

地震動特性と材料特性のばらつきを考慮した RC橋脚の耐震性能評価

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）

²正会員 修（工） 東京工業大学大学院助教 理工学部研究科土木工学専攻（同上）

³フェロー 工博 東京工業大学大学院教授 理工学部研究科土木工学専攻（同上）

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、順次耐震基準の規定が改定されてきた。このため、耐震技術の進歩に伴って、これにより設計された橋脚の耐震性がどの程度向上してきたかを具体的に評価することが重要である。一方、RC橋梁の地震応答や耐震性能の評価では、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物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、耐震性の評価に際しては、材料の物性値にはばらつきがあることを考慮に入れて解析することが重要である。

そこで本研究では、昭和39年と現在の耐震基準を用いてRC橋脚を試設計し、材料特性のばらつきを考慮して、強度の異なる地震動が作用した場合の応答塑性率の確率分布という観点から、RC橋脚の耐震性を評価することとする。

2. 解析手法

研究フローを図-1に示す。まず、昭和39年鋼道路橋示方書¹⁾、平成14年道路橋示方書²⁾に基づいて各1基の橋脚を試設計する。次に、既往の実験からコンクリートの圧縮強度及び鉄筋降伏強度のばらつきを与え、その材料特性のばらつきを考慮し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。これを1自由度系の履歴モデルによってモデル化し、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くつかの категорияに相当する地震動を作用させ、橋脚の耐震性を動的解析によって評価する。

この際に、上記のコンクリート強度及び鉄筋の降

伏強度のばらつきを考慮するために、モンテカルロシミュレーションを行う。すなわち、マグニチュードが $M_L \sim M_H$ の範囲に、また、震央距離が $R_L \sim R_H$ の範囲にある一つの categoria に対して、各 N 橋脚を解析対象とする。モンテカルロシミュレーションにより各橋脚のコンクリート強度および鉄筋の降伏強度にばらつきを与え、道路橋示方書に基づき、橋脚の水平荷重-水平変位の骨格曲線を定める。ここで、コンクリートの圧縮強度と鉄筋の降伏強度のばらつきは独立であると仮定する。

以上のように、コンクリート強度および鉄筋の降伏強度のばらつきを考慮に入れて、入力地震動によって橋脚の応答塑性率がある値に達する確率を次式のように定義する。

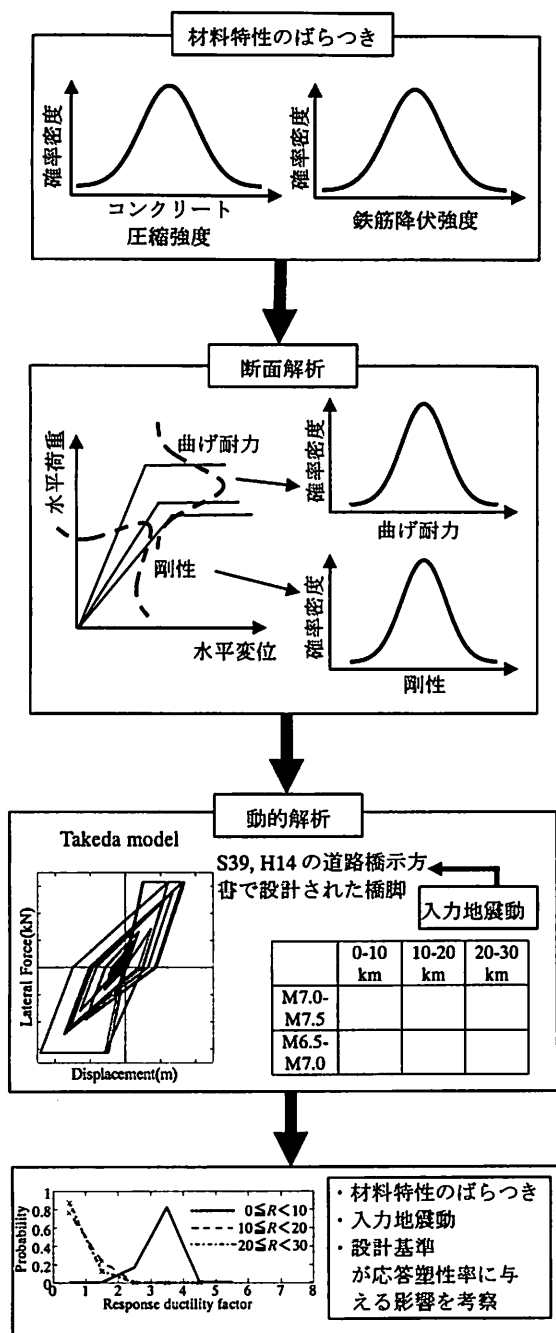
$$\begin{aligned} &P(\mu_{TL} \leq \mu_T < \mu_{TH} | M_L \leq M \leq M_H, R_L \leq R \leq R_H) \\ &= P(\mu_{TH} | M_L \leq M \leq M_H, R_L \leq R \leq R_H) \\ &\quad - P(\mu_{TL} | M_L \leq M \leq M_H, R_L \leq R \leq R_H) \end{aligned} \quad (1)$$

ここで、

$$P(\mu_T | M_L \leq M \leq M_H, R_L \leq R \leq R_H) = \frac{n(\mu > \mu_T)}{N} \quad (2)$$

ここに、 M_L , M_H ：解析に用いる地震動が得られた地震のマグニチュードのそれぞれの下限值と上限値、 R_L , R_H ：解析に用いる地震動が得られた地点の震央距離のそれぞれの下限值と上限値、 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 が着目する範囲 $\mu_L \sim \mu_H$ にある確率、 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 を超える累積確率、 N ：解析対象橋脚数、 $n(\mu > \mu_T)$ ： $\mu > \mu_T$ となる橋脚の数である。

ここでは、 $N=10,000$ とする。後述するように、1 categoria 当たりの地震動数は2~22の範囲にあり、解析対象橋脚数よりも少ない。このため、どの地震動をどの橋脚に作用させるのかはランダムに定めて



いる。

3. 解析対象橋脚のモデル化

対象とする橋脚は、昭和39年鋼道路橋示方書により試設計したRC橋脚(A橋脚)と、平成14年道路橋示方書により試設計したRC橋脚(B橋脚)の2ケースである。

A橋脚は昭和39年度鋼道路橋示方書に規定される震度法(設計震度0.2)により、B橋脚は平成14年の道路橋示方書に規定される震度法(設計震度0.2)及び地震保有耐力法(設計震度2.0)によって、耐震設計した。照査結果を表-1、表-2に示す。

図-2に示すように、A橋脚は幅12mの鋼製桁を支

表-1 昭和39年鋼道路橋示方書で設計した橋脚の照査結果

橋軸方向	圧縮応力度(N/mm ²)	9.9
	許容圧縮応力度(N/mm ²)	10.5
	引張応力度(N/mm ²)	223.6
	許容引張応力度(N/mm ²)	270.0
橋軸直角方向	圧縮応力度(N/mm ²)	9.16
	許容圧縮応力度(N/mm ²)	10.5
	引張応力度(N/mm ²)	269.8
	許容引張応力度(N/mm ²)	270.0

表-2 平成14年道路橋示方書で設計した橋脚の照査結果

橋軸方向	終局水平耐力(kN)	5966.3
	保有水平耐力(kN)	7522.4
	破壊形態	曲げ破壊型
	許容残留変位(mm)	145.0
	残留変位(mm)	127.4
橋軸直角方向	終局水平耐力(kN)	5966.3
	保有水平耐力(kN)	10760.3
	破壊形態	曲げ破壊型
	許容残留変位(mm)	170.0
	残留変位(mm)	44.3

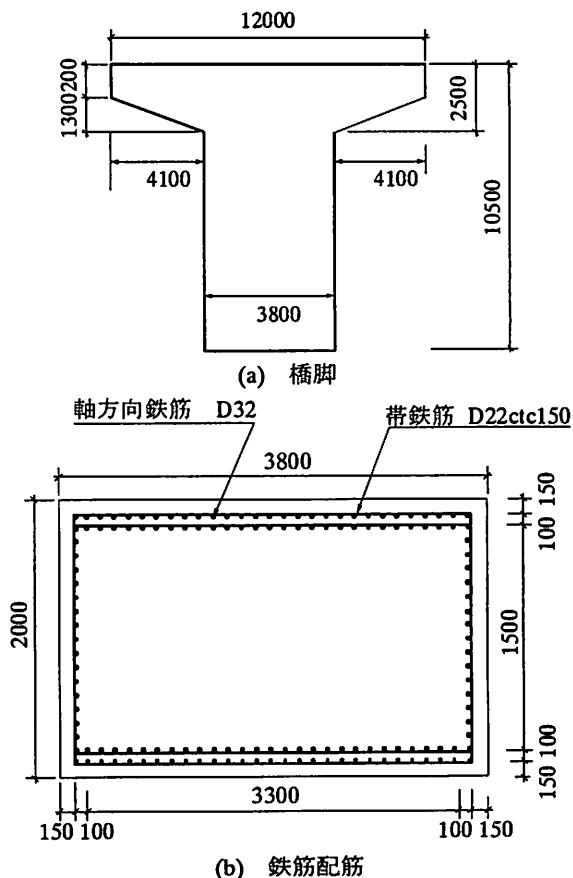


図-2 昭和39年鋼道路橋示方書で設計した橋脚

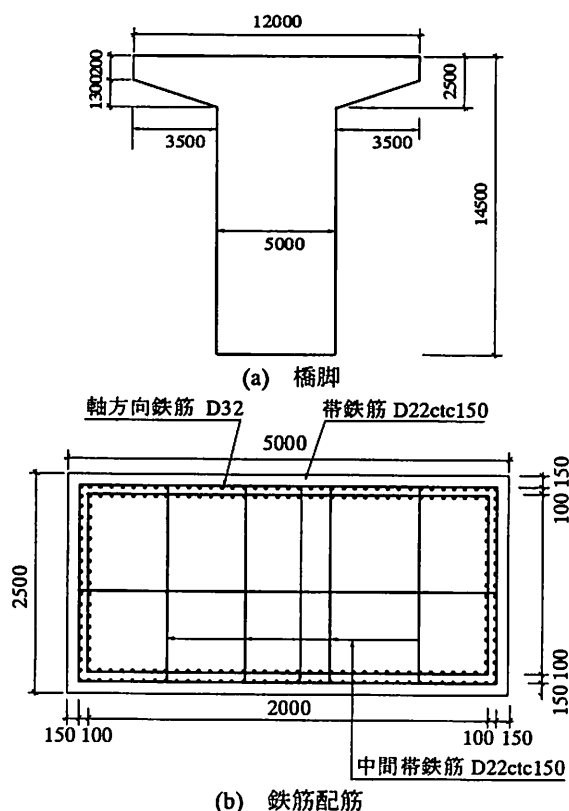


図-3 平成14年道路橋示方書で設計した橋脚

持する高さ10.5m、橋脚断面2.0m×3.8mのRC橋脚である。軸方向鉄筋比は1.44%、帯鉄筋比は0.15%である。この当時には主鉄筋を段落とすることが多かったが、ここでは主鉄筋段落としがないと仮定し、曲げ破壊とした場合を解析対象とする。また、図-3に示すように、B橋脚は、A橋脚と同じ桁を支持する高さ14.5m、橋脚断面2.5m×5.0mのRC橋脚である。軸方向鉄筋比は1.47%、帯鉄筋比は1.03%である。

なお、A橋脚とB橋脚の高さが異なるのは、目標とする基本固有周期を0.6秒として設計したためである。ここで、A橋脚とB橋脚の基本固有周期を同じにしたのは、基本固有周期が異なると橋脚の応答も影響を受けるため、同一の土俵で比較するためにこのようにしたものである。なお、設計の結果、基本固有周期はA橋脚では0.69秒、B橋脚では0.63秒となった。

A橋脚及びB橋脚の設計に際しては、コンクリートの設計基準強度は24.0N/mm²とした。また、A橋脚では主鉄筋としてD32、帯鉄筋としてD22を用いた。材料は共にSD295である。一方、B橋脚では主鉄筋としてD32、帯鉄筋としてD22を用いた。材料は共にSD345である。鉄筋の降伏強度として公称値を用いており、A橋脚の場合には295N/mm²、B橋脚の場合には345N/mm²とした。上部構造の死荷重は6350kNである。これにより、基部に生じる軸応力度はA橋脚では1.19N/mm²、B橋脚では0.84N/mm²となる。

なお、ここでは簡単のため基礎の影響は考慮していない。

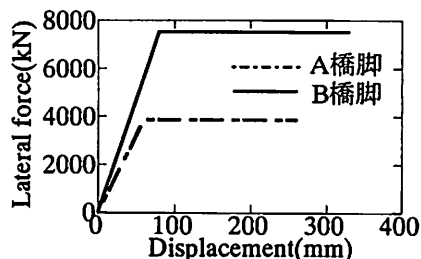


図-4 各基準で設計した橋脚の水平荷重-水平変位の骨格曲線

表-3 コンクリートの圧縮強度

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	2576	17.6	2.41	0.137

表-4 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
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

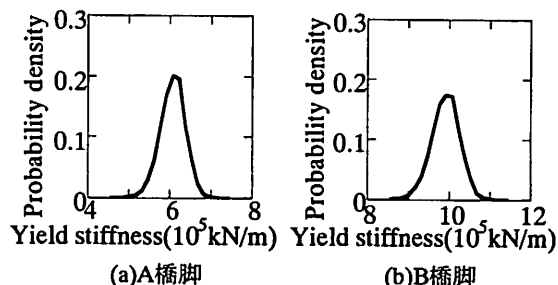


図-5 橋脚の降伏剛性のばらつき

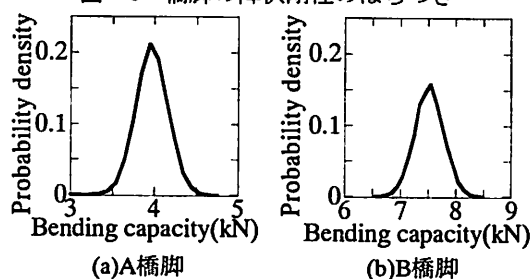


図-6 橋脚の曲げ耐力のばらつき

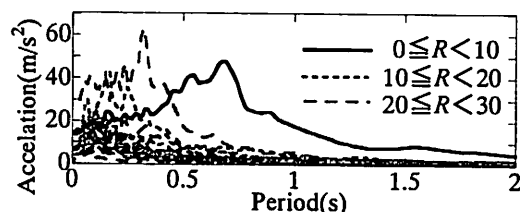


図-7 6.5 ≤ M < 7.0の地震動の応答スペクトル

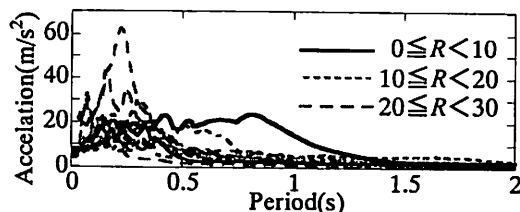
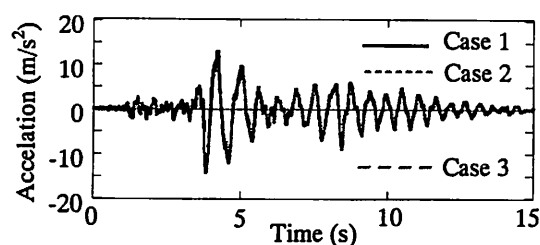
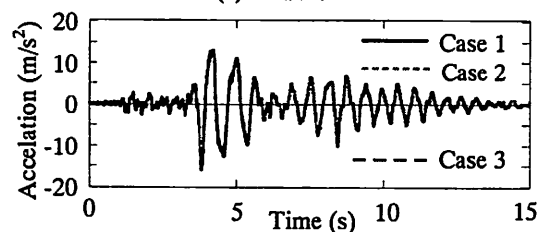


図-8 7.0 ≤ M < 7.5の地震動の応答スペクトル

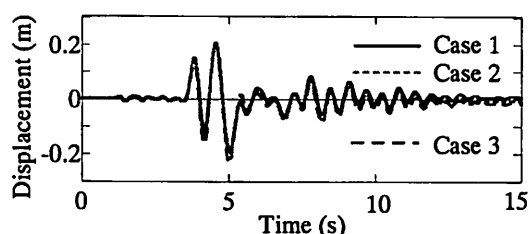


(a) A橋脚

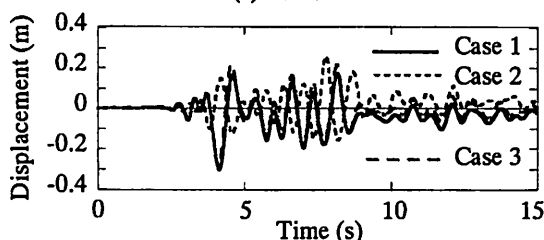


(b) B橋脚

(1) 加速度



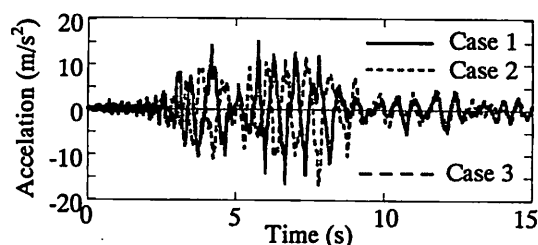
(a) A橋脚



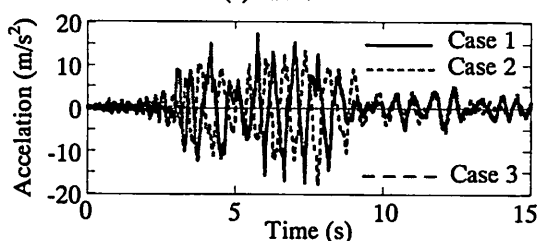
(b) B橋脚

(2) 変位

図-9 応答加速度及び変位応答(鳥取県西部地震の日野記録(EW成分)を作用させた場合)

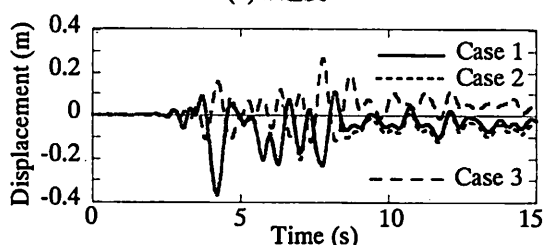


(a) A橋脚

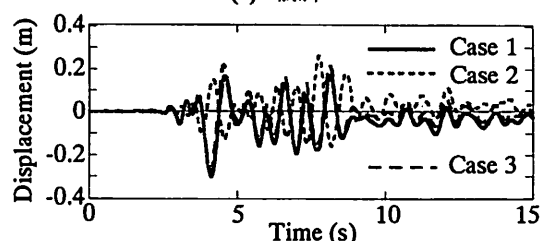


(b) B橋脚

(1) 加速度



(a) A橋脚



(b) B橋脚

(2) 変位

図-10 応答加速度及び変位応答(新潟県中越沖地震の小千谷記録(EW成分)を作用させた場合)

以上のように設計したA橋脚及びB橋脚の天端における荷重-変位の骨格曲線を図-4に示す。解析に際しては、これを1自由度系のばね・質点系モデルに置換した。橋脚の履歴特性には、ひび割れ点を見逃したバイリニア型のTakeda model⁵⁾を用いている。1次剛性としては橋脚の降伏剛性を用い、2次剛性は0と仮定している。

4. 材料特性のばらつき

コンクリート圧縮強度については、高橋らの研究³⁾による統計値を用いた。これには、標準水中養生と現場水中養生されたものがあるが、本研究では現場水中養生の結果を用いた。高橋らによる研究のうち、本研究で対象と橋脚の設計基準強度 20.6N/mm^2 と同じ強度の条件の実験があったため、この結果を用いることとした。結果を表-3に示す。合計2576体に

対する実験が行われている。平均強度は 17.6N/mm^2 であり、変動係数0.137に相当するばらつきがある。ここでは、コンクリート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⁴⁾のうち、径32mmと径22mmのSD345及びSD295に対する結果を用いた。これらの統計値を表-4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、鉄筋の弾性係数のばらつきについては、適切な実験結果が得られなかったため、ここでは $2.0 \times 10^2 \text{ kN/mm}^2$ とした。

上記したA橋脚及びB橋脚の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-5、図-6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 $9.9 \times 10^4 \text{ kN/m}$, 0.031, 曲げ耐力の平均値と変動係数はそれぞれ $7.5 \times 10^3 \text{ kN}$, 0.035と

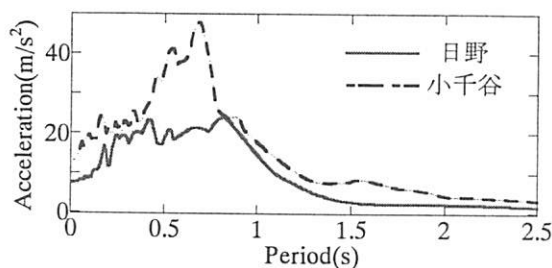


図-11 鳥取県西部地震の日野記録と新潟県中越地震の小千谷記録の加速度応答スペクトル

なる。また、B橋脚では、降伏剛性の平均値と変動係数はそれぞれ $5.9 \times 10^4 \text{ kN/m}$ 、0.048、曲げ耐力の平均値と変動係数はそれぞれ $3.9 \times 10^3 \text{ kN}$ 、0.047となる。

5. 入力地震動

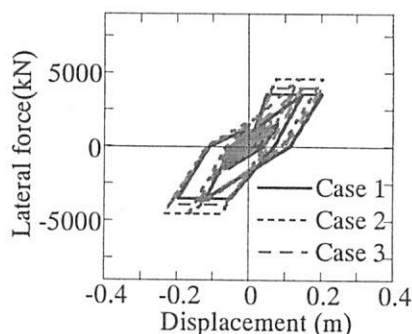
入力地震動としては、マグニチュード M が $6.5 \leq M < 7.5$ 、震央距離 R が $0 \text{ km} \leq R < 30 \text{ km}$ で観測された36地点の水平2成分、計72成分の地震動を使用する。いずれもK-NET、KiK-netの記録である。地盤条件としてI種地盤だけ用いている。観測地点の地盤種別は道路橋示方書に基づいて地盤の特性値より区別した。

以上の記録地震動群をマグニチュードについては $6.5 \leq M < 7.0$ 、 $7.0 \leq M < 7.5$ の2区分、震央距離 R については $0 \text{ km} \leq R < 10 \text{ km}$ 、 $10 \text{ km} \leq R < 20 \text{ km}$ 、 $20 \text{ km} \leq R < 30 \text{ km}$ の3区分、計6区分に分類した。 $6.5 \leq M < 7.0$ のカテゴリーには、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、2001年芸予地震、2003年三陸南地震、2008年岩手・宮城内陸地震が含まれている。図-7及び図-8は、それぞれマグニチュード及び震央距離で区分した入力地震動の応答スペクトルである。

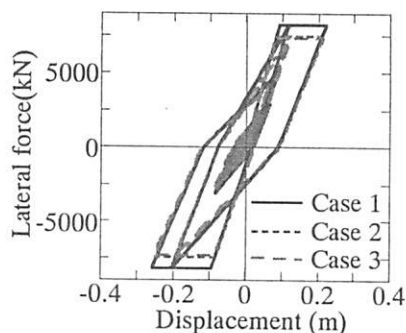
$6.5 \leq M < 7.0$ 、 $7.0 \leq M < 7.5$ のいずれの場合にも、 $0 \text{ km} \leq R < 10 \text{ km}$ の領域の地震動には0.5～1秒で卓越した固有特性を有する地震動が含まれている。これらはI種地盤上の記録としては、かなり特性の異なる記録であり、地盤種別の判定も含めて検討の余地がある。

6. 橋脚の損傷度

図-9および図-10は、 $6.5 \leq M < 7.0$ で $0 \text{ km} \leq R < 10 \text{ km}$ のカテゴリーに属する2000年鳥取県西部地震(M7.3)によるKiK-net日野記録、および $7.0 \leq M < 7.5$ 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(M6.8)によるK-NET小千谷記録を作用させた場合のA橋脚およびB橋脚の応答加速度および応答変位である。10,000橋脚に対する解析のうち、任意の3橋脚に対する応答を示している。コンクリート圧縮強度や鉄筋の降伏強度の違いによって同一

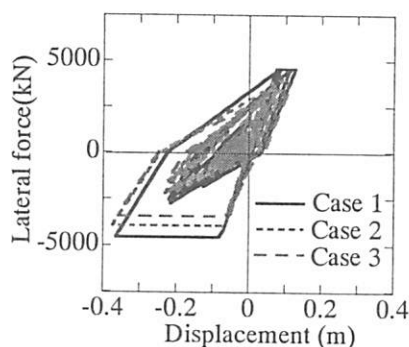


(a)A橋脚

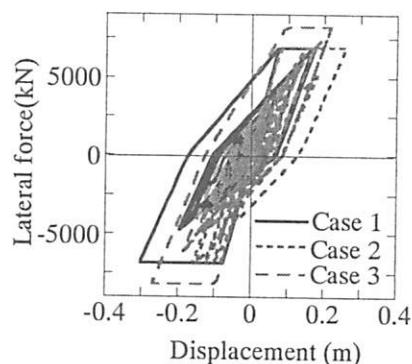


(b)B橋脚

図-12 水平荷重－水平変位関係(鳥取県西部地震の日野記録(EW成分)を作用させた場合)



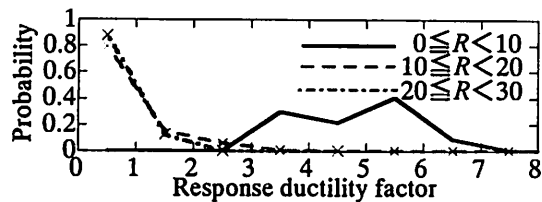
(a)A橋脚



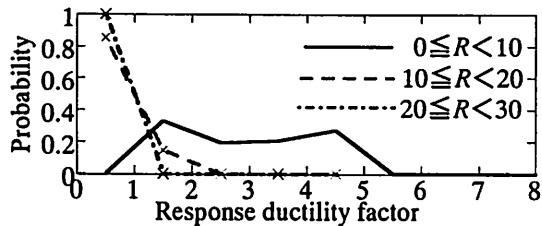
(b)B橋脚

図-13 水平荷重－水平変位関係(新潟県中越沖地震の小千谷記録(EW成分)を作用させた場合)

の地震動に対しても、有意に応答特性が変化している。なお、日野記録よりも小千谷記録の方がより大きな応答変位を示しているが、これは図-11に示されるように、小千谷記録の方がA橋脚の基本固有周

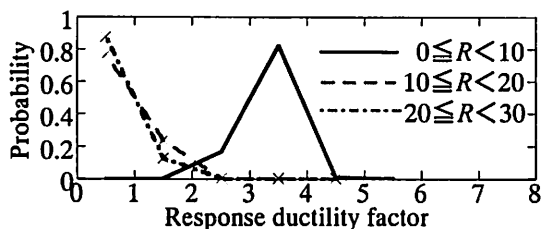


(a) A橋脚

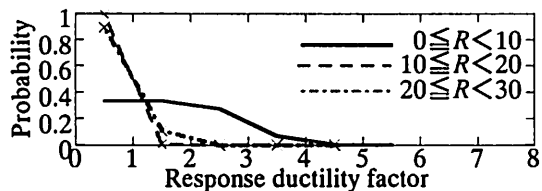


(b) B橋脚

図-14 6.5 ≤ M < 7.0の地震動を作用させた場合の応答塑性率



(a) A橋脚



(b) B橋脚

図-15 7.0 ≤ M < 7.5の地震動を作用させた場合の応答塑性率

期において、より大きな応答加速度を示すためである。

図-12および図-13は、上記の応答に対する水平荷重-水平変位の履歴曲線を示したものである。図-5および図-6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、同一の地震動に対する水平荷重-水平変位の履歴が有意に変化している。

以上のような解析を各カテゴリー毎に行い、A橋脚およびB橋脚に地震動を作用させて得られる損傷確率 p を式(1)によって求めると、図-14、図-15のようになる。これより、橋脚の応答塑性率に関して以下の事項が指摘される。

1) A橋脚では、 $6.5 \leq M < 7.0$ で $0 \text{ km} \leq R < 10 \text{ km}$ の場合には、橋脚の応答塑性率が $3 \leq \mu < 4$ となる確率 p は0.298、 $4 \leq \mu < 5$ となる確率 p は0.215である。また、塑性率が6という点、1960年代の設計基準で造られた橋脚では相当の被害が見込まれるレベルであり、

かなり高い確率で橋脚が被害を受ける可能性があることを示している。一方、 $7.0 \leq M < 7.5$ で $0 \text{ km} \leq R < 10 \text{ km}$ の場合には、橋脚の応答塑性率が $3 \leq \mu < 4$ となる確率 p は0.272と、 $6.5 \leq M < 7.0$ の場合とあまり変わらないが、 $4 \leq \mu < 5$ となる確率 p は0.0003と、 $6.5 \leq M < 7.0$ の場合よりも低くなる。カテゴリー毎の地震動波形が異なるため、マグニチュードのレンジが増加しても必ずしも想定通りには損傷確率が増加するわけではない。

2) B橋脚の場合には、 $6.5 \leq M < 7.0$ で $0 \text{ km} \leq R < 10 \text{ km}$ では、橋脚の応答塑性率が $3 \leq \mu < 4$ となる確率 p は0.826とA橋脚よりも高くなるが、 $4 \leq \mu < 5$ となる確率 p は0.01と、A橋脚に比較して低い。また、応答塑性率が6以上となる確率はほとんど0であり、A橋脚よりも耐震性が高いことによる影響が現れている。応答塑性率が6以上となる確率は0.487と高い。また、 $7.0 \leq M < 7.5$ で $0 \text{ km} \leq R < 10 \text{ km}$ の場合には、橋脚の応答塑性率が $3 \leq \mu < 4$ となる確率 p は0.064、 $4 \leq \mu$ となる確率 p は0と、A橋脚に比較すると極めて低くなる。

7. 結論

本研究では、コンクリート強度および鉄筋の降伏強度、地震動のばらつきを考慮して、橋脚の耐震性を検討した。I種地盤を仮定した各1基だけの橋脚に対する解析であり、昭和39年鋼道路橋示方書で設計した橋脚では、当時の実務設計とは異なり、主鉄筋段落しがないと仮定していること等から、本解析は一般論として昭和39年および平成14年の技術基準で設計された橋梁の特性を代表するものではないが、ここに示した結果から得られた結論は以下の通りである。

- 1) $7.0 \leq M < 7.5$ 、 $0 \text{ km} \leq R < 10 \text{ km}$ の地震動を受けた場合に、応答塑性率が4以上となる確率は、A橋脚では0.0003であるが、B橋脚では0である。
- 2) $7.0 \leq M < 7.5$ 、 $0 \text{ km} \leq R < 10 \text{ km}$ の地震動を受けた場合に、損傷確率がほぼ0となる応答塑性率はA橋脚では5以上であるのに対して、B橋脚では4以上である。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：鋼道路橋示方書，1964。
- 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) 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。
- 4) 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。
- 5) 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。