

道路橋示方書に基づく RC 橋脚の許容塑性率の 工学的位置づけに関する考察

西田 秀明¹・運上 茂樹²

¹正会員 工修 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ耐震チーム 主任研究員(〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)

²正会員 工博 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ耐震チーム 上席研究員(同上)

1. はじめに

道路橋示方書の次期改定では、部分係数に基づく設計体系の導入が予定されている。この設計体系の導入に際しては、設計で想定する限界状態の明確化と目標とする安全性の水準の設定、さらにそれを担保するものとしての安全率（部分係数）の設定が必要となる。このうち、目標とする安全性の水準と部分係数は、現行基準により設計される構造物の有する安全性が社会的に認知されているものとして、現行と同程度の安全性水準を確保するように、コードキャリブレーションによって設定することが想定されている。

ここで、現行基準を満足する構造物の安全性の評価結果は、照査において想定している状態や安全性の評価に用いたデータに依存して変わりうる。従って、想定した状態や根拠としたデータを明確にすることが、部分係数設計法に基づく設計体系では一層重要である。また、想定した状態や根拠を明確にすることは、将来の更なる安全性水準の向上や、合理的な設計に関する検討などを行う際に、研究開発を実施すべき事項に優先度を考慮する際にも有効である。

本文では、曲げ破壊型 RC 橋脚における耐震性に関する照査項目の一つである塑性率を対象に、現行の道路橋示方書 V 耐震設計編¹⁾における許容塑性率が有する安全性水準とその位置づけを明確にすることを目的として、正負交番載荷実験における損傷状況並びに実測データとの比較により考察した結果を示す。

2. 道路橋示方書における許容塑性率

道路橋示方書 V 耐震設計編(以下、道示 V)では、曲げ破壊型と判定された RC 橋脚の許容塑性率 μ_a を、式(1)のように定義している。

表-1 曲げ破壊型と判定された RC 橋脚の許容塑性率を算出する場合の安全係数¹⁾

照査する耐震性能	タイプ I の地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数 α	タイプ II の地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数 α
耐震性能 2	3.0	1.5
耐震性能 3	2.4	1.2

$$\mu_a = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \quad (1)$$

ここで、

δ_u : 終局変位、 δ_y : 降伏変位

α : 安全係数で、表-1による

ここで、終局変位 δ_u は、橋脚基部断面において、圧縮側最外縁引張鉄筋位置におけるひずみがコンクリートの終局ひずみに達した時に、慣性力作用位置に生じる水平変位で与えられる。また、コンクリートの終局ひずみは、タイプ I 地震動では拘束コンクリートの最大応力度時のひずみ、タイプ II 地震動では最大応力度の 80%にまで低下した時、としている。

許容塑性率は、耐震性能及び地震動タイプにより異なっているが、このうち地震動タイプにより安全係数やコンクリートの終局ひずみが異なるのは、大規模な振幅の繰り返し回数の違いを許容塑性率設定に反映させたためである。

地震動タイプの違いが RC 橋脚のじん性能に及ぼす影響については、同一諸元の供試体に対し、載荷繰り返し回数を変化させた実験により検証されている²⁾。ここでは、各載荷ステップ δ_0 (δ_0 は初降伏変位)における載荷繰り返し回数をそれぞれ 1 回、3 回、10 回とし、水平変位は $1\delta_0 \rightarrow 2\delta_0 \rightarrow 3\delta_0 \rightarrow \dots$ と漸増させたものと、各載荷ステップにおける載荷繰り返し回数を 1 回とし、水平変

位は $1\delta_o \rightarrow 3\delta_o \rightarrow 5\delta_o \rightarrow 15\delta_o$ としたもの、の合計 4 体の実験結果の比較が行われている。これより、載荷繰り返し回数 10 回の実験とそれ以外の実験でじん性能の結果を大別し、それぞれタイプⅠ、タイプⅡ地震動に対応づけている。また、実験において、載荷方向と直交する面(圧縮及び引張を受ける面)に対する損傷の進展状況と、水平荷重－水平変位関係を比較すると、かぶりコンクリートの剥落が生じ始めると水平荷重が大きく低下し始めることが示されている。この実験結果と比較すると、計算による終局変位 δ_u は、概ねかぶりコンクリートの剥落が生じ始める時と対応するものとして説明できる。したがって、さらに安全係数を考慮した許容塑性率時においては、地震動タイプによらず、かぶりコンクリートの剥落が生じていない状態であることが推測できる。

3. 終局変位の工学的位置づけに関する考察

道示Ⅴにおける許容塑性率は、式(1)においても明確なように終局変位との関係が大きいと推測されることから、まず、終局変位の工学的位置づけについて検討する。ここでは、実大規模の鉄筋コンクリート橋脚模型を用いた正負交番載荷実験の結果から考察する³⁾。

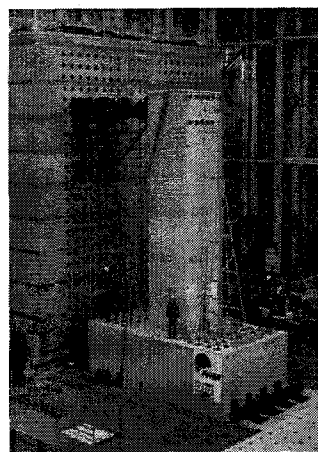
橋脚模型は、断面が $2,400 \times 2,400\text{mm}$ の正方形で柱基部から載荷点までの高さ $9,600\text{mm}$ 、軸方向鉄筋比 1.2%、帯鉄筋体積比 0.89% である。各載荷ステップにおける載荷繰り返し回数は 3 回であり、軸力は作用させていない。セットアップ状況を写真－1、供試体図を図－1に示す。

実験により得られた水平荷重－水平変位関係を図－2に示す。ここで、バイリニアの線は、道示Ⅴに基づいて計算したタイプⅡ地震動に対する水平耐力－水平変位関係である。なお、計算値に軸方向鉄筋の伸び出しによる変位は加えていない。

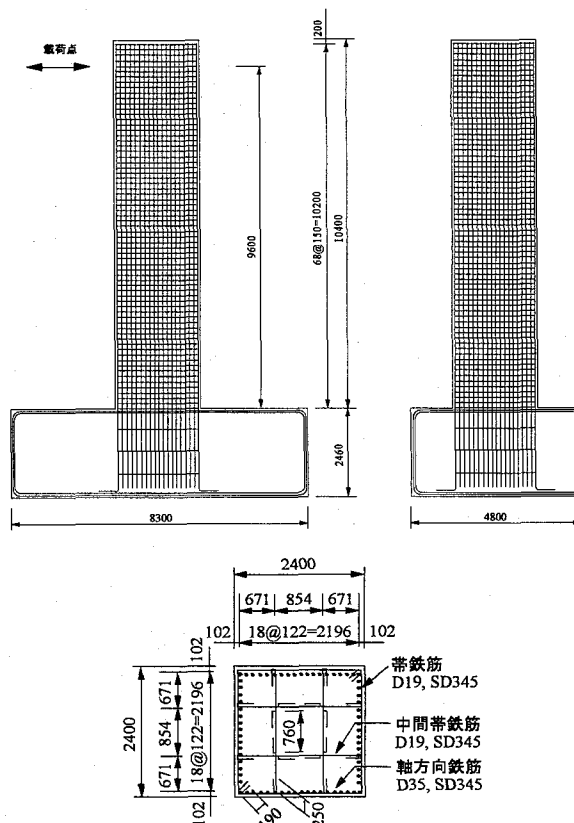
この実験では、 $4\delta_y$ で最大荷重点となり(図－2の○)、かつ、かぶりコンクリートが剥落し始めた。さらに、 $6\delta_y$ で(同図の◎)、内部コンクリートの損傷が進展するとともに、軸方向鉄筋が橋脚基部から高さ 800mm 程度の範囲で顕著に座屈し、水平荷重が大きく低下し始めた。かぶりコンクリートが剥離し始めた $4\delta_y$ の 1 サイクル目及び水平荷重が大きく低下し始めた $6\delta_y$ の 1 サイクル目の損傷状況を写真－2に示す。

計算により求めた終局変位は 0.297m (塑性率 6.17)であり、軸方向鉄筋の座屈が進み、内部コンクリートへの損傷が進展することで水平荷重が大きく低下し始める変位と概ね対応している。

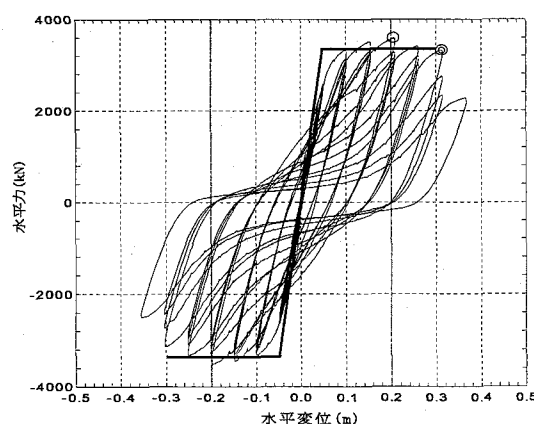
この実験結果と前述の載荷繰り返し回数の影響を検証した小型の供試体の実験結果を比べると、計算により求めた終局変位時の損傷状態はやや異なるように見える。しかし、小型の供試体の実験では、かぶりコンクリート



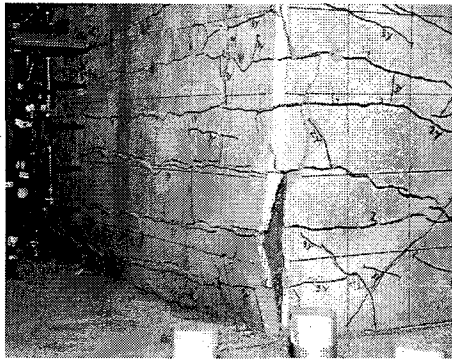
写真－1 供試体セットアップ状況



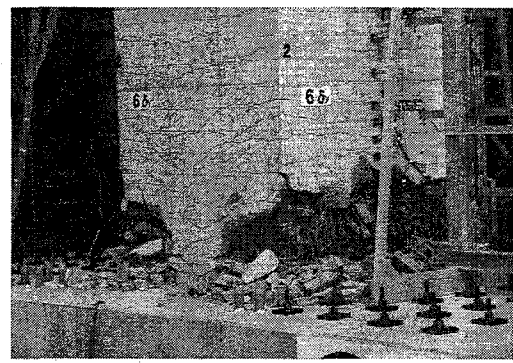
図－1 実大橋脚模型供試体



図－2 実大橋脚模型実験による水平荷重－水平変位関係



(1) 4 δ_y の 1 サイクル目



(2) 6 δ_y の 1 サイクル目

写真-2 実大橋脚模型実験における損傷状況³⁾

表-2 終局変位の評価に用いた正負交番载荷実験の供試体諸元

(1) 载荷繰返し回数が少ない実験 (タイプII地震動を想定)³⁾⁴⁾

供試体名	断面寸法 (载荷方向)	断面寸法 (直角方向)	高さ	軸方向 鉄筋	軸方向 鉄筋比 (%)	帯鉄筋 ・ 中間帯鉄筋	帯鉄筋 体積比 (%)	軸応力度 (MPa)
L1	2400	2400	9600	D35	1.20	D19ctc300	0.35	0
L2	2400	2400	9600	D35	1.20	D19ctc150 中間4本	0.89	0
M1	1200	1200	4800	D13	0.77	D6ctc120	0.10	1.0
M3	1200	1200	4800	D13	0.77	D10ctc75 中間4本	1.03	1.0
M4	1200	1200	4800	D16	1.21	D10ctc75 中間4本	1.03	1.0
98-1	600	600	3010	D10	0.95	D6ctc75	0.33	1.0
98-2	600	600	1800	D10	0.95	D6ctc75	0.33	1.0
97-4	600	600	3010	D13	0.99	D6ctc75	0.33	1.0
97-5	600	600	3010	D13	0.99	D6ctc150	0.16	1.0
98-8	600	900	3010	D10	0.95	D6ctc75 中間2本	0.62	1.0

(2) 载荷繰返し回数が多い実験 (タイプI地震動を想定)^{1),7),8)}

供試体名	断面寸法 (载荷方向)	断面寸法 (直角方向)	高さ	軸方向 鉄筋	軸方向 鉄筋比 (%)	帯鉄筋 ・ 中間帯鉄筋	帯鉄筋 体積比 (%)	軸応力度 (MPa)
P-10	500	500	2500	D13	2.03	ϕ 9ctc250	0.24	0
P-25	500	500	1160	D13	2.03	ϕ 9ctc50	1.18	0
7-3	600	600	3010	D10	0.95	D6ctc75	0.33	1.0

の剥落と水平荷重の低下がほぼ同時に起こっているため、どちらの状態が終局状態であるか判然としない。そこで、道示Vで想定している終局限界がいずれに対応するかを、統計的観点から考察した。

この評価には、表-2に示す、载荷繰返し回数が少ない正負交番载荷実験 10 ケース (タイプII地震動を想定)、及び载荷繰返し回数が多い正負交番载荷実験 3 ケース (タイプI地震動を想定) のデータを用いた。断面形状はいずれも矩形である。それぞれの実験ケースについて、道示Vに基づいて計算されるタイプII地震動に対する終局変位を $\delta_{u,cal}$ 、実験におけるかぶりコンクリート剥落時の水平変位 $\delta_{u,exp1}$ 、実験における水平荷重が大きく低下し始めると判断できる時の水平変位 $\delta_{u,exp2}$ を求め、 $(\delta_{u,exp1}/\delta_{u,cal})$ (以下、この比を終局変位比 A と呼ぶ) 及び $(\delta_{u,exp2}/\delta_{u,cal})$ (以下、この比を終局変位比 B と呼ぶ) を求めた。ここで、計算による終局変位には、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しの影響は含めていない。

表-2の実験ケースの主要イベント時、及び、計算の終局時における水平変位及び水平荷重の一覧を表-3に、さらに、終局変位比に対する統計量を表-4に示す。

終局変位比Aと終局変位比Bを比べると、多くの場合それほど差がないが、タイプII地震動を想定した载荷繰返しが少ない実験の一部で差があるものがある。この理由の一つとして断面諸元の影響が考えられることから、帯鉄筋体積比と終局変位比の関係について整理した。この結果を図-3に示す。これによると、帯鉄筋体積比が大きくなるほど終局変位比が小さくなる傾向があることがわかる。ここで、最小帯鉄筋径 (D13)、横拘束鉄筋の間隔 (塑性ヒンジ領域で 150mm 以下) 及び有効長 (1m 以内) に関する道示VにおけるRC橋脚の構造細目を考慮すると、実際の矩形断面RC橋脚における最小の帯鉄筋体積比は 0.34%となる。なお、横拘束鉄筋の間隔を 150mm、有効長を 1m としたときの帯鉄筋体積比は、それぞれ、D16を用いた時が 0.53%、D19で 0.76%、D22で 1.03%、D25で 1.35%、D29で 1.71%であり、D32

表-3 水平変位及び水平荷重一覧

(1) 荷重繰り返し回数が少ない実験 (タイプII地震動を想定)

供試体名	実験最大荷重時		かぶり剥落時		水平荷重低下時		道示タイプII	
	変位(m)	水平荷重(kN)	変位(m) $\delta_{u,exp1}$	荷重ステップ δ_y	変位(m) $\delta_{u,exp2}$	水平荷重(kN)	変位(m) $\delta_{u,cal}$	水平荷重(kN)
L1	0.1488	3481	0.2000	4	0.2009	3469	0.1509	3343
L2	0.2064	3593	0.2000	4	0.3142	3321	0.2974	3355
M1	0.0484	676	0.0650	5	0.0660	669	0.0708	609
M3	0.0509	681	0.0910	7	0.1069	634	0.1686	612
M4	0.0546	929	0.1200	6	0.1244	888	0.1357	868
98-1	0.0298	154	0.0690	6	0.0673	142	0.0608	133
98-2	0.0113	261	0.0352	8	0.0342	240	0.0313	223
97-4	0.0400	151	0.1100	10	0.1081	141	0.0576	137
97-5	0.0302	153	0.0660	6	0.0738	143	0.0491	136
98-8	0.0289	242	0.0850	5	0.0835	213	0.0808	213

※かぶりコンクリート剥落時の変位は、予備荷重により決定した降伏変位の整数倍の値

(2) 荷重繰り返し回数が多い実験 (タイプI地震動を想定)

供試体名	実験最大荷重時		かぶり剥落時		水平荷重低下時		道示終局時タイプI	
	変位(m)	水平荷重(kN)	変位(m) $\delta_{u,exp1}$	荷重ステップ δ_y	変位(m) $\delta_{u,exp2}$	水平荷重(kN)	変位(m) $\delta_{u,cal}$	水平荷重(kN)
P-10	0.0551	162	0.0551	4	0.0551	162	0.0320	123
P-25	0.0181	359	0.0304	5	0.0304	337	0.0156	267
7-3	0.0327	150	0.0547	5	0.0547	139	0.0416	130

※かぶりコンクリート剥落時は、いずれも水平荷重低下時と同一荷重ステップ(変位)で発生

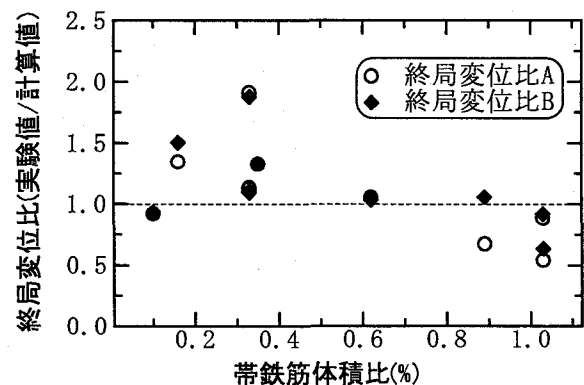
とすると帯鉄筋体積比に関する上限値である 1.8%を上回る。従って、実橋脚で想定される帯鉄筋体積比と、実験におけるそれを比較すると、現行設計を満足しない帯鉄筋体積比の実験が半分程度含まれていることがわかる。そこで、現行設計を満足する帯鉄筋体積比となっているデータに着目すると、終局変位比 A に比べ、終局変位比 B の方が 1 に近い傾向があることがわかる。

以上より、道示 V で想定しているタイプII地震動に対する終局変位は、降伏変位を基準変位とし、各荷重ステップでの繰り返し回数 3 回程度で変位漸増させた正負交番荷重実験において、軸方向鉄筋の座屈が顕著となり内部コンクリートに損傷が生じ始め、水平荷重が低下し始める段階と概ね対応しているといえる。ただし、細かく見ると、実質、軸方向鉄筋径のみが異なる供試体 98-1 と供試体 97-4 では、後者の終局変位比が大きく、鉄筋量だけでは一概に比較できないケースがある。これは、単に鉄筋量のみだけでなく、相似則の観点から断面と軸方向鉄筋の寸法の間接関係を考慮して道路橋橋脚の諸元により近い実験供試体に対するデータを用いないと、評価結果に差が生じうることを示している。従って、本来であればデータを精査し統計量を求めるべきであるが、ここでは一律に取り扱っていることに注意が必要である。

同様に、タイプI地震動を想定した、繰り返し回数が

表-4 終局変位比に関する統計量

想定地震動	イベント	平均値	変動係数
タイプII地震動	かぶり剥落	1.09	35.5%
	水平荷重低下時	1.15	30.2%
タイプI地震動	かぶり剥落	1.66	19.3%

図-3 帯鉄筋体積比と終局変位比の関係
(荷重繰り返し回数が少ない実験の場合)

多い正負交番載荷実験3ケースについても終局変位比の統計量を求めると、終局変位比の平均値は、タイプII地震動の場合と比べて大きくなった。なお、繰り返し回数の多い実験では、かぶりコンクリート剥落と水平荷重の低下が同一載荷ステップで発生したことから、終局変位比AとBは同一である。現行設計を満足する供試体の実験データがないうえ、数が少ないため断定することは難しいが、道示Vで想定しているタイプI地震動に対する終局変位は、かぶりコンクリート剥落以前の段階にとどまる可能性が高いと推察される。この理由としては、道示Vにより終局変位を計算する際、タイプI地震動の場合の終局ひずみをコンクリートの最大応力度時のひずみに抑えていることが一因と考えられる。

3. 許容塑性率の工学的位置づけに関する考察

図-2に示す水平荷重-水平変位関係をみると、水平荷重には明確なピークはなく、軸方向鉄筋の降伏を過ぎたあたりから終局に至るまではほぼ平坦である。これは、一般的な規模の単柱式鉄筋コンクリート橋脚では、柱基部に作用する軸応力度は1~2MPa程度と低く、P- δ 効果の影響が小さいことが一因と考えられる。曲げ破壊型の場合、水平荷重がほぼ一定の間はひびわれが進展する程度であり、かぶりコンクリートの剥離、剥落、軸方向鉄筋の座屈までは特異なイベントはない。

ところで、許容塑性率は、式(1)に示すように、終局変位を基準として、これに安全係数を考慮して定めている。前述のように、終局変位は、タイプII地震動の場合、軸方向鉄筋の座屈が顕著となり内部コンクリートに損傷が生じ始め、水平荷重が低下し始める段階に対応していることから、許容塑性時には、安定した水平荷重を維持し、ひびわれ程度の損傷しか生じていない状態にあると考えられる。よって、許容塑性率は、特異なイベントの発生点とは対応づけられず、終局変位に対する安全余裕を考慮して決められているといえ、安全余裕度を定量的に示すことで許容値の工学的な位置づけを説明できるといえる。そこで、式(1)より計算上求められる許容塑性率となる時の水平変位(許容変位)を $\delta_{a,cal}$ と、実験における終局変位 $\delta_{u,exp2}$ から $(\delta_{u,exp2}/\delta_{a,cal})$ に対する統計量を求めた。

表-2に示す供試体を対象として統計量を求めた結果を表-5に示す。また、 $(\delta_{u,exp2}/\delta_{a,cal})$ の確率分布が対数正規分布に従うと仮定して求めた、実験値 $\delta_{u,exp2}$ が許容値 $\delta_{a,cal}$ を下回る確率も合わせて示す。

この結果から、RC橋脚のタイプII地震動に対する許容変位は、修復性を考慮する耐震性能2に対しては終局変位を9割程度の確率で、耐震性能3に対してはそれよ

表-5 $(\delta_{u,exp2}/\delta_{a,cal})$ に関する統計量

想定地震動	耐震性能	安全係数 α	平均値	変動係数	水平荷重低下時の変位が許容変位を下回る確率
タイプII	耐震性能2	1.5	1.53	28.0%	8%
	耐震性能3	1.2	1.31	29.2%	21%
タイプI	耐震性能2	3.0	3.41	30.3%	$\approx 0\%$
	耐震性能3	2.4	3.01	27.4%	$\approx 0\%$
	α 非考慮	1.0	1.66	19.3%	0.5%

りやや低い8割程度の確率で、それぞれ超えない値として設定されていることがわかる。また、かぶりコンクリート剥落時の変位に対しては、耐震性能2では8割強、耐震性能3に対して7割程度の確率で、それぞれ超えない値と位置づけられる。平均的には、許容変位は、最大荷重時より大きく、かぶりコンクリート剥落時より小さな値と位置づけられる。

また、タイプI地震動については、データ数等の関係から数値そのものの信頼性は別途検討が必要であるが、タイプII地震動の場合より安全余裕度がかなり大きく、軽微なひびわれしか発生しない状態に位置づけられる。

4. 結論

曲げ破壊型となる矩形RC橋脚を対象として、現行の道路橋示方書V耐震設計編における許容塑性率の工学的位置づけを明確にすることを目的として、正負交番載荷実験における損傷状況並びに実測データとの比較により考察し、以下の結論を得た。

- (1) 矩形断面RC橋脚において、道路橋示方書V耐震設計編に基づき算出されるタイプII地震動に対する終局変位は、軸方向鉄筋の座屈が顕著となり内部コンクリートに損傷が生じ始め、水平荷重が低下し始める段階と概ね対応している。また、タイプI地震動に対する終局変位は、かぶりコンクリート剥落以前の段階にとどまる可能性が高いと推察される。
- (2) 許容塑性率は、水平荷重の最大値や断面の損傷などの特異なイベントの発生とは対応づけられず、終局変位に対する安全余裕として位置づけられる。平均的には、許容変位は、最大荷重時より大きく、かぶりコンクリート剥落時より小さな値となる。
- (3) 矩形断面RC橋脚のタイプII地震動に対する許容変位は、耐震性能2に対しては終局変位を9割程度、耐震性能3に対しては8割程度の確率で、それぞれ超えない値として位置づけられる。また、かぶりコンクリート剥落時の変位に対しては、耐震性能2では8割強、耐震性能3に対して7割程度の確率で、それぞれ超えない値と位置づけられる。

- (4)また、タイプⅠ地震動については、タイプⅡ地震動の場合より安全余裕度がかなり大きく、軽微なひびわれしか発生しない状態に位置づけられる。

参考文献

- 1)日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編・同解説、2002.
- 2)星隈順一、運上茂樹、川島一彦、長屋和宏：載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価、構造工学論文集、Vol.44A、1998.
- 3)建設省土木研究所、日本道路公団、首都高速道路公団、阪神高速道路公団：鉄筋コンクリート橋脚の耐震性及びす寸法効果の影響に関する共同研究報告書、土木研究所共同研究報告書第234号、1999.
- 4)建設省土木研究所：鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能に関する実験的研究（その1）大型模型による塑性変形性能の検討、土木研究所資料第3739号、2000.
- 5)建設省土木研究所：鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能に関する実験的研究（その3）鉄筋コンクリート橋脚の配筋合理化の検討、土木研究所資料第3764号、2000.
- 6)浅津直樹、運上茂樹、星隈順一、近藤益央：軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究、土木学会論文集 No.682/I-56、pp.177-194、2001.
- 7)建設省土木研究所：RC 橋脚の動的耐力に関する実験的研究－（その1）昭和56年度～昭和58年度の検討結果－、土木研究所資料第2232号、1985.
- 8)建設省土木研究所：RC 橋脚の動的耐力に関する実験的研究－（その2）断面形状、荷重載荷方向、らせん鉄筋及びせん断補強鉄筋の影響－、土木研究所資料第2279号、1986.