

地震時保有水平耐力法により設計された RC 橋脚の 耐震安全性のばらつきに関する確率論的考察

秋山充良¹・松中亮治²・土井充³・鈴木基行⁴

¹正会員 工修 東北大学助手 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 06)

²正会員 工修 鹿島建設(株) 建設総事業本部土木設計本部(〒107-8502 東京都港区赤坂 6-5-30)

³学生員 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 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 06)

1. はじめに

近年、「構造物の信頼性に関する一般原則(ISO2394)」に基づいた設計規準類の国際化に関して議論が進められている¹⁾。そして、規定された性能や安全性の照査法として、信頼性理論を適用する流れにある²⁾。

本研究では、こうした観点から、信頼性理論を用いた RC 橋脚の耐震設計例を提示するため、著者らにより先に提案された複数の限界状態から構造系としての破壊確率を算定する構造系信頼性評価法³⁾と逐次 2 次計画法(SQP 法)に基づく構造最適化手法⁴⁾を組み合わせた設計フローを用いた。本設計フローは、設計対象とする構造系が目標破壊確率を満足し、かつ特定の目的関数を最小化(あるいは最大化)することを可能にするものである。そこで、平成 8 年道路橋示方書⁵⁾に基づき設計された連続ラーメン橋橋脚から算定される破壊確率を目標破壊確率に設定し、高さの異なる 3 つの単柱式 RC 橋脚の保有安全性をこの破壊確率値で均一化するように耐震設計した。そして、道路橋示方書によりこの単柱式 RC 橋脚を設計した場合との比較を行い、確定論的な手法により設計された構造物毎の保有安全性のばらつきについて考察した。

なお、本研究の中では、供用期間内に発生する入力地震波の大きさやその生起確率などは検討していない。つまり、本研究で提示する確率値は、道路橋示方書に規定されるタイプ II 地震動が作用した時の、いわゆる条件付きのものである。

2. 信頼性理論を用いた構造最適化手法

信頼性理論と構造最適化手法を組み合わせた設計問題は、以下のように定式化される。

$$\text{find } \{\mathbf{D}\} \quad (1)$$

$$\text{such that } Pf_{sys} = Pf_{sys}(\mathbf{D}, \mathbf{X}, \mathbf{Z}) \leq Pf_{all} \quad (2)$$

$$\text{and } W = W(\mathbf{D}) \rightarrow \min \quad (3)$$

$$D_i^l \leq D \leq D_i^u \quad (4)$$

$$f_i(\mathbf{D}) \leq 0, \quad (i = 1, \dots, m) \quad (5)$$

$$h_j(\mathbf{D}) = 0, \quad (j = 1, \dots, l) \quad (6)$$

ここに、

W : 目的関数

$\mathbf{D}$: 設計変数

$\mathbf{X}$: 耐力や構造解析より得られる応答値などを表す確率変数

$\mathbf{Z}$: 橋脚高さなど確定値とみなせる変数

D_i^u, D_i^l : 設計変数の上下限値

Pf_{sys} : 構造系信頼性評価法による破壊確率³⁾

Pf_{all} : 目標破壊確率

f, h : 不等号および等号制約条件

式(1)～(6)で明らかのように、式(2)の確率値に基づく制約条件を除き、通常の最適化手法を用いることで、目的関数 W を最小化する設計変数ベクトル $\mathbf{D}$ を決定できる。本研究では、制約条件付き最小化問題の解法として、最も有力な手法の一つである SQP 法⁴⁾を用いた。

予め設定した目標安全性を設計対象構造物に付与することになる確率値に対する制約条件、式(2)は、単に設計変数に関する 1 階偏導関数を算定できれば、SQP 法に容易に組入れることができる。構造系信頼性評価法から算定される破壊確率は、設計変数に関し陽な数式で表現されないため、本研究では、式(7)の差分近似で代替した値を用いることとした。

$$\frac{\partial f_i}{\partial D_k} = \frac{f(D_k + \Delta(D_k)) - f(D_k - \Delta(D_k))}{2 \times \Delta(D_k)} \quad (7)$$

ここに、 $\Delta(D_k)$ は、個々の設計変数毎に設定した。

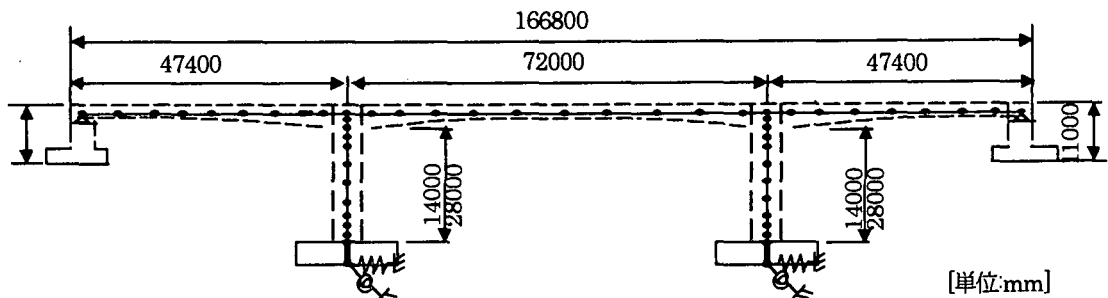


図-1 解析対象 PC 径間連続ラーメン橋

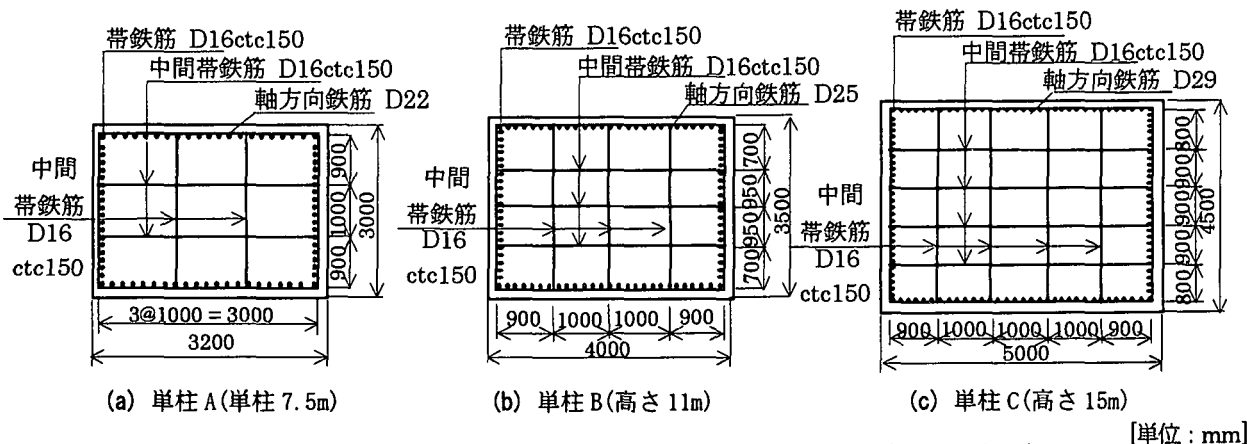


図-2 試設計された橋脚の断面および配筋状況(上下方向が橋軸方向に相当)

3. 信頼性理論を用いた RC 橋脚の耐震信頼性評価

(1) 解析対象 RC 橋脚

解析対象は、図-1 にモデル化されるⅡ種地盤上の連続ラーメン橋橋脚と単柱式 RC 橋脚である。ラーメン橋橋脚は、RC 橋脚で高さ 14m と 28m の 2 ケース(橋梁 A: 橋脚高さ 14m, 橋梁 B: 橋脚高さ 28m), また、単柱式 RC 橋脚は、高さ 7.5m, 11m, 15m の 3 ケース(単柱 A: 橋脚高さ 7.5m, 単柱 B: 橋脚高さ 11m, 単柱 C: 橋脚高さ 15m) を想定した。そして、現行の道路橋示方書のタイプⅡの地震動に対する耐震設計の照査を過不足なく満足する橋脚躯体となるように試設計した。ラーメン橋橋脚の試設計の際には、軸方向鉄筋は D16~D32 の範囲の 2 段配筋と

し、帯鉄筋は D13~D19 の範囲で、その間隔は 10cm もしくは 15cm とした。その他の細目は、道路橋示方書に準じ、橋軸方向および橋軸直角方向ともに各照査を満足するように断面幅とあわせて鉄筋量を修正した。単柱式 RC 橋脚の場合にも、軸方向鉄筋を 1 段配筋とする他は、同様の条件で試設計した。

試設計された単柱式 RC 橋脚の断面および配筋状態を図-2 に示した。また、試設計された各橋脚の断面諸量および道路橋示方書に基づく照査結果をそれぞれ表-1 および表-2 に示した。表-2 には、後述する限界状態式から構造系信頼性評価法により求められるタイプⅡ地震動作用時の各橋脚の破壊確率(安全性指標)も併記している。本研究では、前述したように地震波の生起確率を考

表-1 橋脚の断面諸量

	単柱 A (高さ 7.5m)	単柱 B (高さ 11m)	単柱 C (高さ 15m)	橋梁 A (高さ 14m)	橋梁 B (高さ 28m)
固有周期(sec)*	0.57 0.54	0.80 0.73	1.09 1.00	0.68 0.55	1.11 0.90
断面寸法(m)	3.0×3.2	3.5×4.0	4.5×5.0	4.0×6.0	5.5×7.0
軸方向鉄筋	D22-78 本	D25-96 本	D29-122 本	D22-228 本	D32-330 本
帯鉄筋	D16@150	D16@150	D16@150	D16@100	D16@100
中間帯鉄筋	D16@150	D16@150	D16@150	D16@100	D16@100
帯鉄筋比	橋軸方向	0.17%	0.16%	0.33%	0.37%
	直角方向	0.18%	0.19%	0.35%	0.33%
破壊確率 Pf_{sys} (安全性指標 β)	1.23×10^{-1} (1.16)	2.87×10^{-1} (0.56)	2.05×10^{-1} (0.82)	4.80×10^{-2} (1.67)	1.00×10^{-1} (1.26)

*) 降伏剛性を用いて算定(上段: 橋軸方向, 下段: 橋軸直角方向)

表-2 タイプII地震動に対する照査結果

		橋梁 A	橋梁 B			単柱 A	単柱 B	単柱 C
橋軸方向	終局水平耐力(MN)	16.2	23.7	橋軸方向	終局水平耐力(MN)	3.62	4.36	6.61
	せん断耐力(MN)	26.4	47.4		せん断耐力(MN)	6.05	8.85	13.63
	破壊形態	曲げ	曲げ		破壊形態	曲げ	曲げ	曲げ
	等価水平震度	0.56	0.70		地震慣性力(MN)	3.30	4.28	6.36
	終局時水平震度	0.58	0.71		許容残留変位(m)	0.075	0.11	0.15
	許容残留変位(m)	0.16	0.30		残留変位(m)	0.05	0.10	0.14
	残留変位(m)	0.11	0.28		判定	OK	OK	OK
	判定	OK	OK		終局水平耐力(MN)	3.77	4.82	7.13
橋軸直角方向	終局水平耐力(MN)	8.6	13.7	橋軸直角方向	せん断耐力(MN)	6.33	9.76	14.70
	せん断耐力(MN)	27.5	42.4		破壊形態	曲げ	曲げ	曲げ
	破壊形態	曲げ	曲げ		地震慣性力(MN)	3.10	3.89	6.36
	許容塑性率	5.26	5.89		許容残留変位(m)	0.075	0.11	0.15
	地震慣性力(MN)	6.40	13.4		残留変位(m)	0.03	0.06	0.09
	許容残留変位(m)	0.16	0.30		判定	OK	OK	OK
	残留変位(m)	0.07	0.29					
	判定	OK	OK					

*)降伏剛性を用いて算定

慮していないため、算定される破壊確率(安全性指標)は、地震危険度解析を含めて信頼性解析を行った場合に比べ、相当に大きくなっている。

なお、表-1に示す安全性指標 β とは、破壊確率 P_f と $\beta \equiv -\Phi^{-1}(P_f)$ (Φ : 標準正規分布の累積分布関数)の対応関係を有するものである。

(2) 限界状態の設定

橋脚躯体の地震時安全性照査は、橋軸方向、橋軸直角方向ともに、せん断破壊、変形性能、残留変位に対して行う。そこで、破壊確率算定のための限界状態式 g_i を以下のように定義した($i=1\sim 3$:橋軸方向, $i=4\sim 6$:橋軸直角方向)。

a) せん断破壊に対する照査

構造系の保有する安全性を確率的に正しく評価するためには、材料強度や耐力算定式などの持つばらつきの影響により、曲げ破壊型橋脚におけるせん断破壊の生じる危険性も考慮して破壊確率を算定する必要がある。そこで、式(8)で表されるせん断破壊に対する限界状態式を設定した。

$$g_i = \alpha_1 V_{c,i} + \alpha_2 V_{s,i} - \alpha_3 V_{act,i}, \quad (i=1,4) \quad (8)$$

ここに、

$V_{c,i}$: 帯鉄筋以外が受け持つせん断耐力⁶⁾

$V_{s,i}$: トラス理論に基づく帯鉄筋が受け持つせん断耐力

$V_{act,i}$: 作用せん断力

α_1 : $V_{c,i}$ が持つばらつきを考慮する係数

α_2 : $V_{s,i}$ が持つばらつきを考慮する係数

α_3 : 作用せん断力の推定に伴うばらつきを考慮する係数

b) 変形性能に対する照査

変形性能に対する照査から破壊確率を算定する際の限界状態式を式(9)のように定義した。

$$g_i = \alpha_4 \delta_{U,i} - \alpha_5 \delta_i, \quad (i=2,5) \quad (9)$$

ここに、

$\delta_{U,i}$: 終局変位

δ_i : エネルギー一定則により推定される応答変位

α_4 : 終局変位算定過程に含まれるばらつきを考慮する係数

α_5 : 地震時応答変位を推定するための係数

本研究の中では、目標破壊確率を満足し、かつ特定の目的関数を最小化するまで、最適化の計算を繰返す。通常の構造最適設計では、最適化の過程で行われる構造解析が全体の計算時間を支配する。本研究でも、最適化の繰返し計算毎に、更新された断面諸量を有する各橋脚に対して、破壊確率を計算するために必要となる地震時応答変位 δ_i を動的解析により求めることは、多大な計算時間を必要とする。そこで、エネルギー一定則により地震時応答変位 δ_i を推定することにした。なお、エネルギー一定則により推定される変位は、想定地震波や構造物の固有周期により、動的解析より求められる応答変位との差が異なる⁷⁾ため、式(9)にある係数 α_5 によりその影響を考慮した。

c) 残留変位に対する照査

残留変位に対する照査から破壊確率を算定する際の限界状態式を式(10)のように定義した。

表-3 各確率変数の分布形およびパラメータ

限界状態式での記号	確率分布	確率分布パラメータ	
		平均値	変動係数
V_C	正規分布	耐力算定式	10.0%
V_S	正規分布	耐力算定式	8.0%
V_{act}	正規分布	曲げ耐力より逆算	4.6%
α_1	正規分布	1.02	8.2%
α_2	正規分布	1.22	14.5%
α_3	正規分布	1.00	30.0%
δ_U	正規分布	終局変位	6.1%
δ	正規分布	エネルギー一定則より推定	30.0%
α_4	正規分布	1.16	25.0%
α_5		動的解析結果への補正係数	(確定値)
δ_{Ra}		$(h_a^*)/100$	(確定値)
δ_y	正規分布	降伏変位算定値	8.2%
C_R	正規分布	残留変位比応答スペクトル(=0.6)	50.0%

*) 橋脚基部から上部構造慣性力作用位置までの距離

$$g_i = \delta_{Ra} - C_R(\alpha_5 \delta_i - \delta_{y,i}), \quad (i = 3, 6) \quad (10)$$

ここに、

δ_{Ra} : 許容残留変位

C_R : 残留変位比応答スペクトル⁸⁾

$\delta_{y,i}$: 降伏変位

地震時に生じる残留変位の算定は、川島ら⁹⁾による残留変位の応答スペクトルに基づき算定した。これは、我が国の地盤上で得られたマグニチュード 6.5 以上の 63 成分の強震記録に対して剛性低下を考慮しないバイリニア型の履歴特性を有する 1 質点系モデルから導かれたものである。特に、降伏剛性に対する降伏後の 2 次剛性の比が零のときには、構造物の固有周期、想定する地盤種別、地震時に生じる応答変位の大きさに関わらず残留変位比応答スペクトルの平均値は概ね $\overline{C_R} = 0.6$ 、標準偏差は $\sigma_{CR} = 0.3$ であることが報告されている。そこで本研究では、この値を用いて、残留変位に対する照査から破壊確率を算定した。なお、本研究で対象とするような RC 部材では、通常履歴モデルとして剛性低下型の Takeda モデルなどが用いられる。この場合には、除荷剛性が初期剛性よりも小さくなるため、実際の RC 部材の $\overline{C_R}$ 値は、上記の値よりも小さくなることが指摘されている。しかしながら、兵庫県南部地震後に行われた被災橋脚の残留変位に関する調査では、i) 撤去しなければならないほどの残留変位が生じるに至った損傷メカニズムが解明されていない⁹⁾、ii) マクロ的に橋脚形状などの諸要因に着目して統計処理を試みても、残留変位やそれが生じる方向

表-4 材料強度のばらつきの設定¹¹⁾

変数	規格値 (MPa)	平均値 (MPa)	変動係数
コンクリート圧縮強度	23.5	28.2	10%
コンクリート弾性係数	2.45×10^4	強度に依存	強度に依存
鉄筋降伏点強度	345	414	7%
鉄筋弾性係数	2.06×10^5	2.00×10^5	1%

※全変数は、互いに独立な正規変数と仮定

の持つばらつきの大きさを説明できない¹⁰⁾、などが報告されている。このため、前述したような最大応答変位のみからの推定ではかなりの誤差を含む可能性がある。従って現状では、残留変位比応答スペクトルの平均値 $\overline{C_R} = 0.6$ 、標準偏差 $\sigma_{CR} = 0.3$ として式(10)より算定される破壊確率は、過度に安全側の評価にはならないと考える。

(3) 確率変数の分布形とパラメータ

材料強度の持つばらつき、構造解析の持つばらつき、および実験結果などに基づき提案された耐力算定式の持つばらつきなどにより、式(8)～(10)に示した各変数は、確率変数として取り扱う必要がある。そこで、既往の文献などに基づき、各確率変数の平均値や変動係数を設定した。結果の一覧を表-3 に示す。なお、本研究の中で考慮した材料強度の規格値に対する平均値の大きさや変動係数の一覧¹¹⁾を表-4 に示した。

(4) 目的関数と制約条件の設定

表-1 に示す橋梁 A および橋梁 B の破壊確率 Pf_{sys} は、表-3 に示される確率変数の条件のもとで、式(8)～(10)の各限界状態式から構造系信頼性評価法³⁾により求めたタイプ II 地震動に対する値である。本研究では、この破壊確率を目標破壊確率に設定し、単柱 A から単柱 C に対して、信頼性理論を用いた構造最適化手法により耐震設計を行う。これにより、表-1 に示されるように、道路橋示方書に基づき試設計された段階で生じていた単柱毎の保有安全性(破壊確率)のばらつきが均一化されることになる。

式(1)～(6)の設計フローを体系化させるためには、目的関数 W を設定する必要がある。そこで本研究では、橋脚下端部の曲げ耐力(せん断力に換算)とせん断耐力の線形和が最小になるときを最適な設計状態と考え目的関数 W を定義した。なお、ここで提示する最適化過程では、後述するように鉄筋量のみを変化させることで各耐力値を増減させており、断面寸法や橋脚高さなどの幾何学的諸元は変更していない。この場合、せん断耐力と曲げ耐力の比を最小化するように目的関数 W を定義するなど

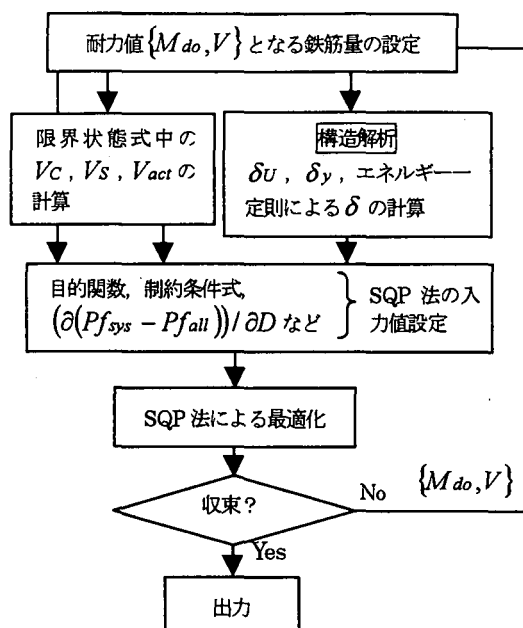


図-3 単柱式RC橋脚の設計フロー

した検討も行ったが、断面諸量が最小な解を得ることを目的とした場合には、一様に不合理なものであった。

目的関数の各耐力値は、橋軸方向に対して算定した。さらに、破壊確率に対する制約の他に、曲げ耐力は、ひび割れ曲げモーメントを下限値とし、せん断耐力は、帯鉄筋D19を100mmピッチで配筋したときの値を上限値とする条件も加えた。このとき、単柱式RC橋脚の最適化は以下のように定式化される。

$$\text{find } \{\mathbf{D}\} \quad (11)$$

$$\text{such that } Pf_{sys} = Pf_{sys}(\{\mathbf{D}, \mathbf{X}, \mathbf{Z}\}) \leq Pf_{all} \quad (12)$$

$$\text{and } W = V + \frac{M_{do}}{h_a} \rightarrow \min \quad (13)$$

$$M_{c,do} \leq M_{do} \quad (14)$$

$$V_s \leq V_s^u \quad (15)$$

$$\{\mathbf{D}\} = \{M_{do}, V\} \quad (16)$$

ここに、

h_a : 橋脚高さ(単柱A:7.5m, 単柱B:11m, 単柱C:15m)

M_{do} : 橋脚下端の曲げモーメント

$V (= V_c + V_s)$: せん断耐力

$\mathbf{X}$: 表-3に示す各確率変数

$\mathbf{Z}$: α_s, δ_{Ra} (確定値)

$M_{c,do}$: 橋脚下端のひび割れ曲げモーメント

V^u : せん断耐力の上限値

設計変数は、式(11)～(16)にある曲げ耐力およびせん断耐力としたが、実際の最適化過程では、SQP法から得られる次のステップの耐力値が決定されると、まず図-2に示される断面諸元のうち、軸方向鉄筋量と帯鉄筋量をパラメータにとり、その耐力値を満足するように鉄筋量を修正した。従って、式(13)に基づき目的関数 W を最小化することは、使用鉄筋量の最小化を図っているとも言

える。なお、鉄筋量の修正は、図-2の断面諸元を基本とし、単に各位置の鉄筋断面積を連続型変数として増減させた。そして、求められた新たな鉄筋量を持つ各橋脚に対して、エネルギー—変位則により地震時応答変位 δ_i などを推定した。またあわせて、構造系の破壊確率を算定するために必要となる表-3中の他の変数の平均値を更新した。

信頼性理論と構造最適化手法を組み合わせた耐震設計フローを図-3にまとめて示した。

4. 破壊確率値に基づく単柱式RC橋脚とラーメン橋脚の安全性レベルの整合

道路橋示方書に基づき耐震設計された橋梁Aおよび橋梁Bの構造系としての破壊確率 Pf_{sys} は、表-1に示す通りである。そこで、式(12)で与えられる目標破壊確率 Pf_{all} として、この橋梁Aおよび橋梁Bの破壊確率 Pf_{sys} を与えることで3つの単柱の最適設計を行った。

単柱A～Cの保有する安全性を橋梁Aおよび橋梁Bの保有する安全性と整合させるために必要な単柱の曲げ耐力およびせん断耐力を図-4に示す。なお、図-4の横軸は破壊確率を安全性指標に変換している。図中の各耐力値は、表-4に示す材料強度の平均値から計算し、せん断耐力は、限界状態式の中で用いている算定式によるものである。さらに図-4より、道路橋示方書に基づき試設計した際の単柱の各耐力値から、最適設計を行い、橋梁Aおよび橋梁Bと同一の安全性を保有するために必要な耐力値の増加率を算定したものが図-5である。

橋梁Aは、橋梁Bに比べ保有安全性が高いため、橋梁Aの保有安全性に整合させるためには各単柱の曲げ耐力

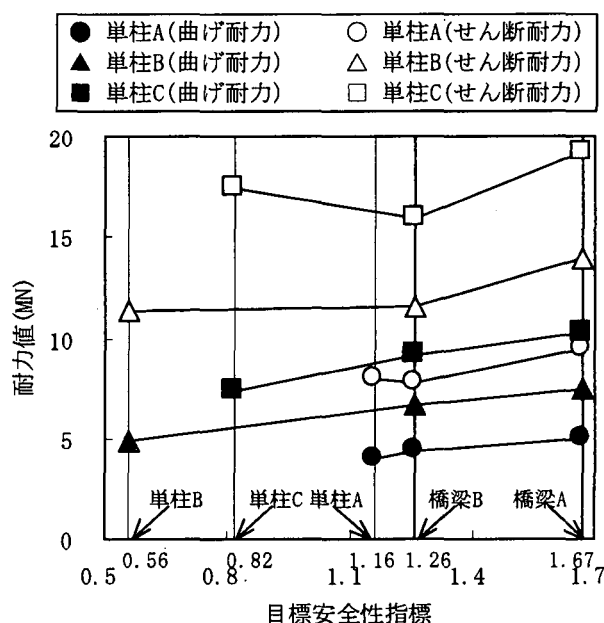


図-4 単柱式RC橋脚の耐力の推移

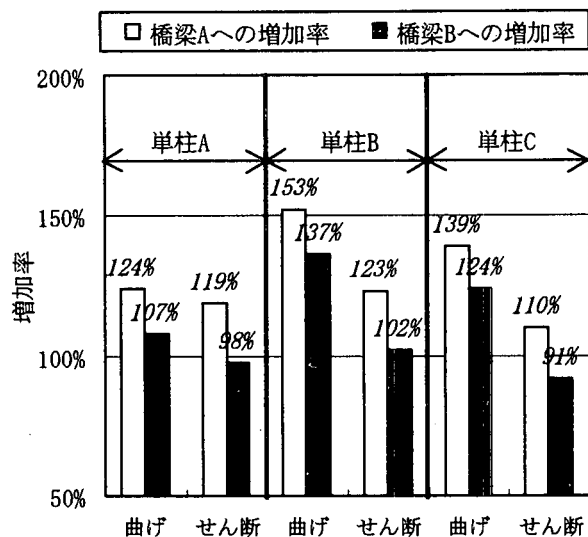


図-5 橋梁A, Bと安全性を整合させるのに必要な耐力増加率

およびせん断耐力をともに増加させる必要がある。さらに、単柱Bは最も保有安全性が低いため、他の2つの単柱に比べかなり大きな耐力の増分が必要となる。道路橋示方書に基づき設計された時点で、3つの単柱の破壊確率はラーメン橋橋脚のそれに比べ小さかったため、このような耐力増加率となった。各橋脚の耐力増加率の違いは、試設計時の状態に左右されるが、単柱式RC橋脚の安全性を高く設定した最適設計を行うと、3つの橋脚ともに、試設計時に対して、せん断耐力の増分以上に曲げ耐力をより大きくした、すなわち耐力比を小さくした設計にしなければならない結果となった。

現行の設計手順では、許容値に近い、つまり安全マージンの少ない限界状態が幾つあろうとも、それらの影響は反映されない。また、残留変位に対する照査のように、応答値のばらつきが極めて大きいと思われる限界状態も様々な安全側の配慮がなされた上で確定的な照査をするため、どの程度の安全性が確保されているのかを定量的に把握することができない。その結果として、過不足なく道路橋示方書の規準を満足するような同じコンセプトのもとで設計を試みても、構造系としての安全性を確率的に考えた場合には、提示した5つの構造物で表-1に示すような保有安全性の差が生じる。

本研究の中では、目標破壊確率を設定するまでには至っておらず、また、道路橋示方書に基づき試設計された状態から、最適化によって得られる断面諸量の変更分は一律に決まるわけではないため、図-5に示す単柱毎の耐力増加率に一般性はない。しかしながら、破壊確率の値に基づいて道路橋示方書により耐震設計された構造物間の保有安全性のばらつきを整合させると、この程度の断面諸量の変更が必要になる場合が確認された。このように確定的な手法により耐震設計を行う場合、構造物毎の安全性が均一化されていない可能性に留意する必要

がある。今後は、従来行われてきた安全側の配慮と設計変数が本来持つ不確定要因の大きさの関係を定量的に検証し、本研究で提示したような確率論的手法を反映させるなどして、改善していく必要があると思われる。

5. 結論

本研究により得られた結論を以下に示す。

- (1) 構造系信頼性評価法と SQP 法に基づく構造最適化手法を組み合わせることで、設計対象構造系が、目標破壊確率を満足し、かつ特定の目的関数を最小化(あるいは最大化)する中で構造設計を行うフローを提示した。
- (2) 確定的な手法により耐震設計を行う場合、構造物毎の安全性が均一化されていない可能性に留意する必要がある。今後、本研究で提示したような確率論的手法を反映させることで、改善していく必要があると思われる。

参考文献

- 1) 白木渡, 井面仁志, 荒川雅生, 今井慈郎, 石川浩: 送電用標準鉄塔に関する LRFD フォーマットの提案, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.395-401, 2000.
- 2) 鈴木誠: 構造物設計の国際標準化の動向-ISO 2394 構造物の信頼性に関する一般原則, 第25回地震工学研究発表会特別講演・パネルディスカッション資料, 1999.
- 3) 鈴木基行, 秋山充良, 山崎康紀: 構造系の信頼性評価法およびRC橋脚の耐震設計への適用に関する研究, 土木学会論文集, No.578/V-37, pp.71-87, 1997.
- 4) ASNOP 研究会編: 非線形最適化プログラミング, 日刊工業新聞社, 1991.
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996.
- 6) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, No.372/V-5, pp.167-176, 1986.
- 7) 鈴木基行, 秋山充良, 田中慎介, 丸中孝通: 降伏過程を考慮したRC2層ラーメン高架橋の合理的耐震設計法の提案, 土木学会論文集, No.634/V-45, pp.269-278, 1999.
- 8) 川島一彦, Gregory A.MACRAE, 星隈順一, 長屋和宏: 残留変位応答スペクトルの提案とその適用, 土木学会論文集, No.501/I-29, pp.183-192, 1994.
- 9) 阿部哲子, 藤野陽三, 阿部雅人: 1995年兵庫県南部地震による阪神高速高架橋の被害と2,3の分析, 土木学会論文集, No.612/I-46, pp.181-199, 1999.
- 10) 幸左賢二, 小野紘一, 藤井康男, 田中克典: 被災RC橋脚の残留変位に関する研究, 土木学会論文集, No.627/V-44, pp.193-203, 1999.
- 11) 足立幸郎, 運上茂樹: 材料強度等のばらつきが鉄筋コンクリート橋脚の地震応答特性に及ぼす影響, JCI コンクリート構造系の安全性評価研究委員会報告書・論文集, pp.367-374, 1999.