

杭基礎・地盤間バネの不確定性を考慮した RC 橋脚・場所打ち杭基礎間の損傷配分に関する基礎的研究

松崎 裕¹・DANG Tuan Hai²・秋山 充良³・鈴木 基行⁴

¹学生会員 修(工) 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻(〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉6-6-06)

²学生会員 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻(〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉6-6-06)

³正会員 博(工) 東北大学助教授 大学院工学研究科土木工学専攻(〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉6-6-06)

⁴フェロー 工博 東北大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻(〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉6-6-06)

1. はじめに

現在、ISO2394¹⁾に基づく設計基準類の国際的整合化や性能照査型設計法への移行が検討されている。こうした流れの中で、各限界状態を超過する可能性を損傷確率として定量化した上で、その損傷確率を目標安全性レベルに漸近させる形で設計を行う信頼性設計法は、性能を定量的に評価できる有力な手法の1つであると考えられる。また、損傷確率の算定に当たっては、設計に介在する各不確定要因を考慮するが、最終的に算定される損傷確率への各不確定要因の感度を見ることなどにより、当該設計問題において支配的な不確定要因を抽出することができる。従って、設計過程においてどの部分を精緻に扱うべきかなど、設計を合理化・高度化する上で必要な情報を得られる大きな利点がある。

RC 橋脚・杭基礎系の耐震設計においては、地震動評価に係る圧倒的な不確定性がある上に、構造物の応答評価あるいは各耐力算定式がある大きさのばらつきを有することは免れないことから、前述したような信頼性設計法の適用が求められる設計問題の一つである。ここで、壁式橋脚の橋軸直角方向などのように、橋脚が余剰な曲げ耐力を有する場合を除き、キャパシティ・デザインの概念に基づいて、橋脚・杭基礎間に明確な耐力階層化を設けることで、損傷の発見・修復が困難な杭基礎は降伏させずに、橋脚基部へと塑性ヒンジを確実に誘導することが基本的理念として掲げられている。それを受けて、現行の道路橋示方書²⁾においては、荷重漸増解析をすることによって杭基礎が降伏しないことを照査することとされているが、その際の杭基礎の設計水平震度は橋脚の降伏震度の1.1倍としている。しかし、構成材料の過強度の影響や、荷重漸増解析では考慮できない減衰力の寄与分による杭基礎に作用する荷重の割増、あるいは地盤定数のばらつきなどの杭基礎・地盤系に介在する不確定

性を考慮した場合に、この1.1倍の橋脚・杭基礎間の耐力格差で杭基礎を降伏させずに確実に橋脚基部へと損傷を誘導できているのかについては議論の余地がある。例えば、矢部³⁾は、橋脚・杭基礎系の荷重漸増解析結果と動的解析結果との比較から、荷重漸増解析時には考慮できない荷重の割増の存在を指摘しているほか、荷重漸増解析時に考慮する水平地盤反力係数をパラメトリックに変化させた検討により、前述の道路橋示方書の定める橋脚・杭基礎間の耐力格差では杭基礎の降伏は防げないことを指摘している。なお、矢部は、あくまでも確定論的な議論に留まっており、確率論的立場で橋脚・杭基礎系の耐震設計に介在する不確定要因を包括的に考慮した場合に、どの程度の耐力格差が橋脚・杭基礎間に必要とされるのかを検討する必要がある。また、橋脚・杭基礎系の耐震設計における支配的な不確定要因が現状では明らかとなっていないことから、それらを明らかにすることも橋脚・杭基礎系の耐震設計を合理化・高度化する上で必要である。

本研究では、地震動評価から構造物の応答評価、各耐力算定式の不確定性を考慮した上で、杭基礎を降伏させずに、橋脚基部へと塑性ヒンジを確実に誘導するための方法論を構築する。次に、構築された手法に基づいて、所要の耐震性能を有する橋脚・杭基礎系を耐震設計した場合に、設計された断面諸元に影響を及ぼす支配的な不確定要因の抽出を試みる。

2. RC 橋脚・杭基礎系の地震時損傷確率算定法

(1) 概説

図-1に示すように、地震動評価に係る不確定性を地震ハザード曲線によって表現し、構造物の応答・耐力の評価に係る不確定性を fragility カurve によって表現する。fragility カurve を算定する際には、RC 橋脚・場所打ち杭基礎系を2質点3自由度の Sway-Rocking モデル(以

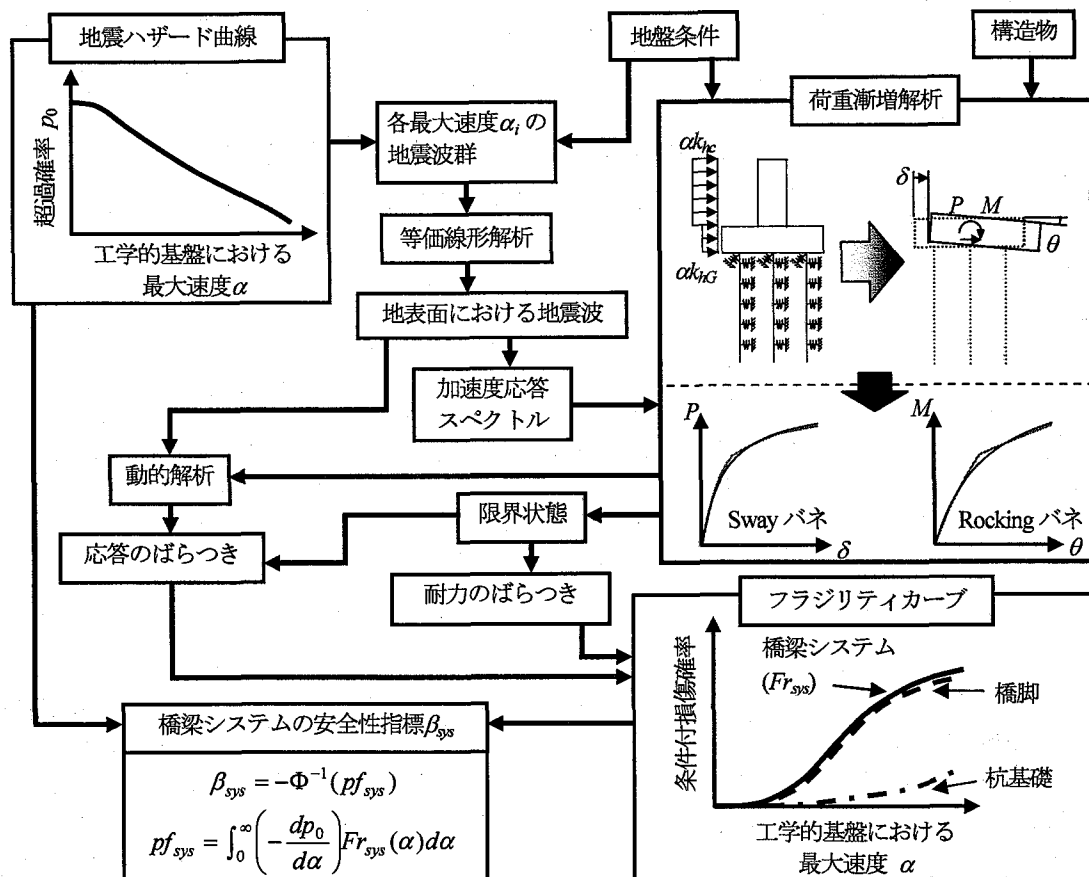


図-1 RC 橋脚・杭基礎系の耐震信頼性評価法

下、SR モデル)にモデル化して構造物・地盤間の動的相互作用を考慮する。杭基礎・地盤間バネに介在する不確定性は、Sway バネと Rocking バネに反映される。また、表層地盤毎の地震動の増幅特性の相違を考慮するため、地震ハザード曲線およびフラジリティカーブにおける地震動強度の指標 α としては、工学的基盤における地震動強度を用いることとする。この時、橋脚および杭基礎のいずれかが地震時に損傷する確率 pf_{sys} は地震ハザード曲線とフラジリティカーブを用いて、次式によって算定される。

$$pf_{sys} = \int_0^{\infty} \left(-\frac{dp_0}{d\alpha} \right) Fr_{sys}(\alpha) d\alpha \quad (1)$$

ここに、 $Fr_{sys}(\alpha)$ は地震動強度 α において、橋脚および杭基礎のいずれかが地震時に損傷する条件付確率である。

(2) 限界状態の設定

RC 橋脚および場所打ち杭基礎の損傷確率は、式(2)～式(4)の限界状態式により算定する。

$$g_1 = \alpha_u \delta_{u,pier} - \delta_{pier} \quad (2)$$

$$g_2 = \delta_{y,pile} - \delta_{pile} \quad (3)$$

$$g_3 = \theta_{y,pile} - \theta_{pile} \quad (4)$$

ここに、 α_u : 終局変位の算定に伴うばらつきを考慮する係数、 $\delta_{u,pier}$: 橋脚の終局変位、 δ_{pier} : 橋脚の最大応答変位、 $\delta_{y,pile}$: 杭基礎の降伏時におけるフーチング底版位置での水

平変位、 δ_{pile} : フーチング底版位置の最大応答水平変位、 $\theta_{y,pile}$: 杭基礎の降伏時におけるフーチング底版位置での回転角、 θ_{pile} : フーチング底版位置の最大応答回転角である。

なお、杭基礎の降伏は、現行の道路橋示方書に従い、上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始める点に対応する、i) 全ての杭において杭体が降伏する、ii) 一列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限值に達する、のいずれかの状態に達したときとする。また、本来的には、荷重漸増解析によって求められる杭基礎の降伏時変位および降伏時回転角の算定に伴うばらつきを考慮すべきであるが、本研究では、荷重漸増解析結果が平均的に実挙動を表現していると仮定して議論を進めることとする。

(3) フラジリティカーブの算定法

フラジリティカーブは、図-1 に示すように、工学的基盤において同一の最大速度を有する地震波群を用いたモンテカルロ・シミュレーション(以下、MCS)により得られる条件付損傷確率を最大速度 α の値を変更して幾つか算定し、その離散的に得られる確率値を対数正規分布の累積分布関数で近似したものとして算定する。ここで、条件付損傷確率は、前節で定義した限界状態式($g=R-S$)に基づいて $g < 0$ となる回数を算定し、それを MCS の試行回数で除した値である。各最大速度において算定された離散的な条件付損傷確率を対数正規分布で近似する際

表-1 耐震信頼性評価に用いた統計量

項目		確率分布形	平均値	変動係数
砂質土の内部摩擦角 (実測値 / 計算値)		正規分布	1.169	0.126
粘性土の粘着力 (実測値 / 計算値)		対数正規分布	0.986	0.489
橋脚の降伏変位 δ_{ypier}		正規分布	計算値*)	0.082
橋脚の終局変位 δ_{upier}		正規分布	計算値*)	0.061
橋脚の終局変位算定に伴うばらつきを考慮する係数 α_u		対数正規分布	1.13	0.42
上部構造, 橋脚, フーチングの質量		正規分布	—	0.05
コンクリートの圧縮強度	橋脚	正規分布	28.2 (N/mm ²)	0.10
	杭体	正規分布	23.5 (N/mm ²)	0.10
			25.9 (N/mm ²)	0.10
鉄筋の降伏強度		正規分布	354 (N/mm ²)	0.07
		正規分布	414 (N/mm ²)	0.07
		正規分布	468 (N/mm ²)	0.07
鉄筋の弾性係数		正規分布	2.0×10 ⁵ (N/mm ²)	0.01

*) 橋脚の降伏変位および終局変位は、現行の道路橋示方書²⁾に従って算定する。

には、地震動強度の対数値と、条件付損傷確率を安全性指標 $\beta(=\Phi^{-1}(pf))$ 、 Φ ：標準正規分布の累積分布関数)に変換したものとの間に線形関係が成立することを利用する⁴⁾。なお、工学的基盤における最大速度が α の場合における橋脚の条件付損傷確率 $Fr_{pier}(\alpha)$ 、および橋脚・杭基礎系としての条件付損傷確率 $Fr_{sys}(\alpha)$ は、前記した限界状態を用いて、次式によって算定する。

$$Fr_{pier}(\alpha) = P(g_1 < 0) \quad (5)$$

$$Fr_{sys}(\alpha) = P(g_1 < 0 \cup g_2 < 0 \cup g_3 < 0) \quad (6)$$

MCS の中で、作用項 S は、模擬地震波を用いた動的解析により算定する。模擬地震波は、まず、工学的基盤における地震波を澤田ら⁵⁾の手法により算定する。この地震波は、既往の地震記録の最大加速度・最大速度・最大変位の各地震動強度特性と地震動の非定常性を満足する。なお、本研究では、橋脚・杭基礎間の耐力格差とその損傷確率との関係について検討することを主目的としたため、澤田らの手法を用いる際には、マグニチュード $M=7$ 、断層距離 $R=10\text{km}$ 、および震源深さ $H=30\text{km}$ を固定し、このスペクトル形状と位相に一樣乱数を与えて得られる定常波に包絡関数を乗じることで模擬地震波を作成している。そして、想定した最大速度となるように時間領域で振幅調整したものを工学的基盤における地震波とし、等価線形解析を用いて地表面における地震波に変換している。模擬地震波は、工学的基盤において想定する最大速度毎に MCS の試行回数だけ用意する。

(4) 考慮する不確定要因

本研究では、地震ハザード曲線によって地震動評価の不確定性を考慮しているが、その他、材料強度のばらつ

き、各耐力算定式のばらつき、杭基礎・地盤間バネのばらつきを考慮する。

なお、地盤定数 c, ϕ の推定には様々な手法があるが、ここでは、実務でも幅広く用いられていて、かつ統計量も得られている N 値から各地盤定数を推定する手法を用いる。砂質土層における内部摩擦角 ϕ 、および粘性土層における粘着力 c は次式によって推定する。

$$\phi = 15 + \sqrt{15N} \leq 45^\circ, N > 5 \quad (7)$$

$$c = q_u / 2 \quad (8)$$

$$q_u = 98(0.4 + N/20) \quad (9)$$

その他の杭基礎・地盤間バネに係る不確定要因については、参考文献 6) と同様に設定する。考慮した不確定要因のうち、杭基礎・地盤間バネ以外に関する項目の一覧を表-1 に示す。

(5) 杭基礎・地盤系の荷重漸増解析

本研究では杭基礎・地盤系に介在する各不確定性を考慮するが、それらは、2次元のラーメン構造としてモデル化された杭基礎・地盤系の荷重漸増解析によって、フーチング底版位置に作用する水平荷重-水平変位関係、およびモーメント-回転角関係へと反映される。なお、解析モデルについては現行の道路橋示方書に示されている部材モデルや杭基礎・地盤間バネを用いることとし、参考文献 6) と同様に(実測値)/(解析値)の統計量を反映させることで実挙動が捉えられていると仮定する。

荷重漸増解析における載荷方法としては、橋脚が降伏荷重に達した後も降伏前と同一の比率で水平荷重を増加させる載荷パターンとし、前記した杭基礎の降伏と判定される点まで荷重を漸増載荷した。このとき、各設計水

表-2 地盤条件

層番号	地盤 1		地盤 2		地盤 3		地盤 4		地盤 5	
	種類・層厚	$\bar{N}$	種類・層厚	$\bar{N}$	種類・層厚	$\bar{N}$	種類・層厚	$\bar{N}$	種類・層厚	$\bar{N}$
1	粘性土 0.0m-2.5m	5	粘性土 0.0m-2.5m	5	粘性土 0.0m-2.5m	10	砂質土 0.0m-6.5m	5	粘性土 0.0m-10.0m	3
2	砂質土 2.5m-6.5m	10	粘性土 2.5m-6.5m	10	砂質土 2.5m-6.5m	15	粘性土 6.5m-10.0m	5	砂質土 10.0m-13.5m	5
3	粘性土 6.5m-10.0m	10	砂質土 6.5m-10.0m	15	粘性土 6.5m-10.0m	15	砂質土 10.0m-13.5m	10	砂質土 13.5m-14.9m	50
4	砂質土 10.0m-13.5m	15	砂質土 10.0m-13.5m	20	砂質土 10.0m-13.5m	15	砂質土 13.5m-14.9m	50	-	-
5	砂質土 13.5m-14.9m	50	砂質土 13.5m-14.9m	50	砂質土 13.5m-14.9m	50	-	-	-	-

平震度が作用するまでの荷重増分の分割数を n_p 分割とした場合、第 n ステップにおいて、上部構造・橋脚・フーチングからフーチング底版に伝達される水平荷重 F およびモーメント M は次のように与えられる。

$$F = n(k_{hc}W_U + k_{hc}W_P + k_{hG}W_F)/n_p \quad (10)$$

$$M = n(k_{hc}W_U H + k_{hc}W_P H_{PG} + k_{hG}W_F H_{FG}/2)/n_p \quad (11)$$

ここに、 k_{hc} ：橋脚の設計水平震度、 k_{hG} ：フーチングの設計平震度、 W_U ：上部構造の重量、 W_P ：橋脚の重量、 W_F ：フーチングの重量、 H ：フーチング底版から上部構造の慣性力作用位置までの距離、 H_{PG} ：フーチング底版から橋脚の重心位置までの距離、 H_{FG} ：フーチング底版からフーチングの重心位置までの距離である。

荷重漸増解析から得られたフーチング底版位置での杭基礎降伏までの水平荷重-水平変位関係およびモーメント-回転角関係のそれぞれを次式に示す Hardin-Drnevich モデル型の双曲線関数でモデル化する。そのパラメータを最小二乗法によって決定し、得られる曲線を Sway バネと Rocking バネの骨格曲線とする。

$$Q(x) = \frac{Kx}{1 + |x/x_0|} \quad (12)$$

ここに、 Q ：水平荷重(モーメント)、 x ：水平変位(回転角)、 K ：初期剛性、 x_0 ：基準変位(基準回転角)である。

(6) SRモデルによる動的解析

前節で述べた Hardin-Drnevich モデルで近似した Sway バネと Rocking バネを SR モデルによる動的解析に用いる。なお、SR モデルによる動的解析によって応答値を算定する際には、Newmark の β 法($\beta=1/4$)による直接積分法を用いる。Sway バネと Rocking バネの履歴曲線については、Masing 則に従うものとする。また、粘性減衰は、式(2)～式(4)の限界状態式が負となるまでの応答が生じる領域では、履歴減衰の影響が大きいことから、橋脚・Sway バネ・Rocking バネのそれぞれについて減衰定数2%を確定的に与えた上で、Rayleigh 減衰によってモデル化するものとした。

3. RC橋脚・場所打ち杭基礎系の損傷配分

(1) 設計基準式

キャパシティ・デザインの概念に基づき、橋脚・杭基礎間に明確な耐力格差を設け、橋脚基部に塑性ヒンジを誘導することを目的として、次の2つの設計基準式を用いて RC 橋脚・場所打ち杭基礎系の耐震設計を行う。

$$\gamma_A \frac{\delta_{pier}}{\delta_{u,pier}} \leq 1 \quad (13)$$

$$\gamma_B \frac{k_{y,pier}}{k_{y,pile}} \leq 1 \quad (14)$$

ここに、 γ_A ：橋脚基部の損傷確率を目標損傷確率へと誘導するための安全係数、 γ_B ：塑性ヒンジの発生箇所を橋脚基部へと誘導するための橋脚・杭基礎間の耐力格差に係る安全係数、 $k_{y,pile}$ ：荷重漸増解析によって得られる杭基礎の降伏震度、 $k_{y,pier}$ ：橋脚の降伏震度である。

(2) RC橋脚・場所打ち杭基礎系の耐震設計

RC 橋脚・杭基礎系の耐震設計は、前節で示した2つの設計基準式に基づいて以下の手順に沿って行う。

- 耐震性能を照査するための地震動レベルを地震ハザード曲線における超過確率として定め、その超過確率に対応する工学的基盤での最大速度を算定する。
- 1.で設定した最大速度を有する地震波群を用いて、等価線形解析により地表面での地震動に変換し、地表面での地震動の加速度応答スペクトルを算定する。そして、その加速度応答スペクトルの平均値(20波平均)を RC 橋脚・杭基礎系の耐震設計において、上部構造および橋脚に作用させる設計地震力とする。
- 2.で設定した設計用加速度応答スペクトルと前節で定義した設計基準式を用いて RC 橋脚・杭基礎系の耐震設計を行う。
- 耐震設計された RC 橋脚・杭基礎系の耐震安全性評価を2章で述べた手法により行い、式(1)によって算定された RC 橋脚・杭基礎系としての地震時損傷確

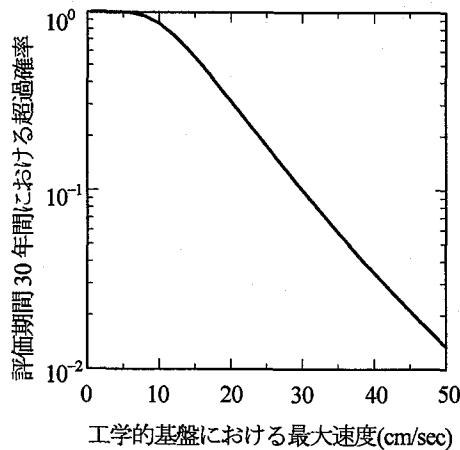


図-2 地震ハザード曲線⁷⁾

率 pf_{sys} を安全性指標 β_{sys} へと次式によって変換する。

$$\beta_{sys} = -\Phi^{-1}(pf_{sys}) \quad (15)$$

ここに、 β_{sys} : 橋脚・杭基礎系としての安全性指標、 Φ : 標準正規分布の累積分布関数である。

5. 4.で算定された各橋脚・杭基礎系の安全性指標 β_{sys} と、目標安全性指標 β_T との残差の二乗和が最小となるように安全係数 γ_A, γ_B を探索するため、3.~4.を繰り返す。

$$W = \sum (\beta_{sys} - \beta_T)^2 \rightarrow \min. \quad (16)$$

4. 解析結果

(1) 解析条件

標準的な連続鉄桁橋の中間 RC 橋脚とこれを支持する 3 本×3 本の正方配列の場所打ち杭基礎から構成される橋軸方向の振動単位を解析対象とした。解析対象地盤は、表-2 に示すように、砂質土層と粘性土層から構成され、いずれも、その 1 次固有周期から、道路橋示方書で定める II 種地盤に相当する。

当該橋梁の建設地点は仙台市青葉区であるとし、J-SHIS⁷⁾ にて公開されている、横軸に工学的基盤における最大速度を地震動強度の指標として用い、縦軸を 30 年超過確率とした図-2 に示す仙台市における地震ハザード曲線を使用した。従って、算定される地震時損傷確率は評価期間を 30 年とした場合の損傷確率である。耐震設計の際に用いる設計地震動については、この評価期間 30 年における超過確率が 0.01 に相当する強度の地震動とした。また、本研究では目標安全性指標 β_T を 2.0 および 2.5 と設定した。

この目標安全性指標を満足させるように RC 橋脚・杭基礎系を耐震設計する際には、まず、RC 橋脚の軸方向鉄筋量と横拘束筋量を変化させて、設計基準式(13)を満足させた。次に、杭体の軸方向鉄筋の量と降伏強度、コンクリート圧縮強度、杭径を変化させることで、設計基準式(14)を満足させ、適宜、式(13)を満足するように諸元を変更した。

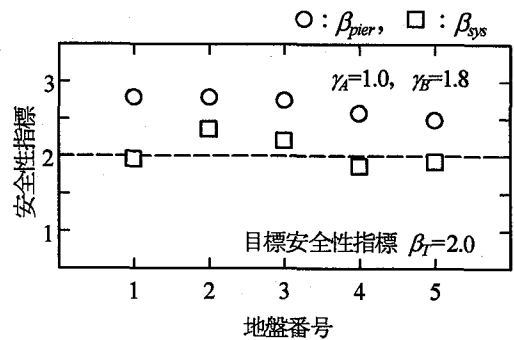


図-3 各地盤条件に対して耐震設計された RC 橋脚・杭基礎系の安全性指標($\beta_T=2.0$)

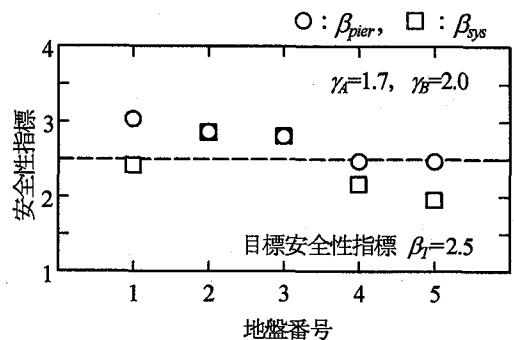


図-4 各地盤条件に対して耐震設計された RC 橋脚・杭基礎系の安全性指標($\beta_T=2.5$)

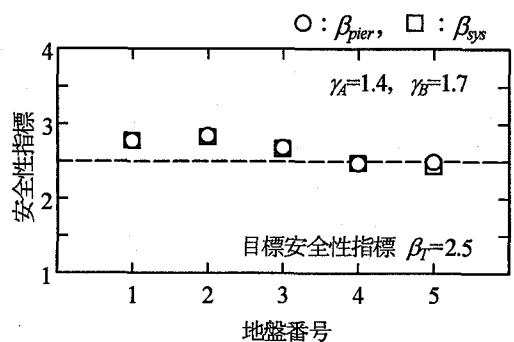


図-5 各地盤条件に対して耐震設計された RC 橋脚・杭基礎系の安全性指標($\beta_T=2.5$, 押込み支持力の上限値の変動係数を半減)

(2) 耐震信頼性設計結果

目標安全性指標 $\beta_T=2.0$ に対する耐震設計結果を図-3に、 $\beta_T=2.5$ に対する耐震設計結果を図-4に示す。なお、図中には、次式で算定される橋脚の安全性指標 β_{pier} も示している。

$$\beta_{pier} = -\Phi^{-1}(pf_{pier}) \quad (17)$$

$$pf_{pier} = \int_0^\infty \left(-\frac{dp_0}{d\alpha} \right) Fr_{pier}(\alpha) d\alpha \quad (18)$$

図-3および図-4を参照すると、いずれの地盤条件に対しても、ほぼ目標安全性に漸近した耐震安全性を確保できていることが確認される。なお、目標安全性指標 $\beta_T=2.0$ を確保する場合に比べて、 $\beta_T=2.5$ を確保する場合においては、橋脚・杭基礎間の耐力格差を拡大する必要があったため、 γ_B の値は大きくなっている。それに伴い、

表-3 押込み支持力の上限値の推定精度向上による諸元の変化

	項目	標準	押込み支持力の上限値を半減させた場合
橋脚	軸方向鉄筋比(%)	1.31	1.26
	横拘束筋体積比(%)	0.95	0.59
杭体	杭径(mm)	1300	1200
	コンクリート圧縮強度(N/mm ²)	25.9	23.5
	軸方向鉄筋の降伏強度(N/mm ²)	468	414
	軸方向鉄筋比(%)	1.44	1.54

相対的に硬い地盤である地盤2および地盤3の地盤に対して設計されたRC橋脚・場所打ち杭基礎系については、 β_{pier} が β_{ys} に漸近しており、損傷が橋脚基部へと誘導できていることが確認される。

(3) 不確定要因に対する感度解析の一例

本研究において考慮した不確定要因の感度解析を行った結果、耐震設計に用いる安全係数への感度が特に大きかったのは、橋脚の終局変位算定時のばらつき、および押込み支持力の上限値のばらつきであった。ここでは、何らかの技術水準の向上により押込み支持力の上限値の変動係数が半減した場合を想定し、その場合に目標安全性指標 $\beta_T=2.5$ を確保するために必要な安全係数 γ_A/γ_B を試算した。各地盤条件に対して耐震設計されたRC橋脚・場所打ち杭基礎系の保有安全性を図-5に示す。

図-5に示すように、押込み支持力の上限値の変動係数が半減した場合には、橋脚・杭基礎間に必要な耐力格差を決定する安全係数 γ_B が低減するだけでなく、橋脚の保有安全性を目標安全性へと漸近させるための安全係数 γ_A も低減している。これは、押込み支持力の上限値の推定精度が向上したことにより、耐震信頼性評価をMCSによって行う際に、小さな押込み支持力の上限値をとるケースが減少し、杭基礎の降伏までに許容される杭基礎・地盤系で逸散されるエネルギーが増大すること起因する。杭基礎・地盤系で逸散されるエネルギーが増大することによって、橋脚の応答値が小さくなるため、所要の耐震性能を確保する上で必要な安全係数が低減することになる。

このように安全係数 γ_A/γ_B が低減することによって、目標安全性を確保する上で必要となる橋脚の軸方向鉄筋量や横拘束鉄筋量、および杭体の軸方向鉄筋量も低減することになる。設計された構造物の一例として、地盤1に対して耐震設計された橋脚および杭体の諸元の変化を表-3に示す。前述したように、押込み支持力の上限値の推定精度向上によって橋脚の応答値は低減することから、必要な橋脚の横拘束筋量も低減していることが確認できる。

5. まとめ

本研究では、RC橋脚・杭基礎系の耐震設計に介在す

る各不確定要因を考慮した上で、構造系に所要の目標耐震安全性に漸近した耐震安全性を保有させることのできる手法を構築した。また、その手法に基づいて、不確定要因が橋脚・杭基礎系の耐震設計結果に及ぼす影響について感度解析を行った。

その結果、地盤条件の相違に関らず、本研究で提示した2つの設計基準式と安全係数を用いることにより、所要の耐震安全性が確保されること、現行の道路橋示方書で定める耐力格差1.1倍では橋脚へと塑性ヒンジを確実に誘導できないこと、および杭基礎・地盤間バネの不確定性が少なからず橋脚・杭基礎系の諸元に影響を及ぼすことが確認された。

本研究で提示した手法の細部については、動的解析モデル、あるいは限界状態の設定法など、より検討を要すべき点は多く残されているが、提案手法を用いることで、橋脚・杭基礎系の耐震安全性を合理的に向上させるための情報が得られる。今後、耐震設計に介在する不確定性を包括的に捉えた検討を重ねていく予定である。

参考文献

- 1) ISO: International Standard ISO/DIN 2394, General Principles on Reliability for Structures, 1998.
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 2002.
- 3) 矢部正明: 地震時保有耐力法による橋脚・杭基礎系の耐震設計に関する研究, 東京工業大学学位論文, 1999.
- 4) 吉田郁政, 鈴木修一: 限界地震動指標を用いた損傷確率の効率的な算定方法, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.201-206, 2003.
- 5) 澤田勉, 平尾潔, 辻原治, 三神厚: 最大地動の距離減衰式に基づく工学的基盤地震動のシミュレーション手法, 土木学会論文集, No.682/I-56, pp.311-322, 2001.
- 6) 秋山充良, 松中亮治, 土井充, 鈴木基行: 鉄筋コンクリート橋梁システムに介在する不確定要因を考慮した場所打ち杭基礎の設計水平震度評価に関する研究, 土木学会論文集, No.641/V-46, pp.187-203, 2000.
- 7) 防災科学技術研究所: 地震ハザードステーションJ-SHIS, <http://www.j-shis.bosai.go.jp/>