

◆ 耐震設計特集 ◆

鉄筋コンクリート橋脚に生じる地震後の残留変位の推定法

星隈順一* 長屋和宏** 運上茂樹***

1. はじめに

道路橋示方書 V 耐震設計編においては、地震による橋脚の損傷が限定されたものととどまるように耐震設計する場合には、応答変位に加え、地震後に生じる残留変位の照査も行うことが規定されている。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、残留変位比応答スペクトルがある¹⁾。

文献 1) に示されている残留変位比応答スペクトルは、一次剛性と除荷剛性の等しいバイリニア型履歴復元力モデルによる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、鉄筋コンクリート部材は、一般に除荷剛性が一次剛性よりも小さく、その履歴特性はバイリニア型履歴復元力モデルよりも剛性低下型履歴復元力モデルの方がよく一致するため²⁾、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、剛性低下型の履歴復元力モデルに基づいて評価する必要がある。

そこで、本研究では、履歴復元力モデルとして剛性低下型の武田モデル²⁾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

$\delta_r(T)$: 固有周期 T の振動系における残留変位

$\delta_{r\max}$: 可能最大残留変位

可能最大残留変位は、図-1 に示す履歴復元力モデルにおいて、最大応答変位に達した後に水平力が 0 となるまで除荷させた時の変位として定義される値である。本研究では、履歴復元力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。

$$\delta_{r\max} = \{u_m + (r - 1)u_m^\alpha - r\mu_m^{\alpha+1}\} \delta_y \quad (2)$$

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。

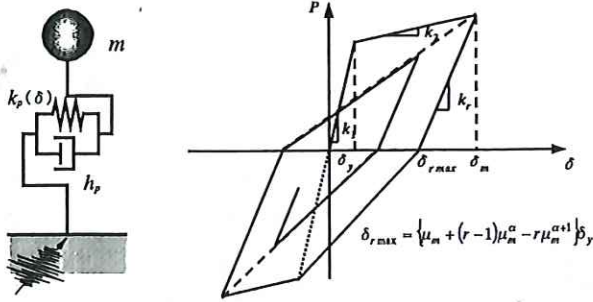
$$\mu_m = \delta_m/\delta_y \quad (4)$$

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



(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

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モデルとしては、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。ここで、武田モデルにおける除荷剛性低下指数は0.5とした。

なお、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。

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成分の強震記録を補正せずに用いた。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ったため、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。

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

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 δ_m	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

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(7,560 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。

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-2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。

図-3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

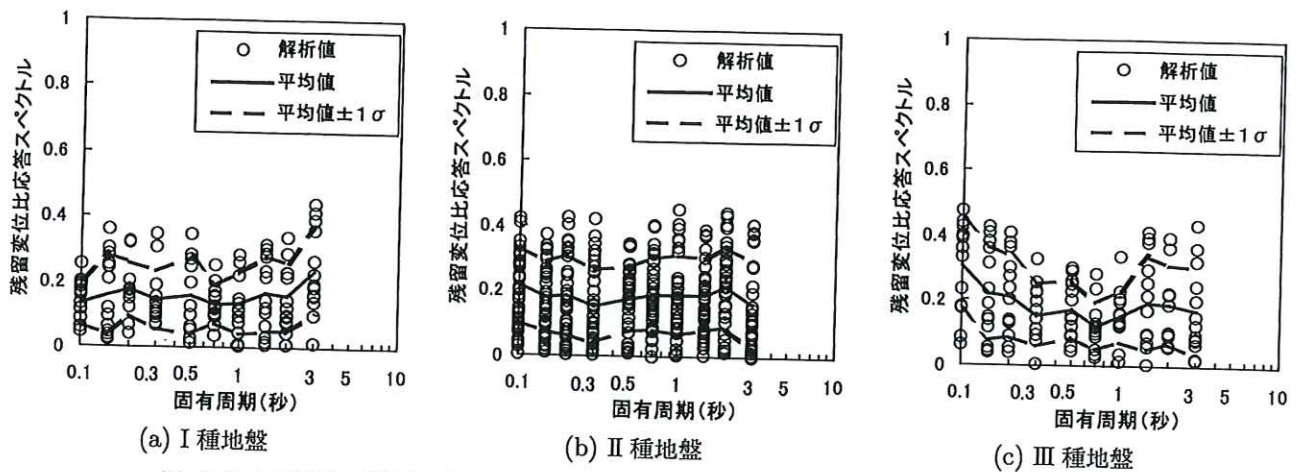


図-2 入力地震動の観測地点の地盤種別と残留変位応答スペクトルの関係 ($r=9$, $\mu=4.0$)

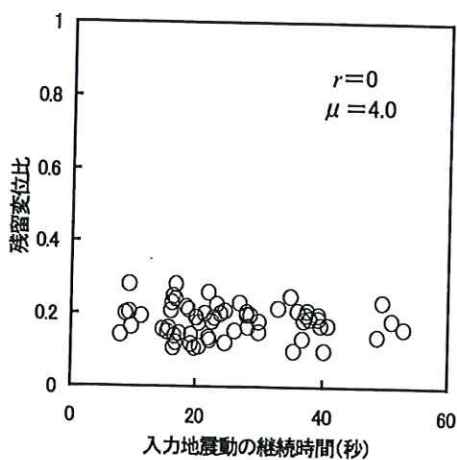


図-3 入力地震動の継続時間と残留変位比の関係

変位比の関係を示したものである。ここで、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³⁾。これより、残留変位比は入力地震動の継続時間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。一般に、地震動の継続時間が短いほど、瞬間的なパワーが大きいので、地震動の継続時間と残留変位比の間には有意な関係が存在することも考えられたが、地震動の継続時間は、残留変位を評価する上では重要な要因とはならないことになる。

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-4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意味している。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、最大応答変位に応じて除荷勾配が定義付けられ、最大応答塑性率が大きくなるほど除荷剛性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ためである。バイリニア型復元力履歴特性を用いると、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¹⁾、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、式(5)により簡便に推定することができると言える。

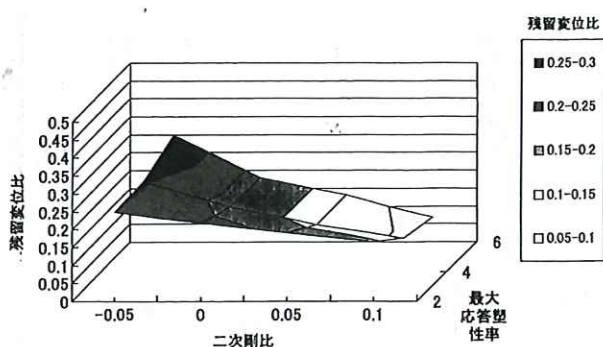


図-4 最大応答塑性率と二次剛比と残留変位比の関係

表-2 残留変位比の平均値と標準偏差

二次剛比	応答塑性率					
	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

$$\delta_r = r_r \cdot \delta_{r \max}$$

$$= r_r \{ \delta_m + (r - 1) \delta_m^\alpha - r \mu_m^{\alpha+1} \} \delta_y \quad (5)$$

ここに、 r_r ：図-4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

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⁴⁾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-5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た場合、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とな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-6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

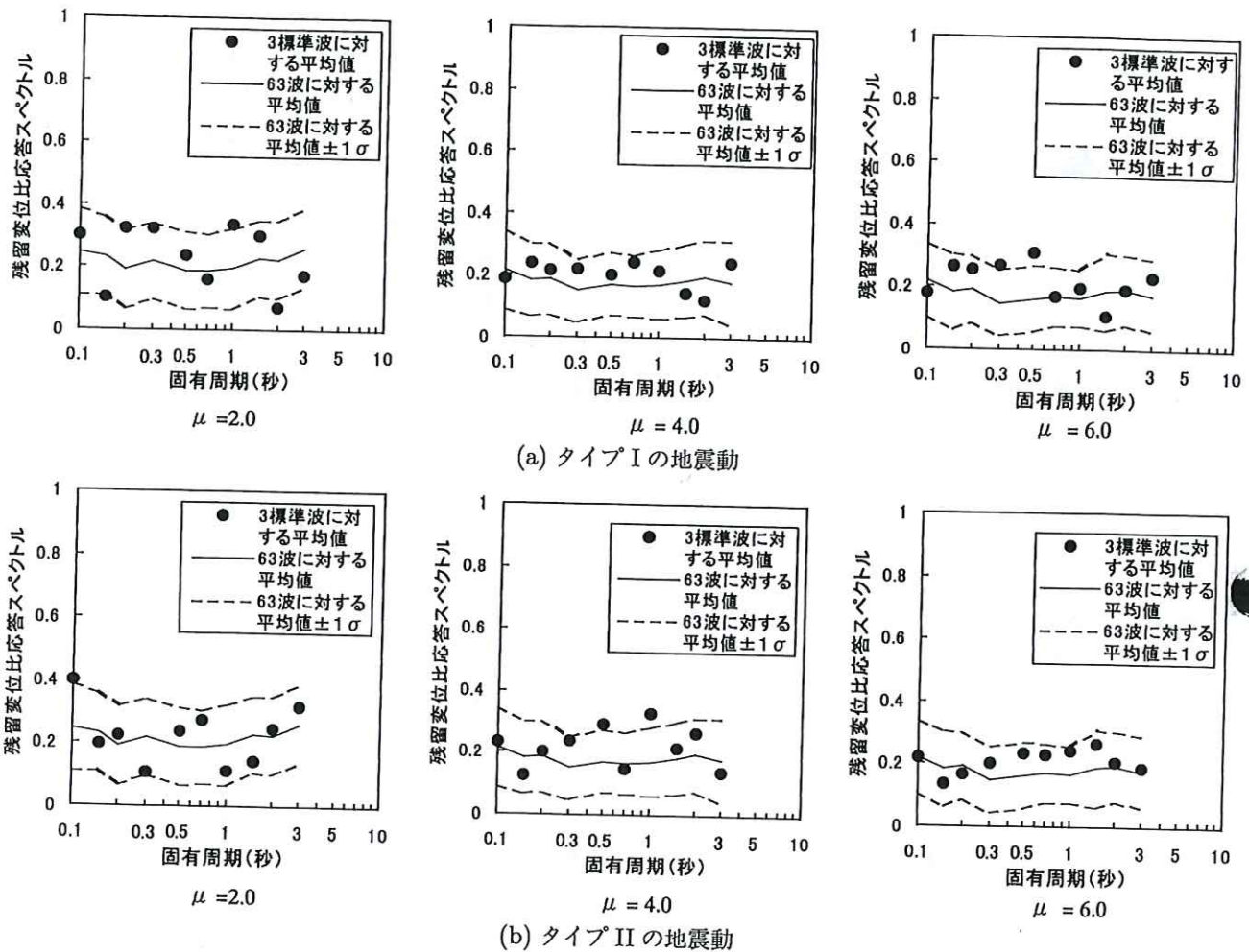


図-5 I種地盤に対する標準波形による残留変位比応答スペクトルの解析結果 ($r=0$)

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。

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分析を行い、地震後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、残留変位比と固有周期の間にも有意な相関がなくばらつきも大きい。
- (2) 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。
- (3) 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程度でとなる。
- (4) 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

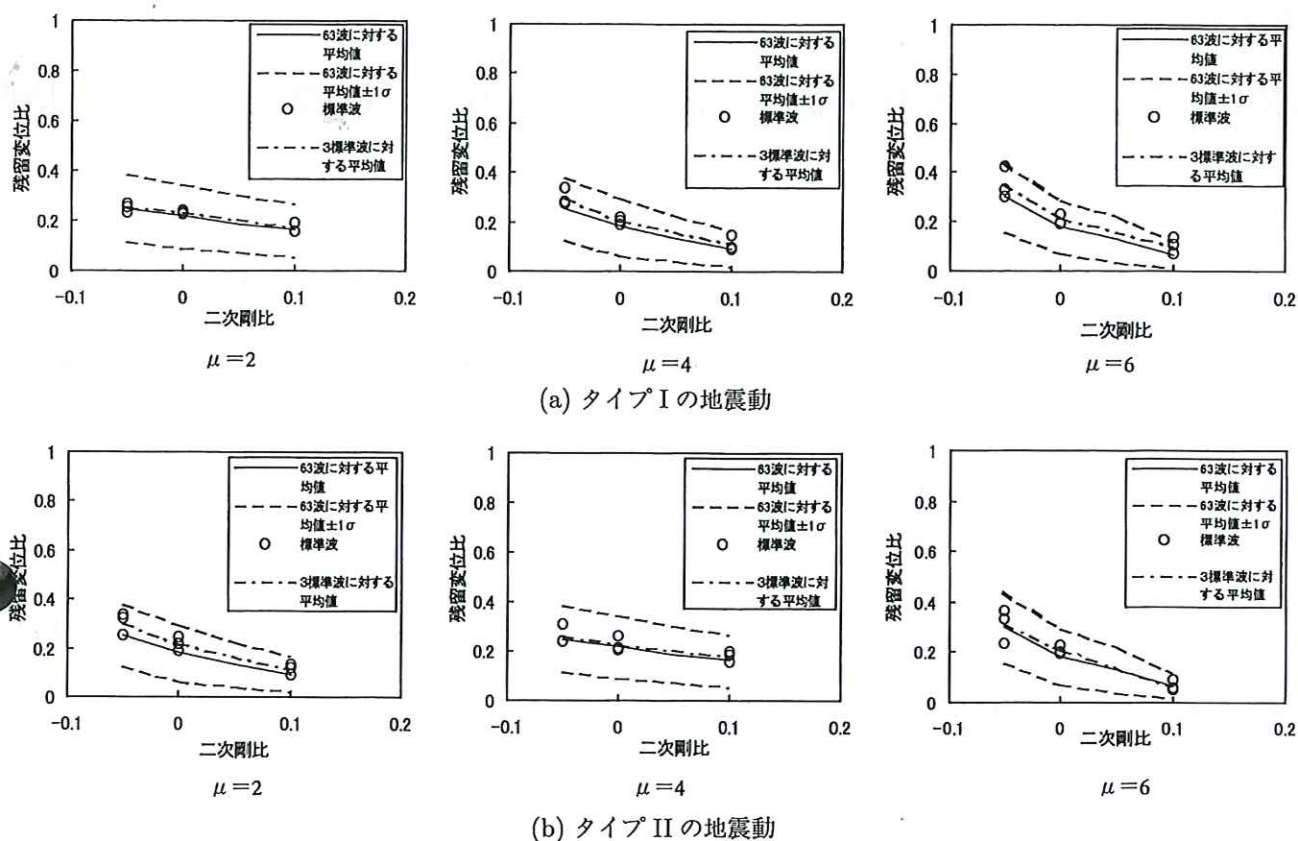


図-5 I種地盤に対する標準波形による残留変位比の解析結果

つきは多少残る場合もあるが、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、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) 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
- 2) 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.
- 3) 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.
- 4) (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

星隈順一*



独立行政法人土木研究所耐震研究グループ耐震チーム主任研究員、工博
Dr. Jun-ichi HOSHIKUMA

長屋和宏**



国土交通省総合政策局国際建設課(前 国土交通省土木研究所耐震技術研究センター耐震研究室研究員)
Kazuhiro NAGAYA

運上茂樹***



独立行政法人土木研究所耐震研究グループ耐震チーム上席研究員、工博
Dr. Shigeki UNJOH