

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

INFLUENCE OF SOIL-STRUCTURE INTERACTION ON REQUIRED YIELD STRENGTH RATIO OF RC PIER UNDER STRONG EARTHQUAKE MOTIONS

笹田修司*, 平尾 潔**, 沢田 勉***, 成行義文****, 三上 卓*****

Shuuji SASADA, Kiyoshi HIRAO, Tsutomu SAWADA, Yoshifumi NARIYUKI and Taku MIKAMI

*工修 阿南工業高等専門学校助手 建設システム工学科 (〒774 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 徳島県徳島市南常三島町 2-1)

***工博 徳島大学助教授 工学部建設工学科 (〒770 徳島県徳島市南常三島町 2-1)

****工博 徳島大学講師 工学部建設工学科 (〒770 徳島県徳島市南常三島町 2-1)

*****徳島大学大学院生 博士前期課程 (〒770 徳島県徳島市南常三島町 2-1)

In this study, the effects of soil-structure interaction on ultimate strength of RC pier under strong earthquake motions are investigated, in which the ultimate strength of RC pier is represented by required yield strength ratio R_r that is the value of yield strength ratio R of the pier satisfying Park and Ang's damage index $D=1$. The values of R_r for 21 RC piers used commonly in Japan are obtained from the iteration of inelastic response analysis for their sway-rocking 3-DOF models subjected to 30 artificial earthquake motions. Numerical results show that the required strength ratio R_r of RC pier is mainly influenced by the yield strength Q_{ys} of foundation and the foundation parameter ω_b/ω_r , which is the ratio of rocking and sway natural circular frequencies.

Key word: seismic safety, required yield strength, RC pier, soil-structure interaction

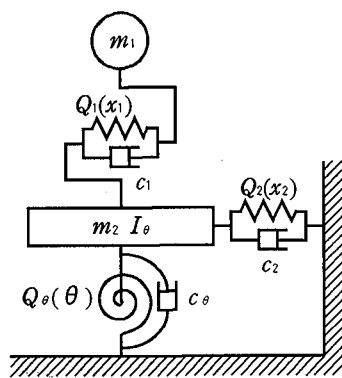
1. まえがき

本研究は、弾塑性応答を考慮したときの基礎との動的相互作用が鉄筋コンクリート橋脚(RC橋脚)の終局安全性(所要降伏強度比)にどのような影響を及ぼすかを、数値計算により検討したものである。

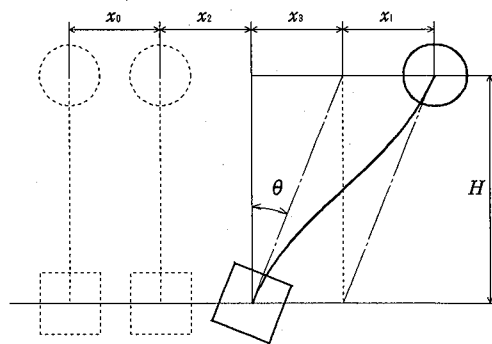
大地震時の構造物の終局安全性を検討するため、強震下における構造物の非弾性応答に関する研究が盛んに行われ^{1)~8)}、地震による構造物の損傷が、瞬間的な損傷を表す変位靱性率(最大変位)のみならず、エネルギー靱性率(履歴吸収エネルギー)などの累積的な損傷にも大いに関係することが明らかとなってきた。これらの損傷を表す靱性率は、構造特性や入力地震動特性の影響を受け複雑に変化するため、両者の関係を定量的に評価するための実験的・解析的アプローチがなされてきた。また最近では、変位靱性率とエネルギー靱性率を1つにまとめた損傷指標がいくつか提案され、地震による構造物の損傷を定量化する試みもなされている^{9)~13)}。以上のような研究は主に、橋脚に代表されるような1自由度系構造物を対象としたものであり、その成果の一部は道路橋示方書におけるRC橋脚の耐震設計(保有水平耐力の照査)に反映されてきた¹⁴⁾。

一方、実際のRC橋脚はフーチングや杭などの基礎によって支持されているため、よほど堅固な地盤で支持さ

れた強固な基礎でない限り、橋脚は基礎の振動性状の影響をうけると考えられる。このような構造物の基礎と地盤の動的相互作用については、これまでも多くの研究がなされているが、それらのほとんどは相互作用に関して線形系を仮定したものである。しかし、実在橋脚の基礎部は地盤と接しており、強震時には強い非線形性を示すため、基礎との動的相互作用を考える際に基礎の非弾性応答を考慮することは重要である。このような観点から土岐らは^{15), 16)}、我が国で一般に用いられている20種類のRC橋脚を対象として、橋脚躯体及び基礎の履歴復元力特性を弾塑性系でモデル化して応答解析を行い、基礎との動的相互作用が橋脚躯体と基礎の弾塑性応答にどのような影響を及ぼすかを検討した。その結果、基礎の強度が減少すると基礎のロッキング振動が増大する反面、橋脚躯体の応答が小さくなること、逆に基礎の強度が増加すると橋脚躯体の靱性率が大きくなり、基礎固定の場合の応答を上回る場合もあることなどが指摘された。また、橋脚と基礎の耐震安全性のバランスにも言及し、橋脚躯体の曲げ振動と基礎のロッキング振動の累積塑性変形倍率をほぼ同程度にするという目標を設定することにより、降伏強度係数のおおよその値が、橋脚躯体の曲げ振動で0.2、基礎のロッキング振動で0.3、基礎のスウェイ振動で0.5となること等の実用的かつ有用な結果を得ている。しかし、この研究では、表層地盤のN値が



(a) 解析モデル



(b) 運動方程式の座標系

図-1 解析モデルと座標系

5.7 と比較的軟弱な地盤に限定され、入力地震動として特定の実地震記録(1940 年 Imperial 地震の El Centro の記録, 1952 年 Kern County の Taft の記録等)を用いたという制約もある。また、橋脚躯体及び基礎の応答は、変位靱性率や履歴吸収エネルギー(またはその分担率)により個別に評価されているが、地震時の構造物や基礎の終局安全性を考える場合には、これらの損傷を一つに集約したパラメータにより応答または損傷を評価すべきであると考えられる。例えば、前述の損傷指標に準拠した単一のパラメータにより応答量を表すことができれば、より合理的に終局安全性が評価できると思われる。

本研究は、弾塑性応答を考慮した基礎との動的相互作用が強震下の橋脚躯体の終局安全性にどのような影響を及ぼすかを数値計算により検討したものである。その際、橋脚躯体の終局安全性は、前述の損傷指標に準拠して求めた所要降伏強度比により評価される(後述)。

数値解析では、道路橋示方書 V 耐震設計編に規定された 3 種類の地盤条件を想定するとともに、それらの各地盤に対応して設定された加速度応答スペクトルに基づいて作成した各 10 個、合計 30 個の模擬地震動を入力として用いた。そして、橋脚-基礎-地盤系を基礎のスウェイとロッキング振動を考慮した 3 自由度系でモデル化して弾塑性応答解析を行い、解析結果から基礎との相互作用が橋脚躯体の所要降伏強度比すなわち終局安全性にどのような影響を及ぼすかを検討した。

2. 解析モデル¹⁷⁾

ここでは、数値解析の基礎となる橋脚躯体及び基礎の運動方程式、橋脚と基礎の非線形復元力特性及び弾塑性応答解析法の概要について述べる。

2.1 運動方程式

図-1 (a) に示すような、橋脚躯体を 1 自由度系で、基礎の運動をスウェイとロッキングの 2 自由度系で置き換えた 2 質点 3 自由度系モデルを考える。図において、

m_1 は橋脚躯体の一部を含めた上部工質量、 m_2 は基礎の質量、 I_θ は基礎の回転慣性、 c_1, c_2, c_θ は橋脚躯体及び基礎のスウェイ・ロッキング振動の減衰係数、 $Q_1(x_1)$ 、 $Q_2(x_2)$ 、 $Q_\theta(\theta)$ はそれぞれ橋脚躯体、基礎のスウェイ及びロッキング振動の非線形復元力である。図-1 (b) に示す座標を用いると、橋脚躯体及び基礎のスウェイ・ロッキング振動の運動方程式は以下のように表される。

$$m_1(\ddot{x}_0 + \ddot{x}_1 + \ddot{x}_2 + \ddot{x}_3) + c_1\dot{x}_1 + Q_1(x_1) = 0 \quad (1)$$

$$m_2(\ddot{x}_0 + \ddot{x}_2) + c_2\dot{x}_2 + Q_2(x_2) + m_1(\ddot{x}_0 + \ddot{x}_1 + \ddot{x}_2 + \ddot{x}_3) = 0 \quad (2)$$

$$I_\theta \frac{\ddot{x}_3}{H} + c_\theta \frac{\dot{x}_3}{H} + Q_\theta(\theta) + m_1(\ddot{x}_0 + \ddot{x}_1 + \ddot{x}_2 + \ddot{x}_3)H = 0 \quad (3)$$

ここで、 x_0 = 地動変位、 x_1 = 基礎に対する橋脚天端の相対水平変位、 x_2 = 基礎の相対水平変位、 $x_3 = (H \cdot \theta)$ 基礎のロッキングによる橋脚天端の相対水平変位、 θ = 基礎のロッキングによる回転角、 H = 橋脚高さである。式(1)~(3)を変形して行列表示すると次式が得られる。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{x}} + \mathbf{Q}(\mathbf{x}) = -\mathbf{m}\ddot{\mathbf{x}}_0 \quad (4)$$

ここで、

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_1 & m_1 & m_1 \\ m_1 & m_1 + m_2 & m_1 \\ m_1 & m_1 & m_1 + m_3 \end{bmatrix}, \mathbf{C} = \begin{bmatrix} c_1 & 0 & 0 \\ 0 & c_2 & 0 \\ 0 & 0 & c_3 \end{bmatrix}, \mathbf{Q}(\mathbf{x}) = \begin{bmatrix} Q_1(x_1) \\ Q_2(x_2) \\ Q_3(x_3) \end{bmatrix}, \mathbf{m} = \begin{bmatrix} m_1 \\ m_1 + m_2 \\ m_1 \end{bmatrix}, \mathbf{x} = \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{bmatrix} \quad (5)$$

上式中の m_3 、 c_3 及び $Q_3(x_3)$ はそれぞれ次式で与えられる。

$$m_3 = \frac{I_\theta}{H^2}, c_3 = \frac{c_\theta}{H^2}, Q_3(x_3) = \frac{Q_\theta(\theta)}{H} \quad (6)$$

2.2 橋脚躯体及び基礎の復元力特性

構造物の終局状態を考える場合には、復元力特性の非

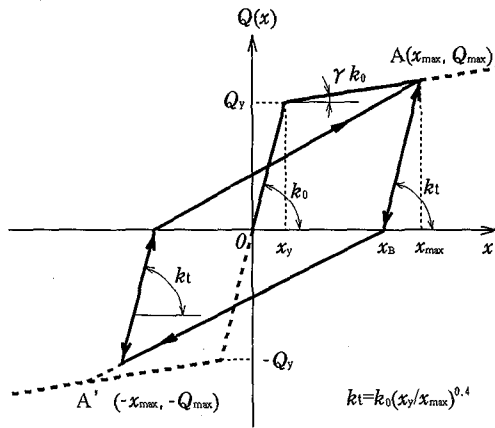


図-2 Q-hystモデル

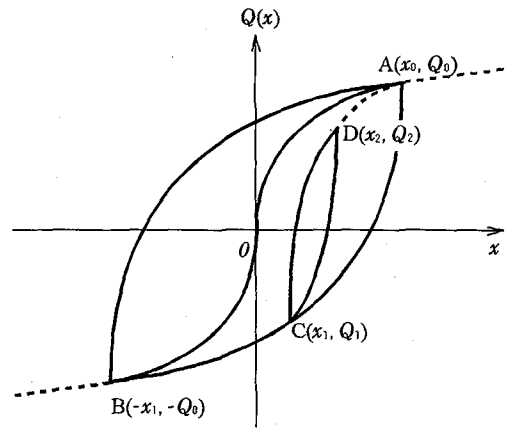


図-3 Hardin-Drnevichモデル

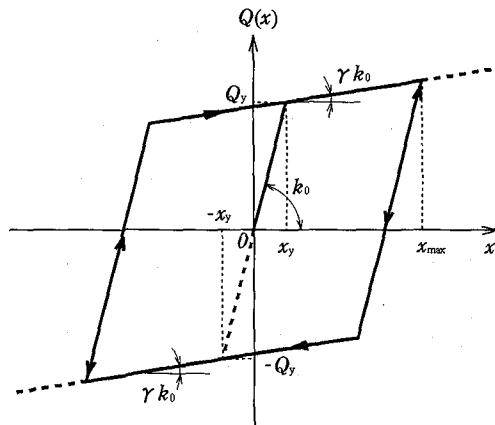


図-4 Bi-linearモデル

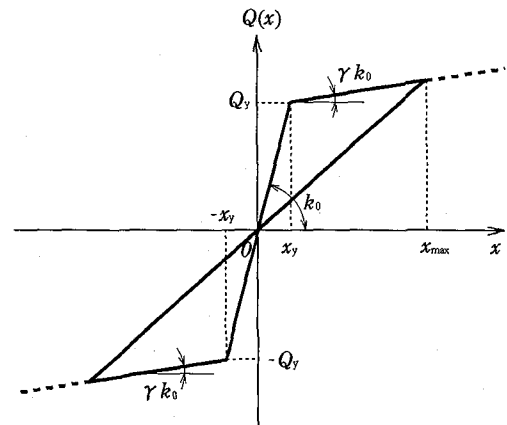


図-5 原点指向型モデル

線形性を考慮する必要がある。既往の研究では、種々の非線形復元力モデルが提案されている。ここでは、式(4)に含まれる橋脚躯体及び基礎の非線形復元力 $Q_1(x_1)$, $Q_2(x_2)$, $Q_3(x_3)$ として、以下のようなモデルを用いた。

(1) 橋脚躯体の復元力特性: $Q_1(x_1)$

橋脚躯体の復元力特性としては、図-2に示す Q-hyst モデル²⁵⁾を用いる。このモデルは、複雑な RC 構造物の非線形復元力をマクロ的に近似したものである。

(2) 基礎の復元力特性: $Q_2(x_2)$ 及び $Q_3(x_3)$

基礎のスウェー及びロッキングバネの非線形復元力特性としては、基本的には図-3に示す Hardin-Drnevich モデルを用いた¹⁵⁾。このモデルは、本来土の応力-ひずみ関係を表現するモデルであるが、現在のところ基礎のスウェー・ロッキング振動の復元力を表す適当なモデルが提案されていないため、文献15)と同様にこのモデルを用いた。このモデルの各履歴過程における接線剛性 k_t は、その過程における骨格曲線あるいは履歴曲線を表す式を変位 x で微分して得られる¹⁵⁾。

また、基礎の復元力特性の相違が橋脚躯体の応答量に及ぼす影響を比較検討するため、一部、図-4及び図-5に示すような Bi-linear モデル及び原点指向型モデルも用いた。

2.3 応答解析法¹⁷⁾

式(4)の運動方程式は、線形加速度法等を用いて漸化的に解くことができる。いま、時刻 $t_k = k \Delta t$ での応答量 x_k が既知のとき、時刻 $t = t_k + \Delta t$ の応答量 x_t は、次の増分式を解くことにより得られる。

$$M \Delta \ddot{x} + C \Delta \dot{x} + \Delta Q(x) = -m \Delta \ddot{x}_0 \quad (7)$$

$$\Delta Q(x) = K_{tk} \Delta x \quad (8)$$

ここで、変位増分量の Δx 及び接線剛性 K_{tk} は以下のようになる。

$$\Delta x = x_t - x_k = \begin{Bmatrix} x_{1t} - x_{1k} \\ x_{2t} - x_{2k} \\ x_{3t} - x_{3k} \end{Bmatrix} \quad (9)$$

$$K_{tk} = \begin{Bmatrix} k_{1tk} & 0 & 0 \\ 0 & k_{2tk} & 0 \\ 0 & 0 & k_{3tk} \end{Bmatrix} \quad (10)$$

$$k_{itk} = \left[\frac{\partial Q_i(x_i)}{\partial x_i} \right]_{x=x_k} \quad (11)$$

式(7)は変位増分量 Δx に関する線形微分方程式であるから、線形加速度法等により容易に解くことができる。したがって、時刻 $t = (k+1)\Delta t$ での応答量 x_{k+1} は $x_{k+1} = x_k + \Delta x$ として得られる。

次に、橋脚躯体及び基礎のエネルギー応答に関する釣合式は、式(4)の運動方程式の両辺に左から $\dot{x}dt$ を乗じ、入力地震動の継続時間($t=0 \sim T_d$)にわたって積分することにより、次式のように得られる。

$$\int_0^{T_d} \dot{x}^T M \ddot{x} dt + \int_0^{T_d} \dot{x}^T C \dot{x} dt + \int_0^{T_d} Q(x) dx = - \int_0^{T_d} \dot{x}^T m \ddot{x}_0 dt \quad (12)$$

ここで、上式中の左辺第1項は運動エネルギー、第2項は粘性減衰エネルギー、第3項は履歴吸収エネルギーであり、右辺は入力エネルギーを表し、これらの値は、近似的に台形公式による数値積分から求められる。

以上のような応答解析から得られる量のうち、最大応答値 $x_{\max}$ と式(12)の左辺第3項の履歴吸収エネルギー E_h は、構造物の損傷に密接に関係するパラメータであり、次項の損傷指標で用いられる。

3. 損傷指標と所要降伏強度比

本研究では、橋脚躯体の終局安全性を損傷指標に準拠した所要降伏強度比を用いて表し、基礎との動的相互作用が所要降伏強度比にどのような影響を及ぼすかを、次節で検討する。以下では、損傷指標とそれに基づく所要降伏強度比の求め方について述べる。

3.1 損傷指標D

強震時における構造物の終局安全性を定量的に評価するためには、構造物の崩壊をどのように定義するかが重要となる。構造物の崩壊は、応答値をある尺度で評価したとき、これがある許容値を超えたときに生じると定義されるが、問題はこの尺度すなわち損傷を表す指標として何を選ぶかである。従来からよく用いられてきた損傷指標は、弾塑性応答解析より得られる最大変位(または最大変位を降伏変位で除した値すなわち変位靱性率)である。しかし、この最大変位もしくは変位靱性率は地震動継続時間中のある時刻における瞬間的な損傷の程度を表しているにすぎず、構造物の損傷指標としては必ずしも適当でないことが明らかとなってきた。最近では、最大変位とともに、履歴吸収エネルギーや累積塑性変形量等が損傷指標として注目されるようになり、これらに関する研究が盛んに行われている。このような背景のもとに、Parkらは⁹⁾、多くのRC部材に対する実験結果を統計処理することにより、最大変位と履歴吸収エネルギーを組み合わせた単一の損傷指標Dを導き、この値によって構造物の終局安全性を判定することを提案した。

同様な損傷指標は、Krawinklerら¹²⁾や宇佐美ら¹³⁾によっても提案されているが、本研究では、その定義に最大変位と履歴吸収エネルギーが含まれていること、数式表現が簡単であること、この種の研究では、よく引用されていることなどから、次式のようなParkらの損傷指標Dを用いることとした。

$$D = (\mu_d + \beta \mu_h) / \mu_u \quad (13)$$

上式中の μ_d 、 μ_h および μ_u はそれぞれ、変位靱性率、(履歴吸収)エネルギー靱性率及び終局変位靱性率であり、以下のように定義される

$$\mu_d = x_{\max} / x_y \quad (14)$$

$$\mu_h = E_h / (Q_y x_y) \quad (15)$$

$$\mu_u = x_u / x_y \quad (16)$$

ここで、 x_y 及び Q_y は図-2に示す橋脚躯体の降伏変位と降伏強度、 $x_{\max}$ は式(4)の弾塑性応答解析より得られる最大変位、 E_h は式(12)の左辺第3項に含まれる橋脚躯体の履歴吸収エネルギー、 x_u は橋脚躯体が保有している終局変位である。また、式(13)の中の係数 β は荷重の繰り返しが構造物の損傷に及ぼす影響の程度を表す正の定数であり、本研究では、文献9)を参照して $\beta = 0.05$ を用いた。橋脚躯体の終局安全性は式(13)の損傷指標Dを用いて判定され、 $D \leq 1$ であれば橋脚躯体は安全であるとみなすことにする。なお、Parkら⁹⁾は、実験結果より、Dが1より大きくなると、RC部材では圧縮曲げ破壊、引張り曲げ破壊、圧縮せん断破壊あるいは引張りせん断破壊が起こるとしている。

3.2 所要降伏強度比

(1) 降伏強度比R

降伏強度比は、構造物の降伏強度 Q_y と入力地震動の強さの比として定義される量であり、既往の研究では次の2つが用いられている。

$$R_1 = \frac{Q_y}{Q_{\max}} = \frac{x_y}{x_{\max}} \quad (17)$$

$$R_2 = \frac{Q_y}{m \cdot \ddot{x}_{0\max}} = \frac{\omega^2 \cdot x_y}{\ddot{x}_{0\max}} \quad (18)$$

ここで、 m 、 Q_y 、 x_y はそれぞれ、構造物の質量、降伏強度、降伏変位であり(図-2参照)、 $\ddot{x}_{0\max}$ は入力地震動の最大加速度である。また、 $Q_{\max}$ 、 $x_{\max}$ は、構造物を初期剛性をもつ線形1自由度系とみなしたときの最大応答復元力及び最大応答変位であり、これらは慣用の応答スペクトル等から容易に得られる量である。上述の2つの降伏強度比 R_1 と R_2 の違いは、 R_1 が構造物の動特性すなわち周期特性を考慮しているのに対し、 R_2 は静的

地震力を基準にしている点である。これら両者の互換性については文献 18) で詳しく述べられており、そのどちらを用いてもよいが、本研究では構造物の動特性を含む R_i を降伏強度比 R として用いる。

(2) 所要降伏強度比 R_r ¹⁹⁾

前述のように、橋脚躯体の終局安全性は、式(13)の損傷指標 D により評価され、 $D=1$ が安全であるか否かの判定基準となる。一般に構造物を構成する材料が与えられると、構造物の終局変位靱性率 μ_u 、すなわち、その構造物が崩壊に至るまでに保有する靱性率は既知となるから(例えば R C 構造物では $\mu_u = 5 \sim 6$)、その降伏強度比(降伏強度 Q_y あるいは降伏変位 x_y)を適宜調整することによって損傷指標 D を 1 以下にすることができる。所要降伏強度比 R_r は、式(13)の損傷指標 D がちょうど $D=1$ になるときの降伏強度比として定義される。すなわち、所要降伏強度比 R_r は、終局変位靱性率 μ_u をもつ構造物が強震下で安全である(崩壊しない)ためにその構造物に要求される最小の降伏強度比を意味する。したがって、降伏強度比 $R (> R_r)$ をもつ構造物では、その所要降伏強度比 R_r が小さいもの程、安全性は高いことになる。なお、ここで定義した所要降伏強度比 R_r は、文献 19) と同様、降伏強度比 R の値を上下させた非弾性・エネルギー応答解析の繰り返しにより求められる。

4. 数値解析及び考察

我が国で一般的に用いられている R C 橋脚¹⁵⁾を対象として、基礎との動的相互作用が橋脚躯体の終局安全性にどのような影響を及ぼすかを、数値計算により検討する。橋脚躯体の終局安全性を表す指標としては、前節で述べた所要降伏強度比 R_r を用いる。以下、入力地震動、橋脚躯体の構造特性、基礎の特性について述べた後、解析結果を示し若干の考察を加える。

4.1 入力地震動

基礎の振動特性が橋脚躯体の安全性にどのような影響を及ぼすかを数値解析結果より明らかにするには、入力地震動としてどのような特性をもつものを採用するかが重要な問題となる。このような場合、その構造特性に偏りの少ないなるべく多くの地震記録を入力として用いることが必要である。ここでは、解析結果に一般性をもたせるため、道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編の I 種、 II 種、 III 種地盤に対する加速度応答スペクトルを目標として¹⁴⁾、それぞれ 10 波、合計 30 波の模擬地震動を作成し²⁰⁾、入力地震動として用いた。なお、地盤種別は、 I 種が硬い地盤を、 II 種が中程度の地盤、 III 種が軟弱な地盤を表す。これらの模擬地震動は、マグニチュード M 及び震央距離 Δ がそれぞれ $M=5.3 \sim 7.9$ 、 $\Delta = 20 \sim 400$ km に対応するものであり、周波数特性も比較的偏りの少ないものである。一般に、地震動特性は強度特性、周波数

表-1 模擬地震動の諸量

EQ-NAME (GROUP)		GC	M	Δ (K.m)	A/V (1/cm)	t _m (sec)	P _t (gal ² sec)	T _s (sec)
GROUP (H)	No.1	I	5.3	120	30.1	0.24	66324	12.76
	No.2	I	5.3	400	30.0	0.25	74236	13.76
	No.3	I	5.3	20	28.6	0.25	52168	9.38
	No.4	I	5.3	60	28.6	0.24	54301	12.50
	No.5	I	6.0	120	27.0	0.25	88651	15.62
	No.6	I	6.7	20	25.2	0.29	98676	16.60
	No.7	I	5.3	200	24.6	0.25	70234	13.20
	No.8	I	6.0	20	24.5	0.29	62868	12.96
	No.9	I	6.0	200	24.2	0.27	101567	17.58
	No.10	I	6.0	60	22.6	0.27	79883	12.34
GROUP (M)	No.11	II	5.3	120	19.0	0.36	100042	13.98
	No.12	II	5.3	60	18.6	0.36	84801	13.14
	No.13	II	6.0	120	18.3	0.42	87545	14.72
	No.14	II	6.0	20	15.5	0.45	111825	15.34
	No.15	III	5.3	120	14.9	0.47	106728	15.28
	No.16	II	6.7	120	14.2	0.55	137849	25.84
	No.17	III	6.0	400	13.4	0.63	113594	22.04
	No.18	III	6.0	20	12.7	0.62	114528	15.48
	No.19	III	6.0	60	12.5	0.64	107962	14.44
	No.20	II	6.7	60	12.2	0.59	149637	22.06
GROUP (L)	No.21	II	7.4	200	10.9	0.72	208259	32.78
	No.22	III	6.7	200	10.4	0.84	160464	31.38
	No.23	III	6.7	120	9.9	0.84	153970	29.46
	No.24	III	6.7	60	9.6	0.88	144737	28.72
	No.25	II	7.4	400	8.9	0.68	210819	36.02
	No.26	III	7.4	200	8.7	1.11	152664	32.70
	No.27	II	7.9	20	8.5	0.94	203863	33.80
	No.28	II	7.9	200	8.5	0.89	265569	43.44
	No.29	III	7.4	120	7.3	1.11	164486	25.00
	No.30	III	7.4	400	6.0	1.08	227829	37.10

GC=地盤種別、M=マグニチュード、 Δ =震央距離、 V =最大速度、 A =最大加速度、 T_s =強震部の継続時間、 t_m =平均周期、 P_t =トータルパワー($A=300$ galで正規化)

特性及び非定常特性に分類できるが、強度がほぼ同程度であれば、周波数特性や非定常特性が構造物の非弾性応答に大きな影響を及ぼす。そこで、これらの特性と密接に関係するパラメータとして、最大加速度 A と最大速度 V の比、 A/V に注目して^{21), 22)}、作成した模擬地震動を 3 つのグループに分類した。すなわち、 A/V が大きいグループ H 、中程度のグループ M 及び小さいグループ L に分類した。 A/V は、地震動の周波数特性をおおまかに表すパラメータであり、 A/V が大きいと高振動数成分が、小さい場合には低振動数成分が卓越する²¹⁾。表-1 は、これら 3 グループの模擬地震動に対するマグニチュード M 、震央距離 Δ 、 A/V の値、フーリエスペクトルの平均周期 t_m 、全パワー P_t 及び強震部の継続時間 T_s を示したものである¹⁸⁾。但し、表中の全パワー P_t は、各模擬地震動の最大加速度を 300gal としたときの値である。また、応答解析の際には、作成した模擬地震動をそのまま用いるのではなく、その最大加速度の $\ddot{x}_{0max}$ を構造物の降伏強度比 R と関連づけて、式(19)によりスケールリングして用いた。

$$\ddot{x}_{0max} = Q_y / (m \cdot \bar{S}_a \cdot R) \quad (19)$$

ここで、 $\bar{S}_a$ は、疑似加速度応答倍率²⁶⁾を表している。表より、地盤種別とA/Vの間にはほぼ対応性があること、Mと Δ がともに大きい場合にはⅡ種地盤でもA/Vが小さくなること、またA/Vと t_m 及び P_t の間にはよい対応関係のあること等がわかる。

4.2 橋脚躯体の構造特性

解析の対象とした橋脚は、防災研究協会の橋梁基礎の耐震設計法に関する調査研究¹⁵⁾に記載された21個のRC橋脚である¹⁵⁾。これらのRC橋脚は、以下のような条件で設計されたものである。

- a) 橋脚高さは5m～20mの4種類とする。
- b) 上部工としては、幅員が7m程度の単純合成桁を想定し、橋長は20m, 30m, 40mの3種類とする。上部工反力は、橋長20m, 30m, 40mに対してそれぞれ、160t, 260t, 360tとする。
- c) 設計震度は $k_h=0.2$ とする。
- d) 橋脚は幅7mの小判型形式とし、必要鉄筋量及び応力度の計算は軸力及び曲げモーメントが作用する複鉄筋断面として行う。柱の幅はせん断支間比が5～9となるように選定する。

以上のような条件のもとに設計されたRC橋脚躯体の構造特性値を、文献15)より抜粋して表-2に示す。表には、橋脚高さ、初期剛性に対する固有周期 T_{10} 、質量 m_1 、橋脚躯体の初期剛性 k_{10} (図-2のQ-hystモデルの k_0 の値)及び降伏強度 Q_y が示されている。表より、これら橋脚の弾性固有周期が0.274～1.110secと比較的短周期であることがわかる。なお、これら橋脚躯体の粘性減衰定数は $h_1=0.05$ 、弾塑性剛性比(図-2のQ-hystモデルの γ の値)は $\gamma=0.02$ 、終局変位靱性率は $\mu_u=5$ とした。

4.3 基礎の構造特性

2節で述べた基礎の非線形復元力特性を表すモデル(Hardin-Drnevichモデル、Bi-linearモデル及び原点指向型モデル)は、初期剛性 k_0 と降伏強度 Q_y により一義的に決定される(詳細は文献15)を参照)。以下では、これらの概略について述べる。

まず、表層の地盤条件として、比較的硬い地盤(標準慣入試験のN値=30)、中程度の地盤(N=15)及び軟弱な地盤(N=5)を想定した。また、基礎はフーチングと場所打ち杭からなるものとし、杭の支持層のN値は50程度、杭先端の支持力は $300t/m^2$ とした。そして、文献15)と同様な手法により、それぞれの地盤条件に対する基礎の初期剛性を決定した。表-3には、表層地盤のN値が15の場合の基礎の質量と回転慣性、スウェー及びロッキング振動に対する初期剛性を示した。

次に、基礎の降伏強度についてであるが、現時点ではその実用的な算定方法は提案されていないので、これらは以下のような考え方より設定した。すなわち、基礎は

表-2 橋脚躯体の構造特性

CASE	H	T_{10}	m_1	k_{10}	Q_y
1	5	0.274	185.000	0.968	0.542
2		0.401	287.000	0.699	0.671
3		0.487	389.000	0.642	0.918
4	10	0.297	234.900	1.095	0.635
5		0.546	336.900	0.443	0.855
6		0.699	439.000	0.384	1.095
7		0.684	220.800	0.185	0.655
8		0.827	322.900	0.187	0.859
9		0.901	424.900	0.205	1.085
10	15	0.380	321.200	0.870	0.992
11		0.627	423.300	0.422	1.242
12		0.745	525.300	0.371	1.528
13		0.768	290.600	0.193	0.893
14		0.910	392.700	0.186	1.121
15	20	0.995	494.700	0.196	1.371
16		0.612	486.500	0.510	1.419
17		0.784	588.600	0.375	1.709
18		0.861	690.600	0.365	1.816
19		0.916	384.900	0.180	1.239
20		1.030	486.900	0.180	1.494
21		1.110	589.000	0.189	1.775

H=橋脚高さ(m), T_{10} =固有周期(sec)

m_1 =質量(kg), k_{10} =躯体剛性(* 10^5 kgf/cm)

Q_y =降伏強度(kgf)

地中に埋設されており損傷を受けた場合の発見や修復が困難であるから、橋脚躯体よりも安全側の設計がなされているものと考え、橋脚躯体よりも大きな降伏強度を与えることにした。具体的には、基礎の降伏強度を橋脚躯体の1.5倍、2倍、3倍の3通りに変化させてパラメトリックな解析を行うことにより、その影響を調べた。以下では、基礎の降伏強度を表すパラメータとして、次式の指標 r_b を用いる。

$$r_b = Q_{yb} / Q_{y1} \quad (20)$$

ここで、 r_b 、 Q_{yb} 及び Q_{y1} は、それぞれ、基礎と橋脚躯体の降伏強度の比、基礎の降伏強度及び橋脚躯体の降伏強度である。

式(20)は、スウェー及びロッキング振動の降伏強度に対して適用される。ロッキング振動の降伏強度は本来降伏モーメントとして表現されるが、本研究では前述のようにロッキングばねのモーメントと回転角の関係を橋脚天端での復元力-変位関係に置換しているため、スウェー振動と同様に、式(20)の降伏強度比をロッキング振動に対しても用いた。

なお、基礎のスウェー及びロッキング振動に対する減

表-3 基礎の構造特性値 (N=15)

CASE	H	m_2	I_θ	k_{20}	$k_{\theta 0}$
1	5	0.726	0.885	0.265	0.315
2		0.726	0.885	0.251	0.321
3		0.726	0.885	0.244	0.324
4	10	1.802	5.881	0.538	1.328
5		1.802	5.881	0.508	1.352
6		1.802	5.881	0.489	1.367
7		1.786	5.813	0.517	1.330
8		1.786	5.813	0.514	1.355
9		1.786	5.813	0.492	1.424
10	15	3.335	20.100	0.560	2.048
11		3.335	20.100	0.552	2.071
12		3.335	20.100	0.533	2.088
13		3.331	19.910	0.565	2.048
14		3.331	19.910	0.538	2.075
15		3.331	19.910	0.534	2.094
16	20	6.735	66.230	1.025	5.196
17		6.735	66.230	0.990	5.238
18		6.735	66.230	0.990	5.270
19		6.661	65.170	1.008	5.093
20		6.661	65.170	1.007	5.233
21		6.661	65.170	0.971	5.280

H=橋脚高さ(m), m_2 =基礎質量($\times 10^2$ kg) I_θ =基礎回転慣性($\times 10^6$ kg $\cdot$ cm 2), k_{20} =Sway剛性($\times 10^6$ kg/cm), $k_{\theta 0}$ =Rocking剛性($\times 10^{11}$ kg $\cdot$ cm/rad)

表-4 基礎の構造特性値 (N=5及びN=30)

CASE	H	N=5		N=30	
		k_{20}	$k_{\theta 0}$	k_{20}	$k_{\theta 0}$
1	5	0.139	0.268	0.378	0.349
2		0.135	0.275	0.365	0.355
3		0.134	0.278	0.357	0.358
4	10	0.277	1.220	0.746	1.402
5		0.265	1.245	0.731	1.423
6		0.263	1.263	0.721	1.437
7		0.275	1.160	0.800	1.404
8		0.270	1.248	0.720	1.425
9		0.261	1.266	0.711	1.439
10	15	0.289	1.919	0.840	2.130
11		0.284	1.947	0.817	2.151
12		0.281	1.967	0.770	2.168
13		0.288	1.918	0.816	2.131
14		0.283	1.951	0.795	2.154
15		0.271	1.972	0.779	2.172
16	20	0.513	4.938	1.538	5.364
17		0.503	4.991	1.485	5.394
18		0.503	5.029	1.440	5.425
19		0.514	4.929	1.512	5.347
20		0.503	4.985	1.455	5.393
21		0.503	4.890	1.410	5.420

H=橋脚高さ(m), k_{20} =Sway剛性($\times 10^6$ kg/cm) $k_{\theta 0}$ =Rocking剛性($\times 10^{11}$ kg $\cdot$ cm/rad)衰定数は、既往の研究¹⁵⁾を参考にして0.1とした。

4.4 数値計算結果と考察

(1)数値解析の概要

4.1の模擬地震動を入力地震動として、4.2及び4.3で述べた橋脚躯体-基礎系の弾塑性応答解析を行い、基礎との動的相互作用が橋脚躯体の所要降伏強度比すなわち終局安全性にどのような影響を及ぼすかを、数値計算より検討する。前述のように、数値計算では多くのケースを扱うので、解析上の諸条件を以下にまとめる。

(a)入力地震動特性(表-1参照)

最大加速度と最大速度の比A/Vの値が、大、中、小に分類された3グループの模擬地震動(グループH、M及びL)を各10波、合計30波作成し、入力地震動として用いる。これらは、I種、II種及びIII種地盤での入力地震動にほぼ対応する。

(b)橋脚躯体の構造特性(表-2参照)

表-2に示す初期剛性及び降伏強度をもつ21個のRC橋脚を用いる。非線形復元力特性は図-2に示すQ-hyst型とし、弾塑性剛性比は $\gamma=0.02$ 、減衰定数は $h_1=0.05$ 、終局変位靱性率は $\mu_u=5$ とする。

(c)基礎の構造特性(表-3及び表-4参照)

上述の21個の橋脚躯体に対して、表層地盤が硬い場合(N値=30)、中程度の場合(N値=15)及び軟弱な場合(N値=5)の3種類の基礎を考える。これらの表層地盤は前述のI種、II種及びIII種地盤にほぼ対応する。基礎の構造特性は、初期剛性と降伏強度により表される。初期剛性としては表-3及び表-4に示すような値を用いる。また、基礎の降伏強度は、橋脚の降伏強度の1.5倍、2.0倍、3.0倍に変化させて解析を行う。なお、基礎のスウェイ及びロッキング振動に対する非線形復元力特性としては、基本的には図-3のHardin-Drnevichモデルを用いるが、復元力特性の違いが橋脚躯体の応答に及ぼす影響を検討する際には、図-4及び図-5のBi-linearモデル及び原点指向型モデルも用いる。

(d)入力地震動と構造物モデルの対応

上述の21個の橋脚躯体に対して、それぞれ3種類の初期剛性と3種類の降伏強度をもつ基礎が組合わされるので、全体で $21 \times 3 \times 3 = 189$ 個の構造物系が解析される。また、入力地震動として30波の模擬地震動が用いられるので、入力地震動と構造物系の組合せは $189 \times 30 = 5670$ 通りとなる。しかし、前述のように、3グルー

プの入力地震動と3種類の基礎の地盤条件はほぼ対応するので、軟弱地盤($N=5$)に基礎を有する橋脚ではA/Vが小さいグループの模擬地震動(グループL, 10波)を、中程度の硬さの地盤($N=15$)ではグループMの模擬地震動(10波)を、また硬い地盤($N=30$)ではグループHの模擬地震動(10波)を入力地震動として用いた。したがって、各構造モデルに対する入力地震動の数はそれぞれ10波となり、全体で $189 \times 10=1890$ 通りの数値計算がなされた。

(c) 解析結果の整理

上述の189個の構造物系にそれぞれ10波の模擬地震動を入力して応答解析を行い、前節で述べた橋脚躯体の所要降伏強度比 R_r を各入力地震動ごとに求めた。このようにして得られた所要降伏強度比の10波の入力に対する平均値と変動係数を求めたところ、変動係数の値が0.3以下と比較的小さかったため、解析結果の評価には平均値のみを用いることとした。次に、相互作用が橋脚躯体の所要降伏強度比に及ぼす影響を定量的に評価するため、基礎固定の場合の橋脚躯体の所要降伏強度比 R_{rf} を求め比較した。

その際、基礎固定の場合の所要降伏強度比と相互作用を考慮した場合の所要降伏強度比の平均値を区別するため、添字F及びIを用い、これらを次のように表した。

$\bar{R}_{rf}$: 基礎固定の場合の橋脚躯体の所要降伏強度比の平均値

$\bar{R}_i$: 相互作用を考慮した場合の橋脚躯体の所要降伏強度比の平均値

また、相互作用が橋脚躯体の所要降伏強度比に及ぼす影響を定量的に評価するため、 $\bar{R}_i$ と $\bar{R}_{rf}$ の比を導入した。

$$r_i = \bar{R}_i / \bar{R}_{rf} \quad (21)$$

前節で述べたように、所要降伏強度比 R_r は構造物の終局安全性を表すパラメータであり、降伏強度比 R が同じであれば、この R_r が小さい程その構造物は安全である。したがって、上記の比 r_i が1より小さい程、基礎との相互作用は橋脚躯体の終局安全性に有利に働くことになる。以下の数値計算では、この比を相互作用の効果を表す指標として用いる。以下では、解析結果について述べ、若干の考察を加える。

(2) 平均所要降伏強度比 $\bar{R}_i$ と $\bar{R}_{rf}$ の比較

基礎との相互作用が橋脚躯体の所要降伏強度比にどのような影響を及ぼすかをみるため、相互作用を考慮した場合の所要降伏強度比の平均値($\bar{R}_i$)を基礎固定の場合のそれ($\bar{R}_{rf}$)と比較する。基礎の復元力特性としては、図-3に示すHardin-Drnevichモデルを用いた。

図-6(a), (b), (c)はそれぞれ、式(20)の基礎の降伏強度(Q_{yb})と橋脚躯体の降伏強度(Q_{yi})の比 r_b を $r_b=1.5$, 2.0及び3.0とした場合の橋脚躯体の平均所要降伏強度比(以下では簡単のために単に所要降伏強度比と呼ぶ)を

示したもので、横軸は橋脚躯体の初期固有周期、縦軸は所要降伏強度比の値である。図中、相互作用を考慮した場合の所要降伏強度比 $\bar{R}_i$ と基礎固定の場合の $\bar{R}_{rf}$ は、それぞれ記号○と△で示されている。また、各図は、左から順に入力地震動がグループH, M及びLのときの結果であり、これらは地盤が硬い場合、中程度の場合及び軟弱な場合に対応する。図より、以下のことがわかる。

(a) 相互作用を考慮したときの橋脚躯体の所要降伏強度比($\bar{R}_i$)は、基礎を固定とした場合($\bar{R}_{rf}$)と比べて、概ね小さくなる。すなわち、基礎との相互作用は、ほとんどの場合に、橋脚躯体の終局安全性に有利に働くと考えられる。

(b) 硬い地盤に短周期地震動(グループH)が入力する場合には、相互作用を考慮した橋脚躯体の所要降伏強度比 $\bar{R}_i$ は基礎固定の $\bar{R}_{rf}$ に比べて小さい。この傾向は、基礎の降伏強度が小さい($r_b=Q_{yb}/Q_{yi}=1.5$)ときに顕著に現れ、 $\bar{R}_i$ は $\bar{R}_{rf}$ よりもかなり小さくなる。すなわち、硬い地盤に比較的弱い基礎をもつ橋脚躯体では、基礎との相互作用は安全側に働く。逆に、軟弱地盤に比較的長周期成分をもつ地震動(グループL)が入力する場合には、相互作用を考慮した所要降伏強度比 $\bar{R}_i$ と基礎固定の $\bar{R}_{rf}$ の差は小さくなり、基礎の降伏強度が大きくなると($r_b=3.0$)、 $\bar{R}_i$ が $\bar{R}_{rf}$ を上回ることもある。

(c) 相互作用を考慮したときの所要降伏強度比 $\bar{R}_i$ の固有周期に対する変動は、基礎固定の場合とほぼ相似形である。さらに、これらは、入力地震動が長周期成分を含み、また基礎の降伏強度が大きいくほど、大きくなる。すなわち、軟弱地盤に強い基礎を有する橋脚躯体では、その終局安全性が低下する。

(3) 橋脚躯体の構造特性と相互作用効果の関係

橋脚躯体の構造特性と、基礎との相互作用が所要降伏強度比に及ぼす影響すなわち相互作用効果との関係を検討する。橋脚躯体の構造特性としては、初期固有周期 T_{10} を用いる。また、相互作用が橋脚躯体の所要降伏強度比に及ぼす影響を定量的に表す指標として、前述の $r_i=\bar{R}_i/\bar{R}_{rf}$ 、すなわち相互作用を考慮したときの所要降伏強度比と基礎固定のそれとの比を用いる。比 $\bar{R}_i/\bar{R}_{rf}$ は、その値が小さい程、相互作用が橋脚躯体の所要降伏強度比に有利に働くことを意味する。

図-7は、橋脚躯体の初期固有周期 T_{10} と比 $\bar{R}_i/\bar{R}_{rf}$ の関係を、基礎の降伏強度が $r_b=Q_{yb}/Q_{yi}=1.5$, 2.0及び3.0の場合について示したものである。図中、横軸は T_{10} 、縦軸は $\bar{R}_i/\bar{R}_{rf}$ であり、記号○, △及び□はそれぞれ、グループH, M及びLの入力地震動に対応する。

図より、比 $\bar{R}_i/\bar{R}_{rf}$ は、橋脚躯体の固有周期 T_{10} にほとんど依存しないことがわかる。すなわち、相互作用が橋脚躯体の所要降伏強度比に及ぼす影響は、橋脚躯体の固有周期にはあまり関係しないといえる。この図においても、前例(図-6)と同様に、入力地震動の特性または地盤の硬軟が相互作用効果に及ぼす影響が顕著に現れてお

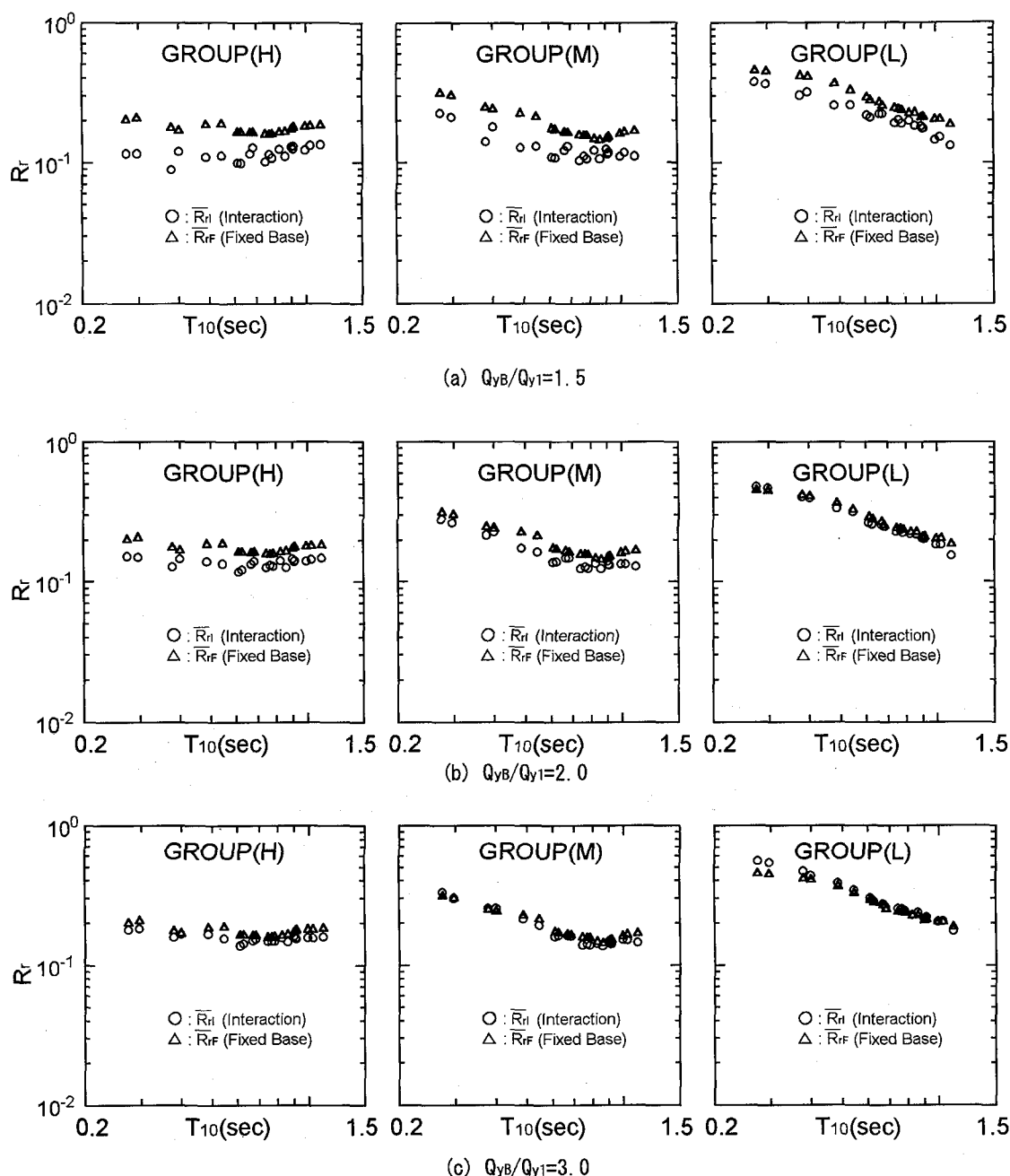


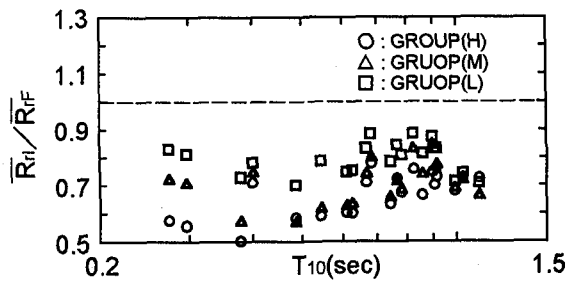
図-6 相互作用を考慮した場合と基礎固定の場合の平均所要降伏強度比の比較

り、基礎の降伏強度が小さい場合($r_b=1.5$)には、相互作用が橋脚躯体の終局安全性に有利に働くことがわかる。

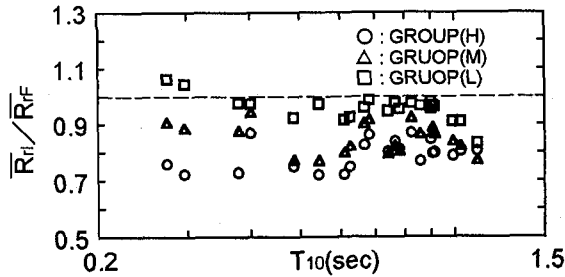
(4) 基礎の構造特性と相互作用の効果

基礎の構造特性と、相互作用が橋脚躯体の所要降伏強度比に及ぼす影響(相互作用効果)との関係を検討する。基礎の構造特性を表すパラメータとして、ロッキング振動とスウェイ振動の固有振動数の比、 ω_0/ω_2 を用いた。その理由は、以下の通りである。現在の耐震設計では、基礎の剛性を確保するため、基礎の水平変位の基準変位量は杭の設計地盤面において定められる値である。したがって、この水平変位に最も関係の深い基礎のスウェイ

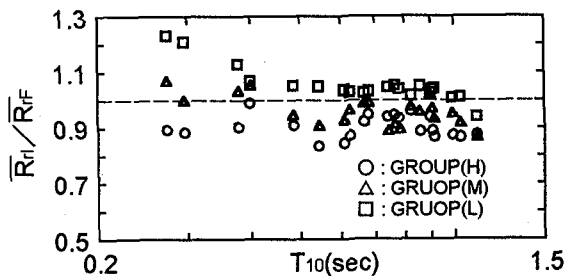
剛性、すなわち、スウェイ振動に対する初期(弾性)固有円振動数 ω_2 はそれほどばらつかないものと考えられる。これに対し、水平変位に間接的に関係する基礎の回転剛性は、すなわち、ロッキング振動に対する初期(弾性)固有円振動数 ω_0 は、スウェイ振動のそれに対してばらつきが大きいと考えられる。このことは文献15)でも指摘されており、基礎のロッキング振動に対する ω_0 の相違が橋脚躯体の応答に影響を及ぼすことが予想されるため、本研究では、基礎の構造特性を表すパラメータとして、前述の ω_0/ω_2 を用いることとした。ここで、 ω_0 及び ω_2 は、表-3及び表-4に示したスウェイ及びロッキング振動を



(a) $Q_{yB}/Q_{yI}=1.5$



(b) $Q_{yB}/Q_{yI}=2.0$



(c) $Q_{yB}/Q_{yI}=3.0$

図-7 橋脚躯体の固有周期 T_{10} と相互作用効果($\bar{R}_I/\bar{R}_F$)の関係

表すパラメータを用いて、次のように与えられる。

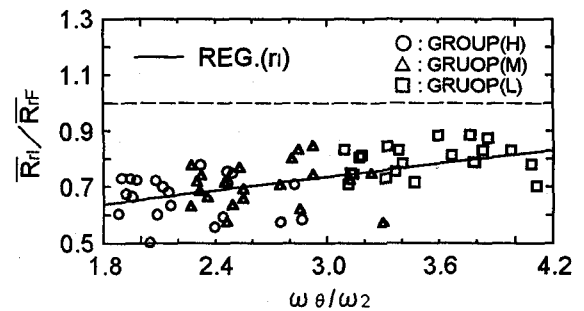
$$\omega_2 = \sqrt{k_{20}/m_2} \quad (22)$$

$$\omega_\theta = \sqrt{k_{\theta 0}/I_\theta} \quad (23)$$

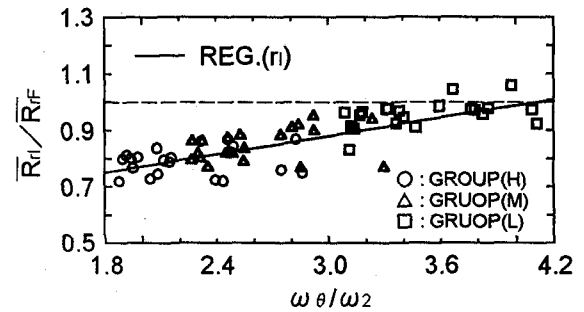
ここで、 k_{20} =スウェイ振動の初期剛性、 $k_{\theta 0}$ =ロッキング振動の初期剛性、 m_2 =基礎の質量、 I_θ =基礎の回転慣性である。また、相互作用が橋脚躯体の所要降伏強度比に及ぼす影響(相互作用効果)は、前述の式(21)の比 $r_I = \bar{R}_I/\bar{R}_F$ を用いて表す。

図-8は、固有振動数比 ω_θ/ω_2 と比 r_I の関係を、基礎の降伏強度が異なる場合($r_B = Q_{yB}/Q_{yI} = 1.5, 2.0$ 及び 3.0)について示したものである。

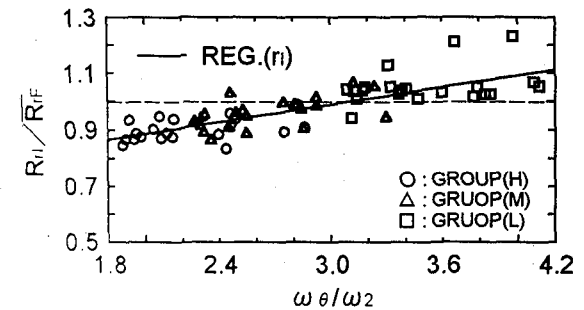
図より、相互作用が橋脚躯体の所要降伏強度比に及ぼす効果、すなわち $r_I = \bar{R}_I/\bar{R}_F$ が、 ω_θ/ω_2 の増加とともに、



(a) $Q_{yB}/Q_{yI}=1.5$



(b) $Q_{yB}/Q_{yI}=2.0$



(c) $Q_{yB}/Q_{yI}=3.0$

図-8 基礎の構造特性値 ω_θ/ω_2 と相互作用効果($\bar{R}_I/\bar{R}_F$)の関係

大きくなる傾向にあることがわかる。

また、基礎の降伏強度が小さい場合($r_B=1.5$)や、 ω_θ/ω_2 が小さい場合には、 r_I が1より小さくなり、相互作用が橋脚躯体の終局安全性すなわち所要降伏強度比に有利に働くことがわかる。これは、基礎の降伏強度やロッキング振動に対する剛性が小さい場合には、基礎の弾塑性応答により吸収されるエネルギーが多くなることによって、橋脚躯体への入力エネルギーが低減された結果、橋脚躯体の損傷が小さくなったためと考えられる。

以上のことより、基礎の構造特性値 ω_θ/ω_2 は、基礎の降伏強度 Q_{yB} とともに、相互作用が橋脚躯体の終局安全性に及ぼす影響を定量的に表すパラメータになるものと思われる。

(5) 基礎の復元力特性と相互作用効果

基礎の復元力特性の相違が、橋脚躯体の所要降伏強度比に及ぼす影響を検討する。基礎の復元力特性としては、

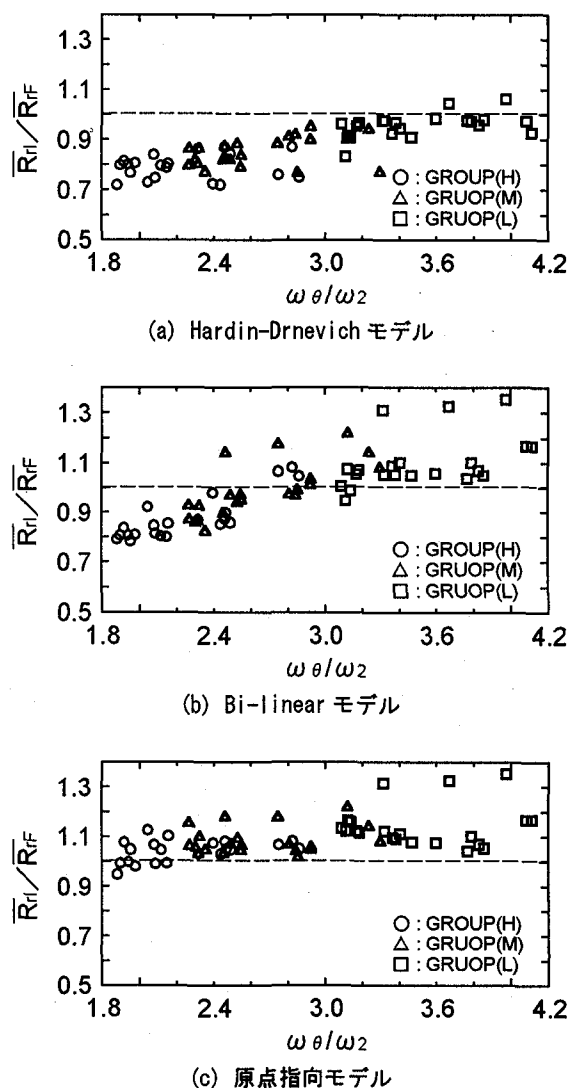


図-9 基礎の復元力特性の相違と相互作用効果 ($\bar{R}_d/\bar{R}_f$) の関係 ($Q_{yB}/Q_{yI}=2.0$ の場合)

図-3～5に示すHardin-Drnevichモデル、Bi-linearモデル及び原点指向型モデルを用いた。図-9は、これら3モデルについて、基礎の構造特性値 ω_θ/ω_2 と相互作用効果を表す比 $\bar{R}_d/\bar{R}_f$ の関係を示したものである。但し、基礎の降伏強度は、 $r_b=Q_{yB}/Q_{yI}=2.0$ の場合である。図より、橋脚躯体の所要降伏強度比に対する相互作用効果は基礎の復元力特性によりかなり異なり、基礎の復元力特性としてHardin-Drnevichモデルを用いた場合に比べ、Bi-linearモデルや原点指向型モデルを用いた場合には、 $\bar{r}_i=\bar{R}_d/\bar{R}_f$ が大きくなる。すなわち、これらのモデルでは、橋脚躯体の所要降伏強度比に対する相互作用の低減効果が小さくなり、相互作用を考慮したときの所要降伏強度比が基礎固定の場合よりも大きくなる場合が生じる。これは、図-3～5の各モデルの復元力特性の相違すなわち履歴吸収エネルギーの相違に起因するもので、Hardin-Drnevichモデルに比べてBi-linearモデルや原点

指向型モデルではエネルギー吸収量が少なくなり、エネルギーが橋脚躯体に集中したためであると考えられる。

5. あとがき

本研究では、弾塑性挙動をする基礎との動的相互作用が強震下のRC橋脚躯体の終局安全性にどのような影響を及ぼすかを、数値計算より検討したものである。橋脚躯体の終局安全性は、Parkらにより提案された損傷指標Dを基準として、これが1になるときの所要降伏強度比を用いて評価した。数値解析では、我が国で一般に用いられている21個のRC橋脚を対象として、基礎の地盤条件を3通りに変えたとともに、入力地震動として、道路橋示方書・同解説V耐震設計編に規定された加速度応答スペクトルに基づいて作成した模擬地震動を用いた。そして、多くの数値計算結果から、基礎との動的相互作用が橋脚躯体の所要降伏強度比に及ぼす影響を比較検討し、若干の考察を加えた。

得られた結果を要約すると以下ようになる。

- (1) 基礎との動的相互作用を考慮したときの所要降伏強度比は、基礎を固定とした場合に比べて、概ね小さくなるが、大きくなる場合もある。すなわち、相互作用が、橋脚躯体の終局安全性に不利に働く場合もあるので、設計時には留意する必要がある。
- (2) 基礎の橋脚躯体に対する降伏強度比が小さくまた入力地震動の短周期成分が卓越する場合には、相互作用を考慮したときの橋脚躯体の所要降伏強度比は基礎固定のそれに比べてかなり小さくなり、相互作用は安全性を高める。
- (3) 逆に、基礎の橋脚躯体に対する降伏強度比が大きくまた比較的長周期の地震動が入力した場合には、相互作用により橋脚躯体の所要降伏強度比は大きくなり、安全性が低下する可能性があるため、十分な配慮が必要である。
- (4) 基礎の構造特性を表すパラメータ、 ω_θ/ω_2 は相互作用が橋脚躯体の所要降伏強度比に及ぼす影響を表すための良好な指標となる。すなわち、 ω_θ/ω_2 が大きくなると、相互作用により橋脚躯体の所要降伏強度比は、基礎固定の場合に比べ、大きくなる。
- (5) 基礎の復元力特性の相違が橋脚躯体の所要降伏強度比に及ぼす影響は、履歴過程におけるエネルギー吸収能により異なり、エネルギー吸収量が大きい復元力モデルでは橋脚躯体の所要降伏強度比は小さくなり、終局安全性は高まる。逆に、エネルギー吸収量が小さいモデルでは安全性は低くなる。
- (6) 相互作用を考慮したときの橋脚躯体の所要降伏強度比は、その固有周期にあまり依存しない。

〔謝辞〕 本論文を作成するにあたり、仲間組（元徳島大

学大学院生)の河野友紀氏には多大なるご助力を頂いた。
記して深甚なる謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 山田善一, 家村浩和, 西村一郎: 履歴吸収エネルギーによるRC橋脚モデルの耐震性評価, 第17回地震工学研究発表会講演概要, pp.231-234, 1983.7.
- 2) 大野友則, 西岡 隆, 藤野陽三: 構造物が地震時に受ける塑性ひずみエネルギー量の定量的評価, 土木学会論文報告集, 第333号, pp.91-99, 1983.5.
- 3) 平尾 潔, 沢田 勉, 成行義文, 笹田修司: 強震下における一自由度系の履歴吸収エネルギーと弾性応答値との関係, 土木学会論文集, 第368号 I-5, pp.401-410, 1986.4.
- 4) Hirao, K., Sawada, T., Nariyuki, Y. and Sasada, S.: The effect of frequency characteristics and duration of input earthquake motion on the energy response of structures, Proc. of JSCE, No.386/I-8, pp.381s-390s, Oct., 1987.
- 5) Hirao, K., Nariyuki, Y., Sasada, S. and Masui, J.: On the quantitative relation between effective Fourier spectrum of input earthquake motions and energy response spectrum of SDOF structures, Proc. of JSCE, No.410/I-12, pp.395s-404s, Oct., 1989.
- 6) 伯野元彦, 森川 修: 地震加速度と構造物破壊の関係についての一つのシュミレーション, 土木学会論文報告集, 第344号 I-1, pp.299-302, 1984.4.
- 7) 松島 学, 松井邦人: 構造物の弾塑性モデルに及ぼす地震動の影響, 構造工学論文集, Vol.32A, pp.815-824, 1986.3.
- 8) Zahrah, T.F. and Hall, W.J.: Earthquake energy absorption in SDOF structures, Proc. of ASCE, Vol.110, No.ST8, pp.1757-1772, Aug., 1984.
- 9) Park, Y.J. and Ang, A.H.S.: Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete, J. of Struc. Engrg., ASCE, Vol.111, No.4, pp.722-739, Apr., 1985.
- 10) Chung, Y.S., Meyer, C. and Shinozuka, M.: A new damage model for reinforced concrete structures, Proc. of 9th WCEE, Vol. VII, pp.205-210, Aug., 1988.
- 11) McCabe, S.L. and Hall, W.J.: Assessment of seismic structural damage, J. of Struc. Engrg., ASCE, Vol.115, No.9, pp.2166-2183, Sept., 1989.
- 12) Krawinkler, H. Zohrei, M.: Cumulative damage in steel structures subjected to earthquake ground motions, Jour. on Computers and Structures, Vol.16, No.1-4, pp.531-541, 1983.
- 13) Satish, K. and Usami, T.: A note on evaluation of damage in steel structures under cyclic loading, Jour. of Struc. Engrg., Vol.40A, pp.177-188, March, 1994.
- 14) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp.141-147, 1990.2.
- 15) 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), 1987.3.
- 16) 土岐憲三・白井孝治: RC橋脚と基礎における耐震安全性の配分について, 第19回地震工学研究発表会講演概要, pp.317-320, 1987.7.
- 17) 河野友紀: 基礎との相互作用がRC橋脚の所要降伏強度比に及ぼす影響について, 徳島大学大学院修士論文, 1992.2.
- 18) 平尾 潔, 沢田 勉, 成行義文: 地震応答解析に用いる降伏強度比の定義とその互換性について, 土木学会論文集, No.465/I-23, pp.159-162, 1993.4.
- 19) 平尾 潔, 笹田修司, 成行義文, 沢田 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.
- 20) 沢田 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.
- 21) Sawada, T., Hirao, K., Yamamoto, H. and Tsujihara, O.: Relation between maximum amplitude ratio (a/v , ad/v^2) and spectral parameters of earthquake ground motion, Proc. of 10th WCEE, Vol.2, pp.617-622, 1992.
- 22) Zhu, T.J., Tso, W.K. and Heidebrecht, A.C.: Effect of peak ground A/V ratio on structural damage, J. of Struc. Engrg., ASCE, Vol.114, No.5, pp.1019-1037, May, 1988.
- 23) 柴田明德: 最新耐震構造解析, 最新建築学シリーズ 9, pp.131-134, 森北出版, 1981.
- 24) 建設省土木研究所耐震研究室他: 道路橋の免震構造システムの開発に関する共同研究報告書(その2), pp.394-453, 1991.7.
- 25) Mehdi Saiidi and Mete A. Sozen: Simple nonlinear seismic analysis of R/C structures, J. of Struc. Engrg., ASCE, Vol.107, No.ST5, pp.937-952, May, 1981.
- 26) 大崎順彦: 振動理論, 建築構造学大系第24巻, 彰国社, pp.61-62, 1980.

(1995年9月18日受付)