

論文 地震動の位相特性のばらつきが RC 橋脚の弾塑性応答に与える影響

丸山 大輔*1・秋山 充良*2・鈴木 基行*3

要旨：構造物の弾塑性地震応答の統計的性質を評価するためには、実地震動の平均的な特性を反映した模擬地震動によるシミュレーションが有力な手段となる。本研究では、地震動の特性として、位相特性のばらつきに着目し、1 質点系への置換が可能な RC 橋脚および免震支承を有する RC 橋脚の弾塑性応答に与える影響を考察した。その結果、1 質点系にモデル化される RC 橋脚では、非線形化の程度により、応答塑性率の変動係数が異なること、また、免震橋梁では、非免震時の約 2 倍にまで長周期化することで、その RC 橋脚の応答値は大きく低減され、位相特性のばらつきによる応答の変動が小さくなること、などが分かった。

キーワード：位相特性、ばらつき、RC 橋脚、免震支承、弾塑性地震応答

1. はじめに

構造信頼性に関する一般原則 (ISO2394)¹⁾に基づく設計規準の整合化が国際的に検討されており、今後、これに準拠する確率論的な概念を導入した限界状態設計法へ移行するものと思われる。筆者らは、こうした背景のもと、RC 構造物を対象に、信頼性の概念を導入した耐震設計法の検討を行ってきた²⁾。

しかし、信頼性理論を耐震設計に適用する場合、動的解析などから得られる応答値の統計量を基に部分安全係数の大きさが決定されるにも関わらず、通常これらは、数波の強震記録から評価されており、地震動が有する不確定性の大きさが十分に反映されているとは言えない。特に、同一の弾性応答スペクトルを有する地震動でも、位相特性^{3),4)}により、弾塑性動的解析結果は大きく異なるため、応答スペクトルの設定の他に、用いる位相特性もこのような応答値の統計量評価に関し重要なパラメータとなる。

そこで、本研究では、信頼性理論に基づき耐震設計に用いる部分安全係数を算定する際に必要となる RC 構造物の応答値の統計量に関する基礎的資料を得るため、応答スペクトルが確定的に与えられた条件のもと、位相特性が異なる

模擬地震動を用いた RC 橋脚の地震応答解析を行う。ここで、模擬地震動は、位相特性を既往の強震記録から統計的にモデル化した佐藤らの研究⁵⁾を基に作成した。これにより、実地震動の母集団が持つ非定常性の影響を平均的に反映した上で、RC 橋脚の応答値の統計量を得ることができる。

なお、本研究では、位相特性のばらつきが RC 橋脚の弾塑性応答に与える影響に着目するため、曲げ耐力など、強度に関するパラメータのばらつきは一切考慮していない。

2. 解析概要

2.1 解析対象 RC 橋脚および解析モデル

模擬地震動を用いたシミュレーションは、1 質点系への置換が可能な RC 橋脚および免震支承を有する RC 橋脚を対象に行う。なお、全ての解析モデルで基礎の影響は考慮せず、橋脚下端を固定とした。

1 質点系にモデル化される RC 橋脚を解析対象とする場合には、弾性応答水平力 P_H と降伏耐力 P_y の比として定義した降伏耐力比 $R_u (= P_H/P_y)$ および降伏剛性から計算される固有周期をパラメータとして、RC 橋脚の弾塑性応答

*1 東北大学 大学院工学研究科土木工学専攻 (正会員)

*2 東北大学講師 大学院工学研究科土木工学専攻 博(工) (正会員)

*3 東北大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 工博 (正会員)

表-1 RC 橋脚および免震支承の特性⁶⁾

	質量 (ton)	降伏変位 (cm)	降伏荷重 (kN)	2次剛性
免震 支承	710	0.86	1100	初期剛性 の1/6.5
RC 橋脚	364	3.66	4900	0.0

の統計量を整理している。

また、免震支承を有する RC 橋脚を解析対象とする場合には、2質点系にモデル化し、免震支承の塑性化の程度や免震橋梁の固有周期が RC 橋脚の応答値の大きさやばらつきに与える影響を評価した。基本とした免震橋梁は、飯山ら⁶⁾が免震橋梁の固有周期と免震効果の関係を検討した際に用いた表-1に示す免震支承(鉛プラグ入り積層ゴム支承)および RC 橋脚の諸元を基にモデル化した。表-1に示す免震橋梁の降伏ベースシア係数は0.47である。解析時には、免震支承の降伏強度のみを0.2倍~2.0倍まで0.2倍刻みで変化させた10種の2質点系モデルを作成した。なお、これらの各パラメータは、免震支承を有する RC 橋脚の応答値の統計量を考察するために便宜的に設けたものであり、各支承は、特定の設計規準を満足するように耐震設計されたものではない。

動的解析を行う際には、RC 橋脚の荷重 - 変位関係を完全弾塑性型の骨格曲線でモデル化し、履歴復元力特性には、除荷剛性低下指数を0.4とした Takeda モデル⁷⁾を用いた。免震支承は、バイリニアモデルによりモデル化した。また、減衰力は Rayleigh 減衰によりモデル化し、各減衰定数は免震支承および RC 橋脚ともに2%を仮定した。時刻歴応答解析における数値積分法は、Newmark の β 法 ($\beta=1/6$) を用いた。

2.2 模擬地震動

理論的方法、経験的方法または両者を組み合わせる方法など、これまでに数多くの模擬地震動の作成法が提案されている。これに対し、建設地点近傍の断層を想定することなく、構造物の耐震安全性を評価する場合、既往の強震記録の

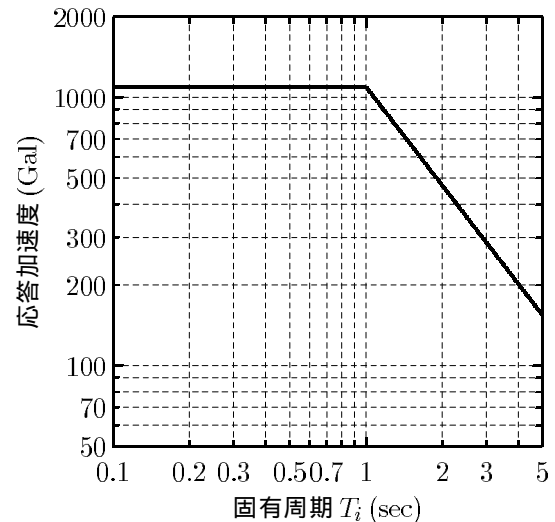


図-1 設計加速度応答スペクトル⁸⁾

表-2 模擬地震動作成時のパラメータ

M と Δ の組合せ	地震波の集合の名称
$(M, \Delta) = (8, 50)$	Gr1
$(M, \Delta) = (8, 100)$	Gr2
$(M, \Delta) = (8, 300)$	Gr3

平均的な特性を反映した模擬地震動の集合を作成し、それを用いて応答解析結果の統計量を得る必要がある。本研究では、特に、位相特性のばらつきが RC 橋脚の弾塑性応答に与える影響を考察するため、佐藤らの手法⁵⁾に従った模擬地震動を作成した。佐藤らは、既往の強震記録から、フーリエ位相の角振動数軸上での傾きである群遅延時間 t_{gr} の平均値 μ_{tgr} と標準偏差 σ_{tgr} をマグニチュード M と震央距離 Δ の関数として回帰分析を行っている。そして、正規分布 $N(\mu_{tgr}, \sigma_{tgr})$ に従う乱数から定めた t_{gr} により位相をモデル化し、図-1に示される海洋型のレベル2地震動を対象とした鉄道構造物の耐震設計に用いる加速度応答スペクトル(スペクトル I)⁸⁾に準拠した地震波形の合成例を示している。

群遅延時間が地震動の非正常性を表す指標の一つとされている³⁾ことに加え、佐藤らの手法では、国内のさまざまな観測点で得られた実地震動を異なる振動数成分に分解し、各成分波毎に位相特性をモデル化することで高い相関を得ている。そこで、本研究では、想定したマグニチュード M と震央距離 Δ に対し、異なる正規乱

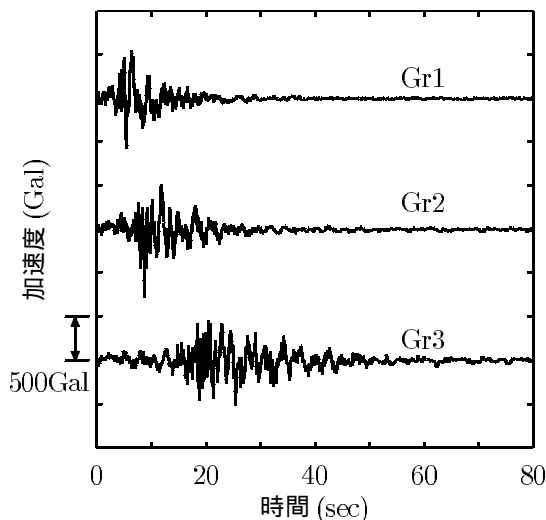


図-2 スペクトル適合波の一例 (主要動部分)

表-3 模擬地震動の最大加速度の統計量

地震動の集合	平均値 (Gal)	変動係数 (%)
Gr1	749.4	12.5
Gr2	713.3	11.9
Gr3	669.1	10.7

数の組合せを与えることで得られる模擬地震動の集合が、平均的に、実地震動の位相特性のばらつきを反映していると考えた。そして、表-2の3つの (M, Δ) の組合せから、それぞれ2000波の模擬地震動の集合 (Gr1 ~ Gr3) を作成し、位相特性のばらつきによる応答値の変動量に着目するため、図-1の応答スペクトルを満足するように各地震動を振幅調節した。振幅調節は、固有周期0.1秒～5.0秒の領域で誤差の2乗平均が5%以内となるようにした。なお、模擬地震動の総数を2000波とすることで、RC橋脚の応答値の統計量が、用いる地震動の総数に依存しなくなることを確認している。また、本研究では、マグニチュードと震央距離に関係なく、図-1の応答スペクトルを設定している。今後、得られた応答値の統計量を耐震安全性評価に反映させるためには、一様リスクスペクトル⁹⁾などとの関連付けが必要である。

図-2に、Gr1 ~ Gr3の集合に属する地震波形の一例を示す。また、表-3には、作成した各地震動の集合から得られる最大加速度の統計量を

示した。作成した模擬地震動は、図-1に示した加速度応答スペクトルに適合するように振動数領域で振幅調節しているにも関わらず、地震動の各集合が有する平均的な位相特性が異なることにより、表-3に示されるように、最大加速度の統計量が相違する結果となった。

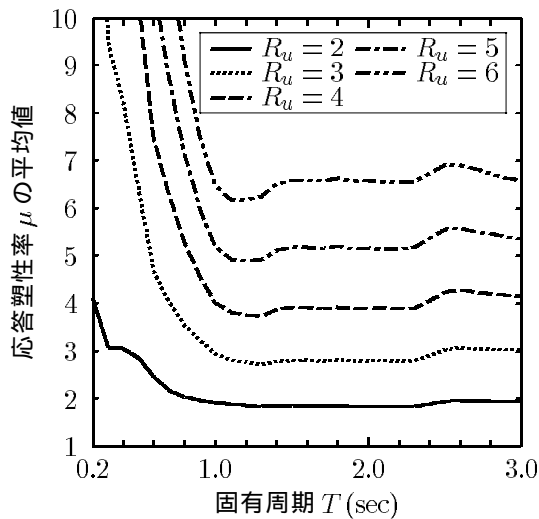
3. 解析結果

3.1 1質点系にモデル化されるRC橋脚の応答値の統計量

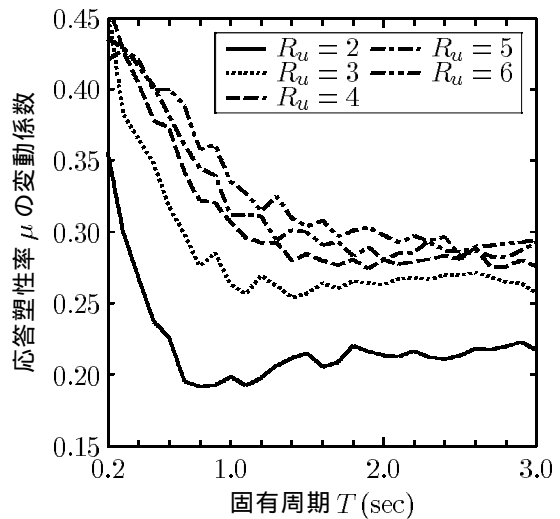
1質点系にモデル化されるRC橋脚に対し、橋脚の固有周期と降伏耐力比 R_u をパラメータとして、その弾塑性応答の統計量を整理する。本解析では、固有周期は0.20秒から3.00秒までを0.05秒刻みとし、 R_u は2, 3, ..., 6までの5種を考慮した。

シミュレーションでは、まず固有周期 $T = 0.20$ 秒を仮定し、それに対応する降伏剛性を与えた系に対して線形動的解析を行い、弾性応答水平力 P_H を求める。次いで、 $R_u = 2$ として得られる降伏点をもつ完全弾塑性型の骨格曲線を定め、弾塑性動的解析を行い、応答塑性率を得る。これを前記した範囲の固有周期および R_u に対して計算し、表-3の各地震動の集合毎に応答塑性率の統計量を得た。模擬地震動の集合 Gr2 と Gr3 から得られた、固有周期と R_u 毎の応答塑性率の平均値および変動係数を図-3と図-4に示した。

本解析で用いた地震動は、図-1のスペクトルに適合させているため、いずれの地震動でも、線形動的解析より得られる P_H に大差はない。従って、対象橋脚の降伏耐力 P_y から R_u を定めれば、エネルギー一定則に基づき推定される応答塑性率 $(= (R_u^2 + 1)/2)$ は、ほとんど一定となる。しかし、弾塑性動的解析を行うと、位相特性のばらつきにより、図-3(b)や図-4(b)のような大きさの変動係数が生じることになり、降伏耐力 P_y が小さい (R_u が大きい) 領域になるほど、変動係数が大きくなる傾向が認められた。ただし、例えば、 $R_u = 3$ の場合、エネルギー一

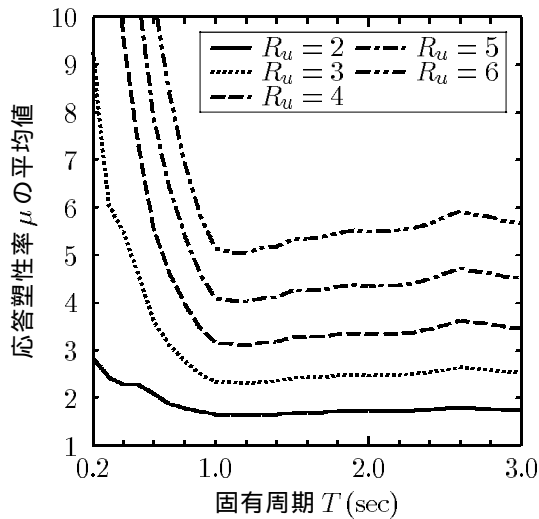


(a) 応答塑性率の平均値

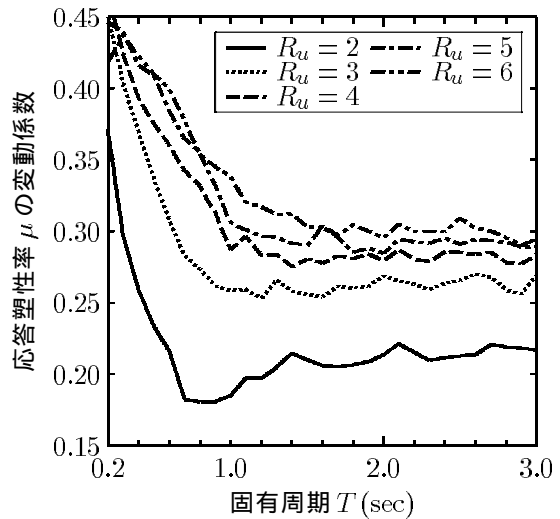


(b) 応答塑性率の変動係数

図-3 模擬地震動の集合 Gr2 に対する 1 質点系の応答塑性率の平均値および変動係数



(a) 応答塑性率の平均値



(b) 応答塑性率の変動係数

図-4 模擬地震動の集合 Gr3 に対する 1 質点系の応答塑性率の平均値および変動係数

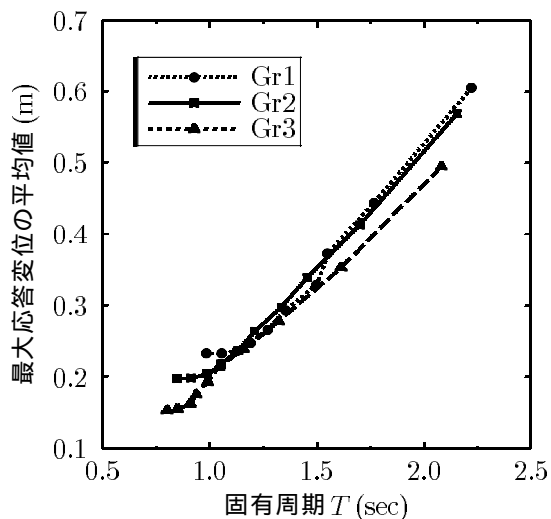
定則に基づき推定される応答塑性率は5となるように、一般的な橋梁が属する固有周期帯で、図-3(a)や図-4(a)に示される応答塑性率の平均に対し、エネルギー一定則は安全側の評価を与える。このため、実際には、エネルギー一定則による応答塑性率よりも大きな応答値を生じさせるような地震動は少なかった。

また、地震動の集合毎に、同じ R_u と固有周期に対する応答塑性率の値に違いが見られるが、この理由については後述する。一方、図-3(a)や図-4(a)から、固有周期1秒程度で、 R_u の値と応答塑性率の値が概ね等しく、弾性応答変位と弾塑性応答変位が一致する変位一定則の関係が平均的に成立していることが確認される。そし

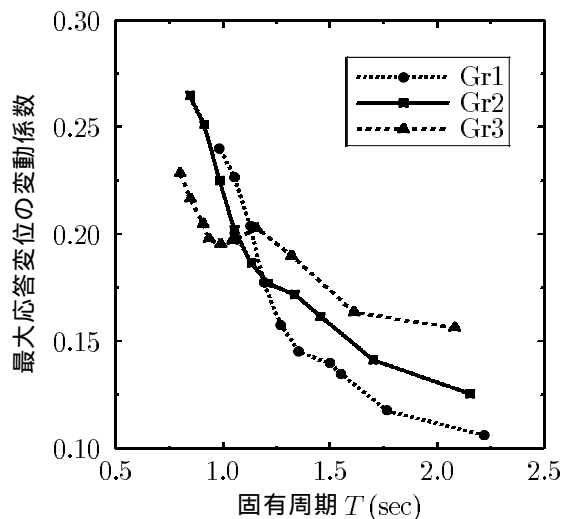
て、変動係数もこの固有周期より大きくなると、固有周期に依存せず、 R_u 毎に概ね一定の値となる。この変位一定則の関係が成立すると見なせる固有周期は、図-1で設定したスペクトル形状に依存するが、変動係数に関しては、その固有周期を境に、一定値をとる傾向にあることは、坂本らの模擬地震動によるシミュレーション応答解析資料¹⁰⁾にも示されている。

3.2 免震支承を有する RC 橋脚の応答値の統計量

表-3の各地震動の集合毎に、前記した降伏強度が異なる10種の免震橋梁に対して弾塑性動的解析を行い、免震支承に生じた最大応答変位および RC 橋脚の応答塑性率の平均値、変動係数

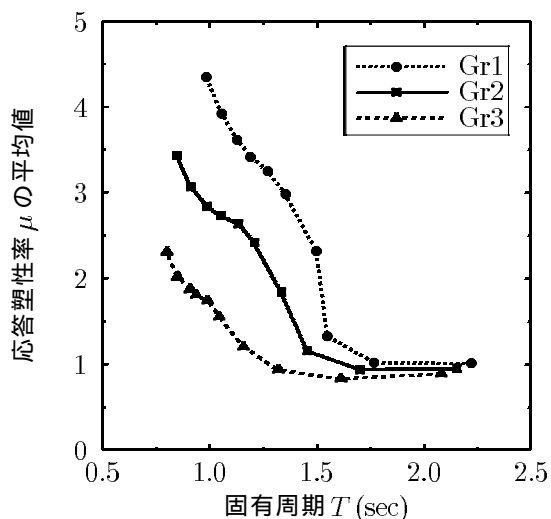


(a) 最大応答変位の平均値

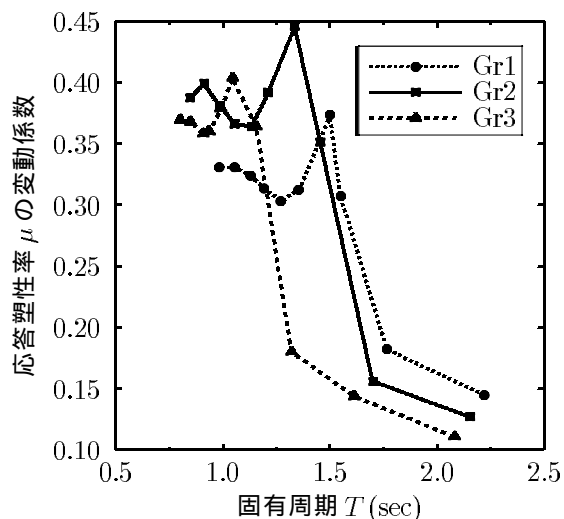


(b) 最大応答変位の変動係数

図-5 免震支承に対する最大応答変位の平均値および変動係数



(a) 応答塑性率の平均値



(b) 応答塑性率の変動係数

図-6 RC 橋脚に対する応答塑性率の平均値および変動係数

を計算した。結果を図-5および図-6に示す。図中に示される免震橋梁の固有周期は、各地震動の集合毎に得られる免震支承およびRC橋脚の最大応答変位の平均値の0.7倍に相当する割線剛性として定義した等価剛性により算定している¹¹⁾。このようにして求められる固有周期は、用いる地震動の集合により異なるが、表-1に示す特性を有する免震橋梁では、1.1秒～1.4秒程度となった。

免震支承の降伏強度が小さくなり、免震橋梁の固有周期が長くなると、地震動の作用が免震支承に集中し、結果として、図-5(a)に示されるように、免震支承の最大応答変位の平均値は、

固有周期に対し、いずれの地震動の集合でも線形的に大きくなった。一方、図-6(a)に示されるように、免震橋梁の固有周期が大きくなり、免震効果が発揮されると、RC橋脚の応答塑性率の平均値は急速に減少し、非免震橋梁の固有周期(≒0.7秒)の約2倍を超える固有周期になると、いずれの地震動の集合でも、ほぼ弾性挙動を示すようになる。この場合、図-3や図-4でも指摘されるように、RC橋脚の応答を小さく抑えると、位相特性のばらつきによる応答の変動が見られなくなり、その変動係数が小さくなっていく。このように、RC橋脚の耐震安全性を評価する場合、橋脚に許容する非線形応答の大

きさにより，地震時に見込まなければならない応答値のばらつきが決まると言え，前記した信頼性の概念を導入した耐震設計法の中では，これらの影響を安全係数等に反映させていく必要がある。

また，図-3～図-6から明らかなように，震央距離が短い地震動の集合ほど，得られる応答の平均値は，多くの場合，大きくなっている。これは，佐藤ら⁵⁾が指摘するように，加速度応答スペクトルが同じものとなるように振幅調節しても，震央距離が短い地震動では，地震入力エネルギーが短時間に集中し，大きな弾塑性応答を生じさせるためと考えられる。

なお，本研究で提示した限られた解析モデルからの結果ではあるが，飯山ら⁶⁾の報告と同じく，非免震橋梁の2倍にまで長周期化を図れば，位相特性のばらつきによるRC橋脚の応答の変動を考慮しても，十分な免震効果が確保されている。この結果は，図-1に示す応答スペクトル形状，特に，スペクトル下降域に入る固有周期（図-1では1秒）と非免震橋梁の固有周期の関係に依存すると考えられる。今後，模擬地震動作成時のパラメータ (M, Δ) に対応する応答スペクトルを用いた解析を行う中で，検討していきたい。

4. まとめ

限られた解析モデルからの結果ではあるが，本研究により，以下の結論を得た。

- (1) 1質点系への置換が可能なRC橋脚の弾塑性応答は，位相特性のばらつきによる影響を大きく受け，応答塑性率の変動係数は20～45%にもなる。しかし，許容するRC橋脚の非線形応答を小さく抑えることにより，位相特性のばらつきによる応答の変動を小さくすることができる。
- (2) 位相特性のばらつきを考慮しても，免震橋梁の固有周期を非免震橋梁の約2倍程度にすることで，RC橋脚に生じる平均応答塑性率は，十分小さくなり，確実な免震効果を確保できることが示された。

今後は，これらの影響を部分安全係数等に反映させた耐震設計法の検討が必要である。

参考文献

- 1) ISO: International Standard ISO/DIN 2394, General Principles on Reliability for Structures, 1998
- 2) 秋山充良ほか: 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, 土木学会論文集, No.662/V-49, pp.185-204, 2000.11
- 3) 和泉正哲, 勝倉裕: 地震動の位相情報に関する基礎的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第327号, pp.20-26, 1983.5
- 4) 木村正彦: 模擬地震動作成における波形制御について, 日本建築学会構造系論文報告集, 第367号, pp.30-37, 1986.9
- 5) 佐藤忠信, 室野剛隆, 西村昭彦: 観測波に基づく地震動の位相スペクトルのモデル化, 土木学会論文集, No.640/I-50, pp.119-130, 2001.1
- 6) 飯山かほり, 川島一彦, 庄司学: 免震効果を得るために必要な橋梁の長周期化に関する一検討, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.701-709, 1998.3
- 7) Takeda, T. et al.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, Dec.1970
- 8) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 1999
- 9) 土木学会: 動的解析と耐震設計 第1巻 地震動・動的特性, 技報堂出版, 1989
- 10) 坂本順, 小浜芳郎, 森保宏: 地震荷重に対する荷重・抵抗係数設計法に関する考察, 日本建築学会構造系論文報告集, 第353号, pp.37-47, 1985.7
- 11) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996