

論文 想定外を勘案した RC 橋脚の耐震性能評価と維持管理戦略

戸井 干輝*1・木野村 宏昭*2・鶴田 浩章*3・堂垣 正博*4

要旨: 東北地方太平洋沖地震は、これまで経験したことのない未曾有の巨大地震であった。新聞やマスコミなどで“想定外”という言葉が飛び交った。将来の発生が危惧される南海トラフ地震に備え、想定以上の地震への対応策を考えておくことは減災上重要なことである。ここでは、設計で想定されたあるいは想定以上の地震動が作用することを考え、弾塑性のプッシュオーバー解析で得られた RC 橋脚の性能を活用して、耐震性能を指標「余裕度」「抵抗震度」で評価した。また、想定以上の災害に対処するために、想定以上の地震が起こったときの状況を想像した事前対策のための維持管理戦略について検討した。

キーワード: 耐震性能評価, RC 橋脚, 余裕度, 想定外, 維持管理

1. はじめに

平成 7 年 1 月に兵庫県南部地震が発生し、多くの道路橋に甚大な被害が生じた。それを分析すれば、昭和 55 年以前の耐震基準に準拠して設計された橋脚の被災度が大きかった¹⁾。原因のひとつに、設計荷重が過小に想定されていたことが考えられる。想定する荷重強度が橋脚の損傷に対し、重要な因子であることが再認識できる。この被害を受けて、道路橋示方書が平成 8 年に改定され、設計荷重が見直されるとともに地震時保有水平耐力法が導入された。

平成 23 年 3 月 11 日 14 時 46 分頃に発生した東北地方太平洋沖地震では、地震とそれともなう津波によって東北地方が壊滅的な状況に至った。同地震は、プレート境界型の地震で、震源が 3 箇所ではほぼ同時に動いたため、極めて巨大な地震となった。観測史上最大の地震動加速度 2,933(gal)を観測した²⁾。これを受けて、平成 24 年 3 月に道路橋示方書が改定された。

構造物は作用荷重による効果と構造物が保有する固有の抵抗力との関係から設計されるため、作用荷重を想定しないかぎり設計できない。さきの地震のように、規定された作用荷重を上回る地震動は“想定外”の荷重と一般的に言われるが、“想定外”とすればその起こる可能性を無視する恐れがあるため、ここでは“想定以上”の荷重と記述することにする。

東北地方太平洋沖地震では、地震動そのものによる道路橋の倒壊などは報告されていないが、津波による多くの被害が報告され、新聞やマスコミでも想定外という言葉が飛び交った。現在、わが国では、この地震を教訓に、想定よりも大きな地震荷重が作用する可能性が言及されている。また、将来の発生が危惧されている南海トラフ

地震も東北地方太平洋沖地震と同じくプレート境界型の地震で、いくつかの震源域が同時に連動する危険性がある。これは、東北地方太平洋沖地震以上の規模になる可能性が推測されている。

このような状況下で、想定以上の災害への対処法を考えておくことは重要なことである。とはいっても、地震動の大きさは不確定で、極めて大きな地震動に対して設計することは、高架橋の場合、断面の大きな橋脚を作り上げることになる。それは、設計上かつ経済的に不相当である。そこで、想定以上の災害に対処するためには、想定以上のことが起こったときに、橋脚がどのような状態になっているかを把握し、早急な復旧計画が立てられるように前もって準備しておくことであろう。それゆえ、想定あるいは想定以上の荷重作用に対して橋脚の耐震性能を再評価しておくことは極めて重要である。

既往の研究においては、過去に発生した地震で計測された加速度波形を入力した動的解析によって、その地震時応答を明らかにする研究^{3), 4)}が多くなされている。作用させる地震動に過去にサンプリングされた加速度波形が用いられるので、過去にない規模の地震動に対する評価はできない。想定以上のイベントの可能性を思うと、これまでにない規模の地震動に対する評価が重要である。材料特性のばらつきや劣化を考慮した RC 橋脚の耐震性能を解析的に把握し、橋脚の強度に注目した研究^{5), 6)}は多いが、想定以上の外力に注目した研究は少ない。

ここでは、想定以上の地震荷重が作用することを念頭に、RC 橋脚が要求性能に対してどの程度余裕をもって設計されているかが判定できる“余裕度による耐震性能評価法”を提案する。そして、そのような場合を踏まえた RC 橋脚の維持管理戦略について述べる。

*1 京都市役所 修士 (工学) (正会員)

*2 関西大学大学院 理工学研究科総合理工学専攻 修士 (工学) (非会員)

*3 関西大学 環境都市工学部都市システム工学科准教授 博士 (工学) (正会員)

*4 関西大学 環境都市工学部都市システム工学科教授 工博 (正会員)

2. RC 橋脚の耐震性能の余裕度による評価法

想定内あるいは想定以上の地震動の如何に関わらず、RC 橋脚の耐震性能が定量的に評価できる方法について考える。想定内の地震動を目標に設計される現行の耐震設計法いわゆる地震時保有水平耐力法を概観した後、想定内あるいは想定以上の地震動のいずれにも適用可能な耐震性能評価法を現行の方法を参考に検討する。

2.1 耐震性能の現行評価法

RC 橋脚の天端での骨格曲線いわゆる水平荷重—水平変位曲線が図-1 (a)のように与えられるものとする。道路橋示方書 V 耐震設計編によれば、曲げ破壊に対する耐震安全性が RC 橋脚の地震時保有水平耐力 P_a (N)と規定された設計荷重との関係

$$P_a \geq k_{hc}W \quad (1)$$

から照査される。ここに、

$$k_{hc} = c_z c_S k_{hc0} \quad (2)$$

$$c_S = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \quad (3)$$

である。また、 W ：等価重量、 k_{hc} ：設計水平震度、 k_{hc0} ：設計水平震度の標準値、 c_z ：地域別補正係数、 μ_a ：許容塑性率である。

現行の方法では、上式からわかるように、橋脚の地震時保有水平耐力が、橋脚の許容変形量を式(3)の構造物特性係数 c_S で表し、これを震度に乗じて低減した外力を上回るように断面設計される。橋脚固有の耐力と変形が照査式(1)の左辺と右辺に分かれて用いられる。

2.2 耐震性能の余裕度による評価

想定内あるいは想定以上の地震動が作用したときの RC 橋脚の耐震性と損傷状況が評価できる方法を考える。

(1) 震度による耐震性能の照査

現行の照査式(1)を変形し、橋脚固有の耐力と変形から求められる抵抗震度 k_R と作用地震力を表す外力震度 k_S との関係で評価式を表せば、

$$k_R \geq k_S \quad (4)$$

が得られる。ここに、抵抗震度 k_R と外力震度 k_S は

$$k_R = \frac{P_a}{c_S W} = \frac{P_E}{W} \quad (5)$$

$$k_S = c_z k_{hc0} \quad (6)$$

で与えられる。式(5)の抵抗震度 k_R は、エネルギー一定則に則り、弾塑性応答時の橋脚が吸収できるエネルギー量を弾性変形時のエネルギー量で表したときの弾性応答水平力 P_E (N) (図-1 (b)を参照) を等価重量で除したものである。これは、耐震性能 2 あるいは耐震性能 3 の限界状態での水平変位が橋脚の天端に生じたときの震度を表している。また、式(6)の外力震度 k_S は、設計水平震度の標準値に規模の大きい地震が発生する確率を考慮する地域別補正係数を乗じたものである。したがって、式(4)に

よる照査結果から、橋脚が耐震性能 2 または耐震性能 3 のいずれかの状態にあるかが判定できる。

(2) 耐震性能の評価指標“余裕度”

想定内あるいは想定以上の地震動が作用した場合にも橋脚が設計時に比べてどの程度のレベルにあるかが判定できる余裕度

$$R = \frac{k_R}{k_S} \quad (7)$$

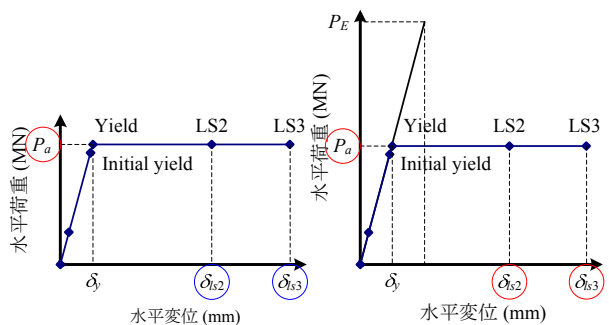
を導入する。これは、橋脚が要求される性能に対し、どの程度の余裕をもっているかを示し、

$R < 1.0$ ：要求性能を満たさず、耐震補強が必要な橋脚。

$R \geq 1.0$ ：要求性能に対し、余裕のある橋脚。

のように判定できる。したがって、余裕度 R によって、任意の地震動強度に対し、橋脚が耐震性能上、どの程度過不足な状態にあるかが容易に分かる。

現行道路橋示方書によれば、橋梁は、レベル 1 地震動に対しては耐震性能 1 を、レベル 2 地震動に対しては耐震性能 2 または耐震性能 3 を満たすように設計される。したがって、耐震性能 1 での余裕度 R_{LS1} にはレベル 1 地震動の k_S が、耐震性能 2、耐震性能 3 での余裕度 R_{LS2} 、 R_{LS3} にはレベル 2 地震動のタイプ I とタイプ II のうち、大きい方の k_S が用いられる。



(a) 現行の耐震性能評価の仕組み (b) 提案する耐震性能評価の仕組み

図-1 耐震性能評価の概念

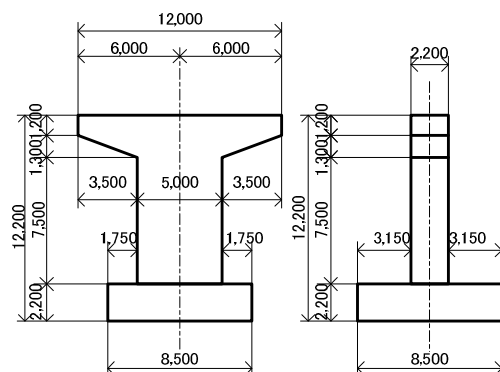


図-2 RC 橋脚の正面図と側面図

3. RC 橋脚の数値解析

3.1 設計条件

上部構造の重量を 6.9(MN)に設定し、地盤種を II 種地盤、地域区分を A1 地域、橋脚の高さを 10(m)に仮定する。橋脚の正面図と側面図は図-2 のとおりである。なお、橋脚の躯体重量は鉄筋コンクリートの単位重量 24.5(kN/m³)を用いて算定した。

3.2 対象橋脚

対象橋脚を(a)昭和 55 年版道路橋示方書⁷⁾に準拠して設計された model 1 の橋脚⁸⁾、(b)平成 14 年版道路橋示方書⁹⁾に準拠して設計された model 2 の橋脚¹⁰⁾、(c)平成 24 年版道路橋示方書¹¹⁾に準拠して設計された model 3 の橋脚¹²⁾とした。それぞれの断面図を図-3 に、構造諸元を表-1 に示す。上述(a), (b), (c)の橋脚にはそれぞれ D13, D19, D19 の横拘束筋が 150mm 間隔で設けられている。

3.3 材料のモデル化

RC 橋脚のコンクリートには、横拘束筋による拘束効果を考慮した応力-ひずみの関係

$$\sigma_c = E_c \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} \quad (0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}) \quad (8)$$

$$\sigma_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) \quad (\varepsilon_{cc} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccl})$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}} \quad (9)$$

を適用した。ここに、 σ_c : コンクリートの応力(N/mm²)、 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度(N/mm²)、 ε_c : コンクリートのひずみ、 ε_{cc} : コンクリートが最大圧縮応力に達するときのひずみ、 ε_{ccl} : コンクリートの限界圧縮ひずみ、 E_c : コンクリートのヤング係数(kN/mm²)、 E_{des} : 下降勾配(kN/mm²)である。

コンクリートと鉄筋の応力-ひずみ関係を図-4 (a)、(b)にそれぞれ示す。コンクリートの設計基準強度として、model 1 と model 2 には 21(N/mm²)、model 3 には 30(N/mm²)を仮定した。鉄筋はいずれの橋脚も SD295 で、降伏引張強度 295(N/mm²)を仮定した。コンクリートの材料特性を表-2 に示す。

3.4 数値解析の方法

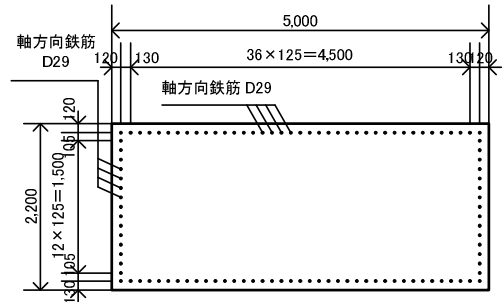
RC 橋脚の強度と変形の間係を得るため、ファイバーモデルによるプッシュオーバー解析を行った¹¹⁾。ここに、ファイバーモデルとは、断面における平面保持の仮定の下、RC 橋脚を弾塑性解析する構造モデルである。橋脚の基部には長さ

$$L_p = 9.5 \sigma_{sy}^{1/6} \beta_n^{-1/3} \phi \quad (10)$$

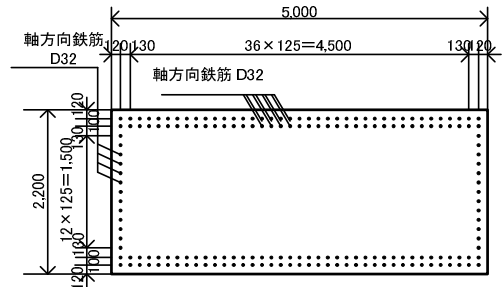
の塑性ヒンジが形成されるとした。ただし、その領域での曲率は一定とした。ここに、 σ_{sy} : 鉄筋の降伏応力、 β_n : 軸方向鉄筋のはらみ出しに抵抗するばねの定数(N/mm²)、

ϕ : 軸方向主鉄筋の直径(mm)である。

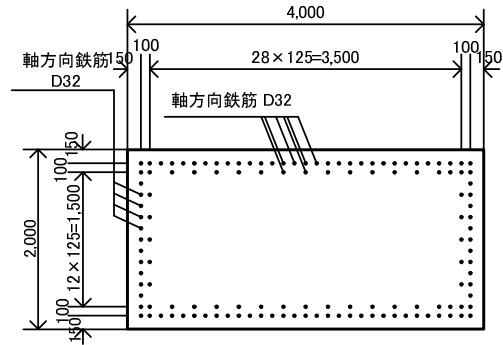
T 型単柱形式の RC 橋脚を図-5 のようにモデル化し



(a) model 1



(b) model 2

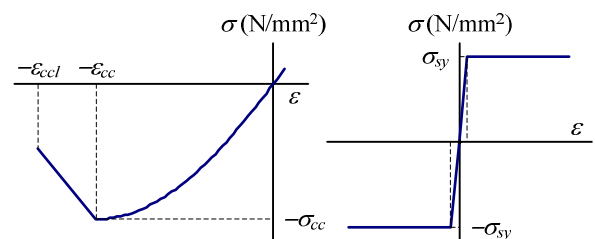


(c) model 3

図-3 橋脚の断面図

表-1 対象 RC 橋脚の諸元

モデル名	適応基準	固有周期 T(s)	設計水平震度の標準値 k _{hc0}		
			レベル 1	レベル 2	
				タイプ I	タイプ II
model 1	昭和 55	1.26	0.25	1.04	1.63
model 2	平成 14	1.30	0.25	1.02	1.57
model 3	平成 24	1.47	0.23	0.94	1.33



(a) コンクリート

(b) 鉄筋

図-4 RC 橋脚を構成する材料の応力-ひずみ関係

た。すなわち、フーチングの下端を固定し、橋脚の天端に地震動に相当する水平変位を作用させた。張り出し部に剛体棒要素、それを除く T 型橋脚の本体部分にファイバー要素を適用した。フーチングは、軸方向主鉄筋の伸張を考慮し、その断面と等価な作用水平荷重に直角軸まわりの回転ばねでモデル化した。橋脚高を 50 分割、横断面を水平荷重の作用方向に 1,000 層に分割した。

3.5 数値解析結果とその考察

橋脚の天端での水平荷重-水平変位の関係を描けば、図-6 を得る。図中、Crack：引張縁のコンクリートが引張強度に達した時点、Initial yield：初期降伏限界のことで引張縁の主鉄筋が降伏ひずみに達した時点、Yield：降伏限界、LS2：耐震性能 2 の限界で軸方向鉄筋がその性能の許容引張ひずみ ϵ_{s2} に達した時点、LS3：耐震性能 3 の限界で軸方向鉄筋がその性能の許容引張ひずみ ϵ_{s3} に達した時点を示す。

水平荷重と塑性率の関係を描けば、図-7 を得る。ここに、縦軸は降伏荷重を等価重量で除したもの、横軸は LS3 での塑性率である。本図から、RC 橋脚が耐力に重きを置いた設計か、変形能に重きを置いた設計かが読み取れる。model 1 と model 2 の RC 橋脚において、model 2 の RC 橋脚の方が、剛性が大きく、耐力が向上している。これは、軸方向鉄筋の本数が増えたことで変形しにくくなり、耐力と剛性が大きくなったからである。model 2 と model 3 の RC 橋脚を比較すれば、model 2 の RC 橋脚は耐力が大きい、変形能は model 3 に劣る。耐力と変形能の関係をバランスさせることが肝要である。

表-2 材料特性

	model 1	model 2	model 3
σ_{cc} N/mm ²	21.9	22.7	32.3
ϵ_{cc}	0.0027	0.0034	0.0033
ϵ_{ccl}	0.0052	0.0086	0.0082
E_c kN/mm ²	23.5	23.5	28.0
E_{des} kN/mm ²	4.4	2.2	3.3
n	1.52	1.39	1.53

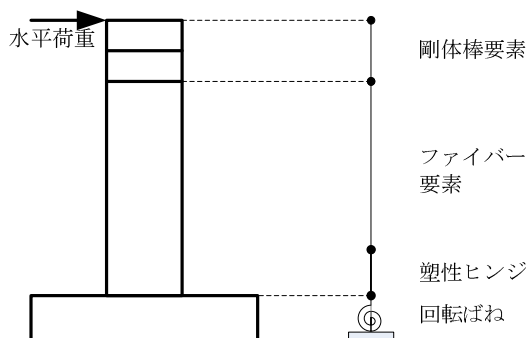


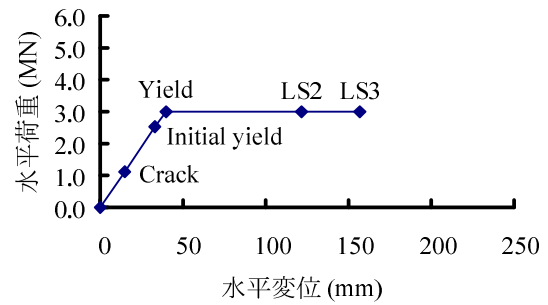
図-5 解析モデル

4. 耐震性能の評価結果と維持管理戦略

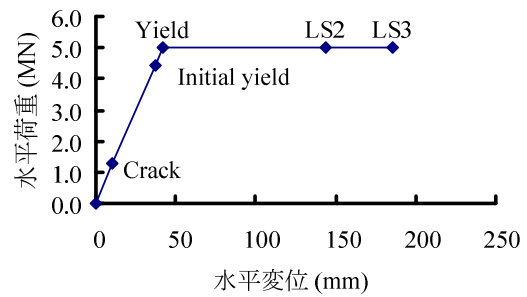
4.1 耐震性能の評価結果

3.5 で得られた結果から表-3 が作成できる。同表によれば、model 1 の RC 橋脚は R_{LS2} 、 $R_{LS3} < 1.0$ で、耐震基準を満たしていない。model 2 と model 3 の RC 橋脚はともに耐震基準を満たしている。

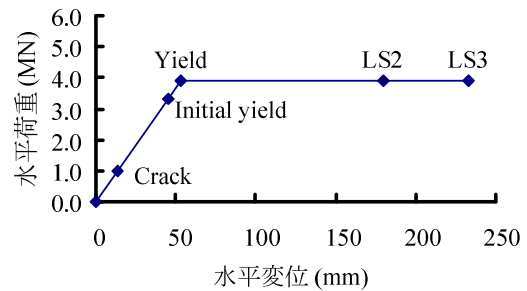
両モデルのうち、model 3 は R_{LS2} と R_{LS3} の値がともに 1.0 に近く、設計震度が外力震度をわずかに超えるように



(a) model 1



(b) model 2



(c) model 3

図-6 水平荷重-水平変位曲線の数値解析結果

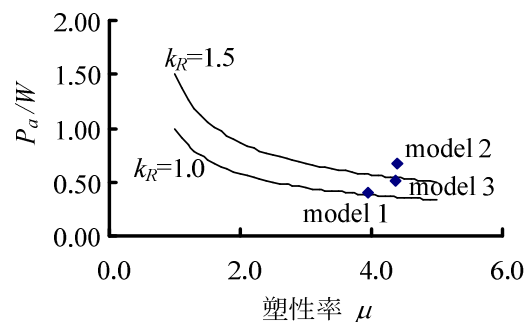


図-7 耐震基準の相違による RC 橋脚の性能比較

設計されている。外力震度の不確実性を考えないのであれば、理想に近い設計である。本橋脚は、model 2 に比べて断面が小さく、橋脚の固有周期が長くなるため、設計水平震度の標準値が下がり、橋脚の躯体重量が抑えられる。そのため、基礎への負担も少なくなる。一方、model 2 は R_{LS2} と R_{LS3} がともに model 3 より大きく、余裕のある橋脚である。それゆえ、想定以上の地震動に対しては損傷リスクが少ない。

本法によれば、耐震安全性が余裕度の大小によって評価されるため、外力との関係が直接的に明らかにされる。

4.2 地震発生後の維持管理戦略

(1) 地震発生直後の対応

地震が発生した直後に緊急輸送道路を確保することは、最も重要なことである。この検討には、図-8 の縦軸に示す指標、すなわち、抵抗震度 k_R の利用がよい。この場合、現有の耐震性能は

- $k_R < k_{LS1}$: 耐震性能 1
- $k_{LS1} < k_R < k_{LS2}$: 耐震性能 2
- $k_{LS2} < k_R < k_{LS3}$: 耐震性能 3
- $k_{LS3} < k_R$: 崩壊の危険性あり

によって判定できる。上述に用いられる橋脚に作用したとされる荷重強度は、マグニチュードから地震の加速度を予測する距離減衰式などを利用して推定される。これによって、災害直後の現場での点検が困難な場合や被災範囲が広い場合、橋梁の状態が予測でき、緊急輸送道路を選択するよなときの判断材料になる。

(2) 復旧計画の作成時

地震によって被災した橋脚の復旧計画を立てる時には、図-8 の横軸に示す指標、すなわち、残留変位 δ_R の利用がよい。この場合、現有の耐震性能は

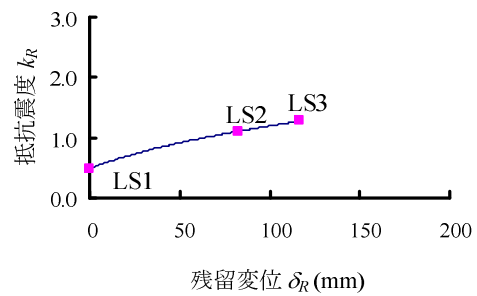
- $\delta_R = 0$: 耐震性能 1
- $0 < \delta_R < \delta_{RLS2}$: 耐震性能 2
- $\delta_{RLS2} < \delta_R < \delta_{RLS3}$: 耐震性能 3
- $\delta_{RLS3} < \delta_R$: 崩壊の危険性あり

によって判断できる。ここに、残留変位 δ_R に付けられた添字は、耐震性能の状態を示す。橋脚の修復性は、残留変位に影響される。すなわち、耐震性能 1 の状態であれば、機能回復のための修復は必要ない。耐震性能 2 の状態では、機能回復のための修復は応急的な復旧で対応される。耐震性能 3 に至れば、機能回復のための修復が不

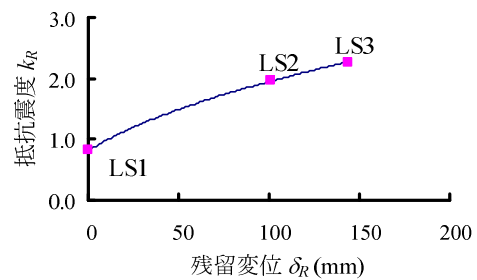
可能となる。

短期的な修復性に着目すると、以下ようになる。地震後に行われる緊急点検時に残留変位が計測できれば、橋脚の損傷度が分かり、迅速な事後対応がとれる。これには日頃から耐震性能と補修・補強工法との関係明らかにしておく必要がある。地震動を受けて橋脚が損傷したとき、輸送経路を確保するための復旧計画を立てるよなときの判断材料になる。災害時には、早急な復旧が求められるため、このような事前の資料が重宝である。

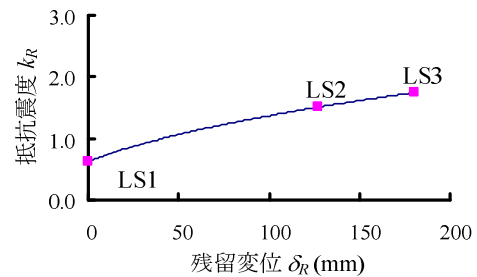
平成 24 年度版の道路橋示方書¹¹⁾には、維持管理の現実性が求められている。維持管理を基本に、設計時に想定した荷重が橋脚の性能のどのレベルを目指したものか、想定以上の地震動が作用すると橋脚がどのような状態に



(a) model 1



(b) model 2



(c) model 3

図-8 抵抗震度と残留変位の関係

表-3 RC 橋脚の耐震性能の余裕度による評価結果

モデル名	外力震度 k_S			抵抗震度 k_R			余裕度 R		
	レベル 1	レベル 2		LS1	LS2	LS3	LS1	LS2	LS3
		タイプ I	タイプ II						
model 1	0.25	1.25	1.63	0.49	1.10	1.28	1.94	0.68	0.78
model 2	0.25	1.22	1.57	0.81	1.95	2.27	3.24	1.24	1.44
model 3	0.23	1.13	1.33	0.63	1.51	1.75	2.73	1.13	1.31

陥るかなどを想像しながら設計する創造性が求められる。

例として、model 1, model 2, model 3 の RC 橋脚に外力震度 $k_S=1.50\sim 1.75$ に相当する地震動が作用した場合を考える。これを応答加速度に換算すると、1,470～1,715(gal)に相当する。この場合、model 2 は耐震性能 2 の状態にあり、緊急輸送道路として機能しているあるいは応急的な復旧で機能すると判断できる。一方、model 1 は耐震性能 3 の抵抗震度 k_{RLS3} を超え、橋脚は崩壊していると推測される。また、model 3 は耐震性能 3 の状態にある。それゆえ、model 1, model 3 の橋脚で支えられる橋梁は緊急輸送道路として機能しない可能性が高い。一方、model 2 の橋脚で支えられる橋梁は緊急輸送経路として機能する。このように緊急輸送経路の選択のひとつの目安となる。

橋脚に作用する地震動は地震のマグニチュードや震源などのデータから求めることができるので、橋梁の大まかな状況が推測できる。災害直後の混乱した状況の中でも、少ない情報で状況が把握できるため、早急な対応が取れる。想定以上の地震を勘案した場合、どのような荷重が作用すると橋脚がどのような状態に至るかを明らかにしておくことが重要である。

地震災害が発生したときに上述のような状況が起こることを想像しながら日頃から設計することが重要である。すなわち、設計基準の要求性能を満足したから設計が完了したとするのではなく、たとえば、災害時に緊急輸送道路として利用する場合には、設計基準よりも余裕を持たせて設計するといった姿勢である。橋梁が地震後にどのような役割を担うかを意識し、余裕度のような指標を参考に設計することが肝要である。単に基準を満足するからよいで終わるのではなく、設計者が実際の状況を想像し、橋脚の性能を創造する設計が望まれる。

5. おわりに

想定内あるいは想定以上の地震が起こることを念頭に、昭和 55 年度版、平成 14 年度版、平成 24 年度版の耐震基準に準拠して設計された RC 橋脚の耐震性能を指標「余裕度」「抵抗震度」によって再評価した。本研究で得られた結果をまとめると、以下のようである。

- 1) 設計荷重からどの程度の余裕をもって設計されていたかを耐震性能評価指標「余裕度」で調べた。
- 2) 想定以上の地震が起こる可能性を考えれば、変形能より耐力に重きを置いた設計の方が有利である。

- 3) 昭和 55 年度版の基準で設計された橋脚は、余裕度が 1.0 未満で、未補強の場合には平成 24 年度版の基準に準拠して耐震補強される必要がある。
- 4) 橋脚の抵抗強度を「抵抗震度」によって定量化した。
- 5) 設計の時から震災後の復旧を意識した設計の重要性を示した。

参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告—土木構造物の被害—第 1 章，土木学会，pp.11-15，1996
- 2) 気象庁 HP：<http://www.seisvol.kishou.go.jp/>
- 3) 右近八郎，幸左賢二，井上晋，吉沢義夫：RC 標準橋脚のファイバーモデルによる交番載荷実験シミュレーション解析，コンクリート工学年次報告集，Vol.17，No.2，pp.463-468，1995
- 4) 中澤宣貴，川島一彦，塚淳一：ファイバー要素を用いた RC 橋脚の地震応答解析法に関する研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.48A，pp.779-810，2002
- 5) 名古屋和史，石川義樹，前原康夫：材料劣化を考慮した既設 RC 橋脚の耐震性能に関する一検討，地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，Vol.9，pp.69-76，2006
- 6) 中田宙志，松崎裕，川島一彦：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，地震工学研究発表会論文集，土木学会，Vol.65，pp.468-477，2009
- 7) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，1980
- 8) 日本道路協会編：道路橋の耐震設計に関する資料，丸善，1996
- 9) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，2002
- 10) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，2012
- 11) 日本道路協会：道路橋の耐震設計における鉄筋コンクリート橋脚の水平力—水平変位関係の計算例 (H24 版道示対応)，2012
- 12) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 I 共通編，丸善，2012