

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

A simple method of estimating the required yield seismic intensity of RC pier considering foundation-structure interaction

笹田修司*, 平尾潔**, 成行義文***, 沢田勉****

Shuji SASADA, Kiyoshi HIRAO, Yoshifumi NARIYUKI, Tsutomu SAWADA

*工修 阿南工業高等専門学校講師, 建設システム工学科 (〒774-0017 徳島県阿南市見能林町青木 265)

**工博 徳島大学教授, 工学部建設工学科 (〒770-8506 徳島市南常三島町 2-1)

***工博 徳島大学大学院助教授, 工学研究科エコシステム工学専攻 (同上)

****工博 徳島大学教授, 工学部建設工学科 (同上)

In this study, in order to investigate the effect of foundation-structure interaction on required yield seismic intensity k_r of RC piers, 72 single column RC piers with pile-foundation are first designed in accordance with current Japanese seismic design code for highway bridges. Each of the piers is modeled as a 3DOF system with two masses (Sway-Rocking model). Then required yield seismic intensities k_{rI} for the S-R model and k_{rF} for Rigid-Base model (SDOF system) are obtained from inelastic energy response analyses. Based on the comparison between k_{rI} and k_{rF} for each combination of earthquake type and ground condition, the effect of foundation-structure interaction on the required yield seismic intensity of RC pier is examined. Also the linear regression equations of structural parameters for the natural period of RC pier are obtained.

Key Words: required yield seismic intensity, foundation-structure interaction, RC pier

キーワード: 所要降伏震度, 地盤と構造物との相互作用, RC 橋脚

1. はじめに

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震では, 想定以上の揺れが発生し, 多くの橋脚が甚大な被害を受け, この経験を踏まえ, 平成8年12月には, 道路橋示方書V耐震設計編¹⁾が改訂された。この改訂では, 地震種別と道路種別に応じた耐震設計目標の明確化, 震度法による設計に加えて地震時保有耐力法による照査の規定, 従来の海洋型に加え内陸直下型の設計地震力の規定など大幅な改訂が実施されたが, 基礎との相互作用の影響については, 平成2年度の改訂と同様に, 設計振動単位の算定に基礎の弾性変位を考慮することが規定されているものの新たな改訂はなされていない。

しかしながら, 杭基礎をもつ橋脚等は, よほど堅固な地盤でない限り, その地震時応答に基礎の振動性状の影響を受けることが, 構造物と基礎との相互作用を考慮した多くの弾性応答解析等から知られており, 橋脚や基礎が強い非線形性を示すような強震下ではその影響が顕著となることが考えられる。このような観点から, 土岐²⁾らは, 我が国で一般的に用いられている20基の単柱式RC橋脚を対象として, これらの橋脚及び基礎の履歴復元力特性を弾塑性系でモデル化した2質点3自由度系モデルの応答解析を行い, 基礎との相互作用が橋脚躯体の弾塑性応答に及

ぼす影響を検討し, 基礎の強度が増加する橋脚躯体の変位靱性率が, 基礎固定の場合にくらべて大きくなり, 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ことなどを指摘している。また, 著者らも, 杭基礎をもつ単柱式RC橋脚21基を設計し, これらを土岐らと同様に, 2質点3自由度系にモデル化し, 基礎との相互作用が橋脚躯体の所要降伏強度比に及ぼす影響について比較検討を行い^{3), 4)}, 基礎との相互作用が所要降伏強度に及ぼす影響は, 入力地震動および地盤種別に依存するところが大きいこと, また, III種地盤上ではタイプIIの地震動 (内陸直下型) に対する所要降伏震度が, 基礎固定の場合に比べ, 大きな値となり基礎との相互作用が橋脚躯体の所要強度には不利となる場合のあることなどを報告してきた。

そして, 最近, 山下ら⁵⁾による基礎との動的相互作用が橋脚躯体の設計に必要な絶対加速度応答スペクトルに及ぼす影響についての検討結果, 矢部ら⁶⁾の杭基礎の地震時保有耐力法における設計地震力に及ぼす上部工・橋脚と基礎と相互作用の影響に関する研究例が報告されるなど, 非線形な動的相互作用が橋脚あるいは基礎の耐震安全性に及ぼす影響を明らかにし, 基礎との相互作用を考慮した道路橋のより合理的な耐震設計法の開発を目指した研究が盛んに行われるようになってきている。

本研究もこのような流れに沿ったものであり, 具体的に

は、平成8年12月改訂の道路橋示方書V耐震設計編に基づいて72基の単柱式RC橋脚を設計し、著者の先の研究と同様に、これらの橋脚を2質点3自由度系にモデル化し、このモデルの運動方程式の記述に必要な各構造特性値に対する回帰式を、設計値をもとに、橋脚躯体の固有周期を説明変数として導いた。また、入力地震動として、道路橋示方書V耐震設計編の保有水平耐力法の動的解析に用いる加速度応答スペクトルを目標としたⅠ種、Ⅱ種及びⅢ種地盤対応のタイプⅠ及びタイプⅡの模擬地震動各9波及び12波、計21波を作成した。ついで、これらの模擬地震動を、上記の設計値及び回帰値両者を用いた、2質点3自由度系モデルに入力した非弾性エネルギー応答解析を行い、修正Parkらの損傷指標Dの所定値 $D_r = 0.4$ を満たす損傷制御型の所要降伏強度比および所要降伏震度を求めた。そして、これらの応答値に及ぼす基礎との相互作用の影響の地震動タイプ、地盤種別、終局塑性率等の構造特性値に対する依存性について比較検討した。また、構造特性値として設計値を用いた結果と回帰値を用いた結果を比較検討し、2質点3自由度系モデルを用いて、基礎との相互作用が単柱式RC橋脚の所要降伏震度等に及ぼす影響に回帰式が有用かどうかの検討も行った。

2. 単柱式RC橋脚

本研究では、解析モデルのもととなる杭基礎をもつ単柱

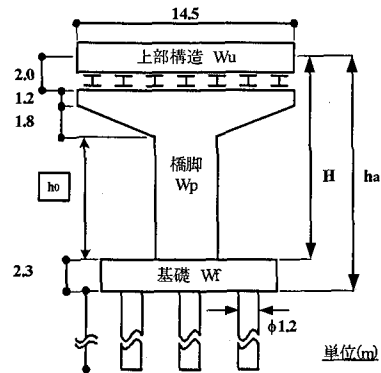


図-1 設計条件の既定値

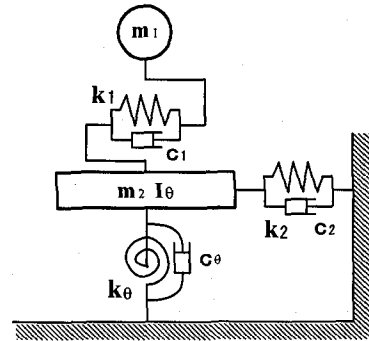


図-2 2質点3自由度系モデル

表-1 杭基礎を有する単柱式RC橋脚の構造諸元概略

柱高 高さ h_0 (m)	橋脚 高さ H (m)	上部 構造 の 重量 W_u (tonf)	Ⅰ種地盤 $N=30, T_c=0.16(\text{sec})$						Ⅱ種地盤 $N=20, T_c=0.37(\text{sec})$						Ⅲ種地盤 $N=5, T_c=0.73(\text{sec})$					
			橋脚 躯体の 固有 周期 T_{10} (sec)	1次固 有周期 T_1 (sec)	躯体 重量 W_p (tonf)	基礎 重量 W_f (tonf)	杭本 数 (本)	杭長 (m)	橋脚 躯体の 固有 周期 T_{10} (sec)	1次固 有周期 T_1 (sec)	躯体 重量 W_p (tonf)	基礎 重量 W_f (tonf)	杭本 数 (本)	杭長 (m)	橋脚 躯体の 固有 周期 T_{10} (sec)	1次固 有周期 T_1 (sec)	躯体 重量 W_p (tonf)	基礎 重量 W_f (tonf)	杭本 数 (本)	杭長 (m)
4	9	500	0.43	0.76	270	236	4	10	0.45	0.73	270	168	4	20	0.47	0.62	270	285	6	25
		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		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	
		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	
10	15	500	0.78	1.17	388	349	6		0.72	0.94	414	406	6		0.76	0.85	414	747	9	
		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	
12	17	500	0.80	1.09	507	425	8		0.79	0.94	473	434	6		0.84	0.93	473	718	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	
18	22	500	0.85	1.02	970	750	12		0.88	1.04	970	1064	13		0.94	1.09	970	1002	16	
		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		0.98	1.22	1066	1002	13		1.04	1.12	1031	1415	20	
		900	1.13	1.41	1071	884	13		0.99	1.28	1056	747	16		1.06	1.17	1150	1472	25	

式RC橋脚を、平成8年に改訂された道路橋示方書V耐震設計編に基づき、市販ソフトウェア^{7)~9)}を用いて、上部工重量、橋脚高さ、地盤種別を変化させて、表-1に示すように計72基を設計した。なお、表中には、参考のため後述の橋脚躯体の固有周期 T_{10} （式(5)）および図-2に示す2質点3自由度系の1次固有周期を示している。

RC橋脚の上部構造はB活荷重を積載した単純桁橋であり、下部構造はT型単柱式橋脚、基礎は杭基礎で場所打ち杭工法である（図-1）。

橋脚の違いによる比較検討をするため、標準貫入試験値（N値）が、30、20、5の均質な砂質土地盤を、それぞれⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種地盤と扱い、3種類の地盤種別ごとに、柱高さ h_0 を4m~20mの間の2m刻み8種類とし、さらに、柱高さごとに上部構造の重量 W_u を500tf、700tf、900tfの3種類として、計72基の橋脚を設計した。

また、全ての橋脚に対し、主鉄筋には、異形鉄筋D32を使用するものとし、2段配筋とした。帯鉄筋については、横拘束筋比 ρ_s を $0.009 < \rho_s < 0.010$ となるよう帯鉄筋（D19）の間隔を決定した。

杭長は、地層の厚さを杭長と同じ長さで1層の地盤としたとき、地盤の特性値 $T_G(s)$ ¹⁾が、それぞれの地盤種別に該当するように、10m、20m、25mとした。

3. 解析モデルと応答解析手法

3.1 解析モデルとその復元力特性

本研究では、杭基礎を有する単柱式RC橋脚の地震応答解析を行う際に、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ている。このモデルは、上部工と橋脚躯体を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。なお、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いる。

また、復元力特性の違いは、非弾性応答の結果に影響を与えるが、本研究では、次に示す復元力特性を用いた。

橋脚躯体の復元力特性に、RC構造の非線形性をマクロ的に近似した図-3に示すQ-Hyst¹⁰⁾モデルを用いている。基礎部の復元力特性は、SwayおよびRockingパネの復元力特性には、図-4に示すHardin-Drnevich²⁾モデルを用いている。なお、Rockingパネの復元力特性は、モーメント-回転角関係によって表現されるものであるが、本研究では、Rockingパネのモーメント-回転角関係を、それと等価な慣性力位置における荷重-変位関係に置換して解析を行なっている。

3.2 運動方程式とエネルギー釣合式

図-5に示すように、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、および、橋脚躯体の変形による変位を、それぞれ、 x_0 、 x_2 、 $x_\theta (= H \cdot \theta)$ 、 x_1 と定めると、運動方程式およびエネルギー釣合式は、式(1)および式(2)のように表され

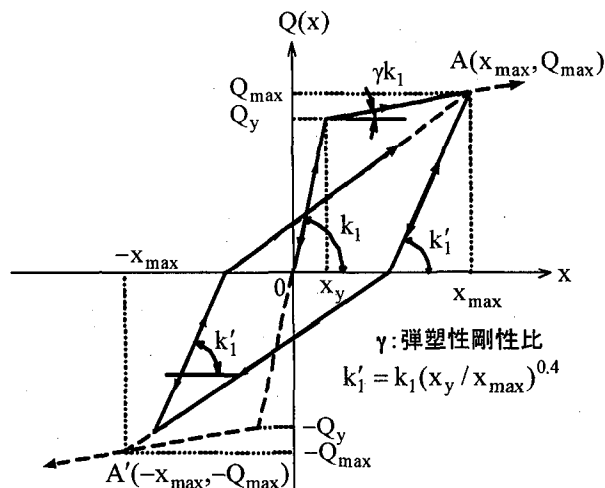


図-3 Q-Hyst モデル

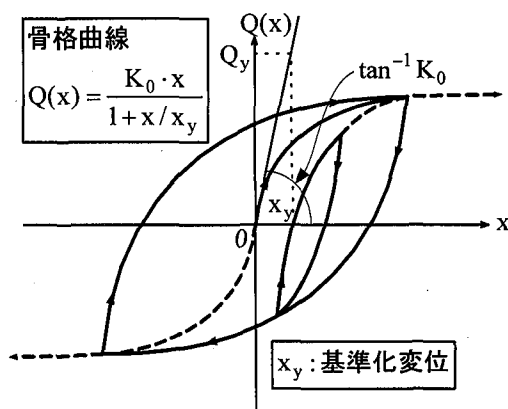


図-4 Hardin-Drnevich モデル

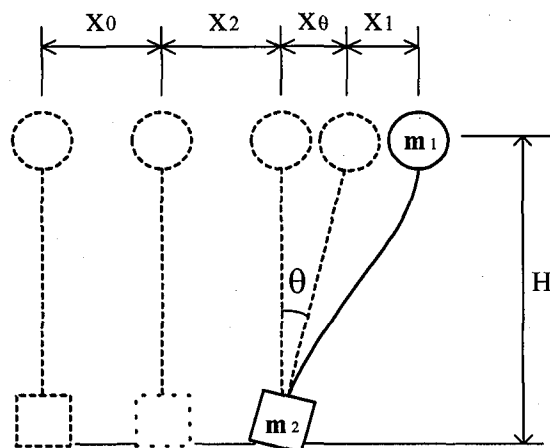


図-5 運動方程式の座標系

る。

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

$$\int \dot{X}^T M \ddot{X} dt + \int \dot{X}^T C \dot{X} dt + \int \dot{X}^T Q(X) dt = - \int \dot{X}^T m \ddot{x}_0 dt$$

ただし、

$$\left. \begin{aligned} M &= \begin{pmatrix} 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1+\bar{m}_2 & 1 \\ 1 & 1 & 1+\bar{I}_\theta \end{pmatrix} \\ C &= 2h_1\omega_1 \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & \bar{I}_2\bar{h}_2\bar{\omega}_2 & 1 \\ 0 & 0 & \bar{I}_\theta\bar{h}_\theta\bar{\omega}_\theta \end{pmatrix} \\ Q(X) &= \omega_1^2 \begin{Bmatrix} \bar{Q}_1(x_1) \\ \omega_2^2\bar{m}_2Q_2(x_2) \\ \omega_\theta^2\bar{I}_\theta Q_\theta(x_\theta) \end{Bmatrix} \\ \ddot{X} &= \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_\theta \end{Bmatrix}, \dot{X} = \begin{Bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \dot{x}_\theta \end{Bmatrix}, m = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1+\bar{m}_2 \\ 1 \end{Bmatrix} \end{aligned} \right\}$$

であり

$$\left. \begin{aligned} \bar{m}_2 &= \frac{m_2}{m_1}, \bar{I}_\theta = \frac{I_\theta}{m_1 \cdot H \cdot H}, \omega_1^2 = \frac{k_1}{m_1}, \omega_2^2 = \frac{k_2}{m_2} \\ \omega_\theta^2 &= \frac{k_\theta}{I_\theta}, \bar{\omega}_2 = \frac{\omega_2}{\omega_1}, \bar{\omega}_\theta = \frac{\omega_\theta}{\omega_1}, \bar{Q}_1(x_1) = \frac{Q_1(x_1)}{k_1} \\ \bar{Q}_2(x_2) &= \frac{Q_2(x_2)}{k_2}, \bar{Q}_\theta(x_\theta) = \frac{Q_\theta(x_\theta)}{k_\theta}, \bar{h}_2 = \frac{h_2}{h_1} \\ \bar{h}_\theta &= \frac{h_\theta}{h_1}, 2h_1\omega_1 = \frac{c_1}{m_1}, 2h_2\omega_2 = \frac{c_2}{m_2}, 2h_\theta\omega_\theta = \frac{c_\theta}{I_\theta} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

である。

ここで、 $m_1 = m_u + m_p/2$ 、 $m_2 = m_f + m_p/2$ は等価質量 (m_u : 上部工質量, m_p : 橋脚躯体質量, m_f : フーチング基礎の質量), I_θ は、フーチング基礎の回転慣性である。また、 k_1 、 c_1 、 h_1 、 k_2 、 c_2 、 h_2 、 k_θ 、 c_θ 、 h_θ はそれぞれ、橋脚躯体、Sway バネ、Rocking バネの剛性、減衰係数、減衰定数であり、 ω_1 、 ω_2 、 ω_θ は、各運動に

対する固有円振動数である。

(1)

つぎに減衰は、それぞれ初期剛性 (k_1 、 k_2 、 k_θ) 比例型とし、橋脚躯体に対する減衰定数 h_1 は、RC 構造によく用いられる $h_1 = 5\%$ 、基礎については $10\% \sim 20\%$ 程度の値が用いられており、本研究では $h_2 = h_\theta = 10\%$ とした。また、各バネの剛性は、保有水平耐力法による設計時に算定される値より決定した。

(2)

なお、本研究では、式(1)の運動方程式は、線形加速度法によって解いた。また、式(2)のエネルギー釣合式の式中の左辺第1項は運動エネルギー、第2項は減衰エネルギー、第3項は弾性ひずみエネルギーと履歴吸収エネルギーの和、右辺は入力エネルギーであり、各エネルギー値は、式(1)の解を用いて、台形積分により求めた。

(3)

3.3 構造特性値の回帰式

図-6は、式(5)で表される橋脚躯体の固有周期 T_{10} と橋脚高さ H の関係を地盤種別ごとに図示したものである。

$$T_{10} = 2\pi \sqrt{m_1/k_1} \quad (5)$$

ここで、 k_1 は、橋脚躯体の初期剛性である。

図中の○印、△印、□印がそれぞれ上部工重量 500tf、700tf、900tf に対する設計値である。I 種地盤の長周期側の橋脚高さ $H=22m$ および $24m$ の値は、他と比べても同程度の耐力余裕の設計であるが、橋脚断面の寸法が比較的大かったためこのような結果となっている。なお、このことは、設計上のばらつきとも考えることができる。しかしながら、ほぼ、橋脚高さ H は、固有周期の値とともに直線的に変化している。また、図中の実線は、次式で示される回帰直線である。

$$\text{I 種地盤: } H = 18.709 \times T_{10} + 1.628 \quad (6)$$

$$\text{II 種地盤: } H = 29.370 \times T_{10} - 4.992 \quad (7)$$

$$\text{III 種地盤: } H = 27.285 \times T_{10} - 4.739 \quad (8)$$

図-7は、橋脚躯体の固有周期 T_{10} と等価質量 m_1 の関係を示している。ばらつきはあるものの、この値もほぼ直線的に変化している。図-8は、橋脚躯体の固有周期 T_{10}

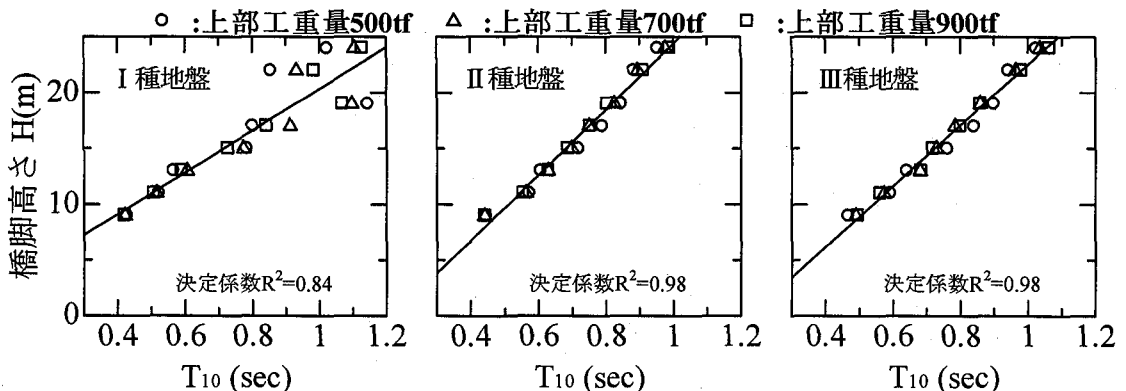


図-6 橋脚躯体の固有周期 T_{10} と橋脚高さ H の関係

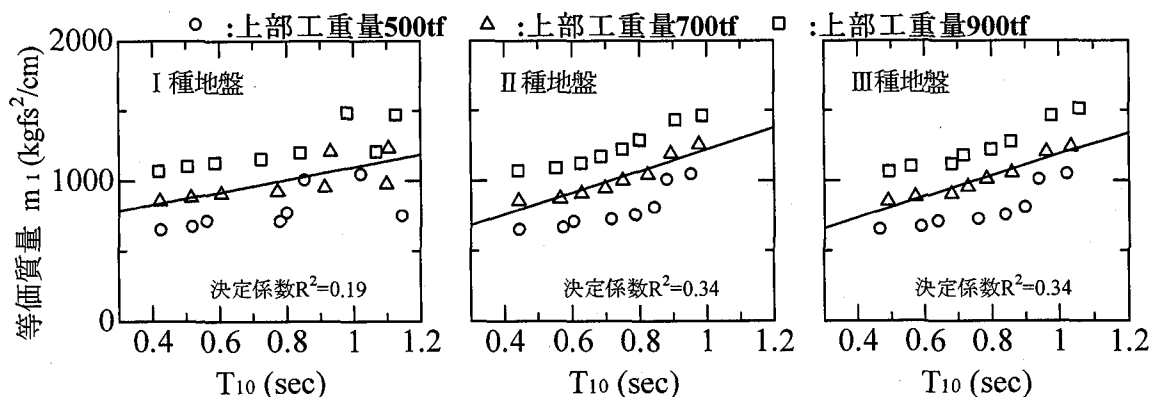


図-7 橋脚躯体の固有周期 T_{10} と等価質量 m_1 の関係

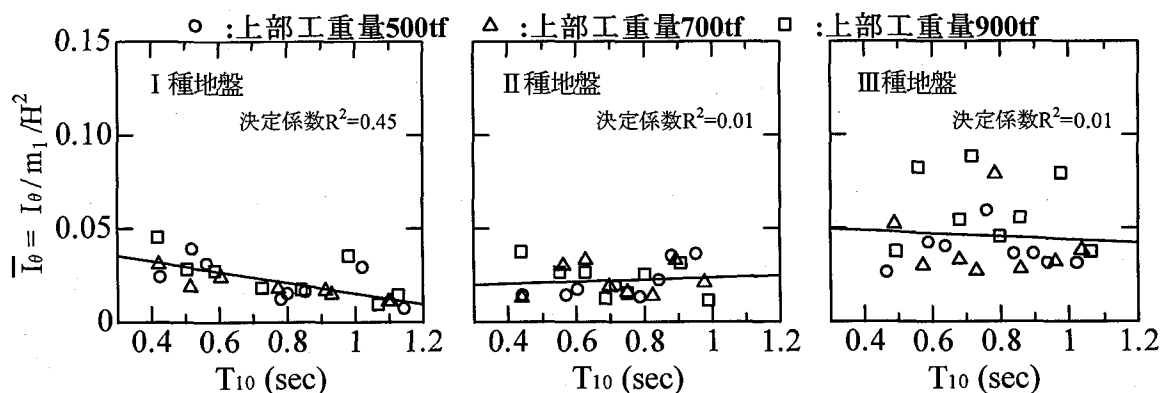


図-8 橋脚躯体の固有周期 T_{10} と $\bar{I}_\theta$ の関係

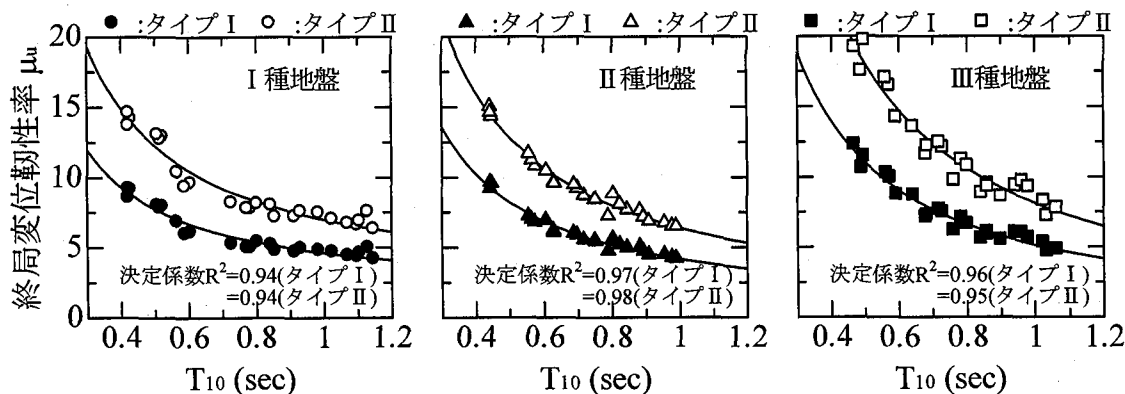


図-9 橋脚躯体の固有周期 T_{10} と終局変位靱性率 μ_u の関係

と正規化した基礎の回転慣性 $\bar{I}_\theta$ の関係を示している。この値は、II種地盤とIII種地盤の結果に、かなり大きなばらつきがみられるが、直線的な変化と見なすことにする。同様に $\bar{m}_2$ 、 $\bar{\omega}_2$ 、 $\bar{\omega}_\theta$ 、 γ なども調べ、これらの値を次式のような直線式 $f_1(T_{10})$ で回帰し、表-2に示す回帰係数と決定係数を得た。

$$f_1(T_{10}) = C_{1,reg} \times T_{10} + C_{2,reg} \quad (9)$$

また、終局変位靱性率 μ_u は、図-9に示すように、双曲線での回帰が適当であり次式で示される式で回帰できる。

$$f_2(T_{10}) = \frac{C_{1,reg}}{T_{10}} + C_{2,reg} \quad (10)$$

以上のようにして作成した回帰式を使えば、橋脚躯体の固有周期より他の構造特性値の近似的な推定値が算定できる。さらに、この回帰値を使って、後述の所要降伏強度比、所要降伏震度などの近似値を求めることができる。

4. 解析に用いた諸量

4.1 入力地震動

地震による構造物の損傷は、入力地震動特性の影響を受け、地震によって異なったものとなる。本研究では、解析結果に一般性をもたせるため、平成8年に改訂された道路橋示方書V耐震設計編¹⁾に規定されている動的解析用のレベルIIの地震動に対する標準加速度応答スペクトルを目標として作成された模擬地震動を用いた。本研究で用い

表－2 構造特性値の回帰係数

回帰式	構造特性	Ⅰ種地盤			Ⅱ種地盤			Ⅲ種地盤			
		$C_{1,reg}$	$C_{2,reg}$	決定係数	$C_{1,reg}$	$C_{2,reg}$	決定係数	$C_{1,reg}$	$C_{2,reg}$	決定係数	
$f_1(T_{10})$	H (m)	+18.709	+1.628	0.85	+29.370	-4.992	0.98	+27.285	-4.739	0.98	
	$m_1(\text{kgf} \cdot \text{s}^2 / \text{cm})$	+409.021	+668.620	0.19	+792.181	+438.615	0.34	+756.829	+433.902	0.34	
	$\bar{m}_2$ (無次元)	+0.569	+0.441	0.24	+1.672	-0.339	0.69	+1.651	-0.125	0.78	
	$\bar{I}_\theta$ (無次元)	-0.0270	+0.042	0.45	+0.0054	+0.018	0.01	-0.0082	+0.052	0.01	
	$\bar{\omega}_\gamma$ (無次元)	+4.731	+0.158	0.96	+4.480	-0.172	0.87	+3.980	+0.344	0.84	
	$\bar{\omega}_\theta$ (無次元)	+12.648	-0.182	0.87	+13.432	-0.485	0.81	+12.619	-0.954	0.90	
	γ (無次元)	TYPE I	+0.121	+0.013	0.87	+0.191	-0.033	0.95	+0.159	-0.039	0.94
TYPE II		+0.075	+0.006	0.88	+0.098	-0.009	0.72	+0.094	-0.023	0.95	
$f_2(T_{10})$	μ_u (無次元)	TYPE I	+3.146	+1.477	0.94	+4.057	+0.108	0.97	+5.910	-0.762	0.96
		TYPE II	+5.280	+1.719	0.94	+6.456	-0.068	0.98	+9.982	-1.844	0.95
	μ_{u0} (無次元)	TYPE I	+2.269	+0.786	0.94	+3.056	-0.375	0.96	+4.449	-1.084	0.97
		TYPE II	+3.782	+0.826	0.95	+4.805	-0.686	0.96	+7.476	-2.176	1.00

た模擬地震動は、波形のフーリエ位相差分布に正規分布を与え、有効スペクトル振幅を用いた振動数領域での振幅調整を行って作成された模擬地震動¹¹⁾である。表－3に示すようにI種、II種、III種の地盤種別に対して、タイプIの地震動（海洋型）では、マグニチュードM=8.0、震央距離 $\Delta=100\text{ km}$ 、200 km、300 kmとした各3波、タイプIIの地震動（直下型）では、マグニチュードM=7.2、震央距離 $\Delta=5\text{ km}$ 、10 km、20 km、30 kmとした各4波の計21波である。図－10は、目標とした標準加速度応答スペクトルと、作成された全ての模擬地震動による応答スペクトルを比較して示したものであり、一部に20%程度の誤差が生じているが、大部分は、最大でも10%以下の誤差であり、ほぼ目標値と整合していることがわかる。また、図－11は、タイプIの震央距離 $\Delta=100\text{ km}$ 、タイプIIの震央距離 $\Delta=5\text{ km}$ とした場合のI、IIおよびIII種地盤に対する加速度波形を示したものである。時刻歴応答解析を行う際には、その継続時間を、強震部分を中心とする81.92秒に統一して用いた。

表－3 入力地震動の諸量

Type	M	GC	Δ (km)	A_{max} (gal)	V_{max} (kine)	Pt(gal ² sec)
I	8.0	I	100	304.58	69.44	196447
			200	338.56	75.56	216758
			300	342.91	71.83	234428
		II	100	370.49	98.95	314440
			200	398.13	100.44	341330
			300	413.68	96.4	359053
		III	100	428.71	136.11	471454
			200	449.27	144.09	508142
			300	482.53	137.65	527685
II	7.2	I	5	707.29	82.87	415208
			10	617.57	74.96	534441
			20	756.99	75.42	540967
			30	775.68	80.79	552861
		II	5	597.73	122.65	486605
			10	618.76	124.3	575874
			20	722.91	136.39	588940
			30	699.58	130.99	653443
		III	5	535.42	144.58	451736
			10	502.87	141.39	482750
			20	607.9	150.49	496682
			30	584.24	146.19	528252

GC:地震種別, M:マグニチュード, Δ :震央距離
 A_{max} :最大力口速度, V_{max} :最大速度, Pt:トルレバワー

4.2 損傷指標と修正損傷指標

強震下における構造物の損傷を表す指標としてPark¹²⁾らが提案した損傷指標 D_0 は、式(11)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される。

$$D_0 = \frac{\mu_d + \beta \cdot \mu_h}{\mu_u} \quad (11)$$

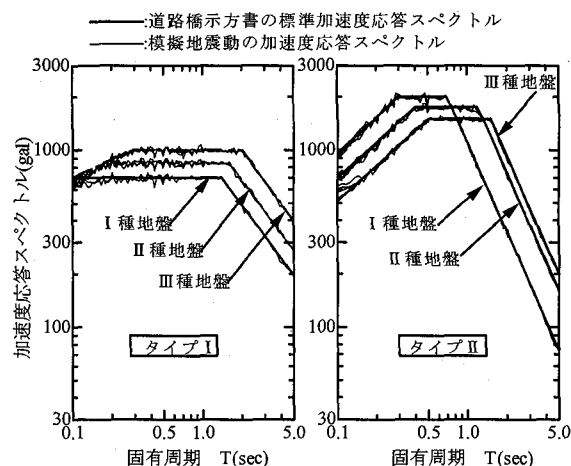
ここで、 β は部材の断面特性などに依存した正の係数である。また、 μ_d 、 μ_h 、 μ_u は、変位靱性率、エネルギー靱性率、終局変位靱性率であり、次式で定義される。

$$\mu_d = X_{max} / X_y \quad (12)$$

$$\mu_h = E_h / (Q_y \cdot X_y) \quad (13)$$

$$\mu_u = X_u / X_y \quad (14)$$

ここで、 X_{max} 、 X_y 、 X_u は、最大応答変位、降伏変位、終局変位であり、 E_h は履歴吸収エネルギー、 Q_y は降伏



図－10 加速度応答スペクトル

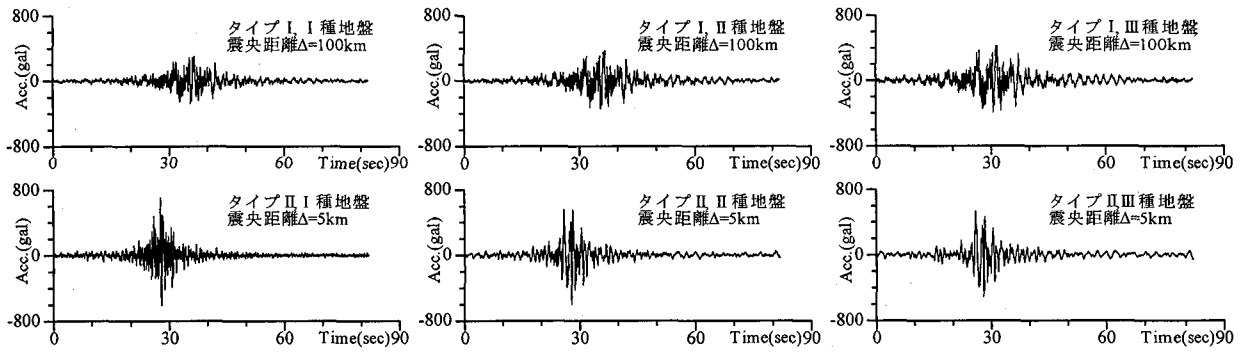


図-11 模擬地震動の加速度波形 (タイプⅠ: $\Delta=100\text{km}$, タイプⅡ: $\Delta=5\text{km}$)

強度である。

しかしながら、式(11)のParkらの損傷指標 D_0 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_0 は正の値を持ち、損傷という概念にはそぐわないと考えられる。そこで、本研究では、非弾性応答時のみ正の値を持つように、式(11)を修正した次式の損傷指標 $D^{13)}$ を用いることとした。

$$D = \frac{\mu_d - 1 + \beta \cdot \mu_h}{\mu_u - 1} \quad (15)$$

道路橋示方書では、B種の橋に対して、地震時保有水平耐力法による設計で、復旧の迅速さを目的に残留変位を規定しており、修復可能な限界を想定している。しかし、この修正Parkらの損傷指標 D の値と構造物の損傷状態との相互関係は確定的なものでないため、Ghobarahら¹⁴⁾などによって提案されている値を参考に、本研究では、 $D=0.4$ を修復可能限界とみなして解析を行うこととした。また、式(15)中の β の値は、ほぼその中央値¹⁵⁾である $\beta=0.15$ とした。

4.3 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(16)で定義される降伏強度比 R がある。

$$R = \frac{Q_y}{Q_{\text{emax}}} = \frac{Q_y}{m \cdot \bar{S}_a} = \frac{x_y}{x_{\text{emax}}} \quad (16)$$

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

また、式(15)で表される損傷指標 D の値は、その終局変位靱性率 μ_u 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 $D_r (=0.4)$ に対応する R を所要降伏強度比 R_r 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により、この所要降伏強度比 R_r を求めた¹⁶⁾。

4.4 所要降伏震度

損傷指標 D の所定値 $D_r (=0.4)$ に対応する所要降伏強度比 R_r が求まると、式(16)の関係から、橋脚躯体の所要降伏強度 Q_{yr} は、次式のように得られる。

$$Q_{yr} = R_r \cdot Q_{\text{emax}} = R_r \cdot m_1 \cdot \bar{S}_a \quad (17)$$

本研究では、この所要降伏強度 Q_{yr} を構造物の重量 $W (=m_1 \cdot g)$ で除して得られる値を所要降伏震度 k_{Qyr} と定義した⁵⁾。

$$k_{Qyr} = \frac{Q_{yr}}{W} = \frac{Q_{yr}}{m_1 \cdot g} \quad (18)$$

この所要降伏震度は、式(18)からわかるように、静的地震力 $k_{Qyr} \cdot W$ がちょうどParkらの損傷指標 D の所定値 D_r を満たす所要降伏強度 Q_{yr} と等しくなる震度である。したがって、所要降伏強度 Q_{yr} をもつ構造物の設計震度 k がこの k_{Qyr} より小さければ($k < k_{Qyr}$)、その構造物の損傷 D は $D > D_r$ となり、 D_r を用いた判定基準では危険側となる。逆に、 $k > k_{Qyr}$ となる場合には安全側となり構造物の所要降伏強度を $Q_{yr} \geq k \cdot W$ となるように大きくする必要がある。

5. 解析結果とその考察

本研究で設計した設計値、および3.3で求めた回帰値により所要降伏強度比を求め、基礎との相互作用が橋脚躯体の所要降伏強度比スペクトル、所要降伏震度スペクトルなどに及ぼす影響について比較検討を行う。回帰値は、橋脚躯体の固有周期 T_{10} に対して、0.1(sec)の間隔で算定する。

また、模擬地震動は、表-3に示すように、地震動タイプと地盤種別ごとに震央距離の異なる模擬地震動を、タイプⅠは3波、タイプⅡは4波を各橋脚に入力して解析した。図-12は、各地盤種別ごとのタイプⅠ地震3波、およびタイプⅡ地震4波の変動係数を比較して示したものであり、図では、設計値より算定した構造特性値(以下、設計値とよぶ)を用いた解析結果を○と△印で、また、回帰式による近似値(以下、回帰値とよぶ)を用いて解析して求めた結果を実線と破線で示している。

図からわかるように、一部で変動係数の値が0.2を越え

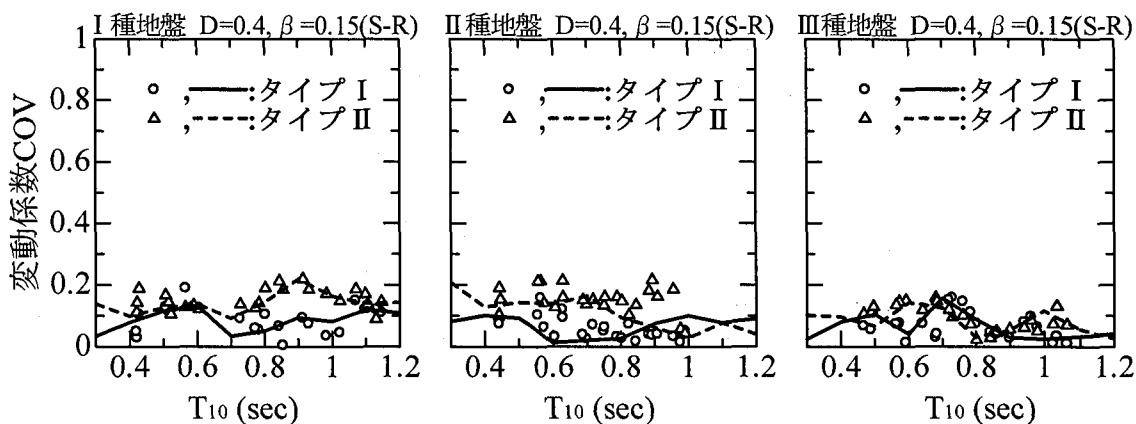


図-12 所要降伏強度比の変動係数(COV)

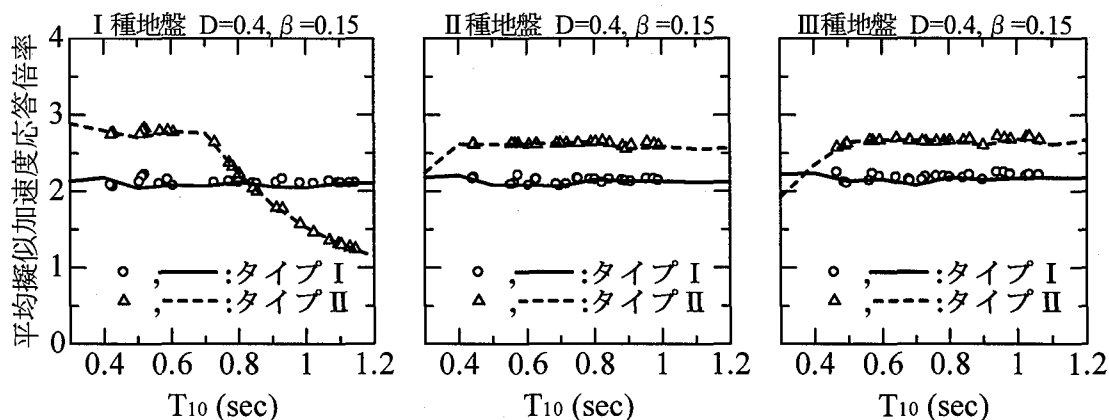


図-13 擬似加速度応答倍率 $\bar{S}_a$

る部分も見受けられるが、大部分は、0.2 以下となっており、ばらつきは小さいものと判断し、以下では、このような震央距離の違いを無視し、タイプ I 地震では 3 波、タイプ II 地震では 4 波の平均値を用いて解析結果の比較検討を行う。

なお、前後するが、設計値と回帰値による変動係数は、一部(II 種地盤の長周期側等)を除き比較的よく一致した結果となっている。

5.1 擬似加速度応答倍率

図-13 は、所要降伏震度(降伏強度)を求めるために必要なタイプ I、タイプ II 地震に対する式(17)中の平均擬似加速度応答倍率 $\bar{S}_a$ を地盤種別ごとに図示したものである。図からわかるように、この擬似加速度応答倍率については、設計値と回帰値による結果はよく一致している。なお、この $\bar{S}_a$ の分布形と大小関係は、模擬地震動の目標とした標準加速度応答スペクトルのそれらと良く類似している。

5.2 所要降伏強度比

図-14 は、所要降伏強度比 R_r を比較したものであり、上段にタイプ I による結果、下段にタイプ II 地震による結果を示している。また、各段とも左から順に I 種、II 種、III 種地盤に対する結果を示している。そして、図中の△印は、設計値を用いた 2 質点 3 自由度系モデルに対する所要

降伏強度比 R_{ri} の結果を表し、○印は、基礎との相互作用を無視し、基礎固定とした場合の設計値を用いた所要降伏強度比 R_{rf} の結果である。また、実線と破線は、回帰値を用い、相互作用を考慮した場合と無視した場合の解析結果である。

上段と下段の所要降伏強度比 R_{ri} および R_{rf} を比較すると、下段のタイプ II 地震による結果が全ての地盤種別で小さくなっている。これについては、タイプ I 地震とタイプ II 地震に対する終局歪みの定義の相違に起因して、タイプ II 地震の方が終局変位靱性率 μ_u の値が大きくなり(図-9 参照)、したがって、式(15)からわかるように、同一の D の所定値($D_r = 0.4$)を満たす所要降伏強度 R_r の値は μ_u の大きい方が小さくなるためである。また、タイプ I 地震、タイプ II 地震とも、地盤が軟らかくなるにつれて、 R_r が少しずつ大きくなる傾向が見られ、この結果も図-9 の μ_u の大小関係と対応している。

次に、式(19)の R_{rf} に対する R_{ri} 比 $\bar{R}_r$ を求め、 R_{rf} と R_{ri} の大小関係、すなわち相互作用効果を比較したのが図-15 である。

$$\bar{R}_r = \frac{R_{ri}}{R_{rf}} \quad (19)$$

この図より、I 種地盤のタイプ II 地震では、 $\bar{R}_r < 1$ となり、基礎との相互作用が橋脚の損傷に安全側に働いている。一方、III 種地盤では、一部のタイプ II 地震に対する結果を

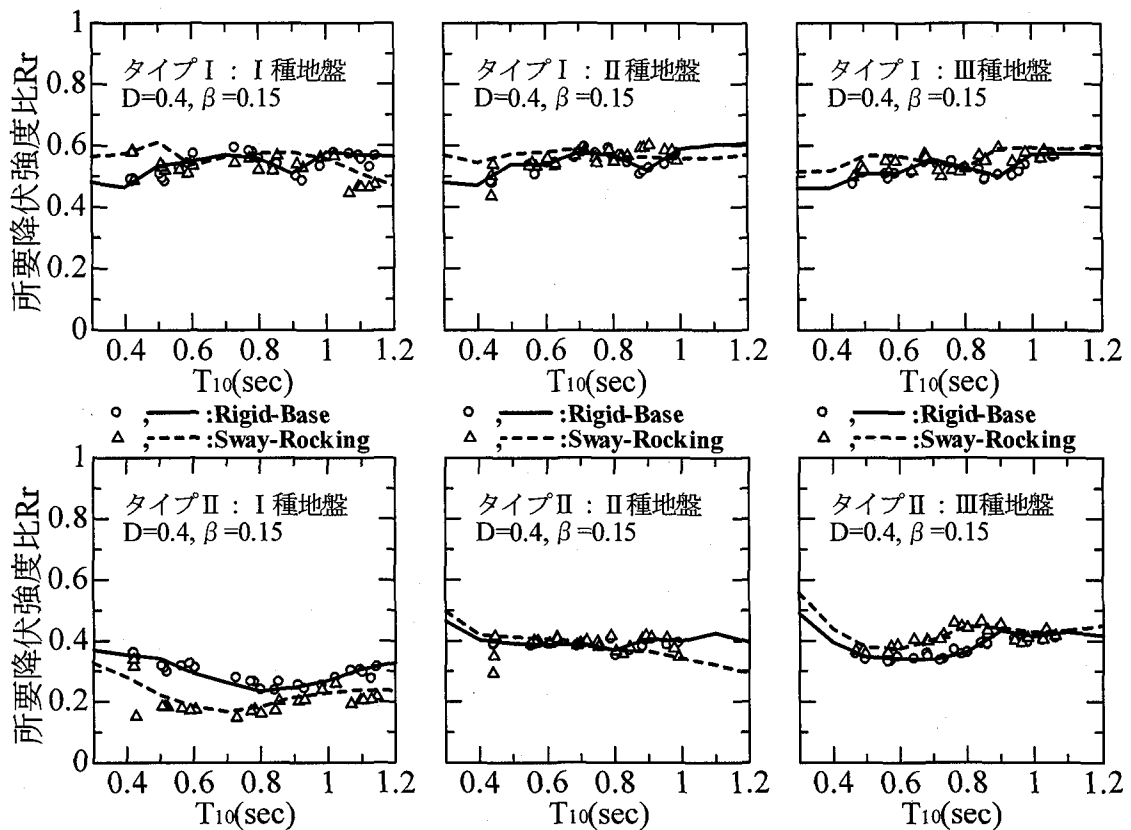


図-14 所要降伏強度比 R_{rI} と R_{rF} の比較

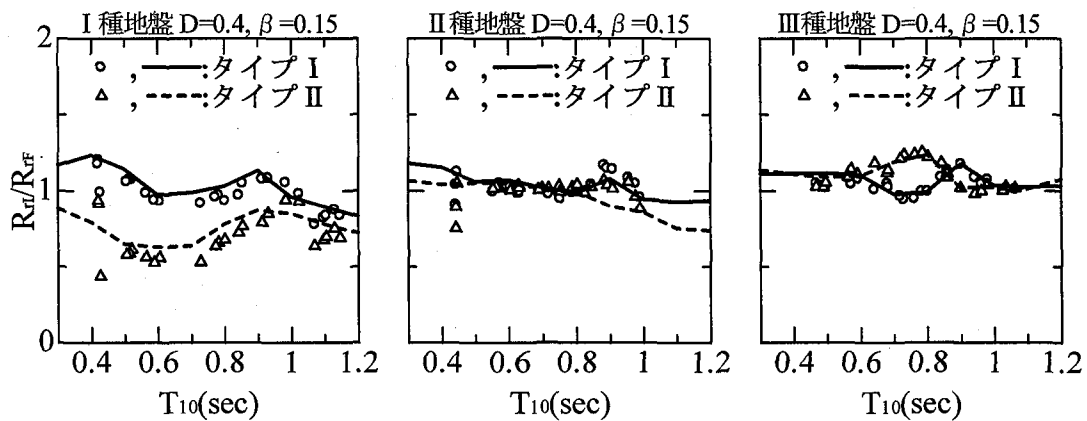


図-15 所要降伏強度比 R_{rI} と R_{rF} の比 (相互作用効果) による比較

除き、逆に $\bar{R}_r > 1$ となり、相互作用が危険側に働いていることが分かる。また、II種地盤でも、あまり顕著ではないが、多くの場合 $\bar{R}_r > 1$ となり、危険側となっており、これら結果は、基礎との相互作用を考慮した単柱式RC橋脚の安全性照査の必要性を示唆している。

なお、前後するが、この相互作用効果 $\bar{R}_r$ についても設計値による結果と回帰値による結果は、よく一致した結果となっている。

5.3 所要降伏震度

図-16 は、所要降伏震度を比較したものであり、上段にタイプI地震による結果、下段にタイプII地震による結果を示している。各段とも左から順にI種、II種、III種地

盤に対する結果を示している。また、図中の△印は、設計値を用いた2質点3自由度系モデルに対する所要降伏震度 k_{QyrI} を表し、○印は、設計値を用い基礎との相互作用を無視した場合の所要降伏強度比 k_{QyrF} を表す。そして、実線と破線は、回帰値を用い、相互作用を考慮した場合と無視した場合の結果である。

この図上段のタイプI地震に対する所要降伏震度 k_{QyrI} と k_{QyrF} には、あまり顕著な相違は見られず、相互作用の影響は比較的小さいことがわかる。一方、下段のタイプII地震に対する結果は、I種地盤では、全ての周期範囲で $k_{QyrI} < k_{QyrF}$ となり、相互作用が安全側に働く結果となり、III種地盤では、長周期域 ($T_{10} > 0.9(\text{sec})$) を除き $k_{QyrI} > k_{QyrF}$ となり、逆に、危険側の結果を示している。

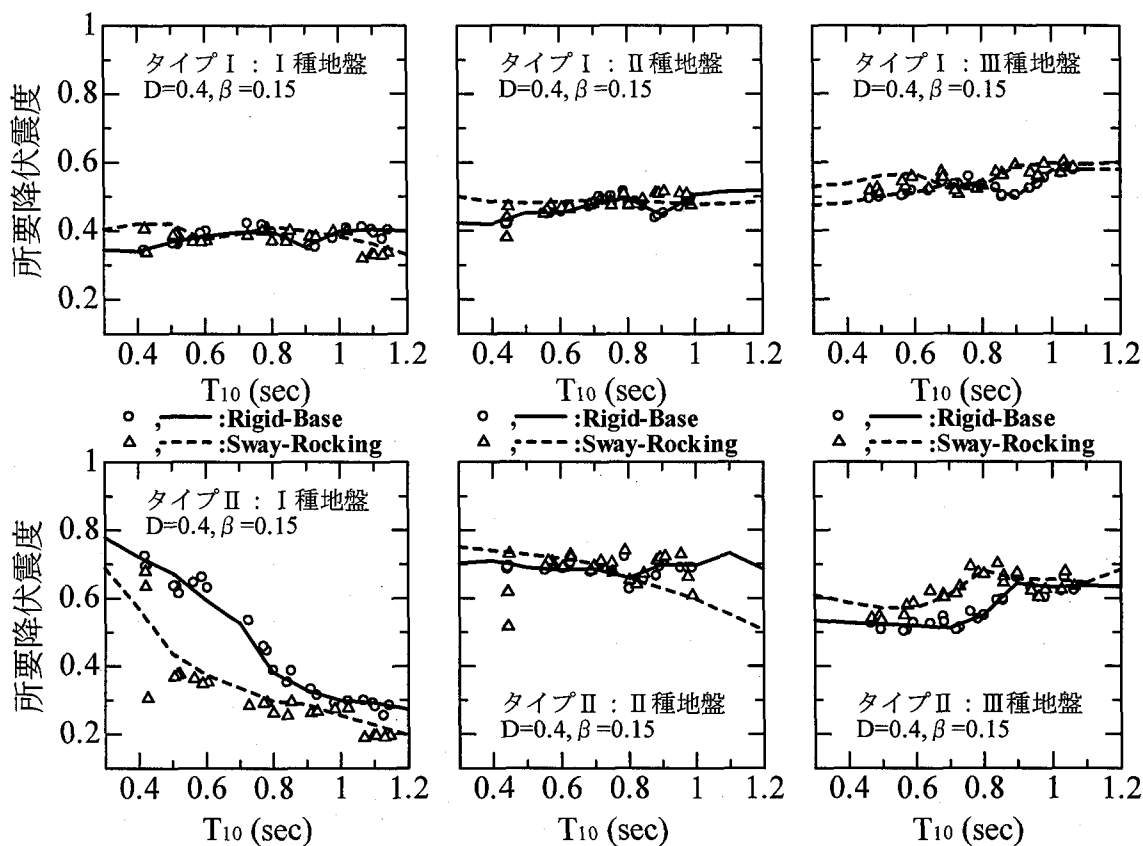


図-16 所要降伏震度 k_{Qyr}

また、他の結果と同様に、この場合も、回帰値を用いた結果は、設計値による結果を比較的良好に再現している。

なお、所要降伏震度に対する相互作用効果、すなわち k_{QyrF} に対する k_{QyrI} の比は、式(17)、(18)より明らかにように、図-15の R_r と同じ結果となるため、これについての説明は省略する。

6. おわりに

本研究では、平成8年に改訂された道路橋示方書に従って杭基礎を持つ単柱式RC橋脚72基を設計し、これを基礎との相互作用を考慮した2質点3自由度系モデルにモデル化した。また、設計値をもとに、このモデルの解析に必要な構造特性値の回帰式を、固有周期を説明変数として導いた。そして、設計値を用いた場合と回帰値を用いた場合について、2質点3自由度系モデルと基礎を固定とした1自由度モデルに対する非弾性応答解析を行い、修正Parkらの損傷指標Dの所定値 $D_r = 0.4$ を満たす、所要降伏強度比、所要降伏震度等を求め、基礎との相互作用がこれらの値に及ぼす影響ならびに構造特性値に対する回帰式の有用性について比較検討を行った。

得られた結果を要約すると以下のようなものである。

- (1) 本研究で導いた各構造特性値に対する回帰式は、これを用いて求めた所要降伏強度比、所要降伏震度等が、設計値を用いたそれらを比較的良好に再現しており、単柱式RC橋脚を2質点3自由度系にモデル化して基礎との相

互作用の影響を検討する場合には有用である。

- (2) 基礎との相互作用を考慮した所要降伏強度比 R_{rI} (所要降伏震度 k_{QyrI}) と、相互作用を無視した所要降伏強度比 R_{rF} (所要降伏震度 k_{QyrF}) に対する比、すなわち相互作用効果 $\bar{R}_r$ は、I種地盤のタイプII地震では、 $\bar{R}_r < 1$ となり、相互作用が安全側に働く。しかし、III種地盤では、一部のタイプII地震に対する結果を除き、逆に $\bar{R}_r > 1$ となって、相互作用が危険側に働き、II種地盤でも、あまり顕著ではないが、多くの場合 $\bar{R}_r > 1$ となり、危険側となる。
- (3) 上記の結果より、I種地盤を除き、単柱式RC橋脚の安全性照査には、基礎との相互作用を考慮する必要がある。

以上のように、本研究では、構造特性値の回帰式の有用性、基礎との相互作用を考慮した単柱式RC橋脚の安全性照査の必要性など有用な知見が得られた。しかし、これらの結果は、模擬地震動を入力した2質点3自由度系モデルに対する限られた解析結果から得られたものであり、実地震動に対する検討ならびに、復元力特性を含めた2質点3自由度系モデルの妥当性の検証等は、今後の課題と考えている。

謝 辞：本研究を進める上で、(株)アルス製作所(元徳島大学大学院生)の荒木幸輝氏、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

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，丸善，1996.12.
- 2) (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），1987.7.
- 3) 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.615-626，1996.3.
- 4) K.Hirao, T.Sawada, Y.Nariyuki, S.Sadada : Effect of Foundation Interaction on Required Seismic Intensity of RC Piers Subjected to Level 2 Earthquake Motions, Proc. of 12WCEE, paper No.2225, pp.1-8, 2000.1.
- 5) 山下典彦，原田隆典：基礎－地盤－構造物系の非線形動的相互作用を考慮した応答スペクトル，第2回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.309-312，1999.12.
- 6) 矢部正明，川島一彦：杭基礎の非線形地震応答特性とプッシュオーバーアナリシスによる解析法に関する研究，土木学会論文集，No.619/I-47，pp.91-109，1999.4.
- 7) 株式会社システム：張出式橋脚の設計 Ver.3.1.
- 8) 川田テクノシステム(株)：土木・建築システム SUCCES，橋脚の設計計算 for Windows 操作解説書，1999.10.
- 9) 株式会社システム：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，1999.3.
- 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) 澤田 勉，平尾 潔：目標応答スペクトルに合致する模擬地震動の一作成法，第17回地震工学研究発表会講演概要，pp.49-52，1983.7.
- 12) Y.J.Park, 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，平尾 潔，成行義文，澤田 勉，笹田修司：レベル2地震動に対する損傷制御震度スペクトルに関する一研究，構造工学論文集，Vol.45A，pp.809-818，1999.3.
- 14) Geobarah, 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, 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.
- 16) 平尾 潔，笹田修司，成行義文，澤田 勉，川端茂樹：所要降伏強度比スペクトルとこれを用いた強震時終局安全性の一照査方法について，土木学会論文集，No.525/I-33，pp.213-225，1995.

(2001年9月14日受付)