

地震後に鉄筋コンクリート橋脚に生じる残留変位とその特性

Residual Displacement Developed in Reinforced Concrete Columns after Inelastic Seismic Response

星隈順一*, 長屋和宏**, 運上茂樹***

Jun-ichi Hoshikuma, Kazuhiro Nagaya, Shigeki Unjoh

*工博, 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ, 主任研究員 (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

** 国土交通省総合政策局国際建設課 (〒100-8918 東京都千代田区霞が関 2-1-3)

*** 工博, 独立行政法人土木研究所耐震研究グループ, 上席研究員 (〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6)

This paper presents the residual displacement properties developed in reinforced concrete columns after an earthquake. Time-history response analyses utilizing a lot of recorded earthquake motions were conducted for single-degree-of-freedom systems with various natural periods, peak response ductility factors and second stiffness ratios. Effects of these factors on the residual displacement were examined based on statistic studies and a simplified equation assessing the residual displacement in reinforced concrete columns was proposed to be applicable to the static seismic design. Furthermore, the time-history analyses utilizing the standard ground motions proposed for seismic design of highway bridges were made, and an engineering applicability of the standard ground motions to assessment of the residual displacement in the seismic design was discussed.

Key Words: residual displacement, reinforced concrete columns, inelastic response, seismic design

キーワード: 残留変位, 鉄筋コンクリート橋脚, 非線形応答, 耐震設計

1. はじめに

土木構造物に対する耐震設計において、レベル2地震動による損傷が限定されたものにとどまるように耐震性能の照査を行う場合には、最大応答変位に加え、地震後に生じる残留変位の照査も行う必要がある^{1),2)}。残留変位を求めるためには、一般には、非線形時刻歴応答解析を行わなければならないが、非線形応答をした後の残留変位は、入力地震動の特性等によって大きく変化する。したがって、耐震設計としては、特定の入力地震動に対して得られる残留変位だけで評価するのは合理的ではなく、できるだけ多数の入力地震動に対する解析値を基にして評価するのが望ましい。その一方で、設計実務においては、1つの振動系に対して多数の入力地震動により非線形時刻歴応答解析を行うのは煩雑でもある。このような問題を解決する有効な概念として、川島らは残留変位比応答スペクトルを提案している³⁾。

文献3)に示されている残留変位比応答スペクトルは、振動系の履歴構成則としてバイリニア型履歴復元力特性モデルを用いた多数の非線形時刻歴応答解析結果に基づいて提案されている。しかしながら、残留変位は、履歴構成則のモデル化によっても大きく結果が変化するため、鉄筋コンクリート橋脚を対象として残留変位比応答スペクトルを評価する場合には、その部材特性をよく表わす

ことができる剛性低下型の履歴構成則に基づいて評価する必要がある。

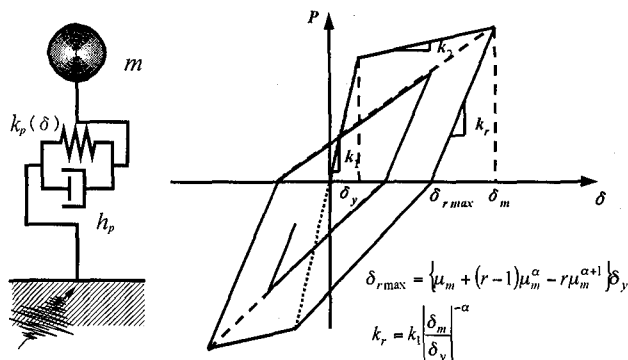
そこで、本研究では、部材の履歴構成則として剛性低下型の武田モデル⁴⁾を適用し、残留変位比応答スペクトルの解析を行った。そして、振動系の固有周期、最大応答塑性率、入力地震動の特性、部材の二次剛比が残留変位比応答スペクトルに及ぼす影響について検討を行った。さらに、動的解析による耐震性能の照査において、設計実務で標準的に用いられている入力地震動を用いて評価される残留変位と、その工学的な一般性についても検討を加えた。

2. 残留変位比応答スペクトルの定義

様々な解析条件に対する残留変位の特性を客観的に比較するために、ここでは川島らの研究で用いられている残留変位比応答スペクトルを評価指標とすることにする。ここで、残留変位比応答スペクトルは、式(1)により定義される。

$$r_r(T) = \frac{\delta_r(T)}{\delta_{r\max}} \quad (1)$$

ここに、 $r_r(T)$: 固有周期 T の振動系における残留変位比応答スペクトル



(a)解析モデル (b)履歴復元力モデル (武田モデル)

図-1 解析モデルの概要

$\delta_r(T)$: 固有周期 T の振動系における残留変位

δ_{rmax} : 可能最大残留変位

可能最大残留変位は、当該橋脚に生じ得る最大の残留変位であり、履歴復元力特性モデルによって定義付けられる。本研究では、履歴復元力特性モデルとして武田モデルを用いるが、この場合、可能最大残留変位は式(2)により与えられる。

$$\delta_{rmax} = \left\{ \mu_m + (r-1)\mu_m^\alpha - r\mu_m^{\alpha+1} \right\} \delta_y \quad (2)$$

ここに、

r : 橋脚の二次剛比で、式(3)で定義される。

$$r = k_2 / k_1 \quad (3)$$

k_1 : 履歴復元力特性モデルの骨格曲線の一次剛性 (降伏剛性)

k_2 : 履歴復元力特性モデルの骨格曲線の二次剛性 (降伏後剛性)

μ_m : 最大応答塑性率で、式(4)で定義される。

$$\mu_m = \delta_m / \delta_y \quad (4)$$

δ_m : 鉄筋コンクリート橋脚の最大応答変位

δ_y : 鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位

α : 武田モデルにおける除荷剛性低下指数

本研究では、様々な解析条件に対して求められる残留変位を、式(1)により残留変位比応答スペクトルとして表し、その特性について多角的な検討を行うこととする。

3. 非線形時刻歴応答解析による残留変位比応答スペクトルの解析

3.1 解析モデルと解析手法

本解析では、図-1 に示すように、鉄筋コンクリート橋脚を1自由度振動系にモデル化し、その基部に地震動を作用させて時刻歴応答解析を行った。橋脚断面の履歴復元力特性としては、前述したように、剛性低下型弾塑性モデルの武田モデルを適用した。ただし、本解析では、主として非線形域での挙動に着目しているため、ひびわ

表-1 解析パラメータと解析条件

解析パラメータ	解析条件
最大応答塑性率 μ	2.0, 4.0, 6.0
振動系の固有周期 T (秒)	0.1, 0.15, 0.2, 0.3, 0.5, 0.7, 1.0, 1.5, 2.0, 3.0
二次剛比 r	-0.05, 0, 0.05, 0.10
入力地震動	我が国における既往のマグニチュード 6.5 以上の地震により地盤上で観測された 63 成分の強震記録

れ発生前までのモデル化については考慮していない。

なお、武田モデルにおける除荷剛性低下指数は、一般に 0.4 とすることが多いが⁴⁾、本研究では 0.5 とした。これは、我が国における一般的な配筋条件、軸力条件下の鉄筋コンクリート橋脚に対する正負交番載荷実験の結果との比較からは、除荷剛性低下指数を 0.5 とする方が実験結果と一致することが報告されているためである^{5),6)}。

本解析では、目標とする最大応答塑性率と固有周期を予め設定し、これに達するように系の降伏耐力 P_y および降伏変位 δ_y 、質点の質量を収束計算により定めた。これは、系の降伏耐力や入力地震動の強度に応じて非線形域に達しなかったり、また、最大応答塑性率も異なったりするためであり、解析に用いるどのような入力地震動に対しても、所定の最大応答塑性率が生じるように考慮したものである。

また、入力地震動としては、我が国における既往のマグニチュード 6.5 以上の地震により地盤上で観測された 63 成分の強震記録を用いた。ただし、これらの強震記録の中には、加速度が概ね 0 に収束する前に記録が終了しているものもある。このような強震記録を入力地震動として残留変位を解析すると、橋脚頭部における応答変位の振幅がある値に収束しない内に解析が終了することもあり、残留変位を適切に評価できないことも考えられる。したがって、本解析では、解析に用いた全ての入力地震動の後ろに、加速度振幅が 0 の時刻歴データを 20 秒分付加して非線形時刻歴応答解析を行った。そして、解析により得られた応答変位波形の後ろから 4 秒間分の平均値を求め、その値を残留変位として扱うこととした。

なお、残留変位を強震記録にある地震動の終了時刻後の自由振動から評価しているため、振動系の構造減衰定数の設定値が残留変位の解析値に及ぼす影響も懸念される。しかしながら、別途行った予備検討によると、構造減衰定数を 2% とした場合と 5% とした場合では、残留変位の解析結果はほとんど変わらなかったため、本研究では、構造減衰定数は 2% として解析を行っている。

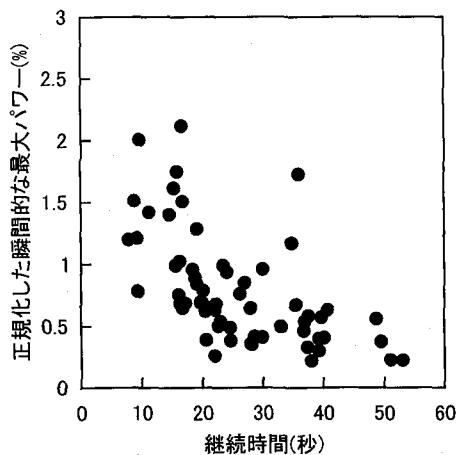


図-2 地震動の継続時間と正規化した瞬間的な最大パワーの関係

3.2 解析条件と解析パラメータ

本研究では、最大応答塑性率、振動系の固有周期、履歴復元力モデルの骨格曲線の二次剛比、入力地震動の特性をパラメータとして選定し、これらの物理的要因が残留変位に及ぼす影響について検討できるように解析ケースを表-1のように設定した。そして、解析条件の全ての組み合わせ(7560 ケース)に対して残留変位ならびに残留変位比応答スペクトルを求めた。

3.3 解析に用いた入力地震動の特性

地震動の特性を表わす諸元としてはいろいろな指標があるが、本研究では残留変位の評価を対象としていることから、地震動強度のインパクトと残留変位の関係に着目し、地震動の継続時間、正規化した瞬間的な最大パワーで整理することとした。

地震動の継続時間とは、入力地震動の総エネルギーに対する累積エネルギーの比が5% から95%に達するのに要する時間として定義した⁷⁾。本解析で用いた入力地震動の継続時間は、7.93 秒から53.05 秒の地震動である。また、正規化した瞬間的な最大パワーは、入力地震動の時刻歴加速度より、次式により定義した。

$$\gamma = \frac{\Delta I_{E \max}}{I_E} \quad (5)$$

ここに、

γ : 正規化した瞬間的な最大パワー

$\Delta I_{E \max}$: 瞬間的な最大パワーで、次式により求められる。

$$\Delta I_{E \max} = \max_{t_i} \left\{ \int_{t_i}^{t_i + \Delta t} a(t)^2 dt \right\} \quad (6)$$

I_E : 地震動の加速度パワーで、次式により求められる⁸⁾。

$$I_E = \int_0^{t_d} a(t)^2 dt \quad (7)$$

$a(t)$: 入力地震動の時刻歴加速度

Δt : 時刻歴加速度のサンプリング間隔 (0.01 秒)

t_d : 入力地震動の全継続時間

この場合、本解析で用いた入力地震動の正規化した瞬間的な最大パワーは、0.22%から2.12%の範囲にある。

図-2は、本解析で用いた63成分の入力地震動の継続時間と正規化した瞬間的な最大パワーの関係を示したものである。これより、継続時間が短いほど瞬間的なパワーが大きな地震動となっていることがわかる。

4. 入力地震動の特性が残留変位比応答スペクトルに及ぼす影響

4.1 入力地震動として用いた強震記録が観測された地盤の地盤種別の影響

図-3は、解析結果の一例として、最大応答塑性率が4.0、二次剛比が0の振動系を対象として、63成分の入力地震動に対する残留変位比応答スペクトルを入力地震動が観測された地盤の地盤種別毎に分類し、それを重ねてプロットしたものである。

これより、入力地震動として用いた強震記録が観測された地盤種別と残留変位比応答スペクトルの形状には、有意な関係が認められないことがわかる。このことは、他の解析ケースにおいても同様であった。一般に、I種地盤上の強震記録では短周期成分の地震動が卓越し、逆にIII種地盤上の強震記録では長周期成分の地震動が卓越するため、地盤上で観測された地震動の加速度応答スペクトルや変位応答スペクトルは、地盤種別によってその形状が変化する。しかしながら、残留変位に関しては、入力地震動の周期特性とは明確な相関が見られないということになる。これは、残留変位は、仮に最大応答変位が大きかったとしても、その時刻以降に、それとは逆方向の強い地震力が作用すれば残留変位は小さくなることもあり、単に入力地震動と構造物の周期特性だけの関係で評価できないためと考えられる。

4.2 入力地震動の継続時間の影響

前節で述べたように、残留変位比応答スペクトルは、振動系の固有周期との間に有意な相関関係が認められず、また、ばらつきも大きいことがわかった。そこで、同一の最大応答塑性率、二次剛比、入力地震動の解析条件毎に、10 ケースの固有周期に対して求められる残留変位比応答スペクトルの値を式(8)により平均化することとし、その平均値を残留変位比と定義する。

$$\bar{r}_r = \frac{1}{N_T} \sum_{i=1}^{N_T} r_r(T_i) \quad (8)$$

ここに、

$\bar{r}_r$: 残留変位比

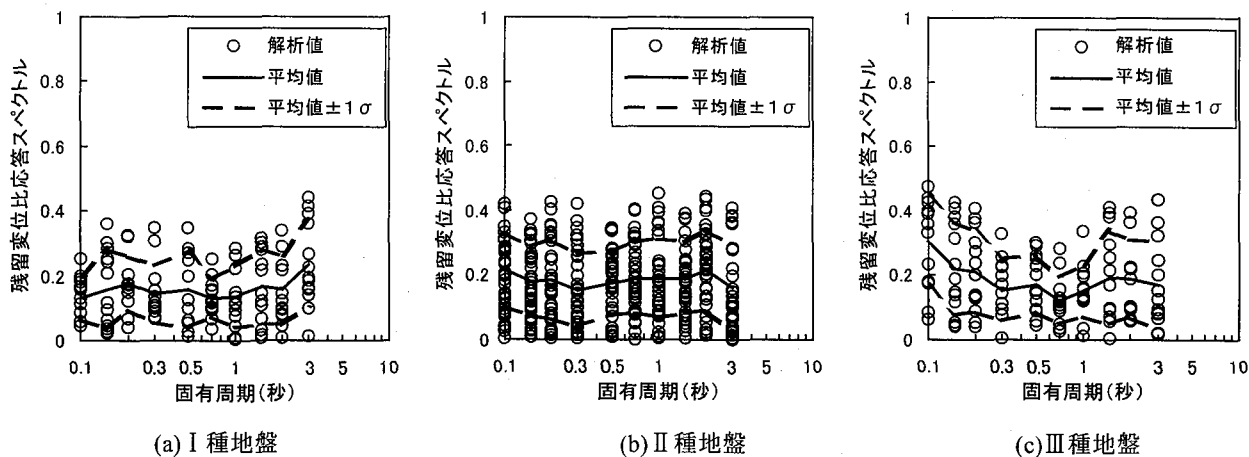


図-3 入力地震動の観測地点の地盤種別と残留変位比応答スペクトルの関係 ($r=0$, $\mu=4.0$)

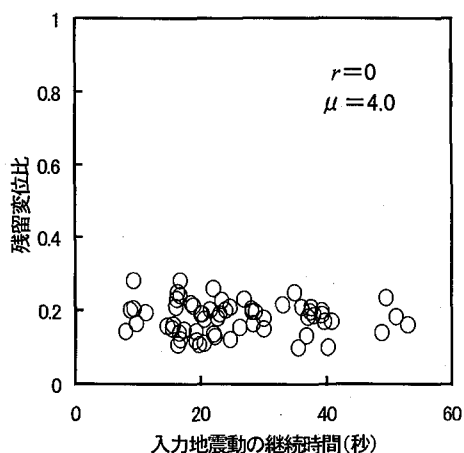


図-4 入力地震動の継続時間と残留変位比の関係

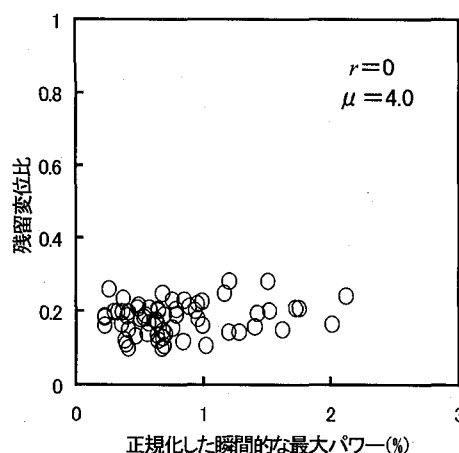


図-5 入力地震動の正規化した瞬間的な最大パワーと残留変位比の関係

$r_r(T_i)$: 固有周期 T_i における残留変位比応答スペクトル

N_T : 固有周期の解析ケース数 (本研究では 10)

図-4 ならびに図-5 は、最大応答塑性率が 4.0、二次剛比が 0 の振動系に対して、入力地震動の継続時間と残留変位比の関係ならびに正規化した瞬間的な最大パワーと残留変位比の関係をそれぞれ示したものである。

これより、残留変位比は入力地震動の継続時間や瞬間的なパワーの影響をほとんど受けていないことがわかる。また、他の解析ケースにおいても同様な傾向であった。地震動の継続時間が短く、瞬間的なパワーが大きい地震動ほど、大きな残留変位が生じやすいことが推測されたが、今回の解析結果からは、地震動の継続時間や瞬間的なパワーは、残留変位を評価する上では重要な要因とはならないものと判断される。

5. 最大応答塑性率と二次剛比が残留変位比に及ぼす影響

前章までの検討により、残留変位比は、振動系の固有

周期、入力地震動の周期特性や継続時間等との間に有意な相関関係が認められないことがわかった。そこで、残留変位特性に対する要因分析を最大応答塑性率と二次剛比の 2 つのパラメータに絞り込むこととし、最大応答塑性率と二次剛比の解析条件の組み合わせ毎に、63 成分の入力地震動に対する残留変位比の解析結果を平均して評価することとした。

図-6 は、このようにして平均化された残留変位比と最大応答塑性率、二次剛比の関係をまとめて示したものである。また、残留変位比の平均値とその標準偏差は表-2 に示すとおりである。これより、二次剛比が -0.05 の場合には、最大応答塑性率が大きくなるほど残留変位比が大きくなっており、負の二次剛性を有する部材に非線形応答を許容すると残留変位が蓄積されて大きくなりやすいことを示している。一方、二次剛比が正の値になると、逆に最大応答塑性率が大きいほど残留変位比は小さくなる傾向がある。これは、剛性低下型の武田モデルでは、図-1 に示すように、最大応答変位 δ_m が大きくなるほど除荷剛性 K_r が小さくなるために、残留変位比で比較すると小さく評価されるのである。パイリニア型復元力

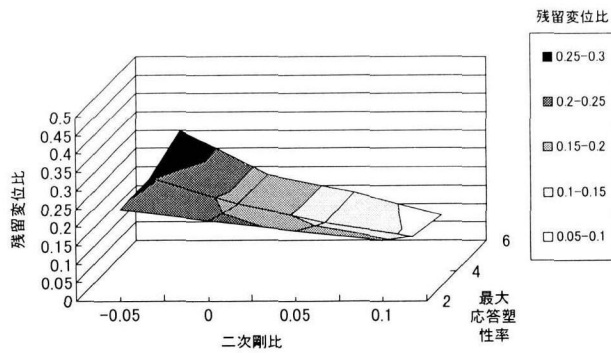


図-6 最大応答塑性率と二次剛比と残留変位比の関係

表-2 残留変位比の平均値と標準偏差

応答塑性率 二次剛比	2		4		6	
	平均	標準偏差	平均	標準偏差	平均	標準偏差
-0.05	0.249	0.134	0.253	0.129	0.299	0.139
0	0.218	0.126	0.180	0.115	0.181	0.110
0.05	0.190	0.117	0.131	0.092	0.131	0.092
0.10	0.164	0.108	0.094	0.072	0.068	0.051

履歴特性モデルを用いると、除荷剛性は応答変位に関わらず降伏剛性と等しいため、最大応答塑性率が残留変位比に及ぼす影響はさほど大きくはないことが報告されているが³⁾、剛性低下型の復元力履歴特性を有する部材の振動系の場合には、最大応答塑性率の影響が有意なものとなって表れていることがわかる。

このように、残留変位比は、最大応答塑性率と二次剛比の値に対して有意な相関関係があることがわかった。これまでの解析をまとめると、鉄筋コンクリート橋脚に生じる平均的な残留変位は、系の固有周期によらず式(9)のように簡略化して表わされる。

$$\delta_r = r_r \cdot \delta_{rmax} = r_r \left\{ \mu_m + (r-1)\mu_m^\alpha - r\mu_m^{\alpha+1} \right\} \delta_y \quad (9)$$

ここに、 r_r : 図-6 に示す曲面で与えられる残留変位比

α : 武田モデルにおける除荷剛性低下指数 (=0.5)

μ_m : 最大応答塑性率

δ_y : 鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位

r : 橋脚の二次剛比

なお、今回の解析結果とバイリニア型履歴復元力モデルを用いた場合の検討結果³⁾を比較すると、図-7 の通りである。二次剛比が大きくなると残留変位比の値が小さくなる傾向は同じであるが、定量的な残留変位比の値はバイリニア型履歴復元力モデルを用いた場合の約 1/3

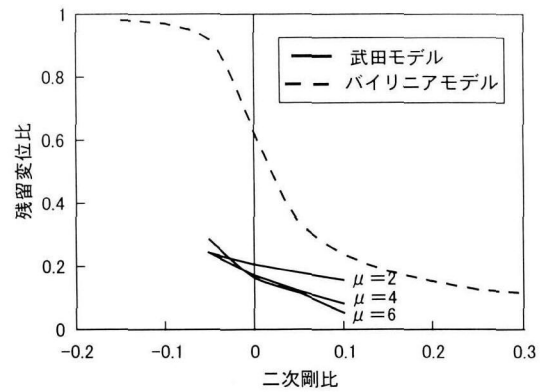


図-7 履歴復元力特性が残留変位比に及ぼす影響

程度であることがわかる。また、バイリニア型履歴復元力モデルを用いた場合には、二次剛比が0を境に残留変位比が大きく変化しているが、武田モデルの場合にはそのような顕著な特性は見られないこともわかる。このように、残留変位特性は、動的解析に用いる非線形履歴復元力特性のモデル化によって大きく変化する。したがって、残留変位の評価にあたっては、非線形挙動をする部材の復元力特性を適切にモデル化することが重要である。

6. 標準波形による非線形時刻歴応答解析と残留変位の評価

6.1 標準波形に基づく残留変位の評価

非線形時刻歴応答解析に基づいて耐震設計を行う場合、残留変位の評価にあたっては、照査に用いる入力地震動とそのケース数の設定に注意する必要がある。すなわち、非線形時刻歴応答解析では、ある特定の入力地震動に対する残留変位は精度良く評価することができるが、耐震設計として重要な様々な入力地震動に対する残留変位の平均的な値を評価することができない。したがって、非線形時刻歴応答解析法に基づいて耐震設計を行う場合には、複数の入力地震動に対してそれぞれ残留変位を求め、その平均値を残留変位の推定値として用いるのが望ましい。

そこで、ここでは文献9)に例示されている標準波形を用いて残留変位の評価を行い、同等の加速度応答スペクトルを有する3波形に対する残留変位比とその平均値を求めるとともに、63波形の強震記録に対して求められた残留変位比の平均値との関係について検討することとした。

6.2 3波の標準波形に対する残留変位比応答スペクトルの平均値

図-8 は、二次剛比が0の振動系に対して、タイプⅠならびにタイプⅡの地震動のⅠ種地盤用標準波形を入力した場合に求められる残留変位比応答スペクトルを示したものである。ここで、標準波形に対する残留変位比応

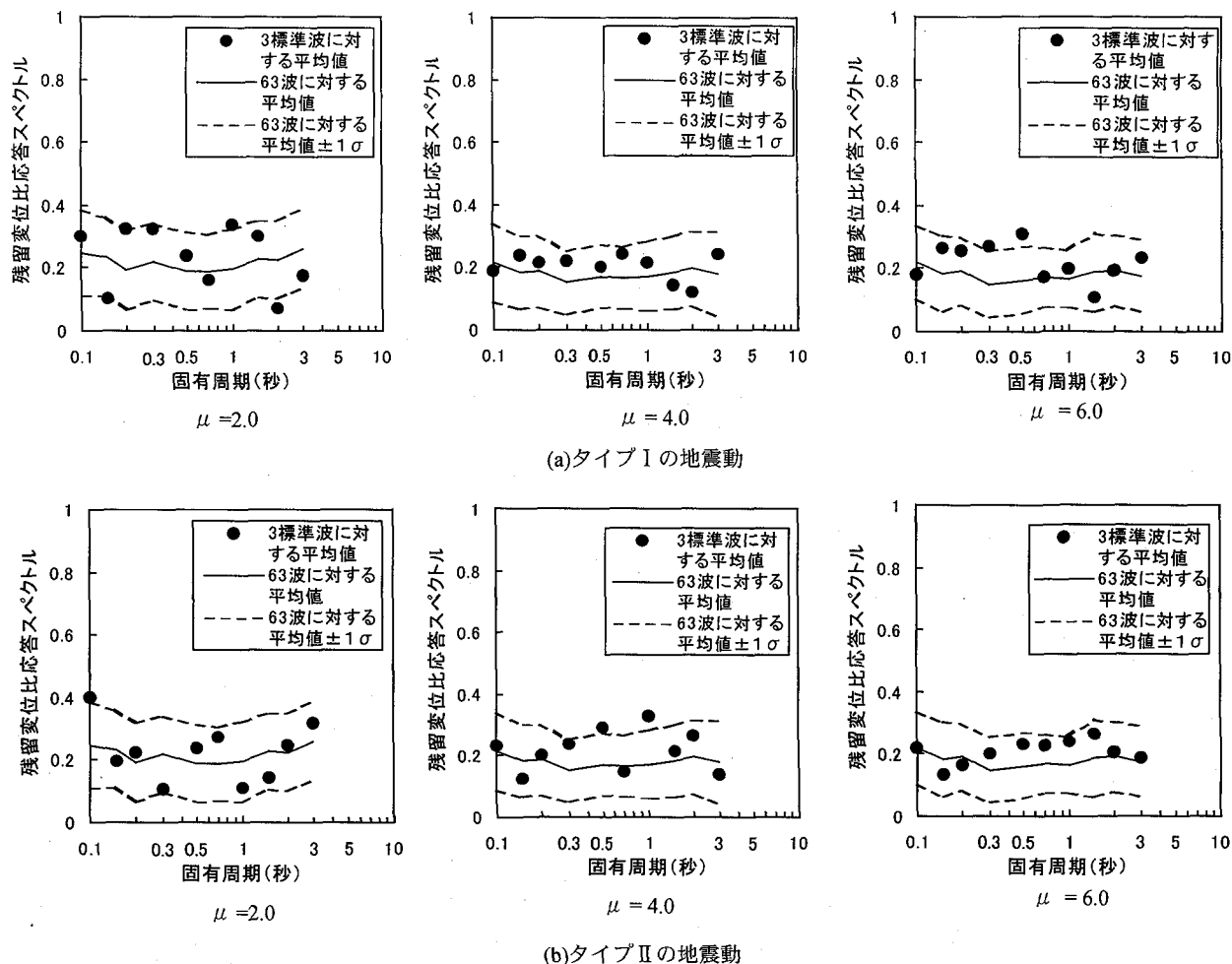


図-8 I種地盤に対する標準波形による残留変位比応答スペクトルの解析結果 ($r=0$)

答スペクトルは、3波の標準波形に対して求められた値の平均値をプロットしており、この平均値を63成分の強震記録に対する残留変位比応答スペクトルの平均値と比較して示している。

これより、残留変位比応答スペクトルを比較すると、3波の標準波形に対する平均値の方が、63成分の強震記録に対する平均値よりも固有周期に対する変動がやや大きく、その変動は、63成分の強震記録に対する残留変位比応答スペクトルの標準偏差相当程度である。これは、3波の標準波形に対する残留変位を求め、その平均値を照査に用いる残留変位として定義しても、固有周期によるばらつきは多少残ることを意味している。

また、タイプIの地震動ならびにタイプIIの地震動ともに、3波の標準波形に対する残留変位比応答スペクトルの平均値は、63成分の強震記録に対する平均値よりも大きくなるケースと小さくなるケースが混在しているが、どちらかと言うと、やや大きくなっているケースの方が多いと言える。これは、3波の標準波形に対する残留変位を平均して評価すれば、その平均値は、より多くの様々な入力地震動に対する残留変位の平均値よりもやや大きめの値を与えるケースが多いことを示している。

6.3 3波の標準波形に対する残留変位比とその平均値

図-9は、63成分の強震記録に対して導き出された二次剛比と残留変位比の関係図の上に、標準波形に対する残留変位比(10ケースの固有周期に対して残留変位比応答スペクトルを平均化した値)をプロットしたものである。さらに、図中には3波の標準波形に対する残留変位比の平均値も示した。なお、ここではI種地盤に対するタイプIおよびタイプIIの地震動の標準波形を用いた場合の解析結果のみを例示した。これより、3波の標準波形により求められる残留変位比は、多少ばらつくが63成分の強震記録に対する残留変位比の平均値 $\pm 1 \times$ 標準偏差の範囲内に入っている。また、3波の標準波形に対する残留変位比の平均値と比較してみると、63成分の強震記録に対する平均値よりも最大で3割程度上回って評価されているケースがあったが、多くの解析ケースにおいてはほぼ同等に評価されている。これは、3波の標準波形に対する残留変位の平均値を照査に用いる残留変位として定義すれば、最大応答塑性率と二次剛比が残留変位に及ぼす影響については適切に評価できていると考えられる。

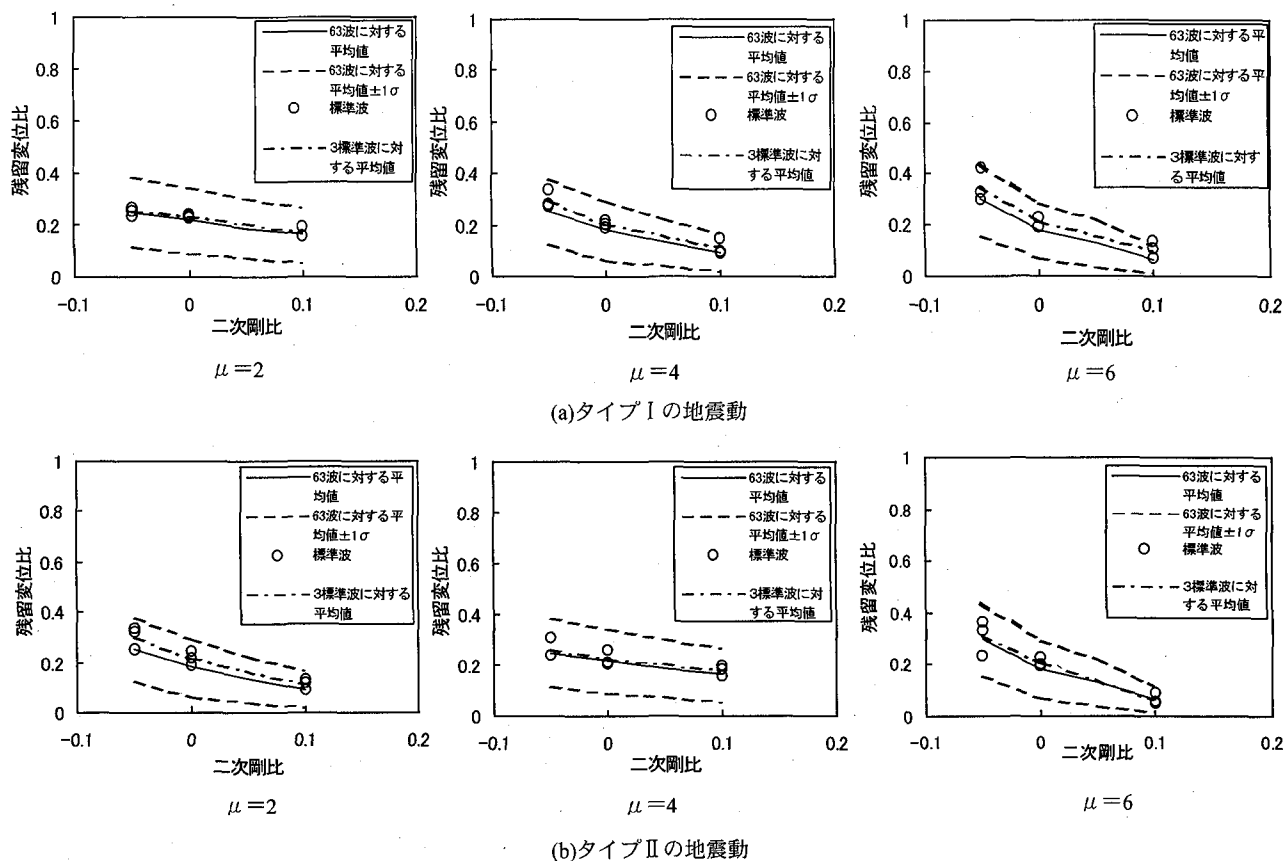


図-9 I種地盤に対する標準波形による残留変位比の解析結果

7. 結論

本研究では、1質点系にモデル化可能な鉄筋コンクリート橋脚を対象として、残留変位特性について様々な分析を行い、鉄筋コンクリート橋脚に生じる残留変位の簡易推定法について検討を行った。さらに、動的解析による耐震性の照査において、設計実務において標準的に用いられている入力地震動を用いた場合の残留変位の評価値について、その工学的な一般性についても検討を加えた。

本研究により得られた知見をまとめると、以下の通りである。

- 1) 入力地震動として用いた強震記録が観測された地盤種別と残留変位比応答スペクトルの形状には、有意な関係が認められない。また、残留変位比応答スペクトルは固有周期が多少異なるだけでも大きく変動する。
- 2) 入力地震動の継続時間や加速度パワー特性が残留変位に及ぼす影響は小さい。
- 3) 剛性低下型履歴復元力特性を有する振動系で二次剛比が0以上の構造特性を有している場合には、応答塑性率が大きいほど残留変位比は小さくなる傾向がある。
- 4) 構造部材の二次剛比が残留変位比に及ぼす影響は大きく、二次剛比の値が大きくなるほど残留変位比が小さくなる。一般的な鉄筋コンクリート部材の場合に相当

する二次剛比が0の場合には、残留変位比が0.2前後であり、標準偏差は0.1程度となる。

- 5) 多数の条件に対する残留変位比応答スペクトルの解析結果を基に、式(9)による鉄筋コンクリート橋脚に生じる地震後の残留変位を推定する場合に必要な残留変位比 r_r の値を図-6のように示した。
- 6) 3波の標準波形を入力地震動としてそれぞれ残留変位を求め、その平均値を照査に用いる残留変位として定義すると、固有周期によるばらつきは多少残るが、最大応答塑性率と二次剛比が残留変位に及ぼす影響については適切に評価できていると考えられる。

謝辞

本研究における解析データの分析ならびに整理・図化においては、土木研究所耐震研究グループ（耐震）に夏期学外実習として在籍していた大阪市立大学工学部土木工学科石野梨紗さんの多大なご助力を頂いた。ここに記して厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) (社)土木学会：平成8年制定コンクリート標準示方書[耐震設計編]、1996年7月
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編、1996年12月

- 3) 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 年 10 月
- 4) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N. : Reinforced
Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of
Structural Division, ASCE, 96(12), 2557-2573, 1970
- 5) 武村浩志、川島一彦：鉄筋コンクリート橋脚の載荷履歴特性のモデル化、第 24 回地震工学研究発表会講演
論文集、pp. 1001-1004、1997 年 7 月
- 6) (社)土木学会：橋梁の耐震設計法に関する講習会—海外から見た日本の耐震設計法—、地震工学委員会地震
時保有耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研
究所小委員会、pp.29-34、1998 年 9 月
- 7) Trifunac, M.D. and Brady, A.G.: A study on the duration
of strong earthquake ground motion, Bull. Seism. Soc.
Amer., Vol.65, pp.581-626, 1975
- 8) 桑村仁、竹田拓也、佐藤義也：地震動の破壊力指標と
してのエネルギー入力率—直下型地震と海洋型地震
の比較を通して—、日本建築学会構造系論文集、第 491
号、pp.29-36、1997 年 1 月
- 9) (社)日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、
1997 年 3 月

(2001 年 9 月 14 日受付)