形性能に影響を与える要因として、せん断スパン比(以下、 a/d という)、引張鉄筋比(以下、 P_t という)、せ

* 正会員 工博 東日本旅客鉄道株式会社仙台工事事務所工事管理室室長(〒980 仙台市五橋1-1-1)

** 正会員 北海道旅客鉄道株式会社工務部工事課課長代理(〒060 札幌市中央区北五条西四丁目)

ん断補強鉄筋比（帯鉄筋比：以下、 P_w という）、および、軸方向圧縮応力度（以下、 σ_0 という）等が考えられるので、鉄道橋脚の諸元を考慮しながら各要因を変化させた。供試体諸元を表-1に示す。シリーズIは変形性能に対する P_i 、 P_w 、 σ_0 の影響を調べるために行った基本シリーズであり、 a/d を4.0に固定し、 P_i 、 σ_0 は一般の鉄筋コンクリート柱の値を基本とし P_w を変化させたものである。シリーズII、III、Vは、鉄筋コンクリート橋脚を対象として比較的 P_i の小さい範囲（引張鉄筋降伏時の発生せん断応力度が小さい）で、 a/d 、 P_w を

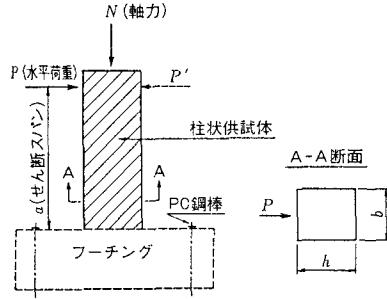


図-1 供試体形状

表-1 供試体諸元実験結果一覧表

シリーズ	供せん断スパン比 a/d	供試体断面 b×d (cm)	引張鉄筋		帯鉄筋		側面鉄筋		軸方向圧縮応力度 σ_0 (kg/cm ²)	コンクリートの強度 (kg/cm ²)	計算値		実験結果					変位						
			本数	P (%)	σ_{sy} (kg/cm ²)	本数	P_w (%)	σ_{sy} (kg/cm ²)			本数	σ_{sy} (kg/cm ²)	P_{y1} (ton)	P_{u1} (ton)	P_{y2} (ton)	P_{u2} (ton)	P_{u2} (ton)	δy (cm)	δu (cm)	δy_l (cm)	δu_l (cm)	δy_{oc} (cm)	δu_{oc} (cm)	μ_o
I	1.4.0	40×40	4D13	0.36	3883	1D10	0.36	3366	2013	3883	15	330	8.3	10.2	10.8	13.2	1.29	0.69	5.52	0.207	0.273	0.389	5.25	13.50
	2.4.0	40×40	4D19	0.82	3490	1D10	0.36	3366	2019	3490	15	334	13.2	16.8	18.3	20.7	1.23	1.10	4.40	0.312	0.389	0.483	4.01	8.30
	3.4.0	40×40	4D25	1.45	3227	1D10	0.36	3366	2025	3227	15	334	19.2	24.6	24.2	28.2	1.15	1.30	5.85	0.376	0.447	0.518	5.40	10.42
	4.4.0	40×40	4D19	0.82	3490	1.506	0.24	3740	2019	3490	15	331	13.1	16.8	18.6	23.8	1.42	1.10	5.50	0.312	0.392	0.498	5.11	10.26
	5.4.0	40×40	4D19	0.82	3490	1D6	0.16	3740	2019	3490	15	334	13.2	16.8	18.5	21.2	1.26	1.10	4.40	0.312	0.389	0.519	4.01	7.73
	6.4.0	40×40	4D19	0.82	3490	1D10	0.29	3366	2019	3490	15	331	13.1	16.8	17.6	21.8	1.26	1.05	5.25	0.312	0.392	0.494	4.86	9.84
	7.4.0	40×40	4D19	0.82	3490	1.506	0.18	3740	2019	3490	10	331	12.5	16.0	16.6	23.4	1.46	1.04	5.20	0.306	0.384	0.496	4.82	9.72
	8.4.0	40×40	4D19	0.82	3490	1D10	0.36	3366	2019	3490	40	331	16.7	20.6	21.0	25.7	1.25	1.05	5.25	0.349	0.438	0.545	4.81	8.83
	9.4.0	40×40	4D19	0.82	3490	1D10	0.36	3366	2019	3490	0	330	10.9	14.4	12.3	14.8	1.03	1.00	6.00	0.291	0.365	0.411	5.64	13.72
	10.4.0	40×40	4D16	0.57	3525	1D10	0.36	3366	2016	3525	15	334	10.3	13.0	13.8	16.7	1.28	0.90	4.50	0.251	0.324	0.428	4.18	9.77
	11.4.0	40×40	4D16	0.57	3525	1.506	0.24	3740	2016	3525	15	330	10.3	13.0	13.0	16.0	1.23	0.91	5.40	0.252	0.329	0.455	5.07	11.14
	12.4.0	40×40	4D16	0.57	3525	1.506	0.24	3740	2016	3525	15	330	10.3	13.0	15.4	18.4	1.42	0.90	5.40	0.252	0.329	0.480	5.07	10.56
II	1.4.0	60×40	9D13	0.54	3670	2D6	0.11	3800	0	0	10	298	12.2	13.4	14.0	14.5	1.09	0.50	2.00*	0.221	0.287	0.269	—	—
	2.4.0	60×40	9D13	0.54	3670	0	0	0	0	0	10	298	12.2	13.4	14.1	15.1	1.13	0.55	2.20*	0.221	0.287	0.300	—	—
	3.3.0	60×40	6D13	0.36	3670	2D6	0.11	3800	0	0	10	300	12.2	13.6	16.2	17.8	1.31	0.37	1.48*	0.157	0.230	0.155	—	—
	4.3.0	60×40	6D13	0.36	3670	0	0	0	0	0	10	298	12.2	13.6	14.2	15.0	1.10	0.44	1.76*	0.157	0.230	0.183	—	—
III	1.2.5	40×50	3D13	0.21	3880	0	0	0	0	5	244	7.3	8.2	10.2	10.2	1.07	0.33	—	0.100	0.123	0.171	—	—	
	2.2.5	40×50	7D13	0.48	3880	0	0	0	0	5	244	14.3	15.7	15.3	15.7	1.00	0.47	0.96	0.132	0.160	0.234	0.80	3.42	
	3.2.5	40×50	7D13	0.48	3880	1D6	0.14	4500	0	0	5	240	14.3	15.6	15.4	16.6	1.06	0.56	3.41*	0.132	0.160	0.206	—	—
	4.2.07	40×50	4D10	0.16	4010	0	0	0	0	5	244	7.7	8.3	9.7	10.3	1.24	0.18	1.08*	0.06	0.078	0.087	—	—	
	5.2.07	40×50	6D13	0.41	3880	0	0	0	0	5	240	15.3	16.7	17.5	17.7	1.06	0.36	0.90	0.098	0.116	0.140	0.78	5.57	
	6.2.07	40×50	6D13	0.41	3880	1D6	0.18	4500	0	0	5	240	15.3	16.7	17.8	18.1	1.08	0.28	1.68*	0.098	0.116	0.116	—	—
	7.1.5	40×50	3D10	0.12	4010	0	0	0	0	5	244	8.4	9.4	12.2	12.2	1.30	0.06	0.37*	0.034	0.045	0.020	—	—	
	8.1.5	40×50	4D13	0.28	3880	0	0	0	0	5	244	15.0	16.5	18.0	19.0	1.15	0.28	1.41*	0.056	0.070	0.062	—	—	
	9.1.5	40×50	4D13	0.28	3880	1D6	0.18	4500	0	0	5	240	14.9	16.5	17.3	18.2	1.10	0.13	0.80*	0.056	0.070	0.043	—	—
	IV	1.2.5	40×40	7D16	0.99	3533	1D10	0.40	3370	0	0	10	344	28.9	23.5	23.6	23.9	1.62	0.51	2.62	0.190	0.238	0.187	2.38
2.2.5		40×40	7D16	0.99	3533	1D10	0.45	3370	2D16	3530	10	344	23.3	28.2	25.9	29.5	1.05	0.46	2.71	0.179	0.225	0.223	2.49	11.17
3.2.5		40×40	7D16	0.99	3533	1D10	0.51	3370	5D16	3530	10	344	26.7	34.6	33.8	38.6	1.12	0.53	2.65	0.185	0.233	0.235	2.42	10.30
4.4.0		40×40	6D19	1.23	3490	1D6	0.11	3740	0	0	10	420	15.7	17.3	17.9	22.7	1.31	0.81	3.28	0.304	0.356	0.506	2.92	5.77
5.4.0		40×40	6D19	1.23	3490	1D10	0.36	3370	4D19	3490	10	420	19.2	25.3	22.8	30.7	1.21	0.91	4.56	0.312	0.382	0.520	5.08	9.77
V		1.4.0	40×50	6D16	0.65	4000	0	0	0	0	5	357	12.0	13.2	12.7	17.2	1.30	0.55	—	0.239	0.291	0.545	—	—
	2.2.5	40×50	6D13	0.41	4040	0	0	0	0	5	346	13.2	14.6	14.0	14.0	0.96	0.27	1.07	0.106	0.133	0.190	0.94	4.95	
	3.2.0	40×50	4D13	0.28	4040	0	0	0	0	5	330	11.8	13.3	12.5	12.5	0.94	0.20	0.79	0.071	0.088	0.104	0.70	6.73	
	4.1.5	40×50	6D13	0.41	4040	0	0	0	0	5	276	21.9	24.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	5.1.5	40×50	5D16	0.54	4000	0	0	0	0	5	299	27.4	29.9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	6.2.5	40×50	6D16	0.65	4000	1D6	0.09	3660	0	0	5	346	19.2	21.0	17.9	19.7	0.94	0.31	1.25	0.138	0.166	0.200	1.08	5.40
	7.2.0	40×50	5D16	0.54	4000	1D6	0.10	3660	0	0	5	346	20.5	22.5	22.1	22.1	0.98	0.20	0.79	0.096	0.113	0.147	1.06	7.21
	8.1.5	40×50	5D16	0.54	4000	1D6	0.16	3660	0	0	5	330	27.4	29.9	26.1	31.0	1.04	0.26	2.08*	0.116	0.141	0.108	—	—
VI	1.4.0	40×40	6D22	1.66	3950	1D10	0.27	3940	0	0	10	359	21.7	23.1	18.9	22.8	0.99	0.77	3.83	0.474	0.576	0.535	3.25	6.07
	2.4.0	40×40	6D22	1.66	3950	1D10	0.42	3940	0	0	10	359	21.7	23.1	19.8	22.9	0.99	0.83	5.81	0.474	0.576	0.512	5.23	10.21
	3.4.0	40×40	6D22	1.66	3950	1D10	0.38	3940	4D22	3950	10	359	26.9	34.3	23.7	33.6	0.98	0.92	5.53	0.511	0.621	0.584	4.91	8.41
	4.4.0	40×40	6D22	1.66	3950	1D13	0.58	4010	4D22	3950	10	359	26.9	34.3	26.0	33.6	0.98	1.03	6.19	0.511	0.621	0.562	5.57	9.9

*1: 測定失敗 *2: せん断破壊先行

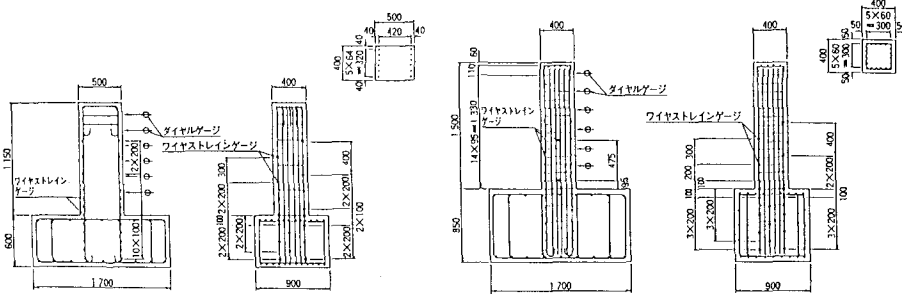


図-2 供試体配筋図の例

化させたものである。シリーズⅣ,Ⅵは、 P_i を比較的大きくして、 a/d 、 P_w を変化させたものである。

供試体配筋の例を図-2に示す。供試体作成に用いたコンクリートの配合を表-2に示す。鉄筋はSD35(細径の一部はSD30)を用いた。軸方向鉄筋はフーチング天端からフーチング内へ鉄筋径の30倍以上延ばし、先端に半円形フックを設けて定着した。せん断補強鉄筋は軸方向鉄筋を取り囲み、先端にフックを設けて軸方向鉄筋にかけて定着した。

(2) 荷重載荷方法および測定項目

図-1に示すようにPC鋼棒で供試体フーチング部を床に固定し、一定軸力のもとで柱頭部付近を載荷点として静的水平力交番載荷を行った。水平荷重載荷は、最大曲げモーメントを生じる断面(橋脚下端)における引張鉄筋のひずみが降伏ひずみに達するまでは荷重制御により行い、降伏時の荷重載荷点付近の水平変位を降伏変位(以下、 δ_y という)と定義し、降伏以降は δ_y を片振幅として交番載荷を行い、以後 δ_y の整数倍の変位を片振幅とした変位制御により交番載荷を行った。各変位段階における繰返し回数は10回を原則としたが、最低3回繰返した後の荷重-変位曲線が前サイクルとほぼ同一とみなせる場合は次の変位段階へ進むこととした。

測定項目は、図-2に示すようにワイヤストレインゲージによる軸方向鉄筋・せん断補強鉄筋のひずみ、ダイヤルゲージによる供試体の変位および軸方向鉄筋がフーチングから拔出す量(フーチング内軸方向鉄筋ひずみの積分値とする)である。

(3) 供試体の耐力

表-1の計算値の概に各供試体の耐力を示す。曲げ降伏耐力(計算値) P_{y1} は、引張側最外側軸方向鉄筋の応力度が降伏点に達するときの荷重であり、曲げ終局耐力(計算値) P_{u1} は、国鉄建造物設計標準⁶⁾によりコンクリートの終局ひずみを0.0035として求めた。これらの計算値は表-1に示してある実測したコンクリートの強度、および鉄筋の降伏点強度を用いて求めた。

3. 実験結果

(1) 降伏荷重・最大荷重

実験から得られた降伏荷重(P_{y2})および最大荷重(P_{u2})を表-1の実験値の概に示す。実験から得られた最大荷重と曲げ終局耐力の計算値との比は平均で1.15となり、実験で得られた最大荷重の方が若干大きな値となっている。

(2) 荷重-変位曲線

荷重-変位曲線の例を図-3に示す。

荷重-変位曲線の特徴を P_w 、 P_i 、 σ_0 、 a/d 等各要因別

表-2 コンクリートの配合

シリーズ	設計基準強度 kgf/cm ²	セメントの種類	粗骨材の 最大寸法 (mm)	水セメン ト比 (%)	1 m ³ あたり材量 (kg)				
					セメント	水	粗骨材	相付材	混和剤
I (R)	270	普通ポルト ランドセメント	25	49 (58)	347 (298)	170 (173)	755 (824)	1011 (1068)	0.868 (0.827)
II (R)	240	早強ポルト ランドセメント	20	57.5	303 (289)	174 (166)	816 (818)	1000 (1031)	0.758 (0.723)
V	270	早強ポルト ランドセメント	25	49	296	145	681	1239	2.96

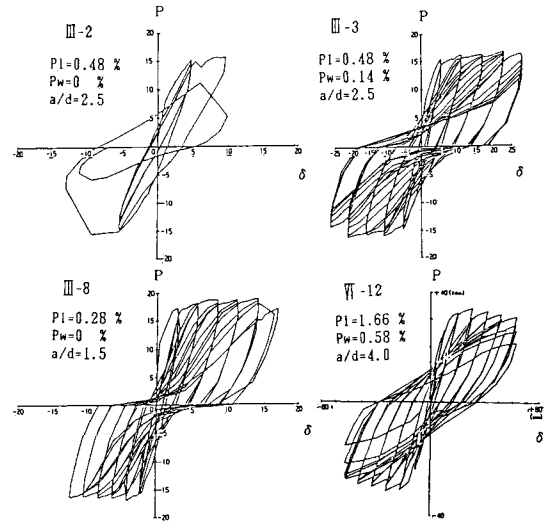


図-3 荷重-変位曲線の例

に整理すると以下のようなになる。

a) せん断補強鉄筋(帯鉄筋)の影響

a/d 、 P_i 、 σ_0 を一定として、 P_w を変化させた場合の荷重変位曲線の包絡線を図-4(a)、(b)に示す。図-4(a)は帯鉄筋の有無による比較であり、同(b)は P_w の差による比較である。帯鉄筋を増すことによりじん性率が改善されることが明らかである。

b) 引張鉄筋比の影響

$a/d=4.0$ 、 $P_w=0.36\%$ 、 $\sigma_0=15 \text{ kg/cm}^2$ で一定として、 P_i を0.36%、0.57%、0.82%、1.45%と変化した場合の比較では、 P_i が大きくなるほど降伏荷重・最大荷重は大きくなり、じん性率は P_i が一番小さい場合が優れていたが顕著な差はみられなかった。

c) 軸方向圧縮応力度の影響

$a/d=4.0$ 、 $P_i=0.82\%$ 、 $P_w=0.36\%$ で一定として、 σ_0 を0、15、40 kg/cm^2 と変化した場合の比較では σ_0 が大きいほど耐力は大きくなるが、じん性率に顕著な差はみられなかった。

d) せん断スパン比の影響

$P_i=0.65\%$ 、 $\sigma_0=5 \text{ kg/cm}^2$ 、 $P_w=0$ または0.09%とほぼ同一とし、 a/d を4.0、2.5と変化した場合の荷重-変位曲線の比較を図-5に示す。図から明らかなように、 a/d が大きい場合の変形能力が優れている。

P_i が0.28%~0.48%と小さい範囲で P_w を0.14%

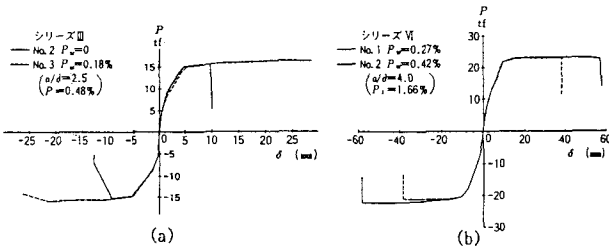


図-4 荷重-変位曲線の包絡線 (P_u の差による比較)

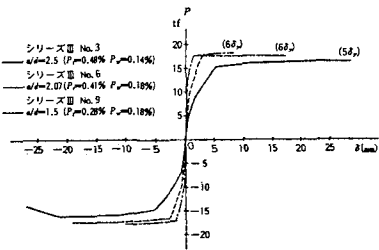


図-6 荷重-変位曲線の包絡線 (a/d の差による比較)

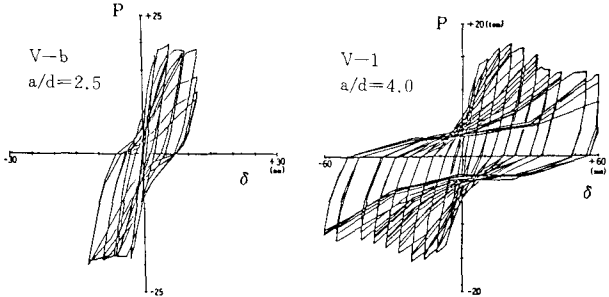


図-5 荷重-変位曲線の包絡線 (a/d の差による比較)

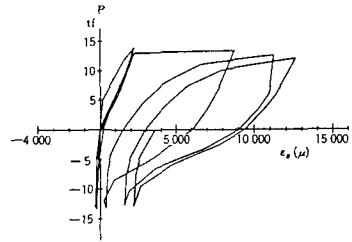


図-7 軸方向鉄筋の荷重-ひずみ曲線の例

～0.18% とほぼ等しくし、 σ_0 を 5 kg/cm^2 で一定として a/d を変化させた場合の荷重-変位曲線の包絡線の比較を図-6に示す。上記の条件で a/d が $1.5 \sim 2.5$ の範囲では、 a/d が大きくなるほど降伏変位・終局変位は大きくなるが、じん性率に顕著な差はみられない。これは、 P_u が小さいと降伏時発生せん断応力度が小さいため、せん断耐力に余裕のある範囲で曲げ降伏し、変位を増加させてもせん断破壊へと移行しないためと考えられる。

(3) 鉄筋のひずみ

a) 軸方向鉄筋のひずみ

橋脚下端の軸方向鉄筋の荷重-ひずみ曲線の例を図-7に示す。降伏時の鉄筋ひずみは約 2000μ であるが、 $2\delta_y$ 時 (δ_y の2倍の変位を与えたとき) には $5000 \sim 15000 \mu$ に達している。軸方向鉄筋のフーチング内ひずみ分布の例を図-8に示す。ひずみ分布は鉄筋とコンクリートの付着強度、鉄筋本数、鉄筋径、定着長、および定着方法等により変化する。フーチング内の鉄筋ひずみの合計は鉄筋がフーチングから抜け出す量と考えられ、これによる橋脚の回転変形が測定された変位に含まれている。

b) せん断補強鉄筋(帯鉄筋)のひずみ

帯鉄筋の荷重-ひずみ曲線の例を図-9に示す。変位が大きくなり斜めひびわれが発達すると帯鉄筋のひずみも大きくなり、降伏ひずみに達するものもあった。

(4) ひびわれおよび破壊状況

ひびわれおよび破壊状況は、橋脚下端に曲げひびわれ

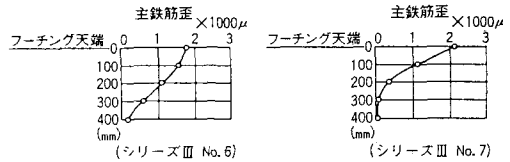


図-8 軸方向鉄筋フーチング内ひずみ分布の例

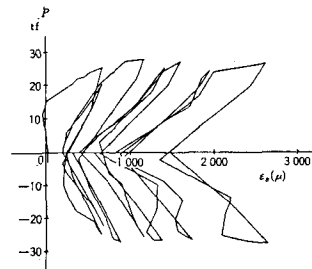


図-9 帯鉄筋の荷重-ひずみ曲線の例

が発生し、荷重増加に伴い曲げ降伏し、さらに変位を増加させるに従って曲げひびわれが斜めひびわれへと伸展し、せん断破壊あるいは圧縮部コンクリートが圧壊して終局状態となるのが一般的であった。

a/d および降伏時のせん断応力度 (以下、 τ_y という) に着目してみると、 a/d が 2.5 以下で τ_y が小さい (10 kg/cm^2 以下) 場合 (IIIシリーズ, No. 3, 4, 7, 8等) は橋脚下端の曲げひびわれのみが発達し、変位を増加させても斜めひびわれは発生しなかった。 τ_y が大きい場合で帯鉄筋を配置している場合 (IVシリーズ, No. 1, 2, 3等) は曲げ降伏後せん断破壊、あるいは、圧縮部コンク

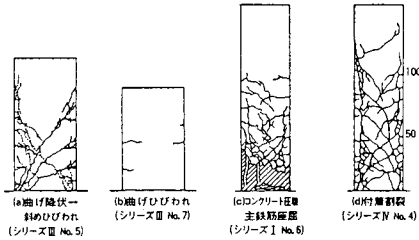


図-10 破壊状況の例

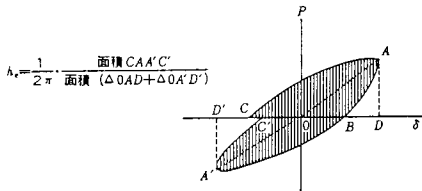


図-11 等価粘性減衰定数

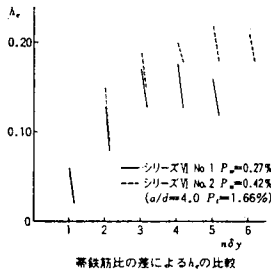


図-12 変位と等価粘性減衰定数

リートが圧壊したが、帯鉄筋を配置していない場合（Vシリーズ，No. 4, 5）は斜めひびわれが先行し，曲げひびわれが発生する以前に終局状態となった。

a/d が 4.0 の場合は τ_y が大きくても（本実験の範囲では最大で 24 kg/cm^2 ）曲げ降伏し，変位を増すに従ってせん断破壊，圧縮部コンクリートの圧壊，あるいは，軸方向鉄筋の座屈により終局状態となった。

橋脚断面の側面にも軸方向鉄筋を配置した場合（Iシリーズ，No. 1～12，IVシリーズ，No. 2, 3等）は，側面に鉄筋を配置していない場合に比べて，斜めひびわれが分散して発生した。

P_i の大きい供試体の中には，曲げ降伏後変形を増加させると軸方向鉄筋に沿って縦方向にひびわれが発生し，かぶりコンクリートがはく落する付着割裂破壊を生じたものもあった（IVシリーズ，No. 4, 5等）。

図-10 に破壊状況の例を示す。

(5) 等価粘性減衰定数

図-12 に等価粘性減衰定数（図-11 参照） h_v と変位の関係の例を示す。変位が大きくなるに従い，また，帯鉄筋量を増すことにより h_v が大きくなっている。

4. 鉄筋コンクリート橋脚のじん性率の検討

(1) 実験から得られる降伏変位および終局変位

降伏変位は，2.(2) 荷重載荷方法および測定項目で述べたように，水平荷重載荷により引張鉄筋のひずみが降伏ひずみに達したときの荷重を降伏荷重とし，そのときの供試体の水平変位とする。終局変位は，荷重-変位曲線の包絡線において耐力が降伏荷重を下回らない最大変位とした（図-13）。降伏変位 (δ_y)，終局変位 (δ_u) の実験値を表-1 に示す。

実験から得られる供試体の変位は，橋脚く体部分の弾性・塑性変位と，軸方向鉄筋がフーチングから抜出すことによる橋脚の回転変位が合計されたものである。断面の小さな供試体の場合は，軸方向鉄筋抜出しによる影響が大きく，大きな断面の実構造物ではこの影響が小さくなる。供試体による実験から得られるじん性率評価を実構造物へ適用するためには，変位を分離して評価する必要がある。以下に各変位の算定方法と，鉄筋コンクリート橋脚のじん性率算定方法について述べる。

(2) 軸方向鉄筋抜出しによる回転変位

a) 軸方向鉄筋抜出し量

水平荷重載荷により軸方向鉄筋に引張力が作用すると，軸方向鉄筋がフーチング部から抜出す現象を生じる。軸方向鉄筋が抜出すと，抜出し量に応じた橋脚の剛体回転が生じ，これが自由端の変位に加わる。

軸方向鉄筋がフーチングから抜出す量は，フーチング内埋込部先端にフックをつけているので先端は移動しないと考えると，フーチング内軸方向鉄筋ひずみの積分値と考えられる。フーチング内軸方向鉄筋応力度は，図-8 で示したひずみ分布からも明らかなように，鉄筋とコンクリートの付着力によりフーチング内部へ入るに従って減少する。区間 Δx における応力度減少量 $\Delta\sigma$ は式 (1) で求められる。

$$\Delta\sigma = \pi \cdot \phi \cdot \Delta x \cdot \tau / A_s \dots\dots\dots (1)$$

ここに， Δx ：区間， ϕ ：鉄筋径， τ ：鉄筋とコンクリートの付着力， A_s ：鉄筋の断面積

したがって，軸方向鉄筋がフーチングから抜出す量は以

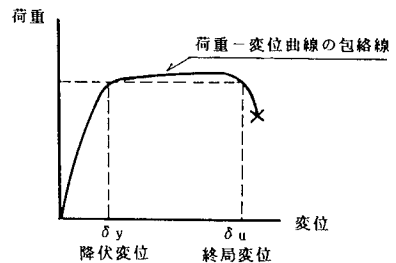


図-13 荷重-変位曲線の包絡線

下の手順で求められる。

フーチング天端における拔出し量を仮定し、フーチング天端から内部へ向かって付着力、応力度減少量、および鉄筋ひずみを計算する。ひずみ量の合計を先に仮定した拔出し量から減じてゆき、鉄筋先端にフックがあるので先端ですべり量が0に近似するまで天端拔出し量の仮定の修正を繰り返して近似的に拔出し量を求めることができる。ここで必要となるのが鉄筋とコンクリートの付着力と鉄筋のすべりの関係であるが、周らにより、コンクリート中に埋め込んだ異形鉄筋の繰返し引抜き試験から鉄筋とコンクリートの付着力とすべりの関係が以下のように提案されている⁷⁾。

$$\left. \begin{aligned} \tau &= E_0 \cdot K_f \cdot (S - S_p) \\ K_f &= e^{-0.85} [1 + 0.38 S^{(1+0.344 S^0.844)}] \\ S_p &= S - 4 \cdot (1 - e^{-0.25}) \\ E_0 &= 2.0 \cdot f_c^{\frac{2}{3}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 τ ：鉄筋とコンクリートの付着力

K_f ：破壊のパラメーター

S_p ：塑性すべり、 S ：全すべり

E_0 ：初期弾性係数

f_c ：コンクリートの圧縮強度

式(2)は1本の異形鉄筋を埋め込んだコンクリート供試体による繰返し引抜き試験から得られたものである。本実験のように鉄筋を数本並べて配置してある場合は、鉄筋が相互に影響しあい付着力を低下させると考えられる。そこで、式(2)から求められる拔出し量が実験から得られる拔出し量とほぼ等しくなるように式(2)の鉄筋とコンクリートの付着力 τ を補正する係数 K をトライアルにより求めた。補正係数 K は、鉄筋間隔 D と鉄筋径 ϕ の比に影響され、図-14のような関係にある。

図から得られる回帰式

$$K = 0.40 + 0.03 D / \phi \dots\dots\dots (3)$$

ただし、 $3 \leq D / \phi \leq 16$

を用いて式(2)における鉄筋とコンクリートの付着力 τ を補正することとした。

式(3)で補正した付着力を用いて算定した降伏時の拔出し量と、実験から得られる拔出し量の比較を表-3

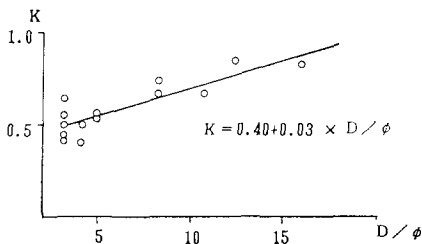


図-14 付着応力度補正係数 K と D/ϕ の関係

表-3 鉄筋拔出し量 (単位: mm)

	実測値	計算値	
III	1	0.339	0.363
	2	0.466	0.445
	3	0.501	0.445
	4	0.316	0.299
	5	0.435	0.445
	6	0.453	0.445
	7	0.265	0.252
	8	0.359	0.387
	9	0.396	0.398
IV	1	0.462	0.445
	2	0.394	0.445
	3	0.493	0.439
	4	0.439	0.445
	5	0.505	0.445

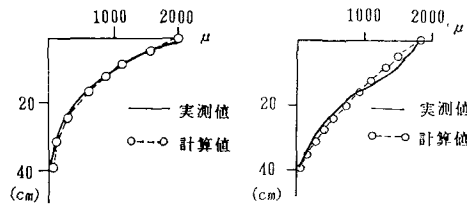


図-15 フーチング内軸方向鉄筋ひずみ分布 (降伏時)

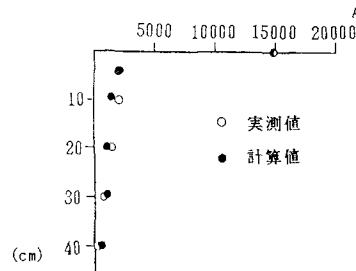


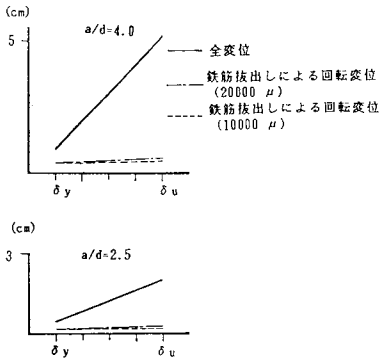
図-16 フーチング内軸方向鉄筋ひずみ分布 (終局時)

に、フーチング内ひずみ分布の比較を図-15に示す。両者はよく一致しているといえる。

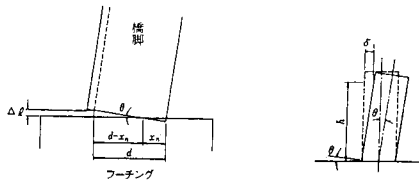
3.(3), a) 軸方向鉄筋のひずみで述べたように、 $2\delta_y$ 以降では橋脚下端の鉄筋ひずみが10000~15000 μ へと著しく大きくなる。ワイヤストレインゲージを直接鉄筋に貼っていることもあり、交番載荷に伴い測定不能となることが多い。一部の供試体で、鉄筋を縦に割りその内部を一部切り取り、内部にゲージを貼って測定した。先に示した算定方法によって求めたひずみ分布との比較を図-16に示すがよく一致している。

b) 軸方向鉄筋拔出しによる橋脚の回転変形量

降伏時の軸方向鉄筋拔出し量は先に示した方法で求めることができる。終局時の橋脚下端における鉄筋のひずみは、図-7に示したように $2\delta_y$ 時に5000~15000 μ となり、その後若干増加するが変化は少ない。また、既往の研究からも明らかなように、変位を増加させてゆくと軸方向鉄筋拔出しによる回転変位よりも橋脚く体部分の変位の増加が大きくなり、全変位に占める回転変位の



図一七 鉄筋拔出しによる回転変位と全変位



図一八 鉄筋拔出しによる回転変位

割合が小さくなる。終局時の橋脚下端における軸方向鉄筋のひずみは各供試体によって異なるが、橋脚下端の軸方向鉄筋ひずみを 10 000 μとして求めた鉄筋拔出しによる回転変位と、同様に 20 000 μとして求めた回転変位の差の全変位に対する比は 2~3% と少ない(図一17参照)。終局時付近での鉄筋ひずみの測定値、および、鉄筋ひずみが異なった場合の全変位に与える拔出しの影響の程度が小さいことも考えて橋脚下端の鉄筋ひずみを 20 000 μと仮定して終局時拔出し量を求めることとする。

降伏時、終局時、それぞれ軸方向鉄筋拔出し量が求めると、図一18により回転変位を算定することができる。

図一18において

Δl : 軸方向鉄筋拔出し量

d : 部材の有効高さ

x_n : 圧縮縁より中立軸までの距離(力のつり合い、平面保持の法則による)

とすると橋脚の回転角 θ は

$$\theta = \Delta l / (d - x_n) \dots\dots\dots (4)$$

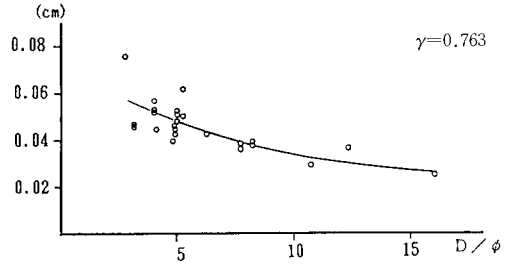
したがって、軸方向鉄筋拔出しによる回転変位 δ_1 は

$$\delta_1 = h \cdot \theta = h \cdot \Delta l / (d - x_n) \dots\dots\dots (5)$$

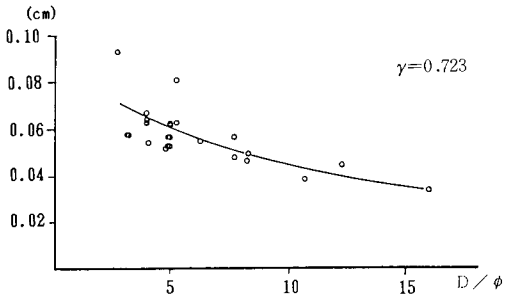
として求められる。

軸方向鉄筋の拔出し量を求めるには複雑な計算を要するので、以下に、簡易に求める方法を示す。

軸方向鉄筋拔出し量は、定着長さ、定着方法、コンクリート強度、鉄筋径、および、鉄筋中心間隔等によって変化する。上記に示した方法で求めた本実験の降伏時お



図一19 鉄筋拔出し量と D/ϕ の関係(降伏時)



図一20 鉄筋拔出し量と D/ϕ の関係(終局時)

よび終局時の拔出し量(それぞれ $\Delta l_y, \Delta l_u$ とする)と、鉄筋中心間隔 D と鉄筋径 ϕ の比 D/ϕ の関係を示すと図一19, 20 のようになる。したがって、定着長が鉄筋径の 30 倍以上確保され、鉄筋の先端にはフックがあるなど定着が十分であり、コンクリート強度が 240~350 kg/cm² 程度の通常の範囲では、図から得られる次式を用いて求めることができる。

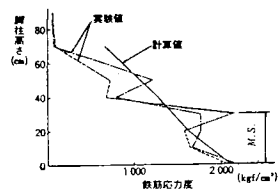
$$\Delta l_y = 0.070 - 0.0054 \left(\frac{D}{\phi} \right) + 0.00017 \left(\frac{D}{\phi} \right)^2 \dots\dots\dots (6)$$

$$\Delta l_u = 0.083 - 0.0054 \left(\frac{D}{\phi} \right) + 0.00015 \left(\frac{D}{\phi} \right)^2 \dots\dots\dots (7)$$

ただし、 $3 \leq D/\phi \leq 16$ (単位: cm)

(3) 降伏時橋脚く体部分の変位

降伏時橋脚く体部分の変位を求める橋脚の剛性は、ひびわれが発生しない区間は全断面有効とし、橋脚下端は鉄筋が降伏しているので引張側コンクリートを無視し、中間部の剛性は直線変化とすることとした。一方、降伏時橋脚く体内の軸方向鉄筋のひずみ分布の例(2本の軸方向鉄筋を測定している)を図一21に示すが斜めひび



図一21 橋脚く体部分鉄筋応力度の例

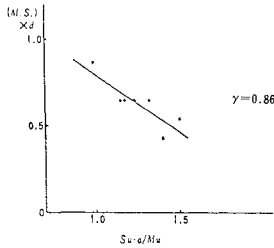


図-22 M. S. と $S_u \cdot a / M_u$ の関係

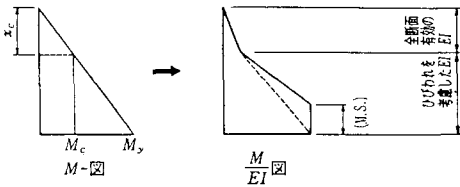


図-23 弾性荷重法による橋脚の変位

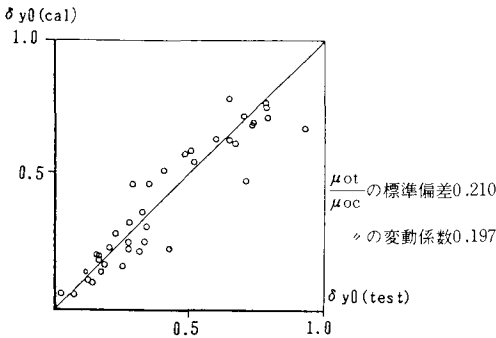


図-24 降伏時橋脚く体部分の変位 (cm)

われの影響による鉄筋ひずみの増加がみられる。橋脚く体内軸方向鉄筋ひずみ分布を測定した供試体 (7 体) の実験結果から、降伏時橋脚下端より上方で鉄筋ひずみが降伏ひずみに達している位置の橋脚下端からの距離 (以下、M. S. という) を求めた。M. S. とせん断耐力と曲げ耐力の比の関係を図-22 に示す。図-22 から式 (8) が推定される。

$$M. S. = \left(1.5 - 0.7 \frac{S_u \cdot a}{M_u}\right) \cdot d \dots \dots \dots (8)$$

ただし、 $0 \leq M. S. \leq d$

S_u : せん断耐力 式 (9), (10), (11) による

a : せん断スパン, M_u : 終局曲げモーメント

式 (8) による M. S. の影響を考慮して、降伏時橋脚く体部分の変位 (δ_{y0cal}) を求めた (図-23)。 δ_{y0cal} と実験から得られた δ_y から、軸方向鉄筋抜出しによる回転変位 δ_{y1} を除いた橋脚く体部分の変位 $\delta_{y0test} = \delta_y - \delta_{y1}$ との関係を図-24 に示す。両者はほぼ一致している。

(4) 鉄筋コンクリート橋脚のじん性率の検討

実験から得られた δ_u から、4.(2) 軸方向鉄筋抜出し

による橋脚の回転変位で求めた終局時の軸方向鉄筋抜出しによる回転変位 δ_{u1} を除いて橋脚く体部分の終局変位 δ_{u0} とする。降伏時橋脚く体部分の変位 δ_{y0} は、4.(3) 降伏時橋脚く体部分の変位で示したように、ひびわれを考慮して剛性を低下させて求める。この場合、計算上の降伏荷重を用いて計算する。

δ_{u0} と δ_{y0} の比 δ_{u0}/δ_{y0} をく体部分のみのじん性率 μ_0 とよぶこととする。一般に、鉄筋コンクリート部材は、曲げ耐力に比べてせん断耐力が大きくなるとじん性が大きくなるといわれているので、 μ_0 と部材のせん断耐力と曲げ耐力の比 (以下、耐力比という) の関係について検討する。

せん断耐力 S_u は $S_c + S_v$ により求まる。

帯鉄筋以外によるせん断耐力 S_c

$1.5 \leq a/d \leq 2.5$ の場合

$$S_c = 3.58 \cdot (a/d)^{-1.166} \cdot f_c^{1/3} \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot \beta_n \cdot b \cdot d^{(8), (9)} \dots \dots \dots (9)$$

$2.5 < a/d$ の場合

$$S_c = 0.94 \cdot (0.75 + 1.4 a/d) \cdot f_c^{1/3} \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot \beta_n \cdot b \cdot d^{(8)}$$

..... (10)

帯鉄筋によるせん断耐力 S_v

$$S_v = A_w \cdot \sigma_{sv} \cdot z \cdot (\sin \theta + \cos \theta) / s^{(6)} \dots \dots \dots (11)$$

ここに

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 P_i}, \beta_a = \sqrt[4]{100/d}, \beta_n = 1 + 2M_0/M_u$$

f_c : コンクリートの圧縮強度

d : 部材の有効高さ

P_i : 引張鉄筋比, M_u : 終局曲げモーメント

M_0 : 部材断面に引張応力が生じる限界曲げモーメント

A_w : 区間 s における一組の帯鉄筋の断面積

σ_{sv} : 帯鉄筋の降伏点応力度

θ : 帯鉄筋が部材軸となす角度 $z = d/1.15$

帯鉄筋以外によるせん断耐力 S_c の計算において、断面の側面にも軸方向鉄筋が配置してある供試体は斜めひびわれが分散して発生し、側面の鉄筋によるせん断耐力増加がみられるので、断面の側面に鉄筋がある場合は参考文献 10) により、式 (9), (10) の P_i を式 (12) で補正することとした。

図-25 において

$$A_s = A_{s1} + \sum_{i=1}^n \left(A_{si} \cdot \frac{d_i}{d_1} \right) \dots \dots \dots (12)$$

$$P_i = A_s / b \cdot d_1$$

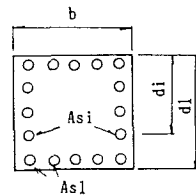


図-25 側面にも軸方向鉄筋を配置した断面

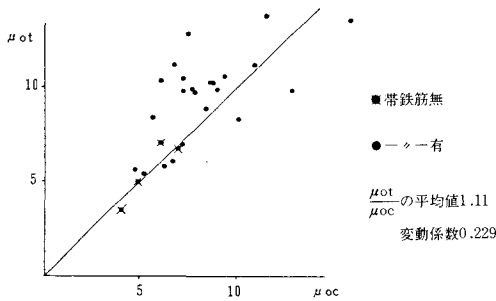


図-26 μ_{ot} と μ_{oc} の比較

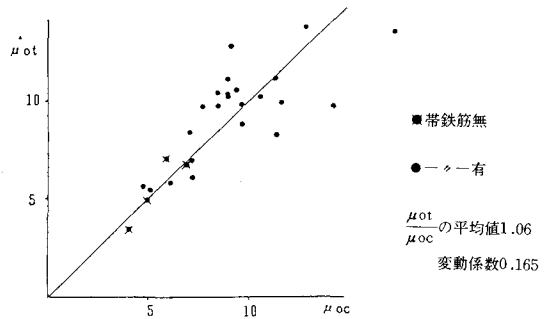


図-28 μ_{ot} と μ_{oc} の比較

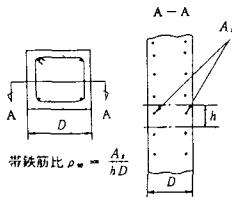


図-27 帯鉄筋による内部コンクリートの拘束

帯鉄筋を配置していない供試体のデータから、 μ_0 と耐力比 ($S_u \cdot a / M_u$) の関係を求めると式 (13) が得られる。

$$\mu_0 = -1.9 + 6.6 \frac{S_u \cdot a}{M_u} \quad (\gamma = 0.892) \dots \dots \dots (13)$$

続いて、帯鉄筋を配置した供試体を含めて式 (13) で検討すると、 μ_0 の実験値 μ_{ot} と式 (13) から求めた計算値 μ_{oc} の関係は図-26 のようになり、実験値の方が若干大きい。

式 (13) では、帯鉄筋の効果をせん断耐力としてのみ考慮しており、帯鉄筋が内部コンクリートを拘束することによる内部コンクリートの強度増加、圧縮鉄筋の座屈防止等により変形性能を改善する効果は考慮されていない。これらの帯鉄筋によるせん断耐力以外のじん性向上効果は、供試体単位高さ当たりの帯鉄筋断面積 (図-27 における $A_s / b \cdot h$: これは帯鉄筋比 P_w である) の関数で表わされると考えられる。 μ_{ot} と μ_{oc} の差 μ' と P_w の関係は、式 (14) のように表わされる。

$$\mu' = (13 \cdot P_w - 1.6) \cdot P_w \dots \dots \dots (14)$$

ただし、 $\mu' \geq 0$ 、 $P_w = 100 \cdot A_s / b \cdot h \leq 0.6\%$

以上の検討結果から、橋脚く体部分のみのじん性率 μ_0 は、式 (15) で表わすことができる。

$$\mu_0 = -1.9 + 6.6 \frac{S_u \cdot a}{M_u} + (13 P_w - 1.6) \cdot P_w \dots \dots \dots (15)$$

ただし、 $0.9 \leq S_u \cdot a / M_u \leq 2.7$

$$(13 \cdot P_w - 1.6) \cdot P_w \geq 0$$

$$P_w = 100 \cdot A_s / b \cdot h \leq 0.6\%$$

図-28 に μ_{ot} と式 (15) で求めた μ_{oc} の比較を示す。

図-29 に P_i 、 a/d 、 P_w と μ_{ot} / μ_{oc} の関係を示すが、特

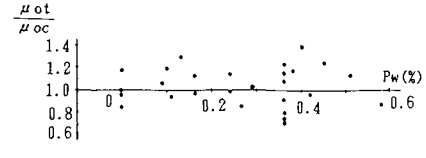
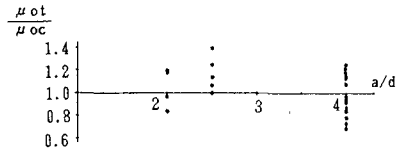
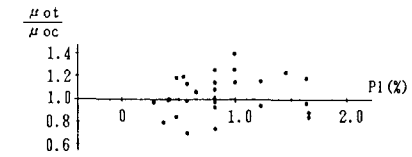


図-29 μ_{ot} / μ_{oc} と P 、 a/d 、 P_w との関係

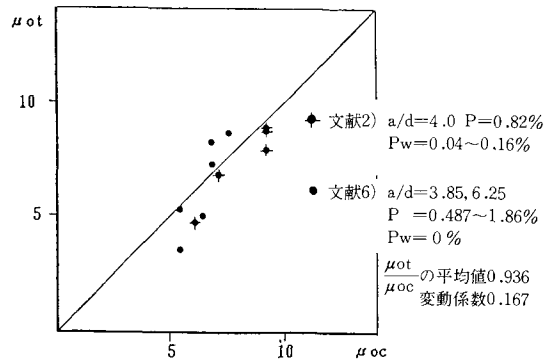


図-30 μ_{ot} と μ_{oc} の比較 (他の文献)

に傾向がみられないことから式 (15) はこれらの要因を妥当に評価していると考えられる。

他の文献データの検討

すでに発表されている鉄筋コンクリート橋脚のじん性に関する実験のなかから、供試体の諸元が明らかな参考文献 2)、5) の実験データから得られる橋脚く体部分のみのじん性率 μ_{ot} (実験値) と、式 (15) で求めた μ_{oc} (計算値) の比較を図-30 に示す。この図からも、ここで

示すじん性率評価法はほぼ妥当であると考えられる。

以上の結果を用いることにより、鉄筋コンクリート橋脚のじん性率 μ を推定することができる。すなわち、降伏時橋脚く体部分の変形量 δ_{y0} 、降伏時および終局時の軸方向鉄筋拔出しによる回転変位、それぞれ δ_{y1} 、 δ_{u1} 、く体部分のじん性率 μ_0 を計算して、式 (16) により μ を求めることができる。

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_y} = \frac{\delta_{u0} + \delta_{u1}}{\delta_{y0} + \delta_{y1}} = \frac{\mu_0 \delta_{y0} + \delta_{u1}}{\delta_{y0} + \delta_{y1}} \dots\dots\dots (16)$$

$$\left(\because \mu_0 = \frac{\delta_{u0}}{\delta_{y0}} = f \left(\frac{S_u \cdot a}{M_u}, P_w \right) \right)$$

一方、地震応答解析等により、部材に要求される変形能力 (じん性率) が定まると、式 (15)、(16) から必要なせん断補強鉄筋を求めることもできる。

5. ま と め

鉄筋コンクリート鉄道橋脚の変形能力を実験的に研究するため、せん断スパン比 1.5~4.0、引張鉄筋比 0.12~1.66%，せん断補強鉄筋比 0~0.58%，軸方向圧縮応力度 0~40 kg/cm² という範囲の諸元を有し、せん断耐力と曲げ耐力の比が 0.9~2.7 程度の範囲にあるく形橋脚供試体で水平力交番載荷試験を行った。本実験およびデータ解析により得られた主な点を以下に示す。

(1) 本実験の範囲での水平力交番載荷を受けるく形橋脚のひびわれ、および破壊状況は、引張鉄筋比の特に小さい場合、特に大きい場合を除いて、曲げ降伏が先行し変位の増加に伴い曲げひびわれが斜めひびわれへと進展し、破壊はせん断破壊あるいは圧縮部コンクリートの圧壊によるものが多かった。

(2) 断面側面にも軸方向鉄筋を配置した場合のひびわれ状況は、斜めひびわれが多数に分散して発生した。

(3) 水平力交番載荷で曲げ降伏が先行する場合の等価粘性減衰定数は、おおむね 0.1~0.2 であった。

(4) 水平力交番載荷を受けるく形橋脚の降伏変位は、橋脚く体部分の変位と軸方向鉄筋拔出しによる回転変位に分離することにより算定できる。

(5) 水平力交番載荷を受けるく形橋脚の軸方向鉄筋拔出し量算定方法を明らかにし、一般の場合簡易に求められる式を示した。また、軸方向鉄筋拔出しによる回転変位の算出方法を示した。

降伏時軸方向鉄筋拔出し量 Δl_v (cm)

$$\Delta l_v = 0.070 - 0.0053(D/\phi) + 0.00017(D/\phi)^2$$

終局時軸方向鉄筋拔出し量 Δl_u (cm)

$$\Delta l_u = 0.083 - 0.0053(D/\phi) + 0.00015(D/\phi)^2$$

ただし、 $3 \leq D/\phi \leq 16$

D : 軸方向鉄筋間隔、 ϕ : 軸方向鉄筋直径

(6) 降伏時橋脚く体部分の変位の算定方法を示し

た。

(7) 軸方向鉄筋拔出しによる回転変位を除いた橋脚く体部分のじん性率 μ_0 を求める式を示した。

$$\mu_0 = -1.9 + 6.6 \frac{S_u \cdot a}{M_u} + (13 \cdot P_w - 1.6) \cdot P_w$$

ただし、 $0.9 \leq S_u \cdot a / M_u \leq 2.7$ $P_w \leq 0.6\%$

$$(13 \cdot P_w - 1.6) P_w \geq 0$$

S_u : せん断耐力、 a : せん断スパン

M_u : 終局曲げモーメント

P_w : せん断補強鉄筋比 (%)

(8) 鉄筋コンクリート橋脚のじん性率 μ の算定方法を示した。

$$\mu = \frac{\mu_0 \cdot \delta_{y0} + \delta_{u1}}{\delta_{y0} + \delta_{y1}}$$

ここに、 μ_0 : 橋脚く体部分のじん性率

δ_{y0} : 降伏時橋脚く体部分の変位

δ_{y1} : 降伏時軸方向鉄筋拔出しによる回転変位

δ_{u1} : 終局時軸方向鉄筋拔出しによる回転変位

参 考 文 献

- 1) 建設省建築研究所：建築構造物の耐震強度の解析 (鉄筋コンクリート柱の靱性の向上について (その3)), 昭和52年3月。
- 2) 太田 実：繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第292号, 昭和54年2月。
- 3) 豊田和彦・睦好宏史・町田篤彦：RC部材の終局変位定量化に関する実験的研究, 第7回コンクリート工学年次講演会論文集, 昭和60年5月。
- 4) 石橋忠良・吉野伸一・斉藤啓一：鉄筋コンクリート部材のじん性評価, 第7回コンクリート工学年次講演会論文集, 昭和60年5月。
- 5) 檜会 勇：大変位の繰返しによりせん断破壊するRC部材の変形能力, 第8回コンクリート工学年次講演会論文集, 昭和61年6月。
- 6) 土木学会：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, 昭和58年2月。
- 7) 周 礼良・二羽淳一郎・岡村 甫：マシブなコンクリート中の異形鉄筋の付着モデル, 第2回RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集, 日本コンクリート工学協会, 昭和58年10月。
- 8) 石橋忠良・松田好史・斉藤啓一：小数本のくいをういたフーチングのせん断設計について, 土木学会論文集, 第337号, 昭和58年9月。
- 9) 土木学会：コンクリート標準示方書 (昭和61年制定) 改定資料, コンクリートライブラリー 61号, 昭和61年10月。
- 10) 石橋忠良・斉藤啓一・寺田年夫：RCはりの腹部に配置された軸方向鉄筋のせん断耐力に及ぼす影響について, 第40回土木学会年次講演会概要集, 昭和60年9月。
(1986.10.2・受付)