

材料特性等のばらつきが鉄筋コンクリート橋脚の 地震応答特性評価に及ぼす影響

足立 幸郎¹・運上 茂樹²

¹正会員 工修 建設省土木研究所 耐震技術研究センター 耐震研究室 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

²正会員 工博 建設省土木研究所 耐震技術研究センター 耐震研究室 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

鉄筋コンクリート橋脚の地震応答を評価し耐震性を照査する場合は、地震力そのもののばらつきのほかに、部材を構成する材料強度等のばらつきに起因する強度、変形性能、およびこれらに起因する非線形地震応答のばらつきが存在するとともに、それらを評価する耐力評価式のばらつき、変形性能評価式のばらつき、および非線形地震応答特性の評価のばらつきが存在する。したがって、鉄筋コンクリート橋脚の耐震安全性を評価する場合は、これらのばらつき要因およびそれらの相互相関を考慮する必要がある。本研究では、現行の道路橋示方書で設計される鉄筋コンクリート橋脚を例に、上記に述べた地震力以外のばらつきを考慮した場合の耐震安全性をモンテカルロシミュレーションにより評価した。

Key Words: Reliability Analysis, Seismic Design, Reinforced Concrete Column, Monte Carlo Simulation

1. はじめに

従来の震度法に基づく許容応力度設計法による耐震設計では、想定する地震力に対し十分な強度を持って抵抗することを基本としている。したがって、ばらつきを安全係数の形で考慮した上で、力を基本として設計が行われている。一方、大規模地震に対しては地震時保有水平耐力法など構造物の変形性能を期待する設計法が用いられる。材料強度等のばらつきは強度のばらつきをもたらすだけでなく、変形性能や非線形地震応答にも影響を及ぼす。また、一方では耐震性を評価する耐力評価式、変形性能評価式、非線形地震応答評価式自体にもばらつきが存在する。したがって、構造物の耐震安全性を評価するためには、地震力のばらつき、構造物の応答のばらつき、さらにそれを評価する評価手法の精度のばらつきを総合的に評価した上で耐震安全性を評価する必要がある。

鈴木らは、せん断耐力、曲げ耐力、および変形性能を同時に考慮した鉄筋コンクリート橋脚の耐震信頼性評価法を提案し、これらの相関を考慮した耐震安全性評価を行っている^{1), 2)}。岩城ら³⁾はRC橋脚の曲げ耐

力と作用地震力に着目した信頼性解析を実施している。

本研究では、材料強度等のばらつきによる耐力、変形性能のばらつきおよび、道路橋示方書の各種評価式の精度のばらつきに着目して、道路橋脚の耐震信頼性評価を試みた。評価手法としてはモンテカルロシミュレーションを用いた。なお、本検討においては、地震力のばらつきは考慮していない。

2. 材料特性等のばらつきと部材性能への影響

材料特性等のばらつきとして、表-1に示すばらつき要因を考慮した。コンクリートおよび鉄筋の強度、鉄筋断面積に関するばらつきは既往の文献^{4), 5)}より調査し、平均的な数値として表-1に示すように与えた。コンクリートの弾性係数のばらつきは道路橋示方書の関係式に基づき強度に依存させた。鉄筋の弾性係数、作用軸力、断面寸法・配筋位置は表-1のようにばらつきを仮定した。これらのばらつき要因は、完全無相関であると仮定した。さらに個々の要因は正規分布に従うものと仮定した。ばらつきの影響を検討する手法として、モンテカルロシミュレーション手法を用いた。乱

数の発生は2,000個とした。

対象とする鉄筋コンクリート部材断面は、図-1に示す矩形断面とし、降伏曲率、終局曲率、曲率じん性率、終局曲げモーメント、降伏剛性について整理を行なった。なお、これら諸量の算出にあたっては、道路橋示方書に示されるB種橋およびレベル2タイプII地震動を考慮する場合の算出方法に従った。なお、公称強度、公称断面積等を用いて算出された断面耐力および変形性能を用いて基準化した。

図-2にシミュレーション結果を示す。降伏曲率は、コンクリートおよび鉄筋強度の過強度特性により、平均的に18%程度平均値が増加する。一方終局曲率は、コンクリートおよび鉄筋の過強度特性の影響は少なく、平均値の増加は約6%程度である。またばらつきも降伏曲率と比較して小さい。両者の比に相当する曲率じん性率は、降伏曲率の増加に対して終局曲率の増加が小さいため平均値が90%程度となり、材料の過強度特性が変形性能を減少させることがわかる。終局曲げモーメントは、平均値の増加が14%程度、その標準偏差は7%程度となった。平均値の増加は主に軸方向鉄筋の過強度

表-1 材料特性等のばらつき要因とばらつきの設定

パラメータ	基準値	平均値	変動係数
コンクリート強度	23.5N/mm ²	120%	10%
コンクリート弾性係数	2.45×10 ⁴ N/mm ²	強度に依存	強度に依存
鉄筋降伏点強度	295N/mm ²	120%	7%
鉄筋断面積	公称値	97%	1%
鉄筋弾性係数	2.06×10 ⁵ N/mm ²	97%	1%
作用軸力	5%σ _u A _s	105%	5%
断面寸法・配筋配置	設計値	100%	1%

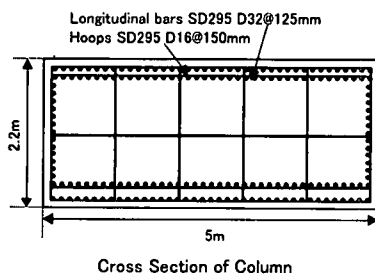


図-1 検討鉄筋コンクリート橋脚断面

特性によるものである。なお、AASHOTO⁷⁾では部材の過強度係数を30%と設定されているが、本事例では「平均値+1×標準偏差」の値として20%程度が得られた。降伏剛性に及ぼす影響は小さい。

3. 耐力・変形性能評価の推定精度のばらつき

耐力および変形性能の推定精度は、正負交番載荷試験結果による荷重-変位特性と比較することによって得られる。ここでは、終局変位は荷重-変位曲線のピークを過ぎ初降伏耐力まで低下した状態の変位を終局変位と定義することとした。初降伏耐力がばらつく場合、終局変位を定義することが困難になるため、初降伏耐力および初降伏変位の推定には精度のばらつきはないと仮定した。本手法に基づき変形性能照査式の精度について検討を行った。検証に用いた実験結果は、比較的大規模かつ横拘束筋が十分配置された供試体を用いた正負交番載荷実験で、載荷繰返し回数が5回以下の表-2に示す9体^{8) 9)}を用いた。道路橋示方書より推定された終局変位の計算値と前述した方法で求めた実験値との精度誤差を比で整理したものが図-3である。平均値(AVE(μ))は16%程度実験値が大きく、評価法自体は安全側の評価を与えていることがわかる。ばらつきを、不偏量を考慮した変動係数(COV(μ)：不偏分散の平方根を計算値で除した量)で表現した場合25%程度となる。材料等のばらつきと比較してばらつき度合いが大きい。今回整理した実験結果は、供試体そのものの種々のばらつきを包含しているため、厳し

表-2 終局変位推定精度検証に用いた実験

供試体	断面寸法 D×W (cm)	かぶり d (cm)	橋脚高さ h (cm)	せん断支間比 a/d	主鉄筋比 (%)	帯鉄筋比 ρ _s (%)	繰返し回数 (回)	参考文献
P-19	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.24	3	8
P-20	50×50	3.5	175	3.8	2.03	0.24	3	8
P-22	50×50	3.5	250	5.4	2.03	0.24	5	8
TP-2	40×40	4.0	125	3.5	1.58	0.57	3	8
TP-3	40×40	4.0	125	3.5	1.58	0.57	1	8
M-1	120×120	5.0	480	4.2	0.77	0.1	3	9
M-2	120×120	5.0	480	4.2	0.77	1.03	3	9
M-3	120×120	5.0	480	4.2	1.21	1.03	3	9
M-4	120×120	5.0	480	4.2	1.75	1.03	3	9

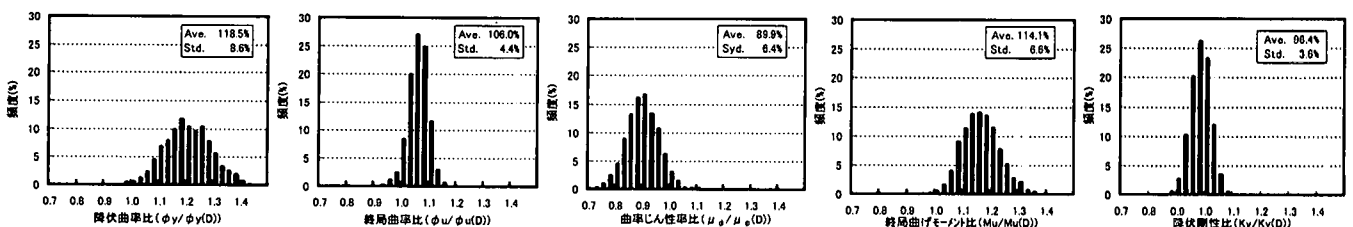


図-2 モンテカルロシミュレーションによる材料特性等のばらつきが部材特性に及ぼす影響

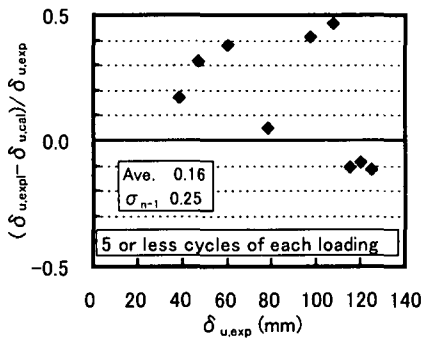


図-3 終局変位推定精度

い評価を与えているものと考えられる。

なお、以降推定精度の確率分布は正規分布を仮定した。正規分布はばらつきの拡がりを実無限に表現する分布であるが、実際はばらつきには限度があると考えられることから、正規分布の仮定も厳しい評価である。

4. 非線形地震応答の評価精度のばらつき

地震時保有水平耐力法では非線形地震応答の評価にエネルギー一定則を用いている。一般的な道路橋の場合、エネルギー一定則は安全側の評価を与えることは経験的に知られている。一方非線形地震応答の評価を精度よく推定し必要降伏震度を求める手法としてリダクションファクタースペクトルが提案され、Miranda¹¹⁾の提案する回帰式が各種地震波のリダクションファクター (R_μ) を平均的によく近似することが知られている¹⁰⁾。 R_μ は主に地震波の位相特性に影響を受ける。

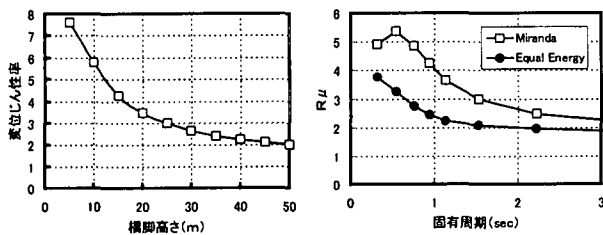


図-4 保有じん性率の特性 図-5 期待される R_μ の特性

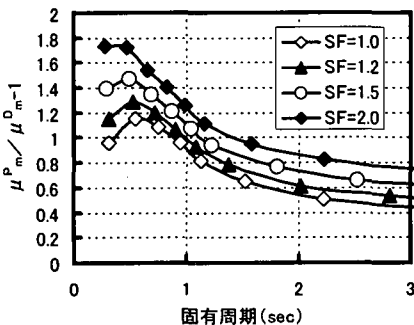


図-6 保有じん性率と必要じん性率の平均値の比

実地震波の位相特性は千差万別であり、したがって R_μ も地震波によってばらつく。 R_μ のばらつきについては、Miranda¹²⁾ が塑性率の増加とともに変動係数は固有周期にはほぼ依存せず増加する傾向にあることを示し、塑性率が2の場合20~30%程度、塑性率が5の場合35~45%程度であることを算定している。

ここでは、非線形地震応答の評価については R_μ の形で表現し、平均値 ($AVE(R_\mu)$) はMirandaの回帰式で表現されると仮定し、さらに変動係数 ($COV(R_\mu)$) はMirandaの研究結果により、塑性率が1の場合変動係数がゼロ、塑性率が2の場合25%、塑性率が5以上の場合は40%と仮定し線形補間した。また周期に対する依存は考慮しなかった。ばらつき分布は正規分布を仮定した。

5. 鉄筋コンクリート橋脚の耐震安全性の信頼性評価

材料特性、変形性能評価、非線形地震応答評価のばらつきを考慮し、鉄筋コンクリート道路橋橋脚の耐震安全性の信頼性評価を行った。検討した鉄筋コンクリート橋脚は、図-1に示す断面を有しかつ断面が高さ方向に変化しない橋脚を想定した。地盤はⅡ種地盤とした。橋脚高さは5~50mと変化させた。上部構造重量は、エネルギー一定則を考慮して設計されることから、次

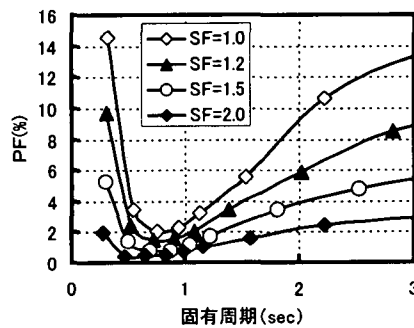


図-7 必要じん性率が保有じん性率を超過する確率

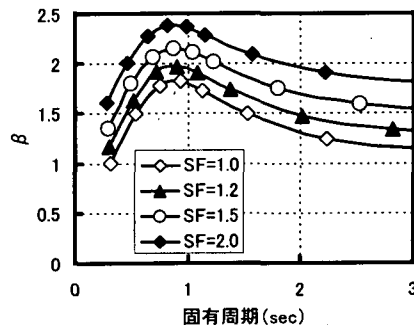


図-8 安全性指標 β

式で与えた。

$$W^o = \sqrt{2\mu^o - 1} \cdot \frac{P_y^o}{khc^o} \quad (1)$$

$$\mu^o = 1 + \frac{\delta_u^o - \delta_y^o}{SF \cdot \delta_y^o} \quad (2)$$

ここに、 W^o ：上部構造設計重量、 μ^o ：設計許容塑性率、 P_y^o ：設計降伏耐力、 khc^o ：設計弾性震度、 δ_u^o ：終局変位、 δ_y^o ：設計降伏変位、 SF ：安全率（道路橋示方書の場合、1.2および1.5）。

このように設定した橋脚の保有じん性率の特性と保有じん性率から期待されるMirandaのAlluvium Soil Siteにおける回帰式およびエネルギー一定則による R_μ の特性を図-4および図-5に示す。橋脚高が高くなるとともに弾性変形量が增大するため、変位じん性率は橋脚高の増大とともに減少する。一般に同じじん性率を有する場合固有周期が増大するとエネルギー一定則で設計された構造物は安全側の設計になると指摘されているが、実際の橋脚では橋脚の保有する変位じん性率が減少するため期待される R_μ は固有周期の増大とともに減少する。本検討ケースの場合、固有周期が0.5~1.0秒程度の橋脚において期待される R_μ に大きな差が生じているが、それより短周期側および長周期側では差が小さくなった。

このようにして設定した橋脚に対して、材料特性等のばらつき、変形性能評価のばらつき、非線形地震応答評価のばらつきを考慮したモンテカルロシミュレーションを行った。限界状態関数は次式にて定義した。

$$Z = \frac{\mu^P}{\mu^D} - 1 \quad (3)$$

$$\mu^P = (1 + R \cdot COV(\mu)) \cdot AVE(\mu) \cdot \mu^R \quad (4)$$

$$\mu^D = R_\mu^{-1} \left\{ (1 + R \cdot COV(R_\mu)) \cdot AVE(R_\mu) \cdot \frac{khc^o \cdot W^o}{P_y^R} \right\} \quad (5)$$

ここに、 μ^P ：材料強度等、じん性率評価のばらつきを考慮した保有じん性率、 μ^D ：材料強度、非線形地震応答評価のばらつきを考慮した必要じん性率、 R ：平均0、分散1の正規分布乱数、 μ^R ：材料特性等のばらつきを考慮した保有じん性率（確率量）、 P_y^R ：材料特性等のばらつきを考慮した降伏耐力（確率量）、 R_μ^{-1} ：Mirandaのリダクションファクター関数 $R_\mu(\mu)$ の逆関数。

シミュレーション結果を図-6~図-8に示す。図中では許容塑性率算定における安全率を変化させた結果を示す。保有じん性率と必要じん性率の平均値の比に着

目した場合、固有周期が1.0秒以下では必要じん性率は保有じん性率の1/2以下であり、安全側に橋脚が設計されていることがわかる。ばらつきによる必要じん性率が保有じん性率を上回る確率(PF)に着目した場合、固有周期が0.5~1.0秒の場合PFは5%以下であるが、それより短周期域および長周期域においてはPFが比較的大きくなっていることがわかる。また、SFによる変化も大きい。この傾向は、Mirandaの回帰式とエネルギー一定則により推定されるリダクションファクターの比の逆数と傾向が一致しており非線形応答評価のばらつきが支配的であることを示している。安全性指標 β に着目した場合、一般的な道路橋脚の固有周期域である0.5~1.5秒域ではSF=1.5（B種橋の安全率）とした場合 $\beta=2$ 程度以上確保できていることがわかる。

6. おわりに

道路橋示方書により設計される鉄筋コンクリート橋脚について、地震力を確定量とした信頼性解析を実施した。結果、①材料特性のばらつきを考慮した場合、耐力は増加に変形性能は減少傾向にあること、②Mirandaによる非線形応答評価を用いた場合、一般の道路橋では必要じん性率が保有じん性率を超過することに対する安全性評価指標は $\beta=2$ 程度以上が確保されていること、③これはエネルギー一定則の安全側の非線形地震応答評価によるところが大きいことが明らかとなった。

【参考文献】

- 1) 鈴木基行、秋山充良、山崎康紀：「構造系の安全性および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, PP71-87, 1997.11
- 2) 松中亮治、山崎康紀、秋山充良、鈴木基行：「構造変数間の相関を考慮した信頼性理論に基づくRC橋脚の地震時安全性評価」、土木学会第53回年次学術講演会要録集、平成10年10月
- 3) 岩城一郎、Dan M. Frangopol：「地震力を受ける鉄筋コンクリート橋脚の信頼性評価に関する一提案」、コンクリート工学論文集、第8巻第1号、1997年1月
- 4) 中埜良昭：「信頼性理論による鉄筋コンクリート造建築物の耐震安全性に関する研究」、東京大学博士論文、1988.3
- 5) 日本建築学会：「鉄筋コンクリート造構造物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説、1997
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編、平成8年12月
- 7) AASHTO：Standard Specifications for Highway Bridges 16th Edition, 1996
- 8) 武村浩志、川島一彦、運上茂樹、星隈順一：「繰り返し載荷実験に基づくRC橋脚の終局変位の評価」、構造工学論文集Vol.43A、1997年3月
- 9) 星隈順一、運上茂樹、長屋和宏、池田博之：「大型模型実験に基づく曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能」、第10回日本地震工学シンポジウム論文集、横浜、1998.11
- 10) 田村敬一、本田利器、中尾吉宏、山本浩一：「リダクションファクターによる非線形系の地震応答に関する研究」、土木研究所資料3569号、1998.3
- 11) E. Miranda and V. Bertero：Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design, Earthquake Spectra, Vol.10, No.2, 1994
- 12) E. Miranda：Nonlinear Response Spectra for Earthquake Resistant Design, Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, 1992