

材料特性のばらつきを考慮した RC橋脚の耐震性能評価に関する研究

中田宙志¹・松崎裕²・川島一彦³

¹東京工業大学工学部土木工学科
(〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

E-mail:nakata.h.aa@m.titech.ac.jp

²東京工業大学助教 大学院理工学研究科土木工学専攻 (同上)

E-mail:matsuzaki.h.aa@m.titech.ac.jp

³東京工業大学教授 大学院理工学研究科土木工学専攻 (同上)

E-mail:kawashima.k.ac@m.titech.ac.jp

我が国では、耐震基準が順次、改定されてきたが、これにより橋脚の保有する耐震性能がどの程度向上してきたのかは十分に定量化されていない。また、RC橋脚の構造性能や地震応答の評価には、降伏剛性や曲げ耐力等の基本的な特性が重要であるが、これらは鉄筋やコンクリートの材料特性のばらつきの影響を大きく受ける。そこで、本研究では、1964年と現在の耐震基準に従って設計されたRC橋脚を対象に、材料特性のばらつきを考慮して、マグニチュードと震央距離で区分された地震動群が作用した場合の応答塑性率の超過確率を評価し、それに基づいてRC橋脚の耐震性の向上度を定量的に評価した。

Key Words : RC column, seismic performance, material properties, randomness

1. はじめに

我が国では、地震被害を受けたり耐震技術の進歩に伴い、順次、耐震基準が改定されてきた。耐震基準の改定により、橋梁が保有する耐震性能も向上してきたと定性的に述べることはできるが、橋梁の耐震性能の向上度に着目した研究は米田ら¹⁾の研究などに限られている。一方、RC橋脚の地震応答や耐震性能の評価においては、降伏剛性や曲げ耐力等の基本的な特性が重要であるが、これらは鉄筋やコンクリートの材料特性によって変化する。設計上は設計基準強度等、ある目標とする物性を有していることを前提として照査を行うが、実際の材料特性はある分布でばらつきを持っている。このため、耐震性能の評価に際しては、材料特性にはばらつきがあることを考慮に入れて評価することが重要である。また、ほぼ同一のマグニチュード M と震央距離 R の地震動群であっても、それらが作用した場合の橋梁の非線形応答の最大値は有意に変化するため、こうした地震動特性の違いによる最大応答値の相違も考慮する必要がある。

そこで、本研究では、1964年と現在の耐震基準に基づいて設計されたRC橋脚を対象に、材料特性のばらつきを考慮して、マグニチュードと震央距離を

指標としてカテゴリーに分類された地震動群が作用した場合の応答塑性率の超過確率を評価する。それに基づき、耐震基準の改定に伴う橋梁の耐震性向上度を定量的に評価することを試みる。

2. 解析手法

本研究における解析の流れを図-1に示す。第一に、既往の実験結果に基づいてコンクリート圧縮強度及び鉄筋降伏強度のばらつきの情報を与え、それを考慮してコンクリート圧縮強度と鉄筋降伏強度に任意の値を割り当てる。第二に、それらの材料特性値に基づいて橋脚天端における水平荷重-水平変位の骨格曲線を求める。第三に、RC橋脚を1自由度系のばね・質点系にモデル化し、マグニチュード M と震央距離 R の組み合わせによって区分したいいくつかのカテゴリーの地震動群を作用させ、橋脚の非線形最大応答変位を動的解析によって評価する。なお、前記したコンクリート圧縮強度及び鉄筋の降伏強度のばらつきを考慮するために、材料特性値の割り当てから動的解析までの部分について、モンテカルロシミュレーションを行う。

以上のように、コンクリート圧縮強度および鉄筋

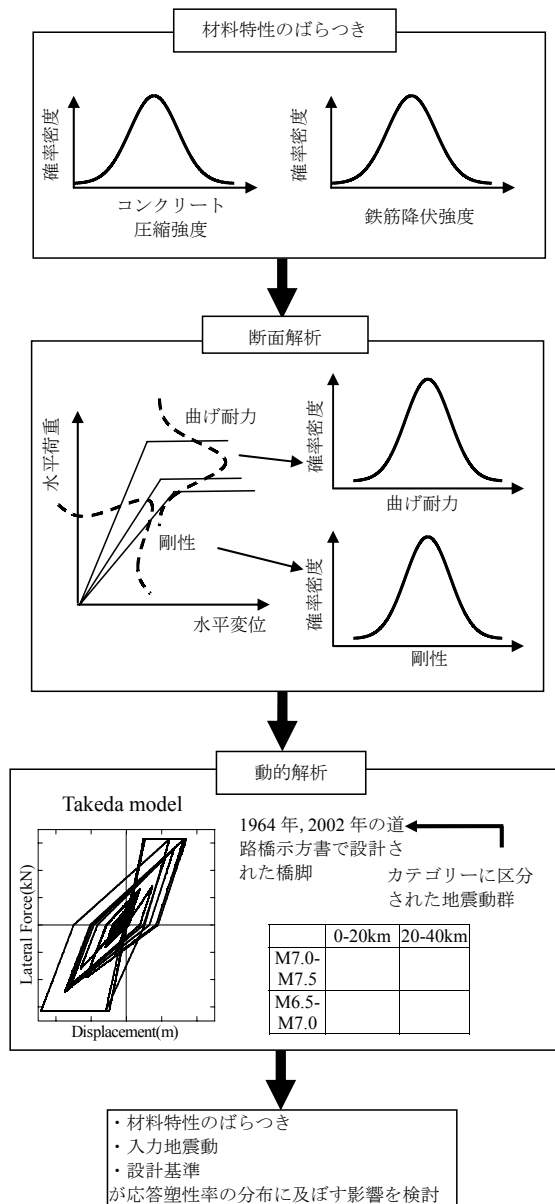


図-1 解析フロー

の降伏強度のばらつきを考慮に入れて、あるカテゴリに属する地震動群によって橋脚の応答塑性率 μ がある値 μ_T を超える確率 P を次式のように求める。

$$P(\mu_T | M_L \leq M < M_H, R_L \leq R < R_H) = \frac{n(\mu > \mu_T)}{N} \quad (1)$$

ここに、 P ：マグニチュードが $M_L \sim M_H$ 、震央距離が $R_L \sim R_H$ の範囲の地震動群が作用した場合に橋脚の応答塑性率 μ が着目した応答塑性率 μ_T を超える確率、 M_L, M_H ：各カテゴリの地震動群のマグニチュードのそれぞれ下限値と上限値、 R_L, R_H ：解析に用いる地震動の観測地点における震央距離のそれぞれ下限値と上限値、 N ：解析対象橋脚基数(ここでは1,000とする)、 $n(\mu > \mu_T)$ ： $\mu > \mu_T$ となる橋脚基数である。

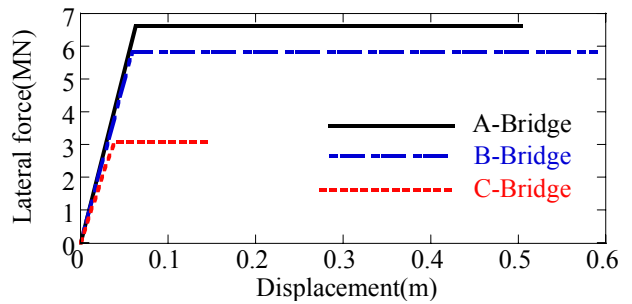


図-2 橋脚の水平荷重－水平変位の骨格曲線

3. 解析対象橋脚のモデル化

解析対象とする橋脚は、2002年道路橋示方書²⁾に基づいて設計されたI種地盤及びII種地盤上にあるA橋脚及びB橋脚、昭和39年鋼道路橋示方書³⁾に基づいて設計されたC橋脚の計3橋脚である。A橋脚及びB橋脚は2002年の道路橋示方書に規定される震度法(設計水平震度0.2)及び地震時保有耐力法(それぞれ設計水平震度2.0と1.75)により、C橋脚は昭和39年度鋼道路橋示方書に規定される震度法(設計水平震度0.2)によって、耐震設計した。設計においては、いずれの橋脚についても降伏剛性に対応する基本固有周期を0.6秒程度とした。各橋脚の基本固有周期をほぼ同じになるようにしたのは、基本固有周期が異なると橋脚の振動特性が変化するため、同一の振動特性を有する条件で比較できるようにするためである。

各橋脚の設計に際しては、コンクリートの設計基準強度は 21.0 N/mm^2 とした。また、使用した鉄筋は、A橋脚及びB橋脚についてはSD345、C橋脚についてはSD295であり、設計に際しては公称値を用いている。そして、各橋脚は、幅12mの鋼製桁を支持することを想定しており、上部構造の死荷重は6350kNである。

A橋脚は高さ13.5m、橋脚断面 $2.9 \text{ m} \times 5.0 \text{ m}$ のRC橋脚である。軸方向鉄筋としてD35を、帯鉄筋としてD22を用いており、軸方向鉄筋比は1.25%、帯鉄筋比は1.03%である。またB橋脚は、高さ13.4m、橋脚断面 $2.9 \text{ m} \times 5.0 \text{ m}$ のRC橋脚である。軸方向鉄筋としてD32を、帯鉄筋としてD22を用いており、軸方向鉄筋比は1.05%、帯鉄筋比は1.15%である。C橋脚は、高さ9.6m、橋脚断面 $2.0 \text{ m} \times 3.8 \text{ m}$ のRC橋脚である。軸方向鉄筋としてD32を、帯鉄筋としてD22を用いており、軸方向鉄筋比は1.30%、帯鉄筋比は0.29%である。なお、C橋脚は軸方向鉄筋の段落としを行っており、段落とし位置は橋脚基部から4mの位置であるが、ここでは段落とし位置では損傷せず、橋脚基部に曲げ損傷が生じると仮定する。なお、各橋脚基部に生じる軸応力度はA橋脚では 0.83 N/mm^2 、B橋脚では 0.83 N/mm^2 、C橋脚では 1.17 N/mm^2 である。

図-2に、2002年基準で設計したI種地盤上の基本固有周期0.59秒のA橋脚及びII種地盤上の基本固有周期0.60秒のB橋脚、1964年基準で設計した基本固

表-1 コンクリート圧縮強度

呼び強度 (N/mm ²)	データ 数	平均値 (N/mm ²)	標準偏差 (N/mm ²)	変動 係数
20.6	7038	25.9	2.71	0.101

表-2 鉄筋の降伏強度

径	材質	データ 数	平均値 (N/mm ²)	標準偏差 (N/mm ²)	変動 係数
D35	SD345	3	411.6	13.7	0.033
D32	SD295	1281	362.6	20.6	0.057
	SD345	54	401.8	16.7	0.041
D22	SD295	1598	362.6	15.7	0.043
	SD345	407	382.2	17.6	0.046

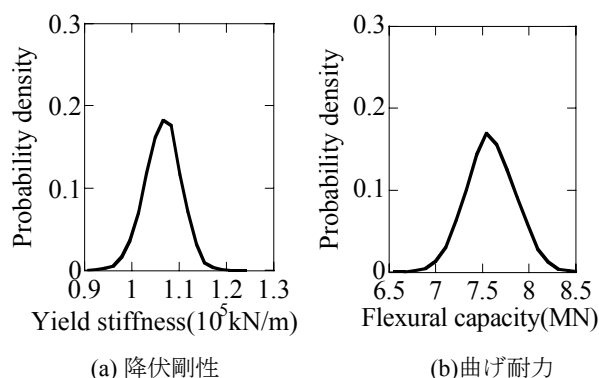


図-3 A橋脚の曲げ耐力と降伏剛性のばらつき

表-3 I種地盤上での強震記録

マグニチュード M	地震名	観測地点数	
		$0\text{km} \leq R < 20\text{km}$	$20\text{km} \leq R < 40\text{km}$
6.7	2001年芸予地震	1	2
6.8	2004年新潟県中越地震	5	6
6.8	2007年新潟県中越沖地震	1	3
7.1	2003年三陸南地震	3	6
7.2	2008年岩手・宮城内陸地震	3	4
7.3	2000年鳥取県西部地震	4	6

表-4 II種地盤上での強震記録

マグニチュード M	地震名	観測地点数	
		$0\text{km} \leq R < 20\text{km}$	$20\text{km} \leq R < 40\text{km}$
6.7	2001年芸予地震	2	3
6.8	2004年新潟県中越地震	1	2
6.8	2007年新潟県中越沖地震	0	2
7.1	2003年三陸南地震	0	1
7.2	2008年岩手・宮城内陸地震	0	1
7.3	2000年鳥取県西部地震	0	3

有周期0.61秒のC橋脚の水平荷重－水平変位の骨格曲線を示す。

解析に際しては、橋梁を1自由度系のばね・質点系モデルに置換した動的解析を行う。橋脚の履歴特性には、ひび割れ点を無視したバイリニア型の Takeda model⁴⁾を用いる。1次剛性としては橋脚の降伏剛性を用い、2次剛性は0と仮定する。なお、本検討では、基礎の影響は考慮していない。

4. 材料特性のばらつき

材料特性のばらつきを考慮する上で、コンクリート圧縮強度については、高橋³⁾による統計値を用いた。統計値としては、標準水中養生と現場水中養生のものがあるが、本研究では現場水中養生の結果を用いた。高橋らによる報告のうち、本研究で対象とする橋脚の設計基準強度 21.0N/mm^2 と同条件の実験があったため、この結果を用いている。用いた統計値を表-1に示す。合計7038体に対する実験が行われている。平均強度は 25.9N/mm^2 であり、変動係数0.101に相当するばらつきがある。ここでは、コンクリー

ト圧縮強度が正規分布に従うと仮定する。

次に、鉄筋の降伏強度については池田の研究⁶⁾のうち、解析対象橋脚で使用しているSD345のD35、D32及びD22と、SD295のD22に対する結果を用いた。これらの統計値を表-2に示す。ここでは、鉄筋降伏強度が正規分布に従うと仮定する。なお、鉄筋の弾性係数については、適切な実験結果が得られなかったため、ここでは $2.0 \times 10^2 \text{ kN/mm}^2$ を確定値として用いた。

A橋脚の場合を例にとり、これら材料特性のばらつきがRC橋脚の降伏剛性および曲げ耐力に及ぼす影響を示す。前記したように、コンクリート圧縮強度及び鉄筋の降伏強度が正規分布に従うと仮定すると、降伏剛性及び曲げ耐力は図-3に示すように分布する。A橋脚では、降伏剛性の平均値と変動係数はそれぞれ $1.07 \times 10^5 \text{ kN/m}$ 、0.036、曲げ耐力の平均値と変動係数はそれぞれ $7.59 \times 10^3 \text{ kN}$ 、0.035となる。

5. 入力地震動

入力地震動としては、マグニチュード M が $6.5 \leq M$

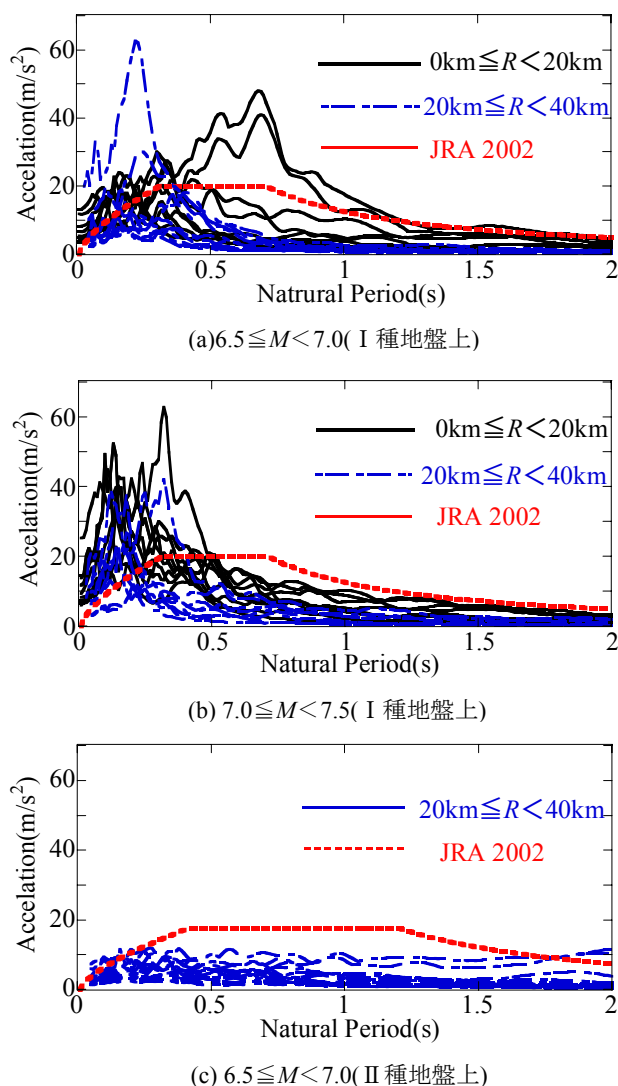


図-4 加速度応答スペクトル

< 7.5 、震央距離 R が $0\text{km} \leq R < 40\text{km}$ で観測された 69 地点の水平 2 成分、計 138 成分の地震動を使用する。いずれも K-NET、KiK-net の記録である。地盤条件として道路橋示方書²⁾における I 種地盤と II 種地盤を用いており、表-3 および表-4 に各地盤条件に応じて区分した入力地震動の観測地点数を一覧として示す。III 種地盤の地震動は数が少なかったため、表には示していない。観測地点の地盤種別は道路橋示方書に基づき、地盤の特性値 T_G により区別した。

以上の地震動群をマグニチュード M については $6.5 \leq M < 7.0$ 、 $7.0 \leq M < 7.5$ の 2 区分、震央距離 R については $0\text{km} \leq R < 20\text{km}$ 、 $20\text{km} \leq R < 40\text{km}$ の 2 区分の計 4 区分に分類した。 $6.5 \leq M < 7.0$ のカテゴリーには、2001 年芸予地震、2004 年新潟県中越地震、2007 年新潟県中越沖地震が含まれ、 $7.0 \leq M < 7.5$ のカテゴリーには、2000 年鳥取県西部地震、2003 年三陸南地震、2008 年岩手・宮城内陸地震が含まれている。II 種地盤上の地震動は数が少ないために、 $6.5 \leq M < 7.0$ 、 $20\text{km} \leq R < 40\text{km}$ のカテゴリーに属する地震動群のみを使用した。マグニチュード及び震央距離で区分

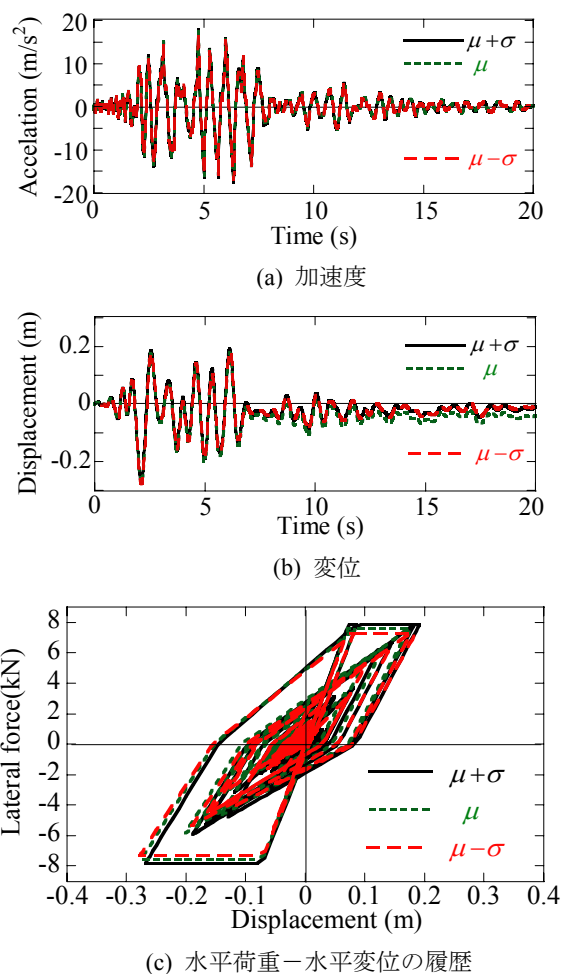


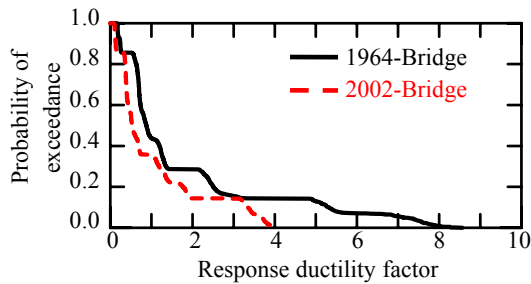
図-5 A橋脚に小千谷記録(新潟県中越地震)を作用させた場合の応答加速度、応答変位及び水平荷重—水平変位の履歴

した各地震動群の加速度応答スペクトルについて、道路橋示方書²⁾における設計用加速度応答スペクトルとともに、図-4に示す。

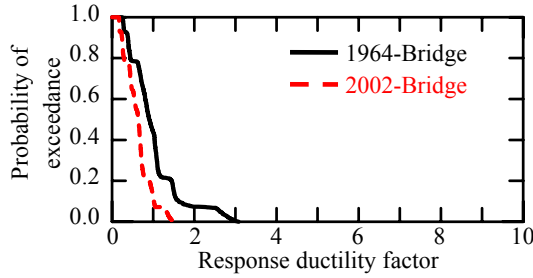
6. 応答塑性率の超過確率の評価

$6.5 \leq M < 7.0$ で $0\text{km} \leq R < 10\text{km}$ のカテゴリーに属する 2004 年新潟県中越地震 ($M 6.8$) による K-NET 小千谷記録を作用させた場合の A 橋脚の応答加速度、応答変位及び水平荷重—水平変位の履歴を図-5に示す。ここでは、コンクリート圧縮強度及び鉄筋の降伏強度として共に平均値 μ を用いた場合、平均値に標準偏差を加えた値 $\mu + \sigma$ を用いた場合、平均値から標準偏差を差し引いた値 $\mu - \sigma$ を用いた場合の 3 ケースの結果を示している。図-3に示したように、コンクリート圧縮強度や鉄筋の降伏強度のばらつきが橋脚の降伏剛性や曲げ耐力に影響を及ぼす結果、同一の地震動に対しても水平荷重—水平変位の履歴が変化している。

以上のような解析を各カテゴリーに属する地震動群に対して行い、式(1)に基づいて、各橋脚に生じ

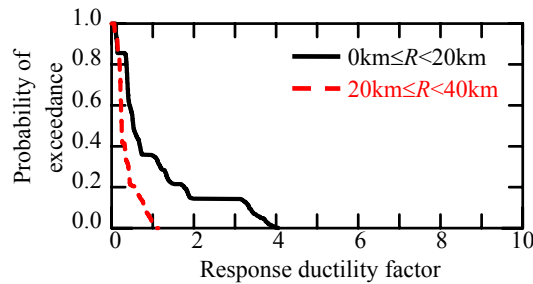


(a) I種地盤($6.5 \leq M < 7.0$, $0 \text{ km} \leq R < 20 \text{ km}$)

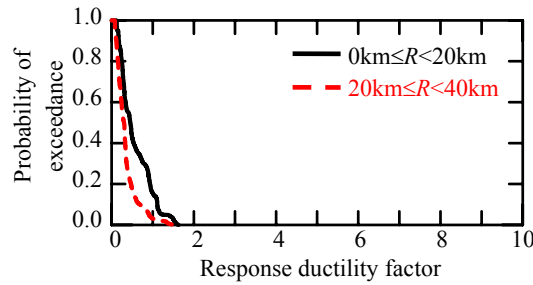


(b) II種地盤($6.5 \leq M < 7.0$, $20 \text{ km} \leq R < 40 \text{ km}$)

図-6 耐震基準の改定に伴う耐震性向上度



(a) $6.5 \leq M < 7.0$ (A 橋脚)

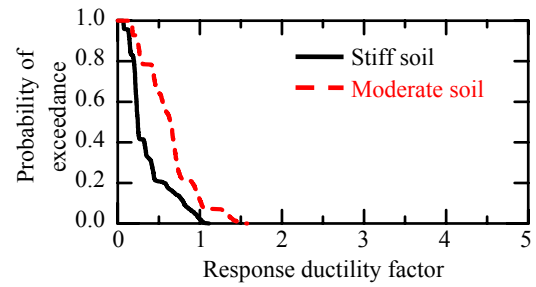


(b) $7.0 \leq M < 7.5$ (A 橋脚)

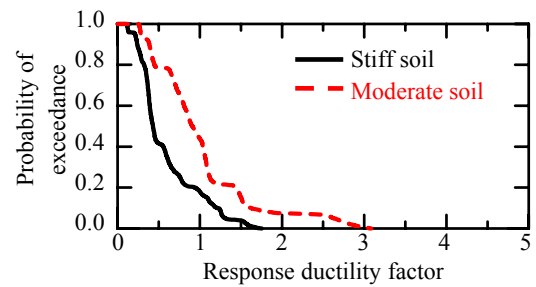
図-7 震央距離が応答塑性率の超過確率に及ぼす影響

る応答塑性率が任意の応答塑性率を超過する確率 P を評価した。

1964年の耐震基準と現在の耐震基準のそれぞれで設計された橋梁の耐震性を比較するため、I種地盤とII種地盤とに区別して、応答塑性率の超過確率を図-6に示す。なお、II種地盤の場合については $6.5 \leq M < 7.0$, $20 \text{ km} \leq R < 40 \text{ km}$ の場合の比較しかできないが、I種地盤については最も大きな応答塑性率の分布を示した $6.5 \leq M < 7.0$, $0 \text{ km} \leq R < 20 \text{ km}$ の場合を例にとり、図示している。I種地盤の場合である図-6(a)から超過確率0.1に対応する応答塑性率を読み取る



(a) 現在の基準($6.5 \leq M < 7.0$, $20 \text{ km} \leq R < 40 \text{ km}$)



(b) 1964年の基準($6.5 \leq M < 7.0$, $20 \text{ km} \leq R < 40 \text{ km}$)

図-8 地盤条件が応答塑性率の超過確率に及ぼす影響

と、2002年の基準で設計されたA橋脚は3.3、1964年の基準で設計されたC橋脚は5.3となる。現在の耐震基準で設計された橋脚であれば、応答塑性率3程度ではかぶりコンクリートが剥落する程度の損傷であるものの、1964年の耐震基準で設計された橋脚における応答塑性率5は相当の損傷が生じる応答レベルである。図-6(b)に示したII種地盤の場合においても、同一の超過確率に対応する応答塑性率を読み取ると、1964年の耐震基準と現在の耐震基準の場合とで1.5倍～2倍程度の応答塑性率の相違が生じている。このように、図-2に示したA橋脚およびB橋脚とC橋脚の水平荷重－水平変位の骨格曲線における曲げ耐力の差が応答塑性率の大きさに顕著な影響を及ぼしている。

続いて、震央距離の違いが橋脚に生じる応答塑性率に及ぼす影響を検討した結果を図-7に示す。震央距離の影響については、II種地盤の場合には $0 \text{ km} \leq R < 20 \text{ km}$ での強震記録数が不十分であり、検討できないため、I種地盤上において現在の基準に基づいて設計されたA橋脚を対象に検討した。 $6.5 \leq M < 7.0$ および $7.0 \leq M < 7.5$ のいずれの場合についても、震央距離が20km以上の場合には、弾性応答に留まっている一方で、震央距離が20km未満の場合には橋脚に塑性変形が生じている。このように、震央距離の違いによって、生じる応答塑性率には明瞭な相違が認められる。

最後に、地盤条件の相違が橋脚に生じる応答塑性率に及ぼす影響について検討した結果を図-8に示す。 $6.5 \leq M < 7.0$, $20 \text{ km} \leq R < 40 \text{ km}$ の場合の比較しかできないが、現在の基準で設計されたI種地盤上のA橋脚とII種地盤上のB橋脚の比較、および1964年の基準で地盤条件に係わらず設計水平震度0.2で設計されたC

橋脚にI種地盤における記録とII種地盤における記録のそれぞれを作用させた場合とを比較している．I種地盤の場合よりも，II種地盤の場合の方が同一の超過確率で見た場合，より大きな応答塑性率を示している．本検討で用いた地震動数は十分ではなく，また，より多数の橋梁に対して検討する必要があるが，現在の耐震規準で設計した場合であっても，地盤条件によって橋梁の耐震性に相違がある可能性を示唆している．

7. 結論

耐震基準の改定に伴う橋梁の耐震性向上度を定量的に評価するため，本研究では1964年の耐震基準と現在の耐震基準で設計したRC橋脚を対象として，コンクリート圧縮強度および鉄筋降伏強度のばらつきを考慮した上で，任意の応答塑性率を超える応答が生じる確率の観点で耐震性を評価した．耐震性の評価に際して，K-NETおよびKiK-netで観測された強震記録をマグニチュード M と震央距離 R をパラメータとしてカテゴリーに区分して用いた．検討対象とした地震動数は十分ではなく，より多くの地震動数，また様々な諸元を有する橋梁を対象にした検討が必要であるが，本研究で得られた結論は以下の通りである．

- 1) $6.5 \leq M < 7.0$, $0 \text{ km} \leq R < 20 \text{ km}$, I種地盤の場合には，超過確率0.1に対応する橋脚の応答塑性率は，現在の基準で設計された橋梁の場合には3.3，1964年の基準で設計された橋脚の場合には5.3となる．同一の超過確率に対応する応答塑性率の相違として，旧基準に比べて現在の基準で設計された

橋脚の有する耐震性能の向上度を評価できる．

- 2) 震央距離が小さくなるほど，橋脚の超過確率 P は有意に高くなる．
- 3) I種地盤上とII種地盤上で設計された橋脚に生じる応答塑性率の超過確率には明確な相違が認められ，地盤条件によって橋梁が保有している耐震性が異なる可能性を示唆しているが，今後，より多くの橋梁および地震動を用いて検討していく必要がある．

謝辞：本研究を実施するに当たり，独立行政法人防災科学技術研究所のK-NET，KiK-netの観測記録を使用させて頂きました．ここに記して，関係各位に感謝申し上げます．

参考文献

- 1) 米田慶太，川島一彦，庄司学，藤田義人：試設計に基づく耐震技術基準の改訂に伴うRC橋脚及びくい基礎の耐震性向上度に関する検討，構造工学論文集，Vol.44A，pp.751-762，1999．
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，1996．
- 3) (社)日本道路協会：鋼道路橋示方書，1964．
- 4) Takeda, T., Sozen, M.A. and Nielsen, N. N.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol.96, No.ST 12, Paper 7759, pp. 2557-2573, 1970．
- 5) 高橋利一：受託試験におけるコンクリートの圧縮強度に関する調査 ―昭和59年度―，GBRC，日本建築総合研究所，1985．
- 6) 池田茂：受託試験における鉄筋コンクリート用異形棒鋼の引張及び曲げ試験に関する調査―昭和60年度―，GBRC，日本建築総合研究所，1986．

EVALUATION OF THE SEISMIC PERFORMANCE OF RC COLUMNS CONSIDERING THE RANDOMNESS OF MATERIAL PROPERTIES

Hiroshi NAKATA, Hiroshi MATSUZAKI and Kazuhiko KAWASHIMA

It is important to evaluate how the seismic performance of bridges have been improved according to the revision of the design codes. The seismic performance of bridges which were designed based on 1964 and 2002 design codes were evaluated in terms of probability of suffering a certain level of damage considering the randomness of material properties. The enhancement of the seismic performance due to the progress of recent design method can be represented.