

信頼性理論を用いた構造最適設計手法の提案および RC 橋脚の耐震安全性評価への適用

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フェロー会員 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)

性能規定に基づく設計体系への移行が求められている。本研究では、信頼性理論と構造最適化手法を統合させて、設定する任意の安全性に対応できる設計フローを構築した。そして、提案手法を連続ラーメン橋の橋脚躯体と単柱式 RC 橋脚の耐震設計に適用し、道路橋示方書により耐震設計した場合との比較検討を行った。その結果、(1)提案手法は確率論に基づく設計を具現化した有力な手法であり、従来の規準に比べ、より合理的な設計が可能である、(2)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提案手法に基づき整合させると、断面諸量の変更が必要になる場合がある、ことなどの結論を得た。

Key Words: *system reliability theory, structural optimization, seismic performance, rigid-frame bridge, RC bridge pier*

1. はじめに

仕様書的な技術体系から性能規定に基づく技術体系への転換が求められている。そして国際的には、構造設計においては、その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¹⁾。この場合、設計変数の持つ様々な不確定要因、例えば、材料特性や構造解析の精度などを考慮し、想定した限界状態が生起する可能性(破壊確率)が、要求信頼性レベル(目標破壊確率)を満足するように設計されることになる。これにより、設計対象構造物が有する限界状態に対する余裕度を破壊確率値により定量的に制御することが可能となり、ラーメン橋脚や単柱式橋脚など形式の異なる構造物の安全性レベルを整合させた設計も可能となる。

こうした信頼性理論に基づく構造設計を行う場合には、第一に限界状態の設定が必要となる。例えば、本研究で対象とするような PC ラーメン橋の場合、その橋脚躯体の耐震設計の照査は、一般的にせん断破壊、変形性能、そして残留変位に対して行われる。従来の確定的な構造設計では、設計断面は、通常支配的な 1 つの限界状態に対する照査で決定される。しかし、複数の限界状態を同時に考慮した構造系を対象にして信頼性理論を用いた構造

設計を行う場合、代表的な限界状態に対して、目標破壊確率を満たす設計を行ったとしても、構造系として算定される破壊確率は、その目標破壊確率を満たしていないことになる²⁾。従って、このような PC ラーメン橋の橋脚躯体の安全性をある許容値以内に抑えるためには、生起する可能性のある全ての限界状態から、構造系としての破壊確率を算定する必要がある。一方、目標破壊確率を満足する設計変数には多数の組合せが存在するため、最適な設計状態であることを判断する基準を与えなければ、設計値を探索する作業を体系化することができない。そこで、構造系の破壊確率を目標破壊確率以内とする制約条件のもとで、適当な目的関数値の最小化(あるいは最大化)を図る構造最適化手法を援用する必要がある。

こうした観点から、本研究ではまず、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²⁾と逐次 2 次計画法(SQP 法)に基づく構造最適化手法³⁾を組み合わせることで、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)する中で構造設計を行うフローを構築した。そして、提案手法を PC3 径間連続ラーメン橋の橋脚躯体と単柱式 RC 橋脚の耐震設計に適用し、目標破壊確率の相違が設計断面に与え

る影響や、ラーメン橋橋脚と単柱式RC橋脚の保有安全性の差異について定量的評価を行った。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考慮しておらず、想定地震動は、平成8年道路橋示方書⁴⁾に規定されるタイプII地震動に限定している。つまり、本研究中の破壊確率値は、タイプII地震動が作用したときの、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の提案

(1) 既往の研究とその問題点

構造最適化の目標規範は、設計対象とする構造物に対して、幾つかの制約条件のもとで最も効率よくある目的を満足する結果を見出すことである。従来、目的とは、構造物に関わる重量や費用などを最小化することなどが考えられてきた⁵⁾。

一方、ISOをはじめとする設計基準類の国際化の中で、信頼性設計法が注目を集めている。信頼性設計法は、設計対象とする構造物に対して、代表的な複数個の限界状態を抽出し、設計に関わる各種の不確定要因を考慮した上で、限界状態が生起する可能性を確率値(いわゆる破壊確率)として表現し、その破壊確率をある許容値内に抑えることを目標とした設計法である。これを具現化するためには、これまで提案されてきた、複数の限界状態を同時に考慮した構造系の破壊確率算定手法、例えば、Ditlevsenの限界値⁶⁾やPNET法⁷⁾などにに基づき破壊確率を算定し、最終的にその構造系が規定された目標破壊確率を満足するように各確率(設計)変数の値を探索していく必要がある。しかしながら、単に既往の破壊確率算定手法から得られる値と目標破壊確率の比較から、設計変数を探索していくことは、非常に困難な作業を伴う。なぜなら、複数の限界状態に対して、各確率変数それぞれの設計点を見出し、かつ目標破壊確率を満足するように全体の破壊事象の中でそれらの値を矛盾することなく整合させなければならないからである。しかも、このような構造系の目標破壊確率を満足させる設計点は、かなりの組み合わせが考えられる。当然、破壊確率算定手法として著者らにより提案された構造系信頼性評価法を用いた場合でも、同様の問題が生じる。

そこで、前記した構造最適化の考えに従い、設計対象構造物の破壊確率を目標破壊確率以下とする制約条件を設け、また、それら制約条件を満足する設計変数の組合せの中から、設計上最適な状態と判断される基準として目的関数を定義する。これにより、構造系に介在する様々な不確定要因を考慮した上で、設計上好ましくない限界状態が生起する確率を許容値以下におさえ、かつ特定の目的関数を最小化(あるいは最大化)する設計変数の組合

せを探索する作業が体系化されることになる。

破壊確率を制約条件に加えた構造最適設計に関する研究は数多い。例えば、三原ら⁸⁾は骨組構造物を対象に、安全性指標を制約とする最適塑性設計法の確立を試みたり、Frangopol⁹⁾は、1層ラーメン構造物を対象に、Ditlevsenの限界値など既往の代表的な構造系の破壊確率算定手法を最適化問題に組み入れ、重量最小化を図った例が報告されている。さらにEnevoldsen and Sorensen¹⁰⁾は、構造系に関わる限界状態を直列および並列モデルの組み合わせ問題にモデル化し、信頼性解析を構造最適設計の中に組み込んでいる。また、北沢ら¹¹⁾やSorensenら¹²⁾は、荷重係数を最適化変数にとり、構造物毎の破壊確率と目標破壊確率を最小化する最適化問題の中で荷重係数の決定を試みている。しかし、こうした一連の研究の中では、構造系の破壊確率算定手法に関する議論は全くなされておらず、構造系の破壊確率は、生起する可能性の最も高い限界状態から算定される破壊確率により近似されたり、Frangopolのように既往の代表的な破壊確率算定手法をそのまま適用している。

しかしながら、複数の限界状態から構成される破壊事象を1つの限界状態によって代表させることは、明らかに危険側の評価となり、また、Ditlevsenの限界値など既往の算定手法は、破壊確率の値の大きさにより構造系の安全性を精度よく評価できない場合があることが指摘されている¹³⁾。さらに、提案された各設計手法が適用される構造物やその際用いている構造解析手法は、非常に簡易なモデルに限定されている。巨大地震を受ける実構造物の非線形挙動までを考慮した研究例としては、著者らにより行われた場所打ち杭の設計水平震度の設定に関する確率論的考察¹⁴⁾と白木らによるプッシュオーバー解析を用いた鋼製ラーメン橋脚の耐震信頼性評価¹⁵⁾が報告されている程度である。しかし、これらはともに信頼性評価のみにとどまり、目標安全性を確率的に付与するための設計法に関しては言及できていない。

このように、既往の信頼性理論を用いた構造最適化設計に関する研究では、用いる構造系の破壊確率算定手法の精度に問題がある。また、現行示方書で規定する地震力レベルが作用し、非線形挙動をするコンクリート構造物に対して、確率論的な根拠に基づき目標安全性を付与する設計を行うための考察はほとんど行われてこなかったのが現状である。

(2) 信頼性理論を用いた構造最適化手法の定式化

著者らは、生起すると思われる複数の限界状態に対し、これらを同時に考慮した構造系の限界状態到達確率の算定手法(構造系信頼性評価法)を提案²⁾した。本手法は、計算が極めて簡便であり、既往の研究に示された計算例と比較しても、その計算時間および精度とも優れたもの

であることを確認している。しかしながら、前述したように、構造系信頼性評価法から算定した破壊確率がある目標破壊確率を満足していない場合でも、解析的に設計値を修正することができず、許容安全性レベルを満足するように設計を行う確率論的設計へ適用するまでには至らなかった。

そこで本研究では、構造最適化問題の制約に、設計対象とする構造物から算定される破壊確率を目標破壊確率以下とする条件を加えることで、構造系信頼性評価法の確率論的設計への適用を図った。この時、構造系信頼性評価法を用いた構造最適化問題は、以下のように定式化できる。

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

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

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

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

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

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

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 : 設計変数の上下限值

Pf_{sys} : 構造系信頼性評価法より算定される破壊確率²⁾

Pf_{all} : 目標破壊確率

f, h : 不等号および等号制約条件

この定式化において、式(2)の確率的な制約条件を除けば、全ての変数を確定値として扱う通常の最適化問題と何ら変わらないものである。最適化問題の中では、式(2)と式(5)は不等号制約条件として同等なものであるが、構造解析の結果、直接制約条件の判定を行うことができる式(5)に対し、式(2)では、設計変数 \mathbf{D} や他の確率変数のばらつきを考慮し、信頼性解析を行った上で制約条件の判定が行えることから、両者を区別して表記している。従って、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。最適化手法の中で用いる数理計画法は構造解析のモデル化の程度により、種々の選択が考えられる¹⁶⁾が、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³⁾を用いることにした。

以下に、信頼性理論を用いた構造最適設計のフローを示す。

1) 設計変数の初期値 \mathbf{D}_0 の設定および設計対象構造系に対して、想定した荷重レベル作用時に生起すると思われ

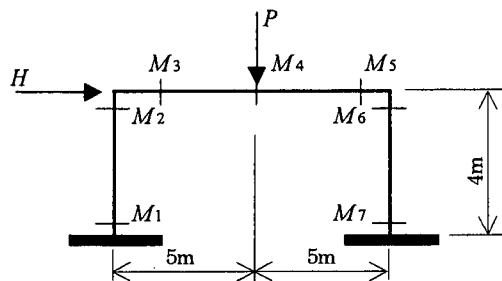


図-1 解析対象1層ラーメン⁹⁾

る限界状態を定義する。

2) 目標破壊確率、目的関数および制約条件を定義する。

3) 目的関数と制約条件に対する設計変数 \mathbf{D} の1次の微係数を求める(感度解析)ため、構造解析を行う。

4) 構造解析から算定される耐力および外力(応答値)を用いて、定義した限界状態が生起する構造系の破壊確率を構造系信頼性評価法より算定し、式(2)に対する設計変数 \mathbf{D} の1次の微係数を求める。なお、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、式(7)の差分近似の形で算定した。

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

ここに、 $\Delta(D_k)$ は、個々の設計変数毎に設定した。

また、目的関数や他の制約条件に対しても式(7)と同様の差分近似により微係数を算出している。

5) SQP法に基づき、収束判定と次ステップの設計変数 \mathbf{D} を算定する³⁾。

5-1) 設計変数 \mathbf{D} に対するヘッセ行列の近似行列 \mathbf{B} を与える。

5-2) 確率的な制約条件を含めた上で、線形制約条件

$$f_i(\mathbf{D}) + \nabla f_i \mathbf{D} \mathbf{d} \leq 0, \quad h_j(\mathbf{D}) + \nabla h_j \mathbf{D} \mathbf{d} = 0$$

のもとで、

$$\frac{1}{2} \mathbf{d} \mathbf{B} \mathbf{d} + \nabla W(\mathbf{D}) \mathbf{d} \quad (8)$$

を $\mathbf{d} \in R^n$ (n 次元実空間)について最小にする。そして、解 \mathbf{d} について不等号制約条件、等号制約条件に対するLagrange乗数ベクトルをそれぞれ λ, μ とする。

5-3) $(\mathbf{D}, \lambda, \mu)$ が制約条件付き最小化問題に対するKarush-Kuhn-Tucker条件を満たしていれば設計を完了する。満足しない場合には、直線探索により刻み幅 α を求め、式(9)より次ステップの設計変数 \mathbf{D} を算定する。

$$\mathbf{D} \leftarrow \mathbf{D} + \alpha \mathbf{d} \quad (9)$$

5-4) 手順3)に戻り、5-3)の条件を満足するまで、最適化設計を繰り返す。

(3) 数値計算例

本手法の妥当性を検証するため、Frangopol⁹⁾が用いた図-1に示す1層ラーメンの設計を行った。Frangopol

は、以下の条件のもとで、最適設計を試みている。

$$\text{find } \{\overline{M}(M_B, M_C)\} \quad (10)$$

$$\text{such that } Pf_{sys} = Pf_{sys}(\overline{M}, X, Z) \leq Pf_{all} \quad (11)$$

$$\text{and } W = W(\overline{M}, Z) \rightarrow \min \quad (12)$$

$$M_B = (M_3, M_4, M_5) \quad (13)$$

$$M_C = (M_1, M_2, M_6, M_7) \quad (14)$$

ここに、

\overline{M} : 全塑性モーメント(確率変数)

X : 鉛直(P)および水平(H)荷重(確率変数)

Z : はり長(10m), 柱長(4m)(確定値)

メカニズムの形成を崩壊と考えると、ラーメン構造物は多くの限界状態を持つ。しかも、そのうちの幾つかは同程度で生じる可能性がある。従って、破壊確率の算定にあたっては、各限界状態間の相関を適切に考慮しなければ、式(11)にある構造系の破壊確率を正しく算定することはできない。ここでは、提案した設計フローの中で用いる構造系の破壊確率 Pf_{sys} の算定手法として、構造系信頼性評価法、単モード限界値¹⁹⁾、Ditlevsenの限界値およびPNET法の4つの手法を考えた。そして、破壊確率算定手法の選択が最適解に与える影響を検討した。なおFrangopolは、破壊確率算定手法としてDitlevsenの限界値とPNET法を用いている。

破壊確率算定時に用いた確率変数の各パラメータ(平均値・変動係数)は、次のとおりである。

・平均値

$$\overline{M}_3 = \overline{M}_4 = \overline{M}_5 = \overline{M}_B, \quad \overline{M}_1 = \overline{M}_2 = \overline{M}_6 = \overline{M}_7 = \overline{M}_C$$

$$\overline{P} = 80\text{kN}, \quad \overline{H} = 20\text{kN}$$

・変動係数

$$V(M_i) = 0.10, (i=1, \dots, 7), \quad V(P) = 0.20, \quad V(H) = 0.15$$

つまり本最適化問題は、上記の柱およびはりの塑性モーメント \overline{M}_B と \overline{M}_C の平均値を決定することである。確率変数間の相関は、荷重 P と H 間および荷重と塑性モーメント間は無視し、各塑性モーメント間の相関関係は、全塑性モーメントが独立な場合と完全相関の場合の2つのパターンについて考えた。なお、図-1の解析対象ラーメンに対し、既往の破壊確率算定手法として精度が高いと考えられるDitlevsenの限界値と構造系信頼性評価法から得られる破壊確率の精度を比較した一例を以下に示す。

・ Ditlevsen の限界値 $3.83 \times 10^{-3} \leq Pf_{sys} \leq 4.92 \times 10^{-3}$

・ 構造系信頼性評価法 $Pf_{sys} = 4.10 \times 10^{-3}$

・ Monte Carlo 法 $Pf_{sys} = 3.99 \times 10^{-3}$

(サンプル数 50, 000)

各破壊確率の値は、全塑性モーメント間が独立であり、 $\overline{M}_B = \overline{M}_C = 170\text{kNm}$ とした時の結果である。構造系信頼性評価法により算定される破壊確率が Monte Carlo 法による結果とほぼ一致していることが確認できる。

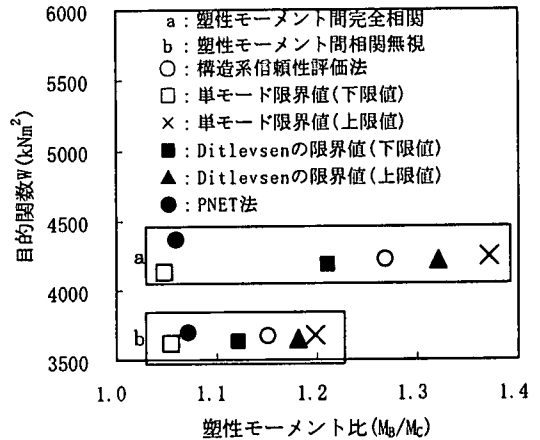


図-2 破壊確率算定手法の相違が最適設計に及ぼす影響

式(12)の目的関数は、Frangopolによる次式を用いた。これは、構造物の総重量を近似的に表現したものである。

$$W = 10\overline{M}_B + 8\overline{M}_C \quad (15)$$

以上の仮定のもとで、目標破壊確率を 10^{-5} とした時に得られる最適設計後のはり柱の塑性モーメント比 $(\overline{M}_B / \overline{M}_C)$ と式(15)から算定される目的関数 W の関係を示したものが図-2である。なお、目標破壊確率を 10^{-5} にしたのは、Frangopolの解析と条件を等しくするためである。また、単モード限界値とDitlevsenの限界値は、破壊確率の上下限値を与えることで構造系の破壊確率を近似する手法であることから、各手法の上限値および下限値を与える算定法を用いた結果をそれぞれ示している。

図-2より、解析対象ラーメンでは、目的関数 W は破壊確率算定手法の影響を受けず、塑性モーメント間の相関の変化に対する感度が大きい。しかしながら、設計されたはり柱の塑性モーメント比 $(\overline{M}_B / \overline{M}_C)$ は、用いる破壊確率算定手法の影響を大きく受けている。前記したMonte Carlo法との比較や、他の数値計算例²⁾からも、構造系信頼性評価法は他の手法に比べて精度よく構造系の破壊確率を算定できることが明らかになっている。よって、Ditlevsenの限界値などを用いた場合には、設計者が予め想定した目標破壊確率と異なる信頼性を有した構造系を設計することになり、結果として、はり柱の塑性モーメントに対して誤った配分を行うことにつながる。しかもこの数値計算例では、目標破壊確率を 10^{-5} に設定したが、破壊確率がこれよりも大きくなると、単モード限界値やDitlevsenの限界値から得られる破壊確率の上下限値の差はさらに大きくなる。そのため、目標破壊確率を 10^{-1} や 10^{-2} に設定した時に同様の解析を行うと、破壊確率算定手法の違いによる塑性モーメント比の差異はより大きくなる結果となった。後述するレベルII地震動を想定したラーメン橋橋脚の最適設計で

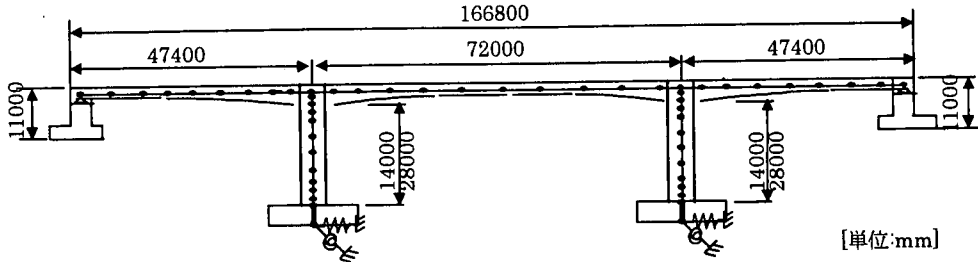


図-3 解析対象 PC3 径間連続ラーメン橋

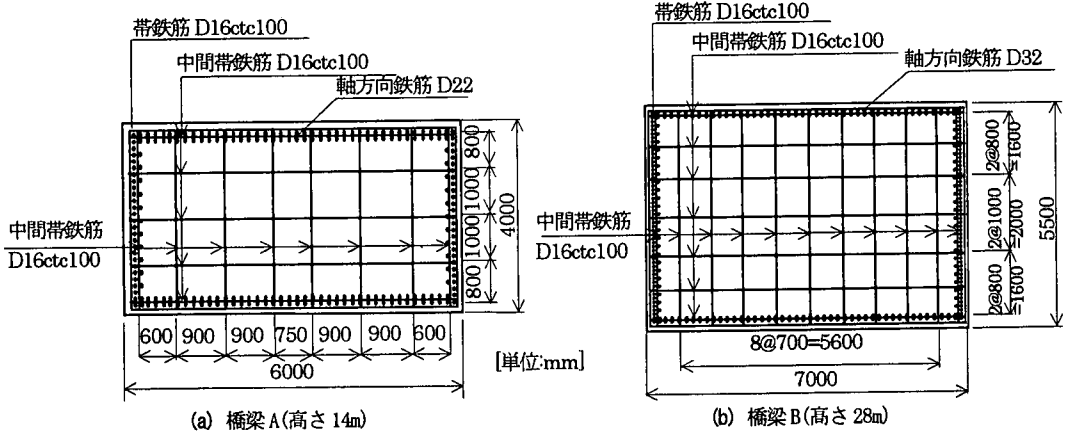


図-4 試設計された橋脚の断面および配筋状況(上下方向が橋軸方向に相当)

与える目標破壊確率は、 $P_{fall} = 10^{-5}$ としたこの例題よりも大きく(危険側に)設定する必要がある、構造系の破壊確率算定手法の選択が最適解に極めて大きな影響を与えることになる。なお、本提案手法の中で、構造系の破壊確率算定手法をDitlevsenの限界値とPNET法にした時の解は、Frangopolの解とほぼ一致していた。従って提案手法で用いている破壊確率算定手法以外の計算過程は、最適解に対し、既往の研究と同程度の精度を有していると考えられる。

以上、簡単な構造モデルを対象とした設計例であるが、規定する信頼性を正しく保有した構造設計を行う上で、構造系信頼性評価法を用いた本提案手法は、有力な設計手法であることが確認できた。そこで以降においては、提案手法を連続ラーメン橋の橋脚躯体と単柱式 RC 橋脚の耐震設計に適用し、道路橋示方書により耐震設計した場合との比較検討などを行った。

3. 本提案手法の連続ラーメン橋橋脚の耐震安全性評価への適用

(1) 解析対象ラーメン橋

解析対象は、図-3にモデル化されるⅡ種地盤上のPC3径間連続ラーメン橋である。橋脚はRC橋脚であり、その高さとしては、14mと28mの2ケース(橋脚高さ14m, 28mを有する橋梁をそれぞれ橋梁A、橋梁Bと略す)を準備し、

上部構造については、両橋脚高さ共に「道路橋の耐震設計に関する資料¹⁷⁾」に示されるPCラーメン橋の設計計算例から引用した。ラーメン橋のモデル化は、橋軸方向の解析では、上部構造は弾性梁要素とし、橋脚は塑性化が集中する柱の上部と下部に塑性ヒンジ領域を設け、その中心に弾塑性回転ばねを配置した。塑性ヒンジ領域以外の橋脚部は、降伏剛性を有する弾性梁要素とした。橋軸直角方向の解析では、一本柱形式のRC橋脚としてモデル化した。なおラーメン構造の場合には、要素の曲げ剛性の評価において、橋脚に作用する軸力変動の影響を考慮する必要があるが、本研究で対象とする規模のラーメン橋では、橋脚の曲げモーメント-曲率関係に与える軸力変動の影響は、極めて小さいことが分かっている。そこで、常時の軸力から求められる曲げモーメント-曲率関係に基づき各要素の曲げ剛性を評価した。

本研究のような信頼性理論に基づく構造設計を行う場合には、構造系に与える許容安全性レベルが問題となる。最も手近な方法としては、既に信頼性が保証されている既存構造物から算定される破壊確率を基準とすることである¹⁸⁾。そこでまず、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を試設計した。試設計の際、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照査を満足するように断面幅とあわせて鉄筋量を修

表-1 橋脚の断面諸量と想定した材料特性

		橋梁 A (高さ 14m)	橋梁 B (高さ 28m)
断面寸法(m)		4.0×6.0	5.5×7.0
軸方向鉄筋		D22-228 本	D32-330 本
帯鉄筋		D16@100	D16@100
中間帯鉄筋		D16@100	D16@100
帯鉄筋比	橋軸方向	0.33%	0.37%
	直角方向	0.35%	0.33%
コンクリート圧縮強度		23.5 (MPa)	
コンクリート弾性係数		2.45×10 ⁴ (MPa)	
鉄筋降伏点		345 (MPa)	
鉄筋弾性係数		2.06×10 ⁵ (MPa)	

表-2 タイプII地震動に対する照査結果

		橋梁 A	橋梁 B
橋軸方向	固有周期(sec)*	0.68	1.11
	終局水平耐力(MN)	16.2	23.7
	せん断耐力(MN)	26.4	47.4
	破壊形態	曲げ	曲げ
	等価水平靱度	0.56	0.70
	終局時水平靱度	0.58	0.71
	許容残留変位(m)	0.16	0.30
	残留変位(m)	0.11	0.28
	判定	OK	OK
	橋軸直角方向	固有周期(sec)*	0.55
終局水平耐力(MN)		8.6	13.7
せん断耐力(MN)		27.5	42.4
破壊形態		曲げ	曲げ
許容塑性率		5.26	5.89
地震慣性力(MN)		6.40	13.4
許容残留変位(m)		0.16	0.30
残留変位(m)		0.07	0.29
判定		OK	OK
破壊確率 Pf_{sys} (安全性指標 β)		4.80×10 ⁻² (1.67)	1.00×10 ⁻¹ (1.26)

*)降伏剛性を用いて算定

正した。試設計された橋脚の断面および配筋状態を図-4に示し、橋脚の断面諸量と想定した材料特性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地震動作用時の橋梁Aおよび橋梁B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、安全性指標 β とは、式(16)のように破壊確率 Pf と対応関係を有するものである。

$$\beta \equiv -\Phi^{-1}(Pf) \quad (16)$$

ここに、

Φ : 標準正規分布の累積分布関数

結果として、橋梁Bの保有安全性は、橋梁Aに比較して小さい。この要因のひとつとして、表-2に示される各安全性照査における安全マージンの大きさの相違が考えられる。橋梁Bの場合には、橋軸方向、橋軸直角方向ともに、保有水平耐力と残留変位の照査が、許容値に極めて近いのに対して、橋梁Aでは、橋軸方向の保有水平耐力の照査のみで断面が決められている。実設計では、橋梁Aのように一つの安全性照査で断面形状が決定されるケースが多いが、複数の安全性照査を総合して破壊確率を算定した場合には、橋梁Bのように他の安全性照査の安全マージンが小さいと、算定される破壊確率の大きさが、一つの安全性照査で断面形状が決定される場合よりも大きくなることに留意する必要がある。

なお本研究では、橋脚躯体にのみ着目しているため、上部構造の安全性照査を最適設計過程で行っていない。

(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 ($i=1\sim3$:橋軸方向, $i=4\sim6$:橋軸直角方向)。

a) せん断破壊に対する照査

算定された耐力を確定値として設計する場合には、せん断耐力が曲げ耐力を上回っていれば曲げ破壊型となりせん断破壊をする可能性は無視される。しかし、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、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、構造系信頼性評価法により破壊確率を算定する際には、式(17)で表されるせん断破壊に対する限界状態式を設定した。なお右辺の添え字「 i 」は、限界状態式を除いて、本文中では省略して表記する。

$$g_i = \alpha_1 V_{c,i} + \alpha_2 V_{s,i} - \alpha_3 V_{act,i}, \quad (i=1,4) \quad (17)$$

ここに、

$V_{c,i}$: 帯鉄筋以外が受け持つせん断耐力⁽⁸⁾

$V_{s,i}$: 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

なお本研究では、橋軸方向および橋軸直角方向に対する作用せん断力 V_{act} は、それぞれ橋脚上下端および橋脚下端が終局曲げモーメントに達するときの水平力とした。また、破壊確率を算定する際には、算定する耐力値などは、安全係数などを含まない形で、極力実際の値に近いことが望ましい。そこで、せん断耐力 V_c の算定式には、既往の内外の実験データを基に導かれ、その精度が定量的に評価されている二羽ら¹⁹⁾の式を用いた。

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(18)のように定義した。

$$g_i = \alpha_4 \delta v_{y,i} - \alpha_5 \delta_i, \quad (i = 2, 5) \quad (18)$$

ここに、

$\delta v_{y,i}$: 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

終局変位 δv は、橋軸方向に対しては、図-3の骨組みモデルに対して、高さ方向に一樣な水平震度を逐次増分させながら作用させる荷重漸増法により算定した。ラーメン橋としての終局状態は、想定した複数の塑性ヒンジのうち1つが終局回転能を超過するときとした。なお、終局状態の定義の相違が設計断面に与える影響を考察するために、4つの塑性ヒンジが終局回転能を超過するときを終局と定義する場合も検討した。設定する弾塑性ばねの曲げモーメント-回転角関係の算定には、コンクリートの応力-ひずみ曲線は、帯鉄筋の拘束効果を考慮した星隈らによるモデル²⁰⁾を用い、鉄筋の応力-ひずみ曲線は完全弾塑性型とした。ただし、鉄筋降伏点などの値は、表-1に示した橋梁A、Bを試設計したときの規格値に対し、増減させている。これは、後述するように材料強度のばらつきを考慮したもので、確率論的考察をするために、最も平均的な値を用いた構造モデルから応答値を計算するためである。橋軸直角方向に対する終局変位 δv は、一本柱形式の橋脚と同様に道路橋示方書の手順により算定した。なお、使用する材料モデルなどは橋軸方向と同様である。

また、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²¹⁾。本研究でも、最適化の繰り返し計算毎に、更新された橋脚断面を有するラーメン橋に対して、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、荷重増分解析とエネルギー一定則により地震時応答変位を推定した。

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²²⁾ため、式(18)にある係数 α_5 によりその影響を考慮した。これについては後述する。

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(19)のように定義した。

$$g_i = \delta_{Ra} - CR(\alpha_5 \delta_i - \delta_{y,i}), \quad (i = 3, 6) \quad (19)$$

ここに、

δ_{Ra} : 許容残留変位

CR : 残留変位比応答スペクトル²³⁾

$\delta_{y,i}$: 降伏変位

地震後に橋脚に生じる残留変位が復旧可能な程度となるように許容残留変位は設定される必要があり、本研究では、道路橋示方書に規定される橋脚下端から上部構造の慣性力作用位置までの高さ(橋梁A: 16.394m, 橋梁B: 30.394m)の1/100を δ_{Ra} として与えた。一方、地震時に生じる残留変位の算定は、川島ら²³⁾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 $\overline{CR} = 0.6$ 、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{CR} 値は、上記の値よりも小さくなることが指摘されている²⁴⁾。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ぬ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²⁵⁾、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の持つばらつき大きさを説明できない²⁶⁾、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 $\overline{CR} = 0.6$ 、標準偏差 $\sigma_{CR} = 0.3$ として式(19)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) 動的解析とエネルギー一定則の整合性

前述したように、本研究では最適化過程において、動

表-3 橋梁Bの固有値解析結果

モード	固有周期 (sec)	刺激係数		モード減衰 (%)
		橋軸	上下	
1次	1.11	30.0	0.0	9.50
2次	0.49	-0.4	-3.9	4.74
3次	0.33	11.1	-0.4	5.39
4次	0.27	-0.3	-15.3	4.09
5次	0.23	-0.8	-4.4	10.91

的解析を行うことなく、エネルギー一定則と荷重漸増法により、ラーメン橋の地震時応答変位を推定する。ここでは、動的解析による応答変位 δ_{dy} とエネルギー一定則により算定される応答変位 δ の比($\alpha_s = \delta_{dy} / \delta$)について検証した。

動的解析では、荷重漸増法による静的非線形解析で用いるモデルに対して、次の条件を加えている。まず、弾塑性回転ばねの履歴復元力特性としては、Takedaモデルを与える。減衰はRayleigh減衰とし、各構造要素の減衰定数としては、上部構造は3%、橋脚は2%、基礎構造は20%を与えた。数値積分法には、Newmarkの β 法($\beta = 1/4$)を用いた。

橋梁Bの橋軸方向を対象とした固有値解析結果を表-3に示した。表-3からも、解析対象橋梁は、他の振動モードに比べ、1次モードが卓越しており、エネルギー一定則の適用範囲であることが分かる。そこで、II種地盤用のタイプII地震動3波を入力し、 α_s を3波平均として計算した。 α_s は既往の研究からも固有周期に依存することが分かっているので、橋梁Aおよび橋梁Bを基準に、橋脚高さを適当に変更することで、固有周期0.40(秒)~1.20(秒)の範囲の橋梁を試設計した。なお、後述する本提案手法により耐震設計される橋梁は、その最適化途中も含めて、全てこの固有周期の範囲に入ることが確認されている。

固有周期毎の α_s の値を図-5に示した。また、図-6には、橋梁Bに対し、動的解析により求められた時刻歴応答と荷重漸増解析によって求めた水平力(橋脚上端におけるせん断力の和)-水平変位関係の比較の一例を示した。なお、式(18)の変形性能に対する照査を行う場合や α_s の計算などには、基礎のスウェイとロッキングによる影響を除いた上部構造慣性力作用位置と橋脚下端の相対変位を用いている。

一般的にエネルギー一定則により求めた弾塑性応答変位は、基礎の減衰効果を考慮した動的解析結果に対して過大にその地震時応答を評価する²⁰⁾。これは、主要な振動モードのモード減衰定数が弾性応答水平力を推定するときに用いる応答スペクトル算定時の減衰定数(5%)に比べ大きくなるためと考えられる。本研究では、基礎の減衰効果を考慮した動的解析より得られる応答変位が実

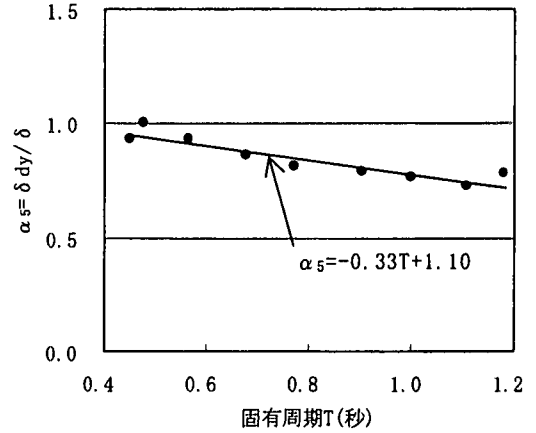


図-5 動的解析とエネルギー一定則の整合性

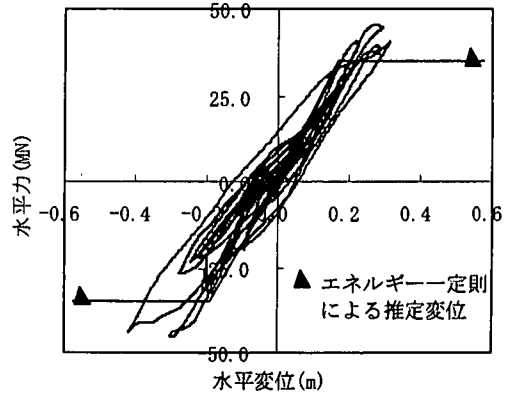


図-6 動的解析と荷重漸増解析による水平力-水平変位関係の一例(地震波: II-II-1)

際の地震時に生じる変位を平均的に算定できると考え、このときの最大応答値をエネルギー一定則により推定することとした。そこで、各解析モデルのモード減衰定数を考慮して設計水平震度を換算し、弾性応答水平力を算定した²⁰⁾。

図-5に示すように、エネルギー一定則による応答変位は、動的解析結果と概ね整合しており、 α_s は橋梁の固有周期 T と次式の線形関係にあることが認められる。

$$\alpha_s = -0.33T + 1.10 \quad (20)$$

そこで本研究では、構造最適化過程において破壊確率を算定する際に必要となる地震時応答変位は、動的解析を行わず、荷重漸増法とエネルギー一定則から推定される応答変位 δ に式(20)で与えられる係数 α_s を掛けることで推定した。これにより、最適化過程の計算時間を大幅に短縮できる。

(4) 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(17)~(19)に示した各変数は、

表-4 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	残留変位比応答係数 $\beta=0.6$	50.0%

*: 橋脚基部から上部構造慣性力作用位置までの距離

表-5 材料強度のばらつきの設定²⁹⁾

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

確率変数として取り扱う必要がある。そこで、既往の文献などにに基づき、各確率変数の平均値や変動係数を設定した。なお、全ての確率変数は正規分布に従うと仮定した。結果の一覧を表-4に示した。

表-4の中で V_c 、 V_s 、 V_{act} 、 δ_U 、 δ_y の変動係数は、材料強度の持つばらつきが、算定される耐力や変形性能などに与える影響を表したものである。各値は、表-5に示される材料強度に関わるばらつき²⁹⁾から、互いに独立な正規変数であると仮定したモンテカルロ法(サンプル数:5000)より耐力および変位の統計量を求めた。なお、表-5中のコンクリートの弾性係数は、道路橋示方書の関係式⁴⁾に基づき圧縮強度に依存させた。 V_c のばらつきを考慮する係数 α_1 および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_4 の変動係数は、実験結果との比較により設定した¹⁹⁾、²⁹⁾。 V_s のばらつきを考慮する係数 α_2 については、その変動係数を設定する統計データを確認できなかったため、ここでは、靱性指針のせ

ん断耐力評価式の持つ平均値および変動係数³⁰⁾を用いた。

α_3 および δ には、構造モデル化に伴うばらつきを考慮する変動係数として30%を与えた。現在、構造モデル化に伴う不確定要因についても、それを評価する十分なデータベース化は行われていないため、何らかの根拠に基づいて、これら変動係数の値を設定することはできない。そのため、後述するような感度解析を実施し、表-4に設定した変動係数が解析結果に与える重要度を評価する必要がある¹⁸⁾。なお、このような統計データの評価が難しい確率変数が存在する場合には、信頼性理論に基づく設計は適用不可能とする意見がある。しかし、実際に行われる設計業務の中では、現実存在する構造モデル化に伴うばらつきなどの影響を、ある種の安全係数や様々な安全側の配慮により排除しており、むしろこのような設計法の方が、どの程度の不確定要因を考慮したのか、設計される構造物の保有安全性はどの程度が保証されているのか、などに対して明確に答えを出すことができない。設計対象構造系に介在する不確定要因を検討し、そのばらつきの評価を定量的に明示した上で設計を行う本提案手法などの信頼性設計法を用いなければ、ある規定された性能を照査する設計法であるとは言えない。

(5) 目的関数と制約条件の設定

前述したように、本研究では、制約条件である目標破壊確率を満足する設計変数の組み合わせを探索することに重点を置いており、目的関数 W は、それ自体の最小化よりも設計上望ましいと思われる最適解を判断する基準であると考えている。そこで本研究では、橋脚上下端の曲げ耐力(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、断面寸法や橋脚高さなどの幾何学的諸元は変更しておらず、後述するように鉄筋量のみを変化させている。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、せん断耐力に関しては橋脚上下端に対して同一の値となるようにした。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值とし、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值とする条件も加えた。このとき、連続ラーメン橋の橋脚躯体の最適化は以下のように定式化される。

$$\text{find } \{\mathbf{D}\} \quad (21)$$

$$\text{such that } Pf_{sys} = Pf_{sys}(\{\mathbf{D}, \mathbf{X}, \mathbf{Z}\}) \leq Pf_{all} \quad (22)$$

$$\text{and } W = \left(V + \frac{M_{up}}{hs} \right) + \left(V + \frac{M_{do}}{hs} \right) \rightarrow \min \quad (23)$$

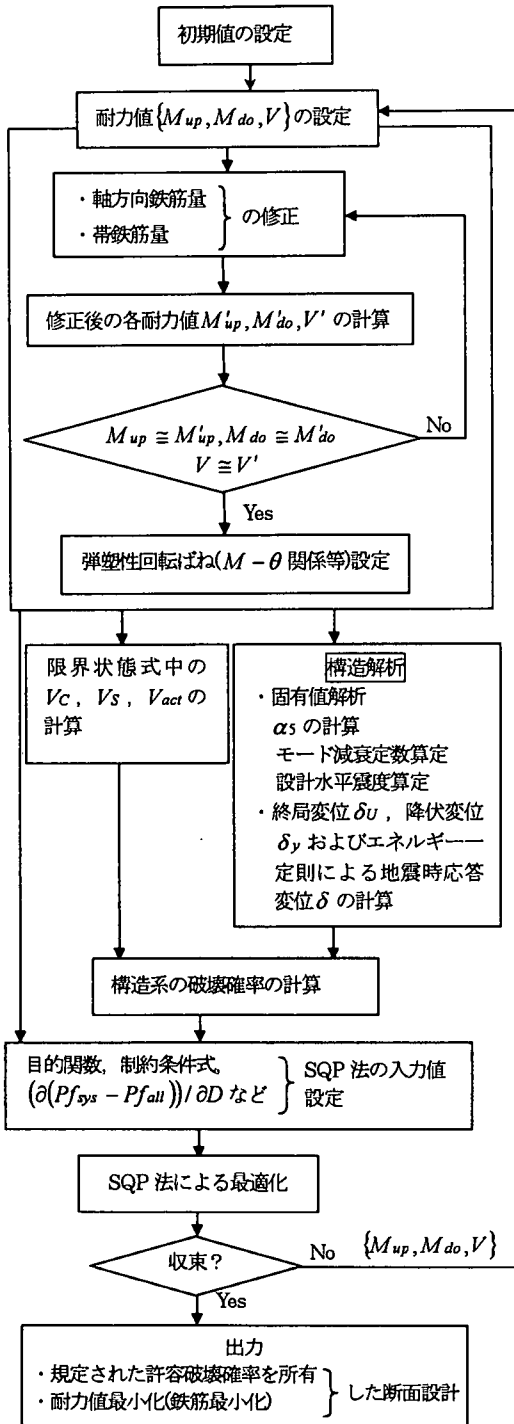


図-7 連続ラーメン橋橋脚躯体を対象とした提案手法に基づく耐震設計フロー

$$M_{c,up} \leq M_{up} \quad (24)$$

$$M_{c,do} \leq M_{do} \quad (25)$$

$$V \leq V^u \quad (26)$$

$$\{D\} = \{M_{up}, M_{do}, V\} \quad (27)$$

ここに,

M_{up}, M_{do} : 橋脚上端および下端の曲げモーメント
 $V (= V_c + V_s)$: せん断耐力

X : 表-4 に示す各確率変数

Z : α_s, δ_{Ra} (確定値)

$M_{c,up}, M_{c,do}$: 橋脚上端および下端のひび割れ曲げモーメント

V^u : せん断耐力の上限值

h_s : 橋脚高さの 1/2

設計変数は、式(21)~(27)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-4 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(23)に基づき目的関数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。鉄筋量の修正は、図-4 の配筋状態を基本とし、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。

許容誤差は、SQP 法から得られる次のステップの耐力値に対して、概ね $\pm 1.0 \times 10^{-4}$ の範囲となるように鉄筋量を増減させた。そして、求められた新たな鉄筋量を持つ断面諸元から弾塑性回転ばね等を決定し、エネルギー一定則に基づく地震時応答変位 δ 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-4 中の他の変数の平均値を更新した。

なお、RC 橋脚を対象とした本研究では、式(23)に示される目的関数を設定したが、重量最小化、初期コスト最小化、ライフタイムコスト最小化など様々な目的関数の設定が可能である。目的関数の設定は、対象構造物の使用目的、経済性等のいくつかの観点から各設計毎に設定されるべきものであり、その結果、設計される断面諸元等は異なる。式(23)の目的関数は、RC 橋脚に用いる鉄筋量を最小化していく意味からも妥当な仮定と考えられるが、今後の課題として、他の目的関数を用いた時の最適解への感度なども検討していく必要がある。

連続ラーメン橋の橋脚躯体を対象とした提案手法に基づく耐震設計フローを図-7 にまとめて示した。

4. 連続ラーメン橋橋脚の耐震安全性評価の結果と考察

(1) 目標安全性と橋脚耐力比の関係

式(22)に示される目標安全性毎に、最適化後の各設計変数および目的関数値 W を算定した。橋梁 A を対象とした時の結果を図-8 に示す。図-8 の横軸は、規定される目標破壊確率 P_{fall} を式(16)により安全性指標に変換している (以下、この安全性指標を目標安全性指標と略す)。

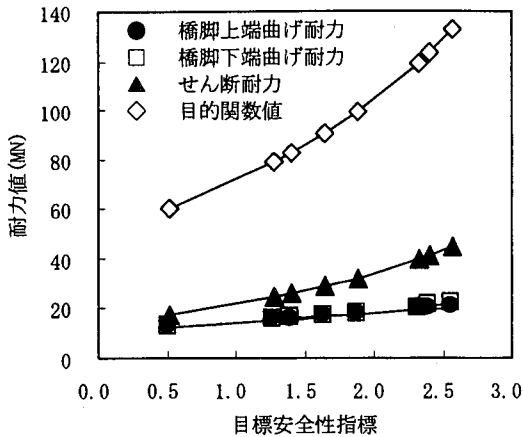


図-8 目標安全性指標と目的関数値および設計変数の関係 (橋梁 A)

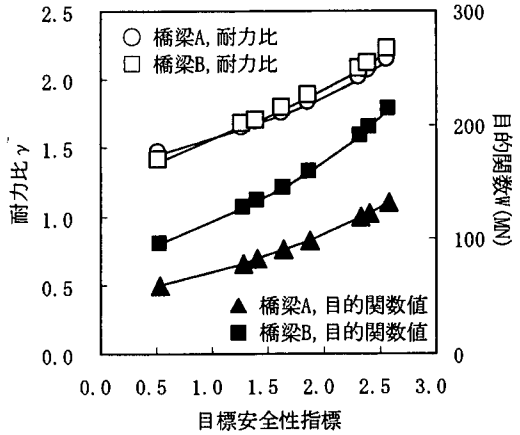


図-9 目標安全性指標と耐力比の関係

安全性指標を用いて図示する理由は、図-8でも明らかのように、目標安全性指標と最適化後の設計変数には概ね線形関係が見られ、設計値と、その値を用いて設計された構造物の保有安全性との対応関係が理解しやすいからである³⁰⁾。なお、図中の目標安全性指標の範囲は、目標破壊確率 $3.0 \times 10^{-1} \sim 5.0 \times 10^{-3}$ を式(16)から変換した結果である。

図-8から、目標安全性指標が高くなるにつれて、橋脚上下端の曲げ耐力の値に比べ、せん断耐力の増加分が大きいことが分かる。そこで、式(28)により橋脚の耐力比 γ を計算し、橋梁Aおよび橋梁Bに対して、目標安全性指標と耐力比の関係を図示したものが、図-9である。なお、耐力比の計算には、橋軸方向の耐力値を用いた。また図-9には、最適解から計算される各目的関数値 W も併記してある。

$$\gamma = \frac{V \cdot h_a}{M_{up} + M_{do}} \quad (28)$$

ここに、

h_a : 橋脚高さ

著者らは、単柱式RC橋脚を対象とした信頼性解析を行い、耐力比が耐震性能を表す有用な指標であることを提示した²⁾。一方、信頼性解析に構造最適化手法を組み合わせた本提案手法に基づき連続ラーメン橋を最適設計した場合でも、図-9から耐力比が構造物の安全性を確率的に表現する安全性指標とも対応しており、橋脚高さに関わらず、ある目標安全性指標を得るために必要な耐力比が概ね等しいことが確認された。

目標安全性指標を高く設定すると、それを満足するために必要となる耐力比が大きくなるのは、式(17)~(19)で定義される限界状態式の耐力項(式(17)の耐力項($\alpha_1, V_c, \alpha_2, V_s$)), 式(18)の耐力項($\alpha_4, \delta v$), 式(19)の耐力項(δR_a))と荷重項(式(17)の荷重項(α_3, V_{act}), 式(18)の荷重項(α_5, δ), 式(19)の荷重項(C_R, α_5 ,

δ, δ_y))の差を大きくする必要があるためである。つまり、個々の設計変数を見ると、せん断耐力の増加は、せん断破壊に対する照査の耐力項を増加させる。また前述したように、本研究では星隈らによる帯鉄筋の拘束効果を考慮したコンクリートの応力-ひずみ関係を用いて、弾塑性回転ばねをモデル化している。このため、せん断耐力を増加、すなわち帯鉄筋量を増加させると、その終局回転能が大きくなり、変形性能に対する照査の耐力項も増加させる。一方、曲げ耐力を増加させると、作用せん断力が増加するため、せん断破壊に対する照査の荷重項を増加させるが、地震時応答変位が減少するために、残留変位に対する照査および変形性能に対する照査の荷重項が減少する。ただし、耐力の増加に伴い、変形性能が乏しくなるため、変形性能に対する照査の耐力項も減少してしまう。結局、目標安全性指標が高く設定された最適化過程では、せん断耐力を大きく増加させ、せん断破壊と変形性能に対する安全性を確保する。その一方で過度に作用変位が大きくなり、残留変位に対する安全性が低下しないように曲げ耐力を最小限増加させ、全ての限界状態を同時に考慮した構造系の破壊確率が、目標破壊確率を満足する中で、式(23)で定義される目的関数が最小となる解を探索している。このため、目標安全性が高く設定されるとより大きな耐力比が必要になる。

また、最適設計を行う前の橋梁Aおよび橋梁Bの初期の耐力比は、それぞれ2.08と2.28であり、図-4の配筋を有する断面に対して、式(23)から計算される目的関数の値は、橋梁Aおよび橋梁Bに対して、それぞれ $W = 95.8 \text{ MN}$ と $W = 166.4 \text{ MN}$ である。また破壊確率は、表-2に示す通りそれぞれ 4.80×10^{-2} および 1.00×10^{-1} である。そこで、この値をそれぞれ橋梁Aおよび橋梁Bの目標破壊確率としたときの最適設計後の耐力比および目的関数値 W を図-9から求めた。その結果、橋梁Aおよび橋梁Bの耐力比(目的関数値)は、それぞれ1.74($W = 90.8 \text{ MN}$)と1.66($W = 127.1 \text{ MN}$)となり、耐力比および目

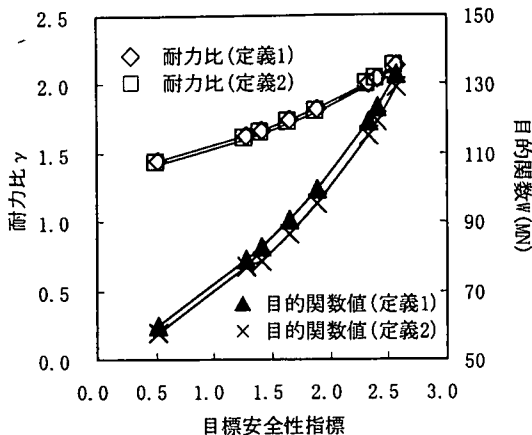


図-10 終局変位の定義の相違が設計断面に与える影響(橋梁A)

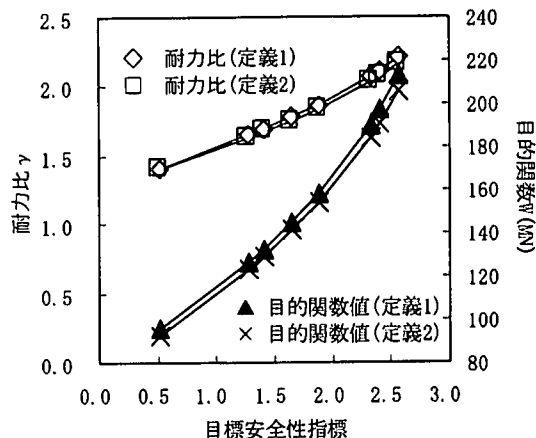


図-11 終局変位の定義の相違が設計断面に与える影響(橋梁B)

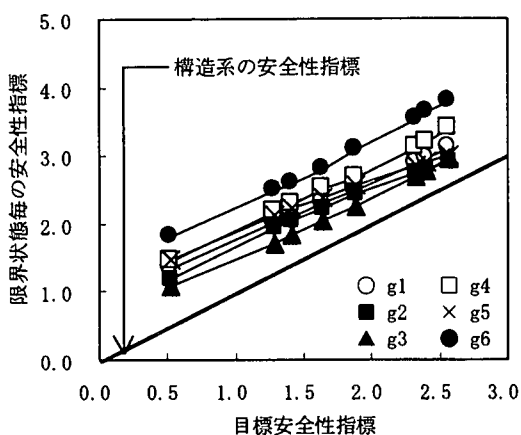


図-12 限界状態毎の安全性指標(橋梁B:終局定義1 (=1つの塑性ヒンジ終局))

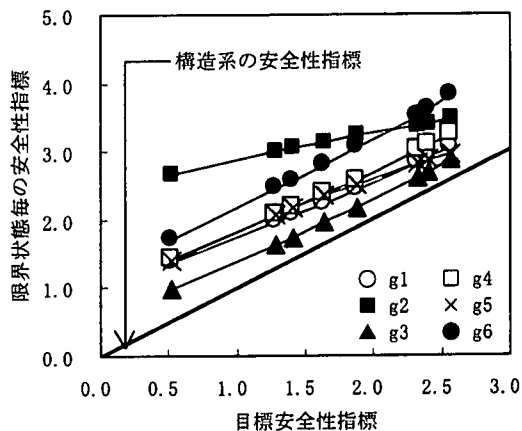


図-13 限界状態毎の安全性指標(橋梁B:終局定義2 (=4つの塑性ヒンジ終局))

的関数値ともに減少した。道路橋示方書による耐震設計では、式(23)の目的関数の最小化を意識しておらず、また、限界状態式で用いたせん断耐力算定式などにも相違があるため単純に比較することはできないが、道路橋示方書と本提案手法で想定している限界状態は基本的に同一のものである。それにも関わらず、同じ破壊確率を有する構造物でこのような断面諸量の差が生じたのは、現行の道路橋示方書では、各限界状態に対して個別に照査を行い、しかも、許容塑性率の設定や材料強度の評価など、設計過程において不確定要因を考慮するために用いている安全係数の設定に問題があると考えられる。一方、提案手法の中では、構造系に所要の安全性を付与することを念頭に、複数の限界状態を同時に考慮し、介在する不確定要因を確率的に直接評価した上で目的関数の最小化を図っているため、効果的に断面諸量の減少が可能である。さらに、本提案手法を用いた場合には、保有する構造系の安全性を確率値として把握でき、定義した目的関数を最小化する最適化の中で、橋梁Aと橋梁Bなどの構造物毎の保有安全性レベルを容易に整合させる設計が

可能になるなど、確率論に基づく合理的設計¹⁾を具現化した有力な手法であると考えられる。

(2) 終局変位の定義が設計断面に与える影響

橋軸方向を対象とした荷重漸増解析を行うとき、ラーメン橋の終局状態の定義の相違が、最適解に与える影響を検討した。ここでは、複数の塑性ヒンジのうち1つが終局に達するとき(定義1)と4つが終局に達するとき(定義2)をラーメン橋の終局状態とした最適設計を行った。なお、定義2のもとで荷重漸増解析を行うときの弾塑性回転ばねの曲げモーメント一回転角関係では、終局回転角を超過しても、剛性低下は生じないと仮定している。

橋梁Aおよび橋梁Bに対する結果をそれぞれ図-10および図-11に示す。両図は、設定される目標安全性指標毎の耐力比および目的関数値の推移を示している。橋梁Aおよび橋梁Bともに、終局状態の定義を変更することによる最適解への影響はほとんどないと言える。本研究で対象とした橋梁規模の場合、定義1と定義2のもとで荷重漸増解析を行うと、定義2のときに算定される終局

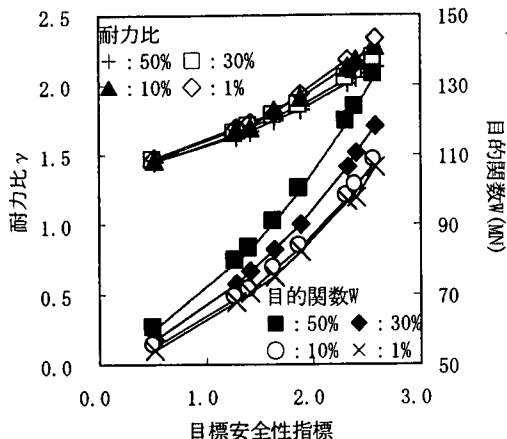


図-14 C_R の変動係数が耐力比と目的関数に与える影響(橋梁A)

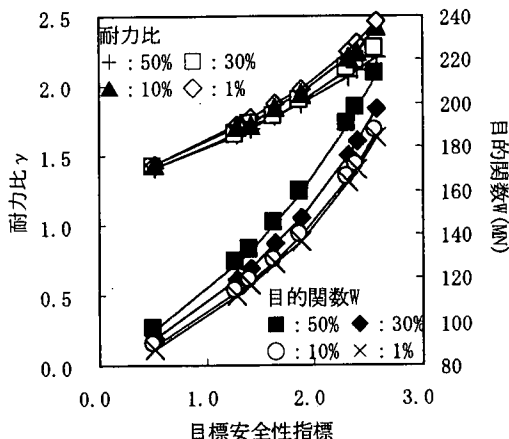


図-15 C_R の変動係数が耐力比と目的関数に与える影響(橋梁B)

変位は、定義1のそれに比べ概ね1.3倍以上になったが、このような終局変位を大きく評価する仮定は、設計上何ら有効な結果をもたらしていない。

このように終局変位の増加が、設計上有利な方向に働かなかった理由は、構造系として算定される安全性指標を支配する限界状態が、橋軸方向の変形性能の照査として定義される g_2 のみとなっていないことによる。これを各限界状態毎の安全性指標と構造系の安全性指標の関係から考察する。図-12は、橋梁Bを対象に定義1のときの目標安全性指標と最適化終了時における各限界状態毎の安全性指標の関係を示したものであり、図-13は、定義2のときの解析結果である。 $g_1 \sim g_6$ の各安全性指標から、構造系信頼性評価法を用いて計算される図中の構造系の安全性指標は、目標安全性指標にほぼ一致する。図-12と図-13の比較から明らかなように、終局変位が大きくなることにより、定義2の解析時に限界状態 g_2 から計算される安全性指標は定義1のそれに比べ増加しており、構造系の安全性指標に影響を与えなくなっている。なお、橋梁Aに対しても同様の結果を得ている。限界状態 g_2 のみを考え、これから算定される破壊確率を目標値以下とする最適化設計を行った場合には、このような終局状態の定義の相違は、設計断面に大きな影響を与える。つまり定義2で最適化設計を行った場合には、定義1に比べ終局変位が大きく評価でき、その結果、より大きな作用変位が許容できるため、定義1の時に比べ設計が容易になる。しかし、定義1に対する図-12から分かるように、橋軸方向の残留変位の限界状態 g_3 から算定される安全性指標が構造系の安全性指標に最も影響を与えている。従って、複数の限界状態を同時に考慮する提案手法の中で、定義2により最適化設計を行った場合、限界状態 g_2 のみを考える場合と異なり、曲げ耐力を低下させ、これ以上作用変位を大きくすると g_3 から算定される安全性指標が目標値を満足することができなくなる。同じ理由で、

橋軸方向のせん断破壊に対する限界状態 g_1 から計算される安全性指標も構造系のそれに影響を与えているため、定義1の状態からせん断耐力を大きく減少させることができない。

結果として、単に限界状態 g_2 の安全性が向上する定義2を採用しても、限界状態 g_1 と g_3 の制約のために、最適設計される橋脚断面は橋軸方向の終局状態の定義に関わらずほぼ同一断面となった。このように本提案手法は、複数の限界状態から算定される構造系の破壊確率を目標値以下に抑える制約の中で設計を行うため、ある限界状態の許容値の変更などが構造系の安全性に与える影響を自動的に考慮した設計となっている。

なお、後述する感度解析の中でも考察するように、ここで示した結果は、表-4に設定した確率変数のパラメータに基づき得られたものである。しかし、本提案手法を用いていれば、力学あるいは統計評価に基づき、将来的に最も妥当と思われる構造系の終局状態の定義や不確定要因の大きさなどが変更されても、容易にそれを設計に反映させることが可能である。

(3) 感度解析

a) 残留変位比スペクトル C_R

表-4に設定した各確率変数のパラメータが変化することによる設計断面への感度を検討した。ここではまず、式(19)の中で用いられている残留変位比応答スペクトル C_R の変動係数を1%、10%、30%および50%に変更し、各目標安全性指標に対して、最適化された断面諸量がどのように変化するかを検討した。橋梁Aおよび橋梁Bに対する目標安全性指標毎の耐力比と目的関数 W の関係をそれぞれ図-14および図-15に示した。

前述したように、地震時に生じる残留変位は、様々な影響を受けるため、それを解析的に予測することは難しい。しかし、算定精度の向上などにより、ばらつきが小

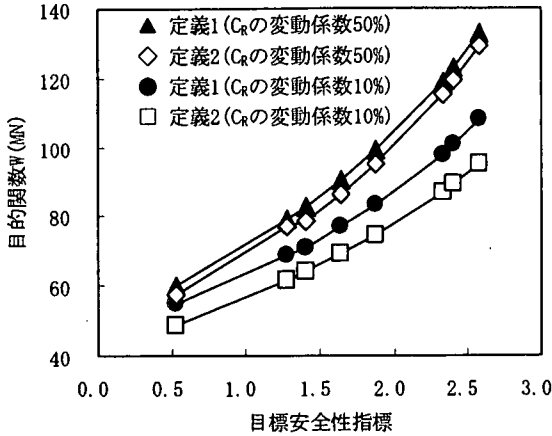


図-16 終局変位の定義および C_R の変動係数の相違が設計断面に与える影響

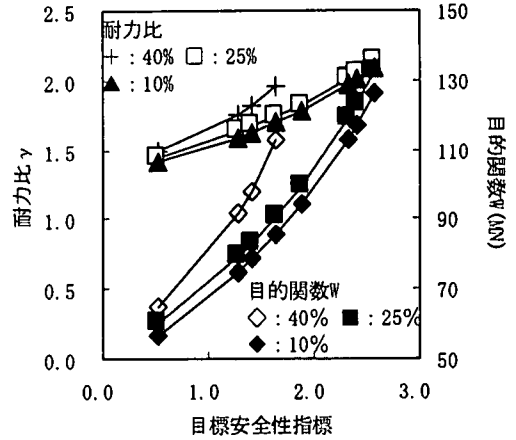


図-17 α_4 の変動係数が耐力比と目的関数に与える影響(橋梁A)

さく評価できるようになると、図-14および図-15に示されたように、特に目標性能が厳しく設定された範囲で、より小さな耐力値により目標安全性指標を確保できるようになる。ただし、前記した終局変位の定義の問題と同様に、残留変位に対する照査 g_3 と g_6 以外の限界状態の制約より、他の確率変数が変化しない限りにおいては、残留変位比応答スペクトル C_R の変動係数が10%以下になると、最適設計後の断面はほぼ同一なものとなる。なお、 C_R の変動係数が大きいほど、ある目標安全性指標を得るために必要な耐力比は逆に小さくなる。これは、 C_R の変動係数が大きいほど、残留変位に対する照査が厳しくなるため、曲げ耐力を大きく確保し、応答変位を小さく抑えなければならないことを反映したものである。

表-4に設定した確率変数のパラメータのもとでは、残留変位に対する限界状態が構造系の安全性を支配するため、終局変位の定義の相違が最適解に与える影響は非常に小さかった。そこで、表-4の C_R の変動係数を50%と10%に設定し、さらに終局変位の定義を前記した定義1と定義2とした時の検討を行った。橋梁Aを対象とした時の目標安全性指標と目的関数値 W の関係を図-16に示す。図-16より、 C_R のばらつきを小さく評価でき、かつ定義2とした場合には、目的関数値が大きく減少する。これは、 C_R の変動係数が小さくなることで、限界状態 g_3 が構造系の安全性に影響を与えなくなるためである。つまり、作用変位の増加を許容できるようになるため、曲げ耐力の減少が可能になる。さらに、曲げ耐力の減少に伴い、作用せん断力が小さくなり、かつ終局変位も定義2とすることで大きく評価されるため、定義1に比べ帯鉄筋による拘束効果を小さく、つまりせん断耐力も小さくすることが可能になる。なお、橋梁Bに対しても同様の結果を得ている。

図-16に示されたように、解析対象ラーメン橋では、橋軸方向の荷重漸増解析で仮定する終局状態の定義より

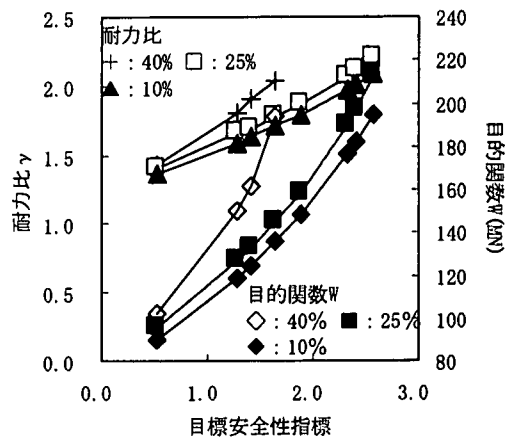


図-18 α_4 の変動係数が耐力比と目的関数に与える影響(橋梁B)

も、残留変位の算定に用いる C_R のばらつきの設定が最適解に与える影響は大きい。前記したように、地震後に生じる残留変位の発生メカニズムに関しては、未解明な部分が多く、それを推定するのに伴うばらつきは大きく設定しなければならないのが現状である。本研究で提示した感度解析結果から、効果的に地震時安全性の高い設計を行うためには、残留変位の推定精度の向上とそのばらつきを小さく抑えることの重要性が指摘できる。

b) 終局変位 δ_U

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_4 の変動係数を表-4の値(25%)に対して、10%と40%に変更した。橋梁Aおよび橋梁Bを対象としたときの目標安全性指標毎の耐力比と目的関数値 W の関係を、それぞれ図-17および図-18に示した。

図-17および図-18において、 α_4 の変動係数を10%および25%として計算される目的関数の値には、概ね6%程度の違いしか生じない。耐力比についても、ある目標安全性指標を得るために必要な耐力比は、 α_4 がこの

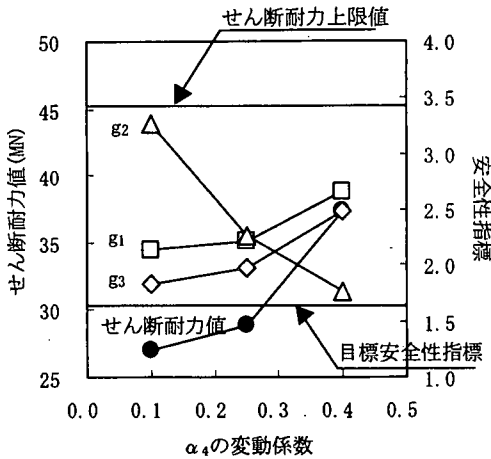


図-19 α_4 の変動係数毎のせん断耐力および安全性指標の関係 (橋梁 A)

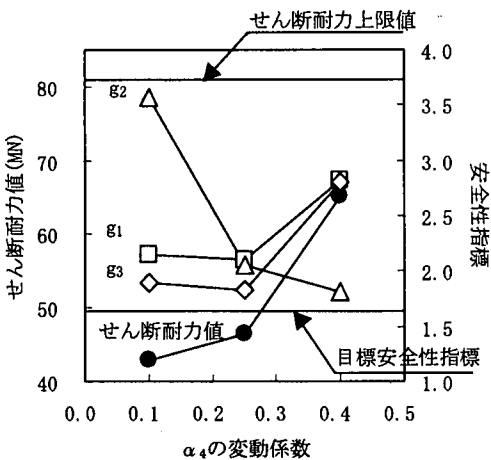


図-20 α_4 の変動係数毎のせん断耐力および安全性指標の関係 (橋梁 B)

範囲の変動係数であれば概ね等しいと言える。この結果は、前述した終局変位を大きく評価する定義2を採用しても最適解への影響はほとんどなかったことから予想できる。一方、 α_4 の変動係数として40%を見込んだ場合は、最適設計後の断面は大きく異なり、特に目標安全性指標が1.88 ($P_{fall} = 3.0 \times 10^{-2}$)より大きくなると設計不可能となった。このため、目標安全性指標1.88以上で α_4 の変動係数を40%としたときの結果は、図示されない。 α_4 の変動係数を25%とした橋梁Bの解析結果である図-12で示したように、限界状態 g_2 から計算される安全性指標は構造系の安全性指標に影響しているのに対し、さらに α_4 の変動係数を40%とした場合には、構造系の安全性はほとんど限界状態 g_2 で支配されることになる。この状況で最適設計を行うと、限界状態 g_2 の安全性を確保するために、せん断耐力が目標安全性指標の増加にあわせて、一様に増加し、目標安全性指標が1.88より大きくなると、式(26)で設けたせん断耐力の上限値に達し、もはや目標安全性指標を確保することがで

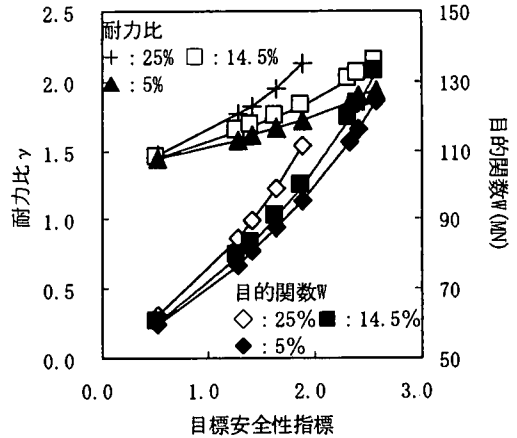


図-21 α_2 の変動係数が耐力比と目的関数に与える影響(橋梁 A)

きなくなり設計不可能となった。

この α_4 の変動係数の変化による最適設計後の構造系を支配する限界状態の推移を把握するために、 α_4 の各変動係数の値と、目標安全性指標1.65(目標破壊確率 $P_{fall} = 5.0 \times 10^{-2}$)時の橋軸方向の限界状態 g_1, g_2, g_3 から算定される安全性指標および最適設計後のせん断耐力の関係を図-19と図-20に示した。図-19と図-20はそれぞれ橋梁Aおよび橋梁Bに対する結果である。橋軸直角方向の3つの限界状態から算定される安全性指標は、構造系の安全性にほとんど影響を与えなかったため省略した。両図より、 α_4 の変動係数が40%になると、構造系を支配する限界状態が g_2 に移行し、せん断耐力の値もその上限値に近づいていくことが分かる。一方、支配的な限界状態は、表-4に設定した変動係数25%程度を境にして、それを下回ると g_1, g_3 に移行する。変動係数25%の値は、既往の実験値と算定値の比較から引用²⁾したものだが、仮にこのばらつきを小さく評価できるようになっても、支配的な限界状態が g_1, g_3 となることから、提案手法から得られる断面諸量の減少はあまり期待できない。今後、目標安全性がより高いケースに対応させるには、変形性能評価のばらつきを抑えるだけでなく、前述した残留変位比応答スペクトルなど、他の要因もあわせて検討する必要がある。

c) 帯鉄筋が受け持つせん断耐力のばらつき α_2

帯鉄筋が受け持つせん断耐力の算定に伴うばらつきを考慮する係数 α_2 の変動係数を、表-4の値(14.5%)に対して、5%と25%に変更した。橋梁Aを対象とした時の目標安全性指標毎の耐力比と目的関数 W の関係を図-21に示した。表-4の α_2 の変動係数は、前記したように靱性指針のせん断耐力評価式の値を引用したものである。トラス理論から算定されるせん断耐力のばらつきも同程度であると考えられるが、仮に25%程度になると、 α_2 の変動係数の値が最適解に与える影響が大きくなる

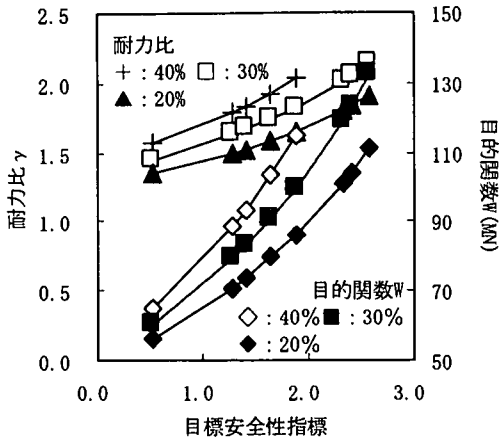


図-22 δ, α_3 の変動係数が耐力比と目的関数に与える影響(橋梁 A)

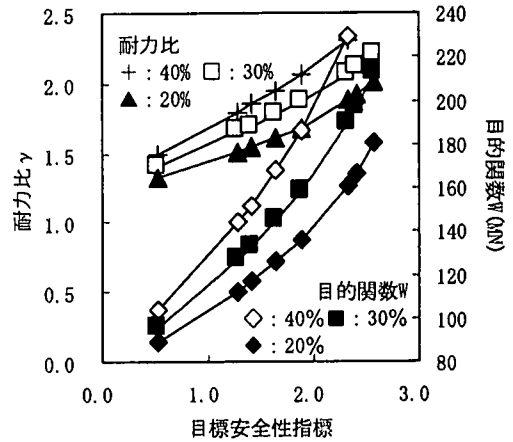


図-23 δ, α_3 の変動係数が耐力比と目的関数に与える影響(橋梁 B)

ため、注意を要する。なお橋梁 B に対しても、同様の結果を得ている。トラス理論を用いたせん断耐力は、帯鉄筋量により実際の値を大幅に過小評価することが知られているため、ある程度のばらつきが存在してもせん断破壊に対する安全性は確保されると思われる。しかし図-21 に示すように、設定する変動係数の値により、耐力比が 1 以上になる曲げ破壊型部材であっても、設計される断面諸量には少なからぬ影響を与える。今後、データベース化を図り、本提案手法などを用いた確率的な考察を行うことで、せん断耐力算定式の不確実性が設計される断面諸量や確率的に算定される構造物の保有安全性に与える影響を定量的に評価する必要がある。

d) 作用せん断力および応答変位のばらつき $\alpha_3 \cdot \delta$

α_3 と δ は、構造モデル化に伴うばらつきを考慮するために確率変数とし、変動係数 30% を与えた。モデル不確実性と呼ばれるこの種のばらつきは、地震荷重を想定した際には、特にデータベース化が難しいところである。ここでは、 α_3 と δ の変動係数を表-4 の値 (30%) に対して、変動係数 20% と 40% にした解析を行った。橋梁 A および橋梁 B を対象とした時の目標安全性指標毎の耐力比と目的関数値 W の関係をそれぞれ図-22 および図-23 に示した。設定した限界状態式全ての中に両変数のどちらかが使用されているため、最適解に与える影響は大きくなる。また、前述した他の感度解析結果と異なり、目標安全性指標が小さい範囲でも両変数の変動係数の相違による耐力比の差は大きい。

本研究で想定した地震荷重は、道路橋示方書に基づくタイプ II 地震動であり、そのばらつきは考慮していない。しかし、地震荷重の統計データが与えられた場合には、構造物の応答値も統計的に表されるため、その影響はこの α_3 と δ に反映できる。従って、これら両変数に対して、想定する地震荷重の大きさとその頻度、そして応答計算の精度などにより確率変数のパラメータを決定する

ことで、本研究で提示した条件付き破壊確率から、構造物の耐用期間内の破壊確率を考慮した最適設計問題へと拡張することができる。今後、地震危険度解析ともあわせて検討していく必要があるが、何れにせよ、確定的に設定された地震荷重から計算される応答値に対して、それを平均値とし、ばらつきを考慮すると、設計される断面諸量には、応答値の持つ不確定要因の大きさにより図-22 や図-23 のような差が生じることになる。

5. 本提案手法の単柱式 RC 橋脚の耐震安全性評価への適用

(1) 概説

本研究で提示した設計手法は、安全性を破壊確率という共通の尺度を用いて規定することができ、設計者が付与させたい安全性を保有した構造設計を可能にするものである。その際用いる目標破壊確率の設定には、現行示方書へのキャリブレーションに基づく方法や他の災害危険性との比較による方法、などが考えられる¹⁰⁾。

ここでは、表-2 に示す橋梁 A および橋梁 B の破壊確率を目標値に設定し、道路橋示方書の規定を満足する 3 つの単柱式 RC 橋脚を提案手法に基づき設計することで、構造物間の保有安全性レベルの整合を試みた。

(2) 解析対象 RC 橋脚

桁橋を支持する単柱式 RC 橋脚を想定した。地盤種別は、前記したラーメン橋と同じく II 種地盤とし、想定する地震力レベルも等しくするため、固有周期が 0.4 秒から 1.2 秒に入るように橋脚高さ等を変化させた。そして、橋梁 A および橋梁 B を試設計した時と同じく、道路橋示方書の規準を過不足なく満足するように設計した。試設計の際、軸方向鉄筋を 1 段配筋とする他は、ラーメン橋脚脚

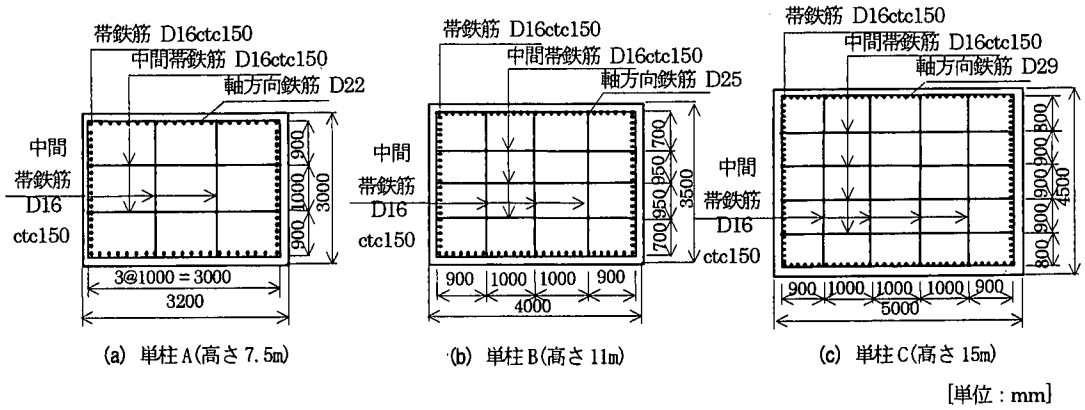


図-24 試設計された橋脚の断面および配筋状況(上下方向が橋軸方向に相当)

表-6 タイプII地震動に対する照査結果

		単柱A		単柱B		単柱C	
		橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向
地震時保有 水平耐力の照査	せん断耐力(MN)	6.05	6.33	8.85	9.76	13.63	14.70
	終局水平耐力(MN)	3.62	3.77	4.36	4.82	6.61	7.13
	地震時慣性力(MN)	3.30	3.10	4.28	3.89	6.36	5.77
	判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK
残留変位の 照査	残留変位(m)	0.05	0.03	0.10	0.06	0.14	0.09
	許容残留変位(m)	0.075	0.075	0.11	0.11	0.15	0.15
	判定	OK	OK	OK	OK	OK	OK

表-7 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)
固有周期(sec)*		0.57	0.80	1.09
		0.54	0.73	1.00
断面寸法(m)		3.0×3.2	3.5×4.0	4.5×5.0
軸方向鉄筋		D22-78本	D25-96本	D29-122本
帯鉄筋		D16@150	D16@150	D16@150
中間帯鉄筋		D16@150	D16@150	D16@150
帯鉄筋比	橋軸方向	0.17%	0.17%	0.16%
	直角方向	0.18%	0.19%	0.18%
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)

*)降伏剛性を用いて算定(上段:橋軸方向, 下段:橋軸直角方向)

と同様の条件で鉄筋量および断面幅を調整した。試設計後の3つの単柱式RC橋脚(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)の断面および配筋状態を図-24に示し、タイプII地震動に対する耐震設計の照査結果および断面諸量をそれぞれ表-6および表-7に示した。なお表-7には、後述する限界状態式から計算される各単柱の破壊確率も併記してある。この値は、前述したように、設計断面の決定に影響を与える限界状態の数とそれぞれの限界状態における安全マージンの大きさに左右される。試設計した3つの単柱は、橋軸および

橋軸直角方向ともに各限界状態式において、「荷重項」に対する「耐力項」の安全マージンが小さかったため、ラーメン橋脚を解析対象とした時に比べ大きい破壊確率が算定された。

(3) 限界状態式、目的関数および制約条件の設定

限界状態式は、橋梁Aと橋梁Bに対するものと同じく、橋軸および橋軸直角方向ともに式(17)~(19)で与えた。ただし、作用せん断力 V_{act} は橋軸および橋軸直角方向ともに橋脚下端が終局曲げモーメントに達するときの水平力となる。各限界状態式に含まれる確率変数のパラメータなどは表-4と同じ値を用いた。

目的関数は、ラーメン橋の場合と同じく耐力値(使用鉄筋量)の最小化に対して定義し、各耐力値は橋軸方向に対して算定した。曲げ耐力の下限値およびせん断耐力の上限値の設定もラーメン橋と同条件である。この時、単柱の最適化問題は、以下のように定式化される。

$$\text{find } \{D\} \quad (29)$$

$$\text{such that } Pf_{sys} = Pf_{sys}(\{D, X, Z\}) \leq Pf_{all} \quad (30)$$

$$\text{and } W = V + \frac{M_{do}}{h_a} \rightarrow \min \quad (31)$$

$$M_{c,do} \leq M_{do} \quad (32)$$

$$V_S \leq V_S^u \quad (33)$$

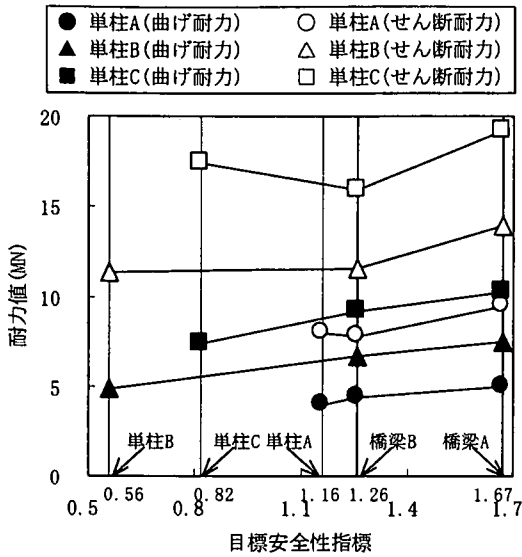


図-25 単柱式 RC 橋脚の耐力の推移

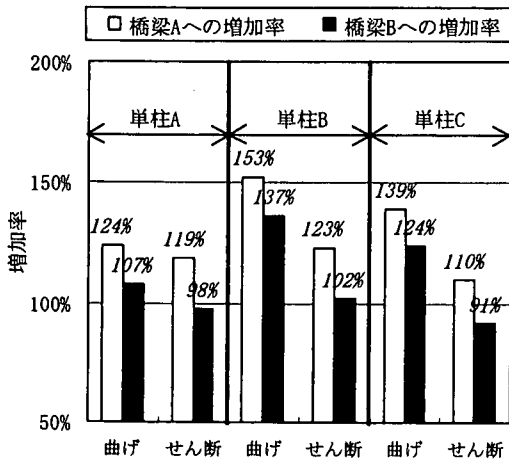


図-26 橋梁 A, B と安全性を整合させるのに必要な耐力増加率

$$\{D\} = \{M_{do}, V\} \quad (34)$$

ここに、

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

(4) 提案手法を用いた単柱式 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 $P_{f,sys}$ は、表-2 に示す通りである。そこで、式(30)で与えられる目標破壊確率 $P_{f,all}$ として、この橋梁 A および橋梁 B の破壊確率 $P_{f,sys}$ 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-25 に示す。図中の各耐力値は、表-5 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-25 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となる耐力値の増加率を算定したものが図-26 である。なお前述したように、本提案手法を用いると、同じ破壊破壊確率を保有する構造物でも、道路橋示方書に基づき試設計した際の断面諸量よりも小さくできるため、最適設計後の断面諸量を基準に耐力増加率を計算すると、図-26 に示した値よりもさらに大きくなる。しかしここでは、単柱式 RC 橋脚をラーメン橋脚と同等の破壊確率を保有させるために最低限必要となる断面諸量の増加率を算定するため、道路橋示方書に基づき試設計した際の単柱の各耐力値を基準とした。

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。当然、図-9 と同様に、目標安全性指標と耐力比の関係を整理すると、3 つの単柱式橋脚ともに、目標安全性指標が高くなるにつれて必要耐力比は大きくなる。つまり、道路橋示方書に基づき設計された橋脚断面は、本手法により最適設計された断面に比べ、せん断耐力が曲げ耐力に対し相対的に大きく与えられる設計となっていることが分かる。これは、4. (1)でも述べたように、設計で考慮している、例えばせん断耐力や残留変位の算定に含まれる安全側の配慮と、本研究で設定している不確定要因の差による。

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 つの構造物で図-25 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

っており、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-26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。このように確定論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。

6. 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構築した。また、構造系の破壊確率算定手法の違いにより、最適解には有意な差が生じることを数値計算例から示し、設計者の意図する安全性を正しく付与した構造設計を行う上で、本提案手法の有効性を確認した。
- (2) 解析対象ラーメン橋では、1次モードが卓越しており、基礎の減衰効果を考慮した地震時応答変位を、動的解析を行なうことなく、荷重漸増法とエネルギー一定則をもとに推定することができた。これにより、最適化過程の計算時間を大幅に短縮することが可能になった。
- (3) 従来の設計手順のように、確定的に様々な安全係数を使用し、各限界状態毎に照査を行って耐震設計された構造物に対し、本提案手法により複数の限界状態を同時に考慮した確率論的設計を行うと、より少ない耐力値でも同一の破壊確率を保有する構造設計が可能であることを確認した。
- (4) ラーメン橋の橋軸方向の荷重漸増解析において、終局状態の定義を変更しても、残留変位の推定に伴うばらつきが大きい範囲では、提案手法に基づき設計される断面諸量には、ほとんど影響しないことを確認した。
- (5) 目標性能がより厳しい状態の設計を合理的に行うためには、構造物の安全性に支配的な限界状態中の設計(確率)変数だけではなく、感度解析により構造系の安全性に影響を与える各種不確定要因を特定し、それらを含めて算定精度等を高めていく必要がある。
- (6) 確定論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。

安全性を破壊確率という共通の尺度により規定することで、形式や使用材料の異なる構造物相互の安全性レベルの整合や目標安全性に対する規定を満足しているかなどの照査を定量的に実施することが可能になる。本提案手法は、このような確率論的手法に基づく設計を具現化したものであるが、連続ラーメン橋橋脚への適用でも見られたように、以下に示す項目が今後の課題であると思われる。

- (1) 破壊確率を制約条件とした設計を体系化させるためには、特定の目的関数を定義した上で最適設計を行うことになる。設計上最適な状態であると判断する定義には、様々なものがあり、各定義毎に設計される断面諸量等は異なるため、目的関数の選択による最適解への感度などを検討していく必要がある。
- (2) 構造解析から得られる応答値のばらつきの評価は、最適解に大きな影響を与えるため、構造解析モデルに介入する各不確定性の大きさや考慮する荷重の統計量(大きさ、頻度等)を十分に評価した上で決定する必要がある。
- (3) 直接破壊確率を計算して設計を行うことは、信頼性解析に馴染みがない技術者には煩雑となるため、本提案手法を用いて得られる断面に近い設計が可能となる部分安全係数の設定を行うなどの単純化が必要である。

参考文献

- 1) 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。
- 2) 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。
- 3) 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。
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、1996。
- 5) 伊藤藤夫、尾坂芳夫：設計論(土木工学体系15)、彰国社、1980。
- 6) Ditlevsen, O.: System reliability bounding by Conditioning, Proc. of ASCE, Vol.108, No.EM5, pp.708-718, 1982。
- 7) Ang, A. H-S, Abdelnour, J. and Chaker, A.A.: Analysis of activity networks under uncertainty, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.101, No.EM4, pp.373-387, 1975。
- 8) 三原徹治、飯塚稔、石川信隆、吉川浩平：安全性指標を制約とした骨組構造物の最適塑性設計、構造工学論文集、Vol.32A, pp.475-483, 1986。
- 9) Dan, M. Frangopol: Sensitivity of reliability-based optimum design, Journal of the Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No.8, pp.1703-1721, 1985。

- 10) Enevoldsen, I. and Sorensen, J.D. : Reliability-based optimization in structural engineering, *Structural Safety*, 15, pp.169-196, 1994.
- 11) 北沢正彦, 久保雅邦, 白木渡, 亀田弘行: 鋼製橋脚における荷重組合せの解析と荷重係数の試算, *構造工学論文集*, Vol.33A, pp.761-773, 1987.
- 12) Sorensen, J.D., Kroon, I.B. and Faber, M.H. : Optimal reliability-based code calibration, *Structural Safety*, 15, pp.197-208, 1994.
- 13) Ang, A. H-S and Tang, W.H. (伊藤学, 亀田弘行訳): 土木・建築のための確率・統計の応用, 丸善, 1977.
- 14) 秋山充良, 松中亮治, 土井充, 鈴木基行: 鉄筋コンクリート橋梁システムに介在する不確定要因を考慮した場所打ち杭基礎の設計水平震度評価に関する研究, *土木学会論文集*, No.641/V-46, pp.187-203, 2000.
- 15) 白木渡, 井面仁志, 今井慈郎, 伊藤剛夫, 石川浩: 地震時保有水平耐力照査式を用いた終局限界状態に対する鋼製ラーメン橋脚の耐震信頼性評価, *構造工学論文集*, Vol.45A, pp.389-396, 1999.
- 16) 杉本博之: 構造最適設計の数値計画法からの脱皮, *構造工学論文集*, Vol.35A, pp.339-345, 1989.
- 17) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1998.
- 18) 星谷勝, 石井清: 構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会, 1986.
- 19) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: セン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.
- 20) 星隈順一, 川島一彦, 長屋和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係, *土木学会論文集*, No.520/V-28, pp.1-11, 1995.
- 21) 杉本博之, 吉岡修司: 2段階最適化による格子構造の最小重量設計に関する研究, *構造工学論文集*, Vol.33A, pp.687-695, 1987.
- 22) 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.
- 23) 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.
- 24) 尾山靖史, 矢部正明: 剛性低下型履歴モデルの残留変位に関する検討, 第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.333-339, 1999.
- 25) 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.
- 26) 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.
- 27) 森尾敏, 幸左賢二, 藤井康男, 宮本文穂: 地震時保有水平耐力法と非線形動的解析による耐震検討の比較と課題, 第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.295-302, 1999.
- 28) 土田貴之, 御園生静栄, 佐々木拓也: 等橋脚を有するコンクリートラーメン橋のブッシュオーバーアナリシスに関する研究, 第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.25-32, 1998.
- 29) 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.
- 30) 江原礼子, 前田匡樹, 永井寛: 材料強度および耐力評価式のばらつきがRC部材耐力および破壊形式に及ぼす影響, *コンクリート工学年次論文報告集*, Vol.21, No.1, pp.433-438, 1999.
- 31) 長尚: 安全性指標の有効性について, *構造工学論文集*, Vol.35A, pp.459-466, 1989.

(2000.3.24 受付)

RELIABILITY-BASED OPTIMAL DESIGN CONSIDERING STRUCTURAL SYSTEM AND ITS APPLICATION TO EVALUATION OF SEISMIC PERFORMANCE OF RC BRIDGE PIER

Mitsuyoshi AKIYAMA, Ryoji MATSUNAKA, Mitsuru DOI and Motoyuki SUZUKI

It is requested to switch over to a performance-based design system. In this paper design flow charts which can cope with an arbitrarily given safety level are formulated by reliability-based optimal theory considering structural system. Then the proposed method is applied to the seismic designs of rigid-frame bridge piers and RC bridge pier (single-column types) which are designed based on the current code to examine their seismic performance. As a result, it is confirmed that (1) the RC bridge piers so as to attain the prescribed reliability can be designed by the proposal method and (2) the safety of bridge piers, which are designed based on the current code, are not uniform.