

# 単柱式RC橋脚躯体及び基礎の地震時挙動 に関する解析的検討

笹田修司<sup>1</sup>・平尾 潔<sup>2</sup>・成行義文<sup>3</sup>

<sup>1</sup>阿南工業高等専門学校建設システム工学科講師 (〒774-0017 徳島県阿南市見能林町青木265)

E-mail:sasada@anan-nct.ac.jp 2徳島大学工学部教授 (〒770-8506 徳島県徳島市南常三島町2-1) E-mail:cvsteng@ce.tokushima-u.ac.jp 3徳島大学工学部助教授 (〒770-8506 徳島県徳島市南常三島町2-1) E-mail:nariyuki@ce.tokushima-u.ac.jp

著者らは、損傷度指標を用いた性能照査型耐震設計法を導くための基礎的研究として、修正Parkらの損 傷指標を用いた単柱式RC橋脚の所要降伏強度比スペクトル等の検討を行ってきた.本研究では、これら の研究をさらに発展させ、杭基礎を持つ単柱式RC橋脚を対象に、2質点3自由度系モデル(Sway-Rocking モデル)を用いて、これに道路橋示方書V耐震設計編に例示されているレベル2地震動を入力した非弾性 エネルギー応答解析を行った.そして解析結果をもとに、基礎との相互作用が橋脚躯体及び基礎の地震時 挙動に及ぼす影響、すなわち基礎のSway及びRocking運動が橋脚躯体の所要降伏強度比、橋脚及び基礎の 最大応答変位並びに履歴吸収エネルギーに及ぼす影響について若干の考察を行った.

# *Key Words :* single RC piers, foundation-structure interaction, Sway-Rocking model modified Park- Ang's damage index, required yield strength ratio

#### 1. はじめに

構造物と地盤並びに基礎との動的相互作用につい ては、これまでにも数多くの研究がなされてきた<sup>1)</sup>. そして、一般には、動的相互作用の効果により、構 造物の固有周期は延び、また減衰が増加するため、 構造物の地震時応答は低減され、動的相互作用を考 慮しないで設計された構造物は安全ではあるが経済 的には不利であるとされている<sup>2)</sup>.しかし、その一 方で、杭基礎をもつ橋脚等では、よほど堅固な地盤 でない限り、基礎との相互作用が橋脚躯体の損傷に は不利に働く場合があるとの報告例もある<sup>3)</sup>.

また,著者らも,杭基礎をもつ単柱式RC橋脚を 対象とした2質点3自由度系モデルを用い,基礎と地 盤との相互作用が所要降伏強度比及び所要降伏震度 に及ぼす影響について検討を行った<sup>4),5)</sup>.その結果, 地震動のタイプ,地盤種別及び構造物の固有周期に よって,相互作用の影響は異なり,I種地盤では安 全側に働く場合が多いが,Ⅱ種及びⅢ種地盤では, 若干危険側に働く場合もあることを確認している.

したがって、動的相互作用は、構造物の強震時損 傷度等を低減する効果と、逆に増幅する効果の互い に相反する両面の特性を有している.それゆえ、構 造物と地盤並びに基礎との動的相互作用は、それが 有利に作用するならば経済的な面から、不利に作用 するならば安全性の面から、いずれにしても耐震設 計には考慮すべき重要な要因であると考えられる.

そこで、本研究では、著者らの先の研究<sup>5</sup>と同様 に、平成8年12月改訂の道路橋示方書V耐震設計編<sup>6)</sup> (以下道示という)に基づいて設計した72基の単柱 式RC橋脚を2質点3自由度系にモデル化し、レベル2 地震動を入力した非弾性エネルギー応答解析を行っ た.そして修正Parkらの損傷指標の所定値を満たす 所要降伏強度比をもとに、既往の研究<sup>5)</sup>では十分な 検討が行えていなかった橋脚及び基礎のSway-Rockingを含めた最大応答変位並びに履歴吸収エネ ルギーに対する相互作用の影響ついて若干の比較検 討を行ったものである.

柱	橋脚高さ H(m)	下型	I 種地盤 N=30,T <sub>G</sub> =0.16(sec)					Ⅱ種地盤 N=20,TG=0.37(sec)					Ⅲ種地盤 N=5,TG=0.73(sec)							
仁高さho (m)		構造 の 質量 mu(t)	橋脚躯体 の 固有周期 T10 (sec)	1次 固有周期 T1 (sec)	躯体 質量 mp (t)	基礎 質量 mf (t)	杭本数体	杭 長 (m)	橋脚躯体 の 固有周期 T10 (sec)	1次 固有周期 T1 (sec)	躯体 質量 mp (t)	基礎 質量 mf (t)	杭本数体	杭 長 (m)	橋脚躯体 の 固有周期 T10 (sec)	1次 固有周期 T1 (sec)	躯体 質量 mp (t)	基礎 質量 mf (t)	杭本数体	杭 長 (m)
4	9	500	0.43	0.76	270	236	4		0.45	0.73	270	168	4		0.47	0.62	270	285	6	
		700	0.42	0.62	280	373	6		0.44	0.93	280	193	4		0.49	0.63	270	464	8	
		900	0.42	0.63	286	502	8	10	0.44	0.73	286	406	5		0.50	0.70	275	406	9	
6	11	500	0.52	0.75	313	406	5		0.57	1.03	297	221	4		0.59	0.73	305	435	8	
		700	0.51	0.76	329	362	6		0.56	0.80	313	406	5	-	0.57	0.75	329	406	9	
		900	0.51	0.75	352	473	8		0.55	0.81	329	425	6		0.56	0.70	346	801	9	
8	13	500	0.56	0.85	394	473	6		0.61	0.90	383	315	4		0.64	0.80	383	508	9	9
		700	0.61	0.86	383	469	8		0.63	0.87	383	541	6		0.68	0.79	372	607	11	
		900	0.59	0.86	406	530	9		0.63	0.94	394	519	8		0.68	0.78	383	787	12	
	15	500	0.78	1.17	388	349	6		0.72	0.94	414	406	6	20	0.76	0.85	414	747	9	
10		700	0.77	0.95	414	483	8		0.70	0.90	457	466	8		0.73	0.82	471	616	12	
		900	0.73	0.97	457	508	9		0.69	0.98	487	406	9		0.72	0.86	502	1192	13	3 25
	17	500	0.80	1.09	507	425	8		0.79	0.94	473	434	6		0.84	0.93	473	718	12	25
12		700	0.91	1.20	473	538	8		0.75	0.92	562	546	8		0.78	0.90	581	1192	13	
		900	0.84	1.13	543	575	9		0.75	1.00	581	530	9		0.80	0.90	581	972	16	
14	19	500	1.15	1.38	464	336	6		0.85	1.11	579	598	8		0.90	1.01	579	850	12	
		700	1.10	1.26	519	483	8		0.82	1.04	644	530	9		0.86	1.00	667	787	12	
		900	1.07	1.36	558	466	9		0.80	0.91	714	828	10		0.86	0.96	690	1243	16	
		500	0.85	1.02	970	750	12		0.88	1.04	970	1064	13		0.94	1.09	970	1002	16	
18	22	700	0.93	1.08	970	816	12		0.89	1.09	940	1127	13		0.96	1.15	960	1043	20	
		900	0.98	1.12	1094	1416	12		0.91	0.98	995	1192	15		0.98	1.04	1054	2070	20	
20	24	500	1.02	1.12	1046	1283	11		0.95	1.20	1046	1192	13		1.03	1.16	1046	1043	20	
		700	1.10	1.48	1016	696	13	1	0.98	1.22	1066	1002	13		1.04	1.12	1031	1415	20	
		900	1.13	1.41	1071	884	13	Ī	0.99	1.28	1056	747	16		1.06	1.17	1150	1472	25	

表-1 杭基礎を有する単柱式RC橋脚の構造諸元概略

#### 2. 相互作用を考慮した地震応答解析法

#### (1) 単柱式RC橋脚

本研究では、図-1に示すような、杭基礎をもつ単 柱式RC橋脚を対象としている. なお、上部構造は B活荷重を積載した単純桁、下部構造はT型単柱式 橋脚、基礎は先端をヒンジ支持として設計した通常 の場所打ち杭工法による杭基礎とした.

地盤種別及び橋脚の違いを比較するため,地盤に ついては,標準貫入試験値(N値)が,30,20,5, 地盤の深さが10m,20m,25mの均質な砂質土地盤 を対象として,それぞれI種,II種,III種地盤とし て扱った.そして,各地盤種別ごとに,柱高さを 4m~20mの間で8通り,また,上部構造質量を,各 柱高さごとに500t,700t,900tの3通りに変化させ た計72基の橋脚を市販のソフトウェア<sup>7,8),9)</sup>を用い て設計し,これらを解析した.

表-1 には、橋脚の躯体質量、基礎質量及び杭長 と本数、また、参考のため、後述の橋脚躯体の固有 周期 T<sub>10</sub> (式(1)) 及び図-2 に示す 2 質点 3 自由度系 モデルに対する 1 次固有周期 T<sub>1</sub> を示している.な お、この固有周期 T<sub>1</sub>は、初期剛性時の値である。



#### (2) 解析モデル

基礎との相互作用を考慮した解析モデルとして, 図-2に示す2質点3自由度系モデルを用いた.このモ デルは,上部構造と橋脚躯体を1自由度系で表し, 基礎部の運動を並進(Sway)運動と回転(Rocking) 運動で表している.比較のために相互作用を考慮せ ずに解析を行う際には,基礎を固定とした1自由度



系モデルを用いており、その躯体の固有周期Tuoは、 次式で表される.

$$T_{10} = 2\pi \sqrt{\frac{m_1}{k_1}} \tag{1}$$

また,橋脚躯体の復元力特性は,RC構造の非線 形性をマクロ的に近似した図-3に示すQ-Hyst<sup>10)</sup>モデ ルを,基礎部のSway及びRockingバネの復元力特性 は,図-4に示すHardin-Drnevich<sup>3)</sup>モデルとした.

## (3) 運動方程式とエネルギー釣合式

2 質点 3 自由度系の地動による剛体変位,基礎の 並進運動による変位,基礎の回転運動による変位, 及び橋脚躯体の変形による変位を,それぞれ図-5 に示すように, x0, x2, xθ (= H·θ), x1と定める と,運動方程式及びエネルギー釣合式は,式(2)及 び式(3)のように表される.

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + Q(X) = -m\ddot{x}_0$$
 (2)

$$\begin{cases} \dot{X}^{T}M\ddot{X}dt + \int \dot{X}^{T}C\dot{X}dt \\ + \int \dot{X}^{T}Q(X)dt = -\int \dot{X}^{T}m\ddot{x}odt \end{cases}$$
(3)

$$M = \begin{pmatrix} m_{1} & m_{1} & m_{1} \\ m_{1} & m_{1} + m_{2} & m_{1} \\ m_{1}H^{2} & m_{1}H^{2} & m_{1}H^{2} + I_{\theta} \end{pmatrix}$$

$$C = \begin{pmatrix} c_{1} & 0 & 0 \\ 0 & c_{2} & 0 \\ 0 & 0 & c_{\theta} \end{pmatrix}, Q(X) = \begin{cases} Q_{1}(x_{1}) \\ Q_{2}(x_{2}) \\ H^{2} \cdot Q_{\theta}(\theta) \end{cases}$$

$$m = \begin{cases} m_{1} \\ m_{1} + m_{2} \\ m_{1}H^{2} \end{cases}, \ddot{X} = \begin{cases} \ddot{x}_{1} \\ \ddot{x}_{2} \\ \ddot{x}_{\theta} \end{cases}, \dot{X} = \begin{cases} \dot{x}_{1} \\ \dot{x}_{2} \\ \dot{x}_{\theta} \end{cases} \end{cases}$$

$$(4)$$



図-3 Q-Hystモデル







図-5 運動方程式の座標系

$$\begin{array}{l}
c_{1} = 2mihi\omega_{1}, c_{2} = 2m2h2\omega_{2}, c_{\theta} = 2I_{\theta}h_{\theta}\omega_{\theta}\\ 
\omega_{1}^{2} = \frac{k_{1}}{m_{1}}, \omega_{2}^{2} = \frac{k_{2}}{m_{2}}, \omega_{\theta}^{2} = \frac{k_{\theta}}{I_{\theta}}
\end{array} \right\}$$
(5)

である.

ここで、m1=mu+mp/2、m2=mf+mp/2は等
 価質量(mu:上部構造質量,mp:橋脚躯体質量,
 mf:フーチング基礎の質量),I0はフーチング基

3

表-2 入力地震動

タイプ	地盤 種別	地震名	М	記録場所	成分	最大 加速度 (cm/sec <sup>2</sup> )
		1978年宮城県沖地震	7.4	開北橋周辺地盤上	LG	319
	Ι				TR	320
		1993年北海道南西沖地震	7.8	七峰橋周辺地盤上	LG	323
		1068年日向灘沖地震	7.5	据自场用初期船上	LG	363
Ι	Π	1900年日问佛作地展	7.5	<b>拟</b> 而 简 问 也 验 上	TR	385
		1994年北海道東方沖地震	8.1	温根沼大橋周辺地盤上	TR	365
	Ш	1092年日末海中郊地震	7.7	净权卡场国河地船上	TR	433
		1963年日平海干印地展		<b>伴牲</b> 八個问 <u>也</u> 地盈工	LG	424
		1994年北海道東方沖地震	8.1	釧路川堤防周辺地盤上	LG	439
	Ι		7.2	复象它抽百海洋复象台地般上	NS	812
				风家门种尸海什风家日地盗工	EW	766
				阪高 猪名川架橋予定地点地盤上	NS	780
	П			ID應而即構内地般上	NS	687
Π		1995年兵庫県南部地震		了民黨攻歐語的過產工	EW	673
				大阪ガス 葺合供給所構内地盤上	N30W	736
				阪高 東神戸大橋周辺地盤上	N12W	591
	Ш			ポートアイランド地般ト	NS	557
					EW	619

礎の回転慣性であり、 $k_1$ ,  $c_1$ ,  $h_1$ ,  $k_2$ ,  $c_2$ ,  $h_2$ ,  $k_{\theta}$ ,  $c_{\theta}$ ,  $h_{\theta}$ は,橋脚躯体, Sway バネ, Rocking バネの 剛性,減衰係数,減衰定数である. また,  $\omega_1$ ,  $\omega_2$ ,  $\omega_{\theta}$ は,各運動に対する固有円振動数である.

なお,減衰は、それぞれ初期剛性( $k_1$ ,  $k_2$ ,  $k_{\theta}$ )比例型とし、橋脚躯体に対する減衰定数 hi は、 RC 構造によく用いられる hi=5%、基礎については 通常 10%~20%程度の値が用いられていることから、  $h_2 = h_{\theta} = 10\%$  とした.また、各バネの初期剛性は、 保有水平耐力法<sup>6</sup>による設計時に算定される値より 決定した.

また、本研究では、式(2)の運動方程式は、線形 加速度法によって解いた.そして、式(3)のエネル ギー釣合式の式中の左辺第1項の運動エネルギー、 第2項の減衰エネルギー、第3項の弾性ひずみエネ ルギーと履歴吸収エネルギーの和及び右辺の入力エ ネルギーは、それぞれ式(2)の運動方程式の解を用 いて台形積分により求めた.

### (4) 入力地震動

入力地震動は, **表**-2に示すような, 平成14年3月 改訂の道示<sup>11)</sup>に示されるレベル2地震動であり, 地 震動タイプ I 及びタイプ II とも, 地盤種別に, それ ぞれに3波の地震動が示されている.本研究では, これら全ての地震動を, それぞれの橋脚の地盤種別 に応じて, 地震動タイプ別に, それぞれ各3波の加 速度波形を入力地震動として用いた.

#### 3. 損傷指標と所要降伏強度比

#### (1) 損傷指標

Park<sup>12)</sup>らによって提案された損傷指標 Do は,式 (6)のように,最大変位と履歴エネルギーの線形結 合として表すことができ,数式表現が簡単で取り扱 い易いことからよく引用されている.

$$D_{o} = \frac{\mu d + \beta \cdot \mu h}{\mu u}$$
(6)

ここで、 $\beta$ は部材の断面特性などに依存した正の係数であり、 $\mu$ d、 $\mu$ h、 $\mu$ uは、それぞれ塑性率、 エネルギー靱性率、終局変位塑性率である.

$$\mu d = X_{max} / X_y \tag{7}$$

$$\mu h = E h / (Q_y \cdot X_y)$$
 (8)

$$\mu_{\rm u} = X_{\rm u} / X_{\rm y} \tag{9}$$

ここで, Xmax, Xy, Xu は, 最大応答変位, 降伏 変位, 終局変位であり, Eh は履歴吸収エネルギー, Qyは降伏強度である.

しかしながら、式(6)の Park らの損傷指標 D。は、 構造物の応答が弾性限度内にとどまり、損傷が生じ 無い場合でも、D。は正の値を持ち、損傷という概 念にはそぐわない.それゆえ本研究では、非弾性応 答時にのみ、この指標が正の値を持つように、式 (6)を修正した次式の損傷指標 D<sup>13)</sup>を用いることとし



図-6 所要降伏強度比 Rrの比較

た.

$$D = \frac{\mu d - 1 + \beta \cdot \mu h}{\mu u - 1} \tag{10}$$

#### (2) 降伏強度比と所要降伏強度比

強震下における構造物の損傷を支配する重要なパ ラメータの一つとして,式(11)で定義される降伏強 度比 R がある.

 $R = \frac{Q_y}{Q_{emax}} = \frac{x_y}{x_{emax}} = \frac{\omega^2 \cdot x_y}{\overline{S}_a \cdot \ddot{x}_{0max}}$ (11)

ここで、Qemax は構造物を弾性とみなした時の最 大復元力、 $\omega$ :固有円振動数、 $\overline{S}a$  は擬似加速度応 答倍率 (= $\omega^2 \cdot x \text{emax} / \ddot{x} \text{0max}$ , x emax:弾性応答最大 変位、 $\ddot{x} \text{0max}$ :入力地震動の最大加速度)である.

また,式(10)で表される損傷指標 D の値は,その 終局変位塑性率 µu とともに降伏強度比 R と密接な 関係にある.本研究では,損傷指標 D の所定値 Dr に対応する R を所要降伏強度比 Rr と定義し,R の 値を順次変化させたエネルギー応答解析の繰り返し から,この所要降伏強度比 Rrを求めている.

なお、道示の B 種の橋に対する耐震性能 2<sup>11)</sup>では、 レベル 2 地震動を受けた場合の損傷を修復可能な範 囲に留めるよう規定されている.本研究では、これ に対応する D の値として、Ghobarah ら<sup>14)</sup>など報告 を参照して D=0.4 を用いた.また、式(10)中の $\beta$ の 値は、ほぼその中央値<sup>15)</sup>である $\beta$ =0.15 としている.

#### 4. 解析結果とその考察

本研究では, 表-1 に示す 72 基の単柱式 RC 橋脚 を対象とした 2 質点 3 自由度系に, 表-2 のレベル 2 地震を,それぞれの橋脚の地盤種別に応じて,地震 動タイプ別に各 3 波を入力して解析した.また,道 示<sup>11)</sup>によると,同じ加速度応答スペクトル特性を 有する地震動であっても結果に差異を生じるため, 3 波程度の平均値を照査に用いることが奨励されて おり,本研究でもこれにならって,各地震動タイプ 及び地盤種別に各 3 波の平均値を用いて解析結果の 比較検討を行った.

#### (1) 所要降伏強度比

図-6 は,基礎を固定とした場合(R-B)と相互作 用を考慮した場合(S-R)の所要降伏強度比を比較し たものである.

タイプⅡ地震動のⅠ種地盤の結果で,基礎と地盤 との相互作用を考慮した所要降伏強度比が,基礎を 固定とした値よりも小さくなっている部分が多くみ られ,相互作用が安全側に働いている.

しかしながら、その他の地震動タイプ、地盤種別 においては、ほぼ等しいか、あるいは相互作用を考 慮した所要降伏強度比の方が若干大きくなる部分も 見られる.このことは、相互作用を安全側に働くと 考えた設計では、十分な耐震安全性の確保ができな い場合もあることを意味する.

また、この所要降伏強度比に対する結果は、入力 地震動に模擬地震動を用いた著者らの先の研究<sup>5)</sup>と もほぼ一致している.



図-8 基礎の振動による変位を加えた最大応答変位の比較

## (2) 最大応答変位

図-7 は、図-5 で示した橋脚躯体の相対変位 x1, 基礎の Sway 及び Rocking による変位 x2, xθの最大 応答変位を比較したものである.

橋脚躯体の変位の最大応答変位 x1,max は, I 種地 盤のタイプⅡ地震とⅡ種地盤の一部を除き,相互作 用を考慮した場合の値が小さくなっている.この大 小関係は,先の所要降伏強度比の結果とよく対応し ている.

また、基礎の Sway による最大応答変位  $x_{2,max}$  は、 躯体の最大応答変位に比べ比較的小さい. これに対 して Rocking よる最大応答変位  $x_{\theta,max}$  は、 I 種地盤 と II 種地盤では比較的大きな値となるが、 III 種地盤



図-9 履歴吸収エネルギーEhの比較

では、それほど大きな値とならない.

図-8は、躯体と基礎の Sway と Rocking を合わせ た最大応答変位と基礎を固定とした躯体の最大応答 変位を比較して示している. I種地盤のタイプII地 震では、それほど差がないが、その他では、相互作 用の影響により最大変位は大きくなっている. この 原因のひとつとして、2 質点 3 自由度系の 1 次モー ドが卓越したためと思われる.

また、この結果から、相互作用によって橋脚天端の変位が大きくなることが予想され、これによって 落橋が生じる可能性も高く、強度のみならず、相互 作用が変位に及ぼす影響ついても検討する必要があ ると思われる.

#### (3) 履歴吸収エネルギー

図-9は、橋脚躯体、Sway及びRockingバネの履歴 吸収エネルギー ( $E_{h,1}$ ,  $E_{h,2}$ ,  $E_{h,\theta}$ ) を比較したもの である.

橋脚躯体の履歴吸収エネルギーEh,1については、 相互作用の影響は小さく、最大応答変位において比 較的影響のあった I 種地盤のタイプⅡ地震において もわずかな差しか生じていない.また、Ⅲ種地盤は、 他の地盤種別と比べ、履歴吸収エネルギーの値は小 さくなっており、固有周期0.9sec以上の橋脚では、 履歴吸収エネルギーの値が、それより固有周期の短 い橋脚に比べ、極端に小さくなっている.この原因 は定かではないが、入力地震動の影響に加えて、躯 体の最大応答変位(図-7)が大きいことから、一方 向に偏った残留変形が生じ、ほとんど履歴を描かな かったためと考えられる.

基礎のSwayバネの履歴吸収エネルギーEh.2は, I 種地盤のタイプⅡ地震の結果が,比較的大きな値と なっている. Rockingバネの履歴吸収エネルギー Eh.0は、タイプⅡよりタイプI地震の方が、比較的 大きな値となっている.また、橋脚躯体の履歴吸収 エネルギーと基礎の履歴吸収エネルギーとの間に明 確な関係は見られない.

# 5. おわりに

本研究では、杭基礎をもつ単柱式RC橋脚72基を もとにした2質点3自由度系モデルを用いて、修正 Parkらの損傷指標Dの所定値D=0.4を満たす橋脚躯 体の所要強度比,並びに橋脚及び基礎の最大応答変 位及び履歴吸収エネルギーを求めた.そして、基礎 を固定とした1自由度系モデルによる結果と比較し、 相互作用がこれらの応答値に及ぼす影響について比 較検討した.本研究で得られた結果をまとめると以 下のようになる.

(1) 橋脚躯体の所要降伏強度比の値は、基礎との相 互作用を考慮することにより、常に小さくなる のではなく、地盤種別、地震動のタイプ、固有 周期よって、ほぼ同程度の値か若干大きくなる 場合がある。

- (2) 橋脚躯体の最大応答変位は、I種地盤のタイプ Ⅱ地震で、相互作用を考慮した場合の値が小さ くなり、それ以外の場合では、あまり大きな差 が生じなかった.
- (3) 橋脚天端における最大応答変位は、 I 種地盤の タイプⅡ地震動の場合を除き、相互作用を考慮 した場合の変位が、相互作用を無視した場合の 変位に比べ大きくなる傾向を示した.
- (4) 相互作用の考慮の有無が,橋脚躯体の履歴吸収 エネルギーに及ぼす影響はあまり顕著ではな かった.
- (5) 相互作用を考慮した橋脚躯体の履歴吸収エネル ギーと基礎の履歴吸収エネルギーとの間に明確 な関係は見られなかった.

謝辞:本研究を進める上で,徳島県庁(元徳島大学 大学院生)の野村尚子さんには,大変お世話になり ました.ここに記して謝意を表します.

#### 参考文献

- 土木学会耐震工学委員会 動的相互作用小委員会:基 礎・地盤・構造物系の動的相互作用,土木学会,1992.
- 7)勝川藤太,小長井一男:基礎と地盤との動的相互作用 を考慮した橋梁基礎形式の可能性検討,熊谷組技術研 究報告,第59号,2000.
- 3) (財)防災研究協会:橋梁基礎の耐震設計法に関する 調査研究(その2), 1987.
- 4) 笹田修司,平尾 潔,成行義文,澤田 勉,三上 卓:基礎との相互作用が強震時RC橋脚の所要降伏強 度比に及ぼす影響,構造工学論文集,Vol.42A, pp.615-626,1996.

- 5) 笹田修司, 平尾 潔, 成行義文, 澤田 勉: 基礎との 相互作用を考慮したRC橋脚の所要降伏震度の簡易推 定法に関する基礎的研究,構造工学論文集, Vol.48A, pp.821-831, 2002.
- 6)日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 丸善,1996.
- 7) ㈱綜合システム: 張出式橋脚の設計Ver.3.1.
- 川田テクノシステム(㈱:土木・建築システムSUCCES, 橋脚の設計計算for Windows 操作解説書, 1999.
- 9) ㈱綜合システム:杭基礎の地震時保有水平耐力法によ る耐震設計for Windows, User's Manual, 1999.
- 10)Mehdi Saiidi and Mete S. Sozen : Simple nonlinear seismic analysis of R/C structures, *Journal of Structural Engineering*, Vol.107, No.5, pp.937-952, 1981.
- 11)日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 丸善, 2002.
- 12)Y.J.Park and A.H.-S.Ang : Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, *Journal of Structural Engineering*, Vol.111, No.4, pp.722-739, 1985.
- 13)三上 卓:損傷指標に基づく耐震設計用各種応答スペクトルの開発に関する研究,徳島大学博士論文,2000.
- 14)Geobarah and A., Aly, N.M., El-Attar, M : Seismic reliability assessment of existing reinforced concrete buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, Vol.2, No.4, pp.569-592, 1998.
- 15)Edoard Cosenza, and Gaetano Manfredi : Seismic Analysis of Degrading Models by Means of Damage Function Concept, Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings, pp.77-93, 1992.

(2003. 6. 30 受付)

# ANALYTICAL STUDY ON EARTHQUAKE RESPONSES OF SINGLE RC PIER AND FUNDATION

#### Shuji SASADA, Kiyosi HIRAO and Yoshifumi NARIYUKI

In this study 72 single column RC piers and 18 earthquake motions are employed. S-R (Sway-Rocking 3DOF) system and R-B(rigid based SDOF) system are used as an analytical model of the piers. Inelastic response of the RC piers, such as the required yield strength ratio, maximum response displacement and hysteretic energy, for the S-R system and R-B system are obtained from ordinary inelastic (energy) response analyses. On that occasion, the condition that value of modified Park-Ang damage index D is equal to 0.4 is adopted. Then the effect of foundation-structure interraction on the required yield strength ratio, maximum response displacement and hysteretic energy of the piers are examined.