

非線形動的解析に基づく鉄筋コンクリート橋梁の耐震信頼性評価法

中山 隆弘*・竹本 康弘**・熊高 慎二***

(平成14年9月12日受理)

Reliability Assessment of a Reinforced Concrete Bridge Subjected to Seismic Ground Motion base upon Nonlinear Dynamic Analysis

Takahiro NAKAYAMA, Yasuhiro TAKEMOTO and Shinji KUMATAKA

(Received Sep. 12, 2002)

Abstract

In this paper, the relationship between an existing bridge reliability and unpredictable uncertainty of seismic loading is discussed by means of the Monte Carlo simulation technique. First, we carried out the simulation of seismic ground motion on the basis of the non-stationary process model characterized by not only evolutionary spectrum but also non-stationary phase. Second, nonlinear responses of the three span steel girder bridge with two reinforced concrete piers under simulated earthquakes were analyzed by use of general purpose computer program TDAP III. Third, the influence of uncertainty about both concrete strength and yield strength of reinforcement on responses of piers was quantitatively cleared. Finally, reliability indices of the bridge subjected to an assumed strong earthquake ground motion were evaluated by using the second moment method. Moreover, the effect of number of the simulation on reliability indices was numerically investigated.

Key Words: simulated earthquakes, reinforced concrete pier, material strength, uncertainty, reliability index

1. はじめに

わが国では兵庫県南部地震以降、橋梁の耐震設計に用いる地震動として、TYPE I (プレート境界型地震)とTYPE II (内陸直下型地震)の地震動が使用されるようになった¹⁾。さらに、必要に応じて行われる動的解析による安全性照査が従来にも増して重要視されるようになり、文献¹⁾でもI種、II種、III種地盤上で得られたTYPE IおよびTYPE IIの各地震動を3波形程度選び、それらに対する応答量(変位や断面力など)の平均値によって橋梁の安全性を評価することが規定されている。

さて、この考え方は、基本的には従来観測された最大規

模の地震動を設計用地震動とする考え方であると言えよう。しかし、現状の実務設計ではやむを得ないと思われるこの考え方も、構造物の安全性を信頼性指標によって評価することを原則とする国際標準(ISO2394)²⁾を視野に入れば、将来に渡ってベストな安全性照査法であるとは言いがたい。つまり、濱田³⁾が指摘しているように、このような地震動を設計用地震動に設定している限り、これまでの観測データを上回るような地震動が新たに観測される度に設計用地震動を改訂せざるを得ないことになる。すなわち、将来の地震の発生や地震動特性の予測には大きな不確実性が存在することを十分に認識し、耐震設計基準にそのことを反映させるべきであると考えられる。さらに、近年、構造物

* 広島工業大学工学部建設工学科

** 株式会社コンサルタンツ大地

*** 広島工業大学大学院工学研究科土木工学専攻

の信頼設計法として性能照査型設計法が着目され、道路橋の耐震設計でも、許容応力度設計法から信頼性設計法の移行が検討されている⁴⁾。また、独立法人土木研究所などの国の機関では、本研究とほぼ同様の目的で地震動の不確実性を考慮した非線形動的解析の研究が盛んに行われている⁵⁾。

本研究は、これまで著者らがそのような問題意識の下で行ってきた研究⁶⁾をさらに発展させたもので、既設橋梁の耐震信頼度が地震動の加速度や位相、あるいは材料強度の不確実性にどのような影響を受けるのかを検討した。さらに、解析ケース数の違いによる耐震信頼性の精度について着目し、安全性照査法の可能性を検討した。

2. 地震動および材料強度の不確実性を考慮した既設橋脚の耐震信頼性評価

2.1 解析概要

本研究では、現在の耐震設計法とは異なる考え方で設計された鉄筋コンクリート橋脚（以下では、RC 橋脚と称する）を有する既設橋の構造信頼性について、地震時保有水平耐力法（以下では保耐法と称する）および非線形動的解析法（以下では非線形動解と称する）によって検討した。なお、非線形動解は、これまで多くの研究者に利用された実績のある汎用非線形動的解析プログラムである TDAP III によって行った。時刻歴応答解析では Newmark の β

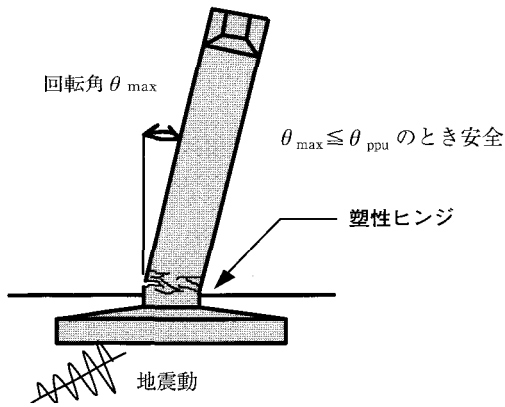


図1 安全性評価の対象とした橋脚の傾き

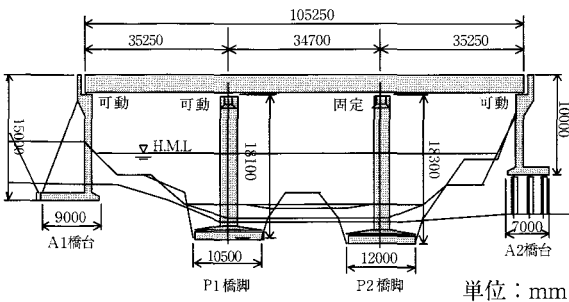


図2 対象橋梁

- 1 次の固有周期：0.97sec
- 2 次の固有周期：0.82sec
- 3 次の固有周期：0.64sec

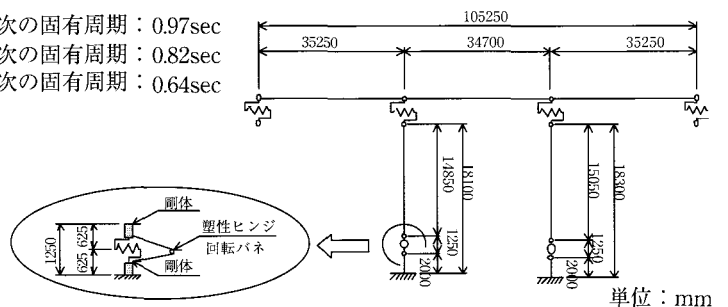


図3 解析モデル

法 ($\beta = 0.25$ ：一定加速度法) を用いた。

次に橋梁の耐震安全性については、非線形動解によって算定される「橋脚基部の塑性ヒンジ部に生じる最大回転角 θ_{max} 」が保耐法によって算定した対応する断面の「終局回転角 θ_{ppu} 」を超過するかどうかで評価した (図-1)。なお、今回は橋軸方向の耐震安全性⁷⁾のみを評価の対象としている。

2.2 対象橋梁とそのモデル化

対象とした既設鉄筋コンクリート橋梁の一般図を図-2に示す。本橋梁は昭和43年3月に改訂された「道路橋下部構造設計指針」に従って設計されたものであり、上部工質量は 1607.7t である。また、現行の道路橋示方書の分類に従えば、建設地点の地域区分は B、地盤種別は I 種 (洪積地盤)、橋梁の重要度は 1 級である。

図-3に動的解析モデルを示す。モデル化においては、上部工を線形はり要素、橋脚を非線形はり要素、橋脚基部に生じる塑性ヒンジを非線形ばね要素でモデル化した。

なお、はり要素の非線形復元力特性については、静的解析である保耐法によって算定した「曲げモーメント-曲率関係」で表した。

また、ばね要素については同じく保耐法で求めた橋脚基部の「曲げモーメント-回転角関係」を Tri-linear モデルで評価し、その履歴特性を図-4に示す通り Tri-linear 型武田モデルでモデル化した。さらに減衰については、Rayleigh 型の減衰モデルを用い、道路橋示方書¹⁾の通り橋脚に 2%、上部工に 3%、基礎に 10% の減衰定数を与えた。

2.3 入力地震動と材料強度の設定

入力地震動については、終局限界回転角に対する破壊確率が 1 にならないよう、兵庫県南部地震の際に得られた、I 種地盤に対応するである神戸海洋気象台記録 E-W 成分 (図-5) をベースとして、非定常スペクトル理論に基づいて求めた実地震動の非定常スペクトルと時間に依存する位相を用いて、100波形の模擬地震動をシミュレートした⁸⁾。

因みに、この模擬地震動100波の平均値は 549gal, 変動係数は11%である。

さらに、材料強度等のばらつきについては、今回はコンクリートの圧縮強度と鉄筋の降伏点のみに着目した。表-1

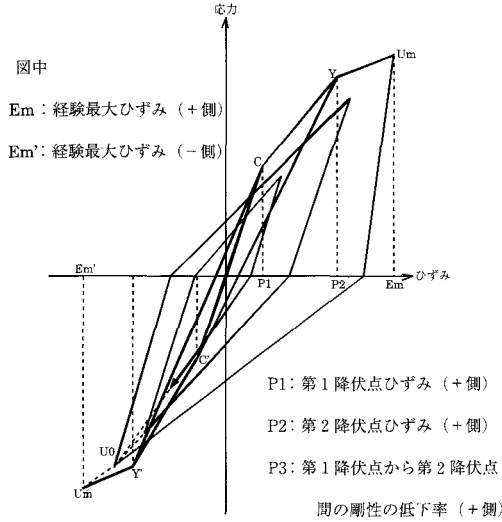


図4 履歴特性モデル (武田モデル)

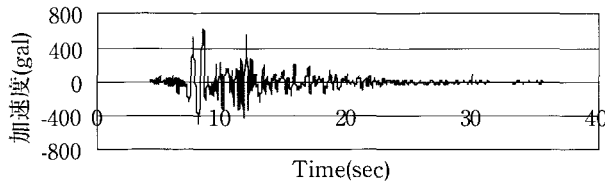


図5 神戸海洋気象台記録 E-W成分

表1 材料強度の特性値

コンクリート	圧縮強度	設計基準	23.5N/mm ²
		平均値	29.9N/mm ²
		変動係数	13.9%
	弾性係数	強度に依存	
	せん断弾性係数	強度に依存	
鉄筋	降伏点	設計基準	294N/mm ²
		平均値	320N/mm ²
		変動係数	5.0%
	弾性係数	2.06 × 10 ⁵ N/mm ²	

にそれらの諸量をまとめて示す。

すなわち、コンクリートの圧縮強度については既往の資料⁹⁾を参考にして変動係数が13.9%の対数正規分布に従うものとし、その母数は対象橋梁の設計で使用された設計基準強度 23.5N/mm²を下回る確率が5%となるように設定した。なお、コンクリートの弾性係数、せん断弾性係数については既往の資料をもとにして圧縮強度に依存するものとした。

次に、鉄筋の降伏点についても既往の文献¹⁰⁾に従って変動係数が5%の対数正規分布に従うものとし、設計基準である 294N/mm²を下回る確率が5%以下となるように母数を設定した。

2.4 解析結果と考察

2.4.1 地震動の不確実性のみを考慮した場合

まず、100ケースの模擬地震動の最大加速度と P2 橋脚基部の塑性ヒンジ部に生じる最大回転角との相関図を図-6に示す。

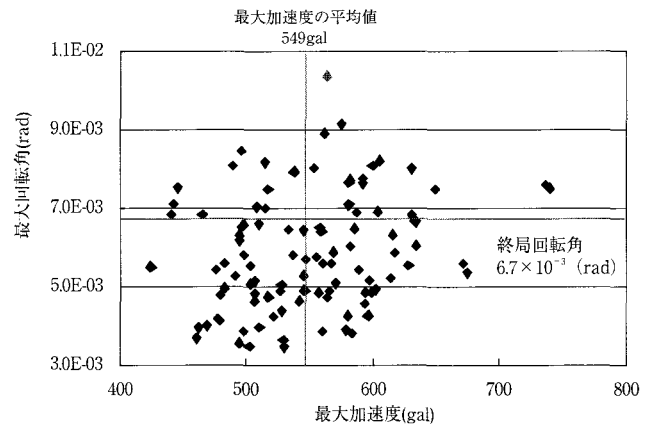


図6 最大回転角・最大加速度の相関図

表2 最大・終局回転角の平均値および変動係数

	最大回転角 (rad)			終局回転角 (rad)
	基準値	平均値	変動係数	
P1 橋脚	1.30E-03	1.60E-03	28.5%	8.50E-03
P2 橋脚	5.86E-03	5.88E-03	25.1%	6.70E-03

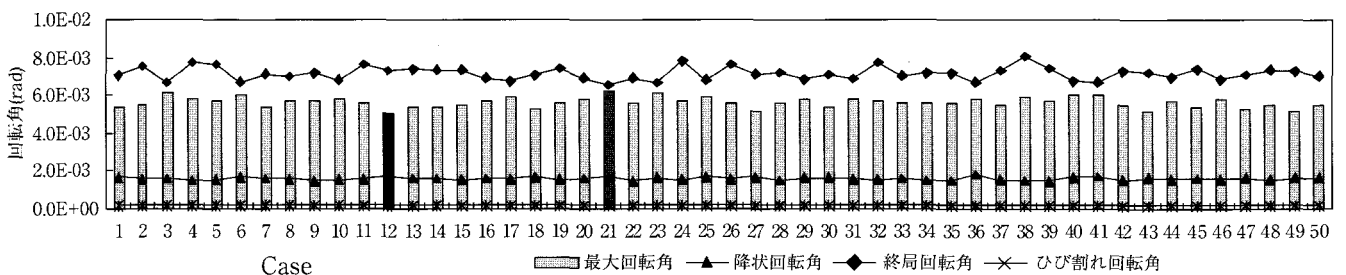


図7 橋脚基部の塑性ヒンジ部に生じる最大回転角

図を見れば明らかなように、平均値よりも小さい最大加速度（約 400～550gal）を有する模擬地震動に対しても、最大回転角が終局回転角を超過したケースがかなりある。この結果は、特定の数波の地震動に対する応答解析で安全性を照査する方法よりも、適切なシミュレーションによって多数の模擬地震動を発生させ、それらに対する解析結果によって、安全性を検討する方が、説得力のある望ましい方法を示唆しているといえる。

次に、終局回転角 θ_{cr} と、P1, P2 両橋脚の最大回転角 θ_{max} の平均値および変動係数を表-2に示す。表より、最大回転角の変動係数は約25～30%であり、地震動の初期位相の不確実性が橋脚の変形性能に及ぼす影響はかなり大きいものであることが分かる。

2.4.2 材料強度の不確実性のみを考慮した場合

50組の材料強度の組み合わせを考え、各々に対する動的解析によって得られた最大回転角を図-7に示す。

図から、最大回転角が終局回転角を超過したケースは1ケースもないことがわかる。このことから、材料強度が本解析で設置したような範囲内であればついても、神戸海洋気象台記録 E-W 成分に対する P2 橋脚の耐震信頼性は十分確保されていると判断できる。また、表-3より、材料強度の不確実性による最大回転角の変動係数は、模擬地震動の不確実性による結果と比較すれば、かなり小さい値であることが理解できる。

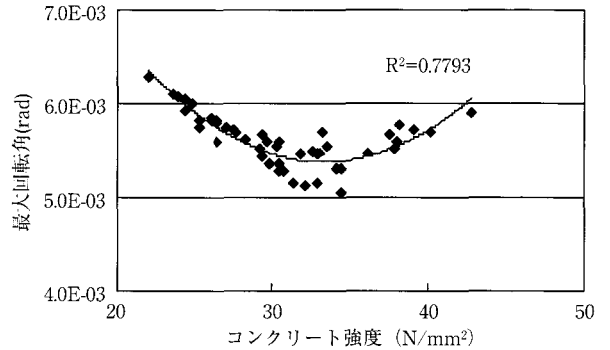
表 3 最大・終局回転角の平均値および変動係数

	最大回転角 (rad)			終局回転角 (rad)		
	基準値	平均値	変動係数	基準値	平均値	変動係数
P1 橋脚	1.30E-03	1.33E-03	7.0%	8.50E-03	9.28E-03	6.1%
P2 橋脚	5.86E-03	5.61E-03	4.9%	6.70E-03	7.14E-03	4.8%

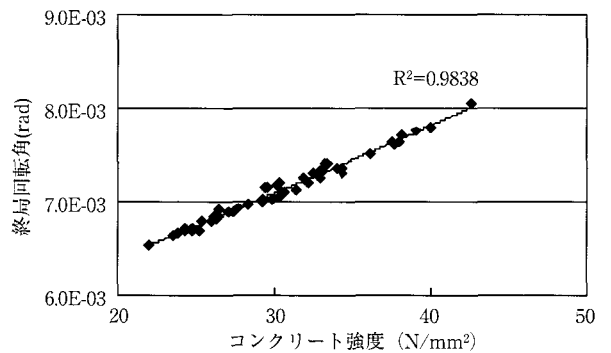
さて、に図-8 (a) および (b) は、材料強度と最大回転角および終局回転角の相関図である。

図より、最大回転角は、コンクリート強度と正の2次曲線で関係付けられていることが理解できる。また、終局回転角は、コンクリートの圧縮強度と正の相関が極めて高いことがわかる。この結果は、コンクリートの圧縮強度を強くすればするほど、橋脚の耐力を表わす指標である終局回転角は大きくなるが、最大回転角は、橋脚の頂部に作用す

る剛性が高くなり必ずしもその関係が成立しないことを表している。このことは、材料強度と橋脚の変形性能の関係をよく理解して、設計を行う必要があることを明確に表していると言える。



(a) 最大回転角とコンクリート強度の相関図



(b) 終局回転角とコンクリート強度の相関図

図 8 最大回転角・終局回転角とコンクリート強度との相関図

2.4.3 地震動および材料強度の不確実性をともに考慮した場合

表-4は、地震動と材料強度の組み合わせを500個作り各々に対する P1, P2 両橋脚のひび割れ限界回転角、降伏限界回転角、終局限界回転角を保耐法から求めた平均値および変動係数を示したものである。表より、ひび割れ・降伏・終局における各限界状態の回転角のすべてで、その変動係数は5.0～8.0%となり、コンクリート強度の変動係数13.9%を大きく下回っていることが理解できる。

すなわち、材料強度のばらつきが RC 橋脚の変形性能に及ぼす影響はそれほど大きくないことを示している。

次に、図-9は、終局回転角と最大回転角を比較したものである。図より、地震動のみの不確実性を考慮した場合と

表 4 ひび割れ・降伏・終局回転角の平均値および変動係数

	ひび割れ回転角 (rad)			降伏回転角 (rad)			終局限界回転角 (rad)		
	基準値	平均値	変動係数	基準値	平均値	変動係数	基準値	平均値	変動係数
P1 橋脚	1.20E-04	1.26E-04	8.1%	1.37E-03	1.43E-03	5.2%	8.50E-03	9.28E-03	6.1%
P2 橋脚	1.17E-04	1.23E-04	4.8%	1.50E-03	1.58E-03	5.1%	6.70E-03	7.14E-03	4.8%

同様、550gal 程度の地震動に対する対象橋梁の耐震信頼性はかなり低いと言える。ちなみに、実際に終局限界状態における最大回転角を応答最大回転角が超過した回数は500ケースのうち100回である。

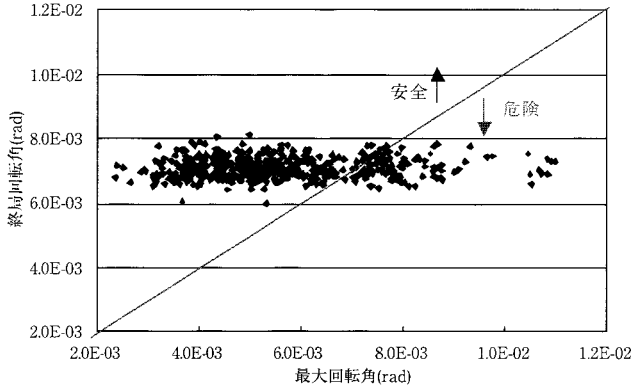


図9 終局回転角と最大回転角の比較

また、表-5は P1, P2 両橋脚の最大回転角 θ_{max} の平均値および変動係数を示したものである。表より、最大回転角の変動係数は約20~30%であり、地震動の不確実性のみを考慮した場合と近い傾向を示している。

表5 最大回転角の平均値および変動係数

	最大回転角 (rad)		
	基準値	平均値	変動係数
P1 橋脚	1.30E-03	1.34E-03	17.9%
P2 橋脚	5.86E-03	5.58E-03	30.2%

2.4.4 P2 橋脚における破壊確率の効率的算定法

さて、橋脚の破壊確率は、多数（ここでは N 個とする）の模擬地震動に対する非線形動解によって求められた塑性ヒンジ部の各最大回転角が、保耐法によって求められた終局回転角を超過する回数（ここでは n 個とする）により式(1)によって評価できるがそのためには N をと、最大回転角の度数分布を極値分布である Gumbel 分布に当てはめて破壊確率を算定することで既設橋脚の耐震信頼性を評価することを試みた。

1) 超過回数による破壊確率の算定方法

$$P_f = \frac{n}{N} \quad (1)$$

n：塑性ヒンジ部の最大回転角 θ_{max} が終局回転角 θ_{cr} を超過する回数

N：応答解析の回数

式(1)によって前述の解析結果を用いて算出される破壊確率を次に示す。

(1) 地震動の不確実性のみを考慮した場合

$$P_f = (\text{終局回転角を超過したケースの数}) / (\text{応答解析$$

の回数)

$$= 29 / 100$$

$$= 0.29$$

(2) 材料強度の不確実性のみを考慮した場合

$$P_f = (\text{終局回転角を超過したケースの数}) / (\text{応答解析の回数})$$

$$= 0 / 50$$

$$= 0.00$$

(3) 地震動および材料強度の不確実性をともに考慮した場合

$$P_f = (\text{終局回転角を超過したケースの数}) / (\text{応答解析の回数})$$

$$= 100 / 500$$

$$= 0.20$$

2) Gumbel 分布（第1種極値分布）による破壊確率の算定方法

橋脚の塑性ヒンジ部に生じる最大回転角を極値分布である Gumbel 分布に、終局回転角を正規分布に当てはめて破壊確率を算定することを試みた。

(1) 地震動の不確実性のみを考慮した場合

まず、最大回転角の頻度分布と、Gumbel 破壊確率密度関数を図-10に示す。

図視によっても、最大回転角が Gumbel 分布関数と比較的よく一致していることがわかる。コルモゴロフ-スミルノフ検定からも、両者とも有意水準 5%において最大回転角が Gumbel 分布に適合するとの結果が得られた。ちなみにこの時の分布関数は、

$$F[\theta_{max}] = \exp[-\exp\{-\alpha(y-u)\}]$$

の通りである。この場合、終局回転角は確定値で与えられるので、破壊確率は、

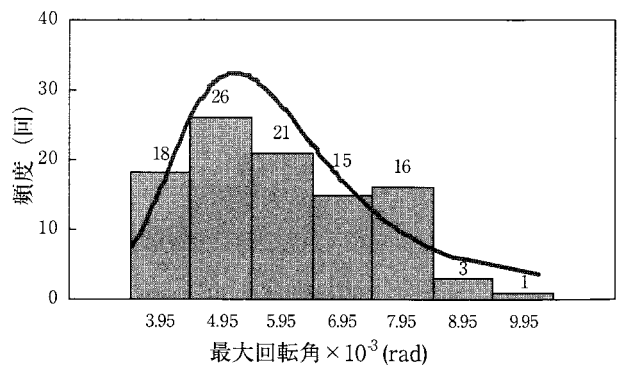


図10 100個の模擬地震動に対する最大回転角頻度分布

$$\begin{aligned}
 P_f &= 1 - F[\theta_{\max}] \\
 &= 1 - \exp(-\exp(-830.2(0.0067 - 0.005203))) \\
 &= 0.251
 \end{aligned}$$

(2) 材料強度の不確実性のみを考慮した場合

この場合は、性能関数 $z = \theta_{cr} - \theta_{\max}$ として一次ガウス近似法により算定した信頼性指標によって破壊確率を計算すると、

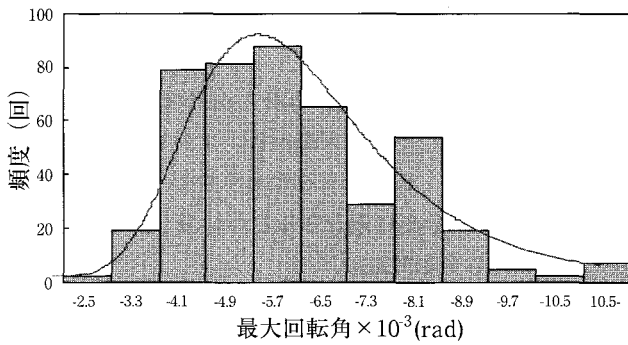
$$P_f = 0.0005$$

となる。

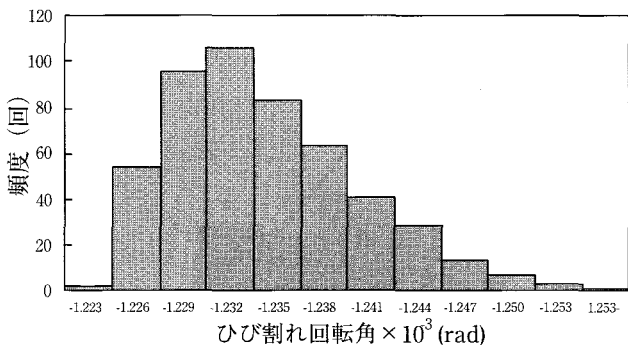
(3) 地震動および材料強度の不確実性をともに考慮した場合

このケースでは、(1)、(2)のように、橋脚の限界状態を終局限界状態のみと考えるのではなく、使用限界状態と考えられる鉄筋の降伏時の回転角 θ_{py} 、さらにはそれより損傷が小さいといえるコンクリートにひび割れが発生するときの回転角 θ_{pc} に対する限界超過確率も考えた。

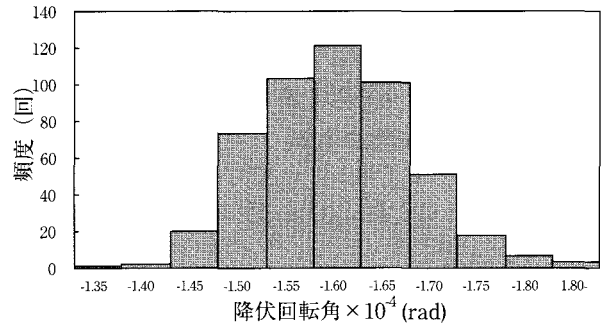
まず、図-11の(a)~(d)はそれぞれ500ケースの応答値に対する最大回転角、ひび割れ回転角、降伏回転角および終局回転角の頻度分布を示したものである。まず、図(a)より、最大回転角の頻度分布は図中の Gumbel 分布に良く適合していることが分かる。次に、図(b)より、ひび割れ回転角



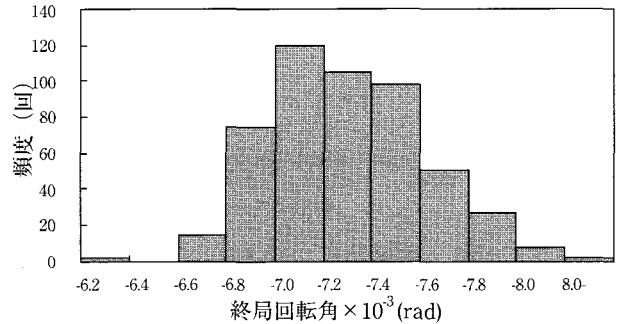
(a) 500ケースの応答値に対する最大回転角の頻度分布



(b) 500ケースの応答値に対するひび割れ回転角の頻度分布



(c) 500ケースの応答値に対する降伏回転角の頻度分布



(d) 500ケースの応答値に対する終局回転角の頻度分布

図11 P2 橋脚の最大回転角およびひび割れ・降伏・終局回転角の頻度分布

の頻度分布は対数正規分布に、図(c)、(d)より、降伏回転角および終局回転角はいずれも正規分布に良く一致していると判断できる。因みに、コルモゴロフスミルノフ検定による結果は有意水準5%において各々、対応する分布に適合するとの結果が得られた。

そこで、最大回転角を Gumbel 分布、ひび割れ回転角を対数正規分布、降伏回転角および終局回転角を正規分布に当てはめ、1次ガウス近似法により算定した信頼性指標によって破壊確率を計算した。

表-6はそれらの結果をまとめたものである。表より、当然ではあるが、ひび割れ回転角・降伏回転角に対する破壊確率は非常に高く、最大加速度の期待値が 550gal である地震動が対象橋梁に生じた場合、健全な機能を確保することは非常に困難であると判断できる。また、終局回転角に対する破壊確率は常に0%であった P1 橋脚でも、降伏回転角に対する破壊確率がおよそ50%、ひび割れ回転角に対する破壊確率は100%となっている。

さて、本解析で最も注目した、固定支承を有する P2 橋脚の終局回転角に対する破壊確率は0.17となった。この値

表6 P1, P2 橋脚における破壊確率

	ひび割れ限界状態に対する破壊確率	降伏限界状態に対する破壊確率	終局限界状態に対する破壊確率
P1 橋脚	1.00	0.46	0.00
P2 橋脚	1.00	1.00	0.17

が果して公共構造物で、ある提案の安全性水準として適当であるかどうかを判断することは出来ないが、限界状態と入力地震動との関係で、今後検討すべき極めて重大な事項である。

表-7は超過回数により単純計算で求めた破壊確率と、一次ガウス近似法による破壊確率をまとめたものである。表より、地震動および材料強度の不確実性をともに考慮した場合は、地震動のみの不確実性を考慮した場合に比べ、破壊確率がおよそ10%小さくなっている。これは、材料強度の不確実性を考慮することにより、橋脚の耐力である終局回転角がより上昇するためである(図-8)。また、超過回数による破壊確率と Gumbel 分布に基づいた破壊確率を比較すると、両者に大きな差は見られず、Gumbel 分布(最大回転角)と正規分布(終局回転角)を用いた破壊確率の算定方法が有効であると判断できる。

表 7 P2 橋脚の破壊確率

考慮した不確実性	地震動のみ	材料強度のみ	地震動および材料強度
超過回数による破壊確率	0.29	0.00	0.20
Gumbel 分布に基づいた破壊確率	0.25	0.00	0.17

3. 解析ケース数の違いによる耐震信頼性の精度

3.1 解析概要

前項で示した橋梁の耐震信頼性評価方法では、多数の模擬地震動や材料強度に対する非線形動解を行う必要があり、データ整理まで含めると多大な労力がかかる。したがって、コンピュータの性能が飛躍的に向上するであろう将来はともかく、現時点で実務設計にその方法を適用することはかなり難しい。

そこで、本解析では、地震動および材料強度の不確実性をともに考慮した500ケースの解析結果を用いて、解析ケース数の違いによる耐震信頼度の精度の違いについて検討した。

3.2 解析ケース

本解析では、500ケースの解析結果の中からランダムに10個のデータを取り出し、その10個のデータをもとに分布形状の決定に必要な母数を導き出した。そして、その母数をもとに1次ガウス近似法により算定した信頼性指標によって破壊確率の算定を行った。解析ケースは、ランダムに取り出すデータの個数を20, 40, 60, 80, 100, 150, 200, 300, 400の9種類であり、そしてそれらに対し各々10ケースの計算を行い、平均値と変動係数を算出した。

3.3 解析結果と考察

動的解析の回数と、それによって得られた破壊確率の平均値および変動係数を図-12, 図-13にそれぞれ示す。

図を見れば明らかなように、破壊確率の平均値は、回数にかかわらず500ケースの破壊確率である0.17にかなり近い値を示している。しかし、変動係数には大きな差があることが分かる。

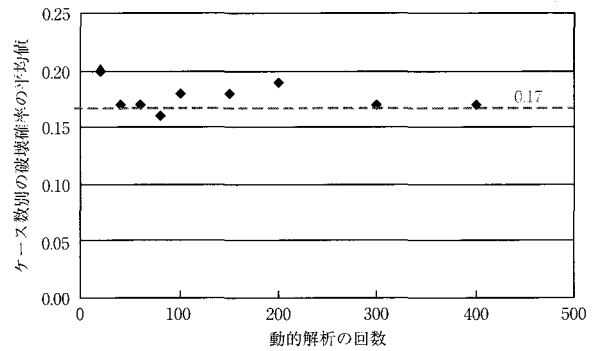


図12 動的解析の回数と破壊確率の平均値との関係

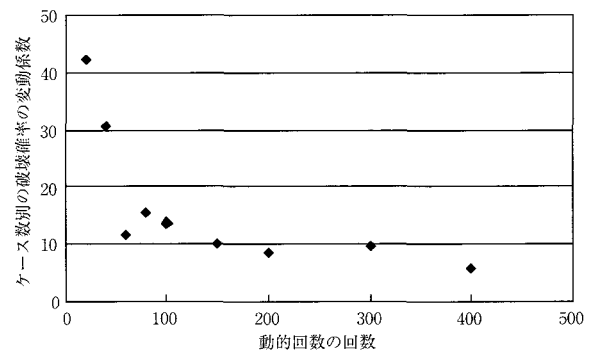


図13 動的解析の回数と数別の破壊確率との関係

4. ま と め

本研究では、橋梁の耐震性に影響を及ぼす様々な不確実性のうち、地震動と材料強度に着目し、非線形動的解析を行って、ある既設橋梁の耐震信頼性評価方法について検討を行った。得られた結果を要約すると次のようである。

- ・兵庫県南部地震の際の神戸海洋気象台記録 (E-W 成分) の波形で、最大加速度の平均値が 550gal になるように振幅調整した地震動に対する対象橋脚の終局限界状態に対する破壊確率約は17%で、現在の道路橋示方書の観点からいえば、耐震信頼性は低いと判断できる。
- ・コンクリートの圧縮強度と RC 橋脚の変形性能には強い正の相関性がある。
- ・鉄筋やコンクリートの材料強度のばらつきが RC 橋脚の抵抗性能や応答に及ぼす影響は、地震動の不確実性の影響に比べればはるかに小さいが無視できるほど小さい。

いとは言えない。

- ・地震動の不確実性のみを考慮した場合より、地震動および材料強度の不確実性をともに考慮した場合の破壊確率は低くなる。
- ・破壊確率が0.1を超えるような今回のひとつの事例について、60～100回のケース程度の動的解析を行えば、信頼できる信頼性評価が可能であることを示せた。

なお、例え50回のシミュレーションでも、今回使用したワークステーションでは、応答解析に要する時間は80時間になる。したがって現時点では直ちに橋梁の信頼性設計を導入するにはかなりの困難があることを記しておきたい。

謝 辞

本研究は文部省（当時）私立大学ハイテク・リサーチ・センター整備事業の一環として実施されたものであり、関係各位にこの場を借りてお礼を申し上げます。

さらに、位相の非定常性を考慮した新たな地震動シミュレーション法によって発生させた地震動を提供していただいた藤原豪紀氏（フクヨシエンジニアリング（株））に深く感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，1996.12.
- 2) 日本規格協会：ISO2394 構造物の信頼性に関する一般原則，2000.
- 3) 濱田正則：新しい耐震設計，土と基礎 6月号，pp.1-6, 1996.6.
- 4) 西田秀明・運上茂樹・星隈順一・大住道生：道路橋橋脚の設計手法の違いが耐震信頼性に及ぼす影響，土木学会第57回年次学術講演概要集，I-443, pp.885-886, 2002.9.
- 5) 星隈順一・運上茂樹：動的解析に基づく耐震設計に用いる入力地震動の数と非線形応答のばらつき，I-445, pp.889-890, 2002.9.
- 6) 中山隆弘・藤原豪紀・長谷川賢路・児玉明日香・竹本康弘：地震動および材料強度の不確実性を考慮した既設橋梁の耐震信頼性に関する一考察，JCOSSAR2000 論文集，33-A, pp.197-204, 2000.11.
- 7) 運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚の終局状態の設定法に関する一考察，第1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公演論文集，pp.37-38, 1998.
- 8) 藤原豪紀・中山隆弘：位相の非定常性を考慮した地震動シミュレーション法の開発，土木学会論文集，No.661, I-53, 119-132, 2000.10.
- 9) 例えば，日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，1998.
- 10) 例えば，東京電力：水力・火力土木構造物への信頼性設計適用研究，pp.41-42, 1987.