

残留変位応答スペクトルの提案とその適用

川島一彦*・Gregory A.MACRAE**・星隈順一***・
長屋和宏****

構造物が大規模地震を受けて非線形域の応答を生じた場合には、構造物には残留変位が生じる。したがって、構造物に許すじん性をあまり大きくすると、地震後に構造物には大きな残留変位が生じ、復旧不能となる。本研究は、バイリニア型復元力特性を有する各種の固有周期、じん性を有する1自由度系に生じる残留変位から残留変位応答スペクトルを提案し、この特性を検討するとともに、提案値に基づいて鉄筋コンクリート橋脚に予想される残留変位を検討したものである。

Key Words : response spectrum, nonlinear, ductility

1. まえがき

道路橋示方書 V耐震設計編では、平成2年の改訂で地震時保有水平耐力の規定が設けられ、大規模地震を受けた場合の鉄筋コンクリート橋脚の保有水平耐力の照査が行われるようになった¹⁾。これにともなって、従来許容応力度法の中でしか考えてこなかった部材や構造系全体の非線形域の挙動に関する関心が高まっている。

道路橋示方書ではエネルギー一定則に基づいて、鉄筋コンクリート橋脚に十分なじん性があればこれに応じて降伏水平耐力を下げてよいことが示されている²⁾。また、ニュージーランドや米国等では、じん性が10にも達する大きな非線形応答が許されている。しかし、じん性があればどこまでも降伏水平耐力を下げてよいとは考えられない。現在は、従来の震度法で設計した橋脚に対して地震時保有水平耐力の照査を行うため、震度法がいわば橋脚の水平耐力の最小値に対する歯止めになっているが、将来、地震時保有水平耐力法によって鉄筋コンクリート橋脚や鋼製橋脚等の設計を行おうとすれば、水平耐力とじん性のバランスをどの様にして評価するかを考えておかなければならない。

非線形域で大きなじん性を許せば当然それだけ大きな非線形応答が生じるわけであり、これにともなって地震後の残留変位が大きくなることはこれまで実験、解析両面から指摘されてきたところである^{3),4)}。本研究は、このような指摘をさらに押し進めて地震後に生じる残留変位がどの程度であるかを検討するために、残留変位応答スペクトルを提案し、この特性を検討したものである。

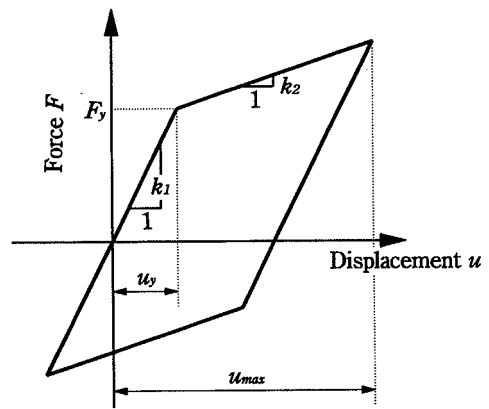


図-1 バイリニア型の履歴特性

2. 残留変位応答スペクトルの定義

一般の応答スペクトル⁵⁾と同じように1自由度系を考え、その基部に地震動が作用するものとする。ばねの復元力特性は、解析に簡単なためバイリニア型を仮定する。鉄筋コンクリート橋脚や鋼製橋脚に対しては、もっと複雑な履歴曲線が提案されているが、ここでは非線形応答特性をある程度表すことができ、かつ簡単なモデルということでバイリニアモデルを仮定したものである。

ばねは、図-1に示すように橋脚の降伏変位 u_y で剛性を変えるものとし、1次剛性(降伏剛性) k_1 と2次剛性(降伏後剛性) k_2 の比を次のように定義する。

$$r = \frac{k_2}{k_1} \dots \dots \dots (1)$$

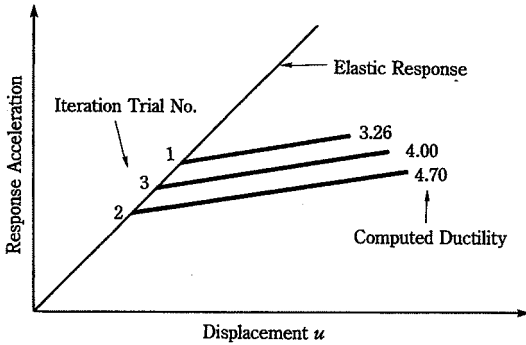
ここで、 r を剛性比と呼ぶ。

また、ある入力地震動に対して系に生じる最大変位を u_{max} とし、じん性率 μ を次式で定義する。

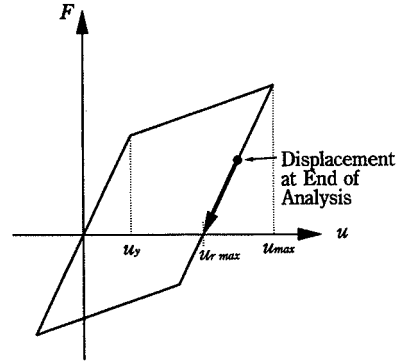
$$\mu = \frac{u_{max}}{u_y} \dots \dots \dots (2)$$

系の固有周期 T は1次剛性 k_1 と質量から算出するも

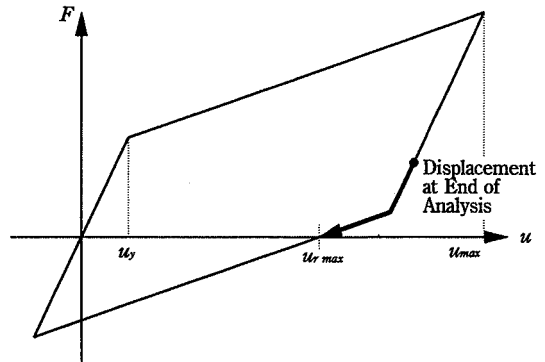
* 正会員 工博 建設省土木研究所企画部地下開発研究官 (〒305 つくば市大字旭1番地)
** University of California, San Diego, USA
*** 正会員 工修 建設省土木研究所耐震研究室研究員
**** 正会員 建設省土木研究所耐震研究室



図—2 繰り返し計算による目標とするじん性率の算出



(a) $r(\mu-1) < 1$



(b) $r(\mu-1) \geq 1$

図—3 可能最大残留変位 $u_{r, max}$

のとし、これを0.1秒から3秒まで変化させる。
 このような系に地震動が作用した場合に、系に生じる残留変位を計算し、これをいろいろな固有周期 T 、剛性比 r 、減衰定数に対してプロットしたものを残留変位応答スペクトルと呼ぶことにする。ここで、減衰定数とは、系の非線形性による履歴減衰以外の原因、例えば橋脚基礎からの逸散減衰によって生じる減衰等を表すために、以下の解析では0.05と仮定する。

残留変位は、一般に一方方向に累積されていくので、地震動の入力が終わった後も加速度が0の入力が続くものとして系の応答変位を計算し、これが一定値に収まった時の系の変位を残留変位 u_r とする。

以上のようにすると、系の降伏耐力 F_y および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、じん性率も異なってくる。このため、ここでは、目標とするじん性率を2, 4, 6と定め、これに達するように降伏耐力 F_y 、 u_y を定めることにする。これは、どのような地震動に対しても指定されたじん性率が生じるような、いわば仮定の構造物を設定することに相当する。もちろん、あまりに小さな地震動に対する解析は、耐震設計上は無意味であるが、強震記録が得られた地震のマグニチュードや震央距離等の特性の影響については後で検討することとする。このためには、イテレーション計算が必要であり、図—2に示すように F_y を仮定して最大応答変位 u_{max} を計算し、これから求まるじん性率 μ が目標とするじん性率と異なれば F_y を仮定しなおして再度計算をやり直し、最終的に目標じん性率と計算されるじん性率が一致するまで計算を繰り返す。2次剛性が負になるとイテレーション回数が増えるが、一般には5回程度で収束する。

なお、図—3に示すように最大変位を u_{max} とすれば、系に生じ得る残留変位 $u_{r, max}$ は剛性比 r を介して次のように与えられる。

$$u_{r, max} = \begin{cases} (\mu-1) \cdot (1-r) \cdot u_y & r(\mu-1) < 1 \text{ の場合} \\ \{(1-r)/r\} \cdot u_y & r(\mu-1) \geq 1 \text{ の場合} \end{cases} \dots\dots\dots (3)$$

以下、 $u_{r, max}$ を可能最大残留変位と呼ぶ。ただし、図—3に示したように、式(3)はあくまでも系の変位が最大値 u_{max} に達した直後の戻り勾配でちょうど地震入力が終わる、その後、荷重がゼロの点、すなわち、横軸との交点に達すると考えた場合の変位を表している。実際には、系の変位が最大値をとったその直後の戻り勾配で地震入力が終わる可能性は少なく、一般には最大変位 u_{max} よりも小さい変位からの戻り勾配で地震入力が終わること、また、地震入力が終わっても戻り勾配を通過して荷重がゼロの点で運動が終わるのではなく、この点ではまだ運動エネルギーが残っていることから、図—3に示した $u_{r, max}$ を通りこしてから運動が止まる場合が多い。こうした点から、式(3)で与えられる $u_{r, max}$ は、文字どおり系に生じ得る最大の残留変位を与えたものである。

以下の解析では、次式のように残留変位 u_r を可能最大残留変位 $u_{r, max}$ で正規化し、

$$r_r = \frac{u_r}{u_{r, max}} \dots\dots\dots (4)$$

u_r をもとに残留変位応答スペクトルを検討する。 r_r をいろいろな固有周期に対して計算したものを残留変位比応答スペクトルと呼ぶ。残留変位比応答スペクトルは、

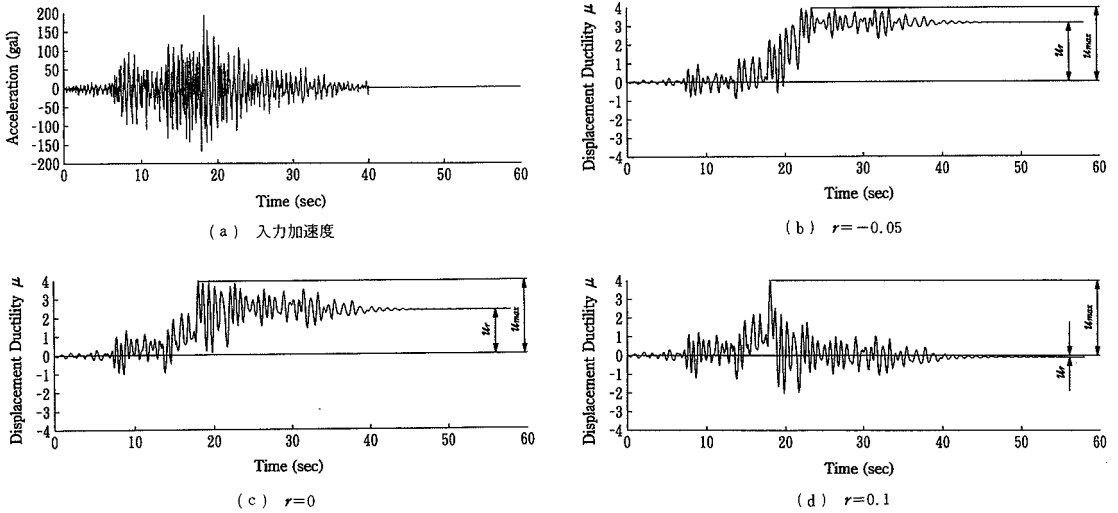


図-4 板島橋記録に対する応答変位 (固有周期 $T=1$ sec)

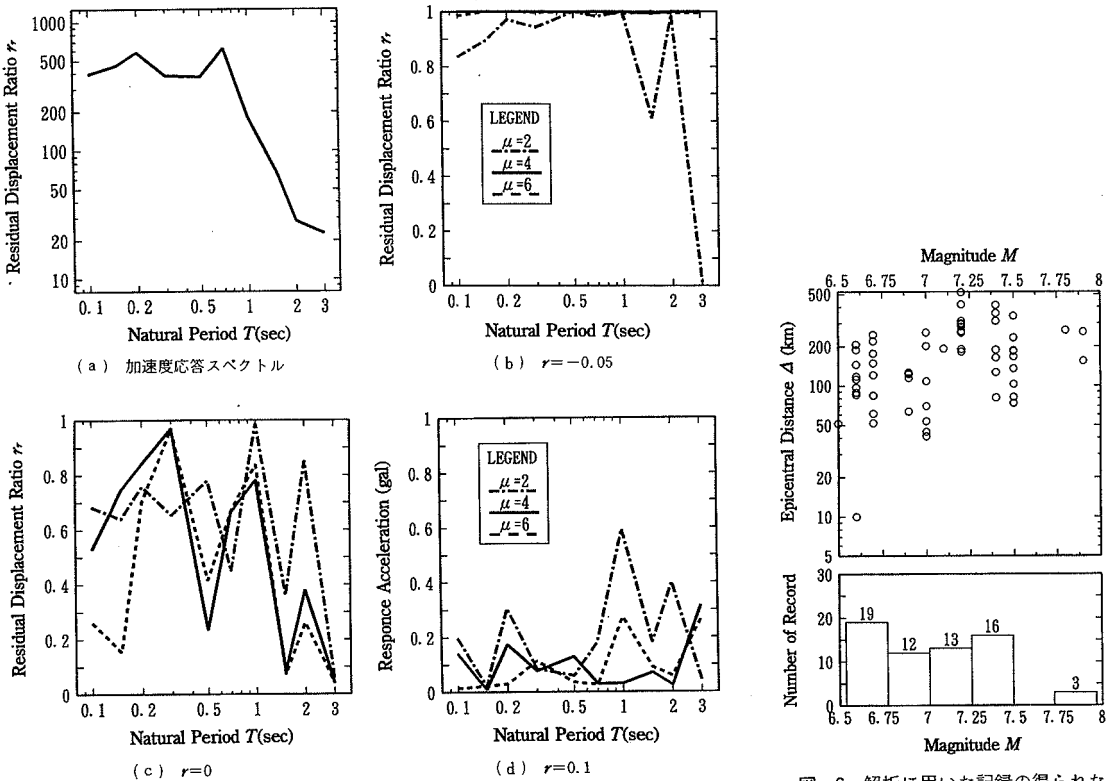


図-5 板島橋記録に対する残留変位比応答スペクトル

図-6 解析に用いた記録の得られた地震の特性

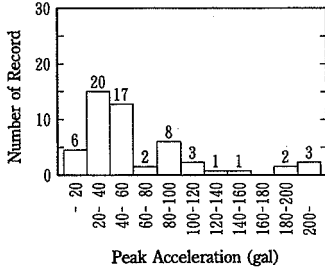
系の特性として固有周期 T , じん性率 μ , 減衰定数 h (上述したように, 以下の解析では 0.05 と仮定している) によるほか, 当地震動の特性によって変化する。

3. 代表的な強震記録に対する残留変位比応答スペクトル

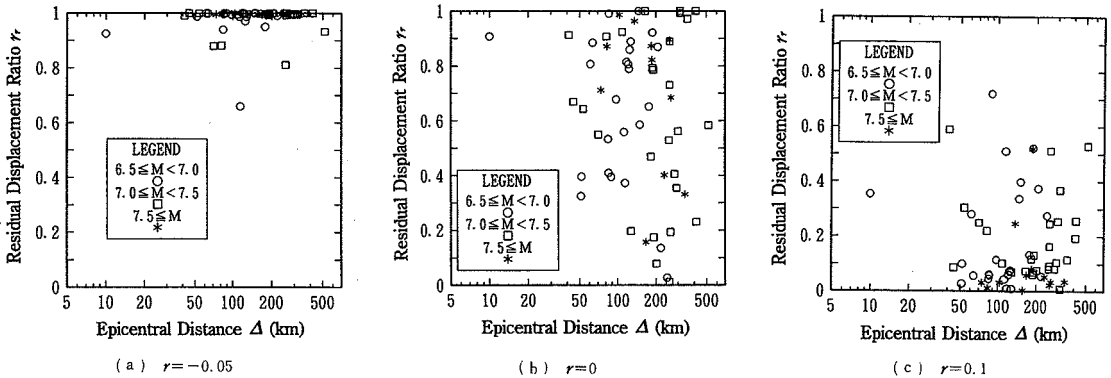
図-4 は, 1968 年の日向灘沖地震による板島橋近傍で得られた強震記録に対して, 固有周期 $T=1$ 秒の系に生じる残留変位比 r_r を計算したものである。剛性比 r は

表一 式(5)による回帰結果

Natural Period T (sec)	a	b	c	R
0.1	0.222	0.057	0.009	0.125
0.15	0.532	-0.037	0.118	0.060
0.2	0.263	-0.020	0.179	0.088
0.3	0.482	-0.018	0.056	0.028
0.5	1.554	-0.020	-0.227	0.153
0.7	0.426	-0.049	0.158	0.073
1	0.169	0.005	0.200	0.143
1.5	0.565	0.003	-0.046	0.025
2	0.365	0.007	0.028	0.027
3	0.384	-0.082	0.287	0.136



図一七 解析に用いた記録の最大加速度



図一八 残留変位比応答スペクトルと地震のマグニチュード M 、震央距離 Δ の関係

-0.05, 0, 0.1としている。残留変位は、地震動の主要動部分で生じ、おおむね一方に累積するように入力地震動の最後の方で最大値をとる。残留変位は、剛性比 r によって大きく変化し、 r がマイナスになると非常に大きくなる。

これをいろいろな固有周期に対して計算し、残留変位比応答スペクトルとして示したのが図一五である。入力地震動の加速度応答スペクトルも比較のために示している。入力地震動の加速度応答スペクトルは、固有周期が0.2秒および0.7秒付近でピーク値をとるが、残留変位比応答スペクトルもこの付近で大きくなっており、複雑ではあるが当然ながら両者にはある相関がある。

4. 残留変位比応答スペクトルの特性

このような解析をわが国の地盤上で得られたマグニチュード6.5以上の63成分の強震記録に対して行った。図一六は、記録の得られた地震のマグニチュードと震央距離の関係を示したものである。全体の51%はマグニチュード7以上の地震による記録である。記録の得られた地点の地盤条件を道路橋示方書の地盤種別¹⁾によって分類すると、Ⅰ種地盤、Ⅱ種地盤、Ⅲ種地盤上の記録数

はそれぞれ13, 37, 13である。図一七は、最大加速度の分布である。全体の約2/3は、最大加速度が60 gal以下の記録である。

(1) マグニチュードおよび震央距離の影響

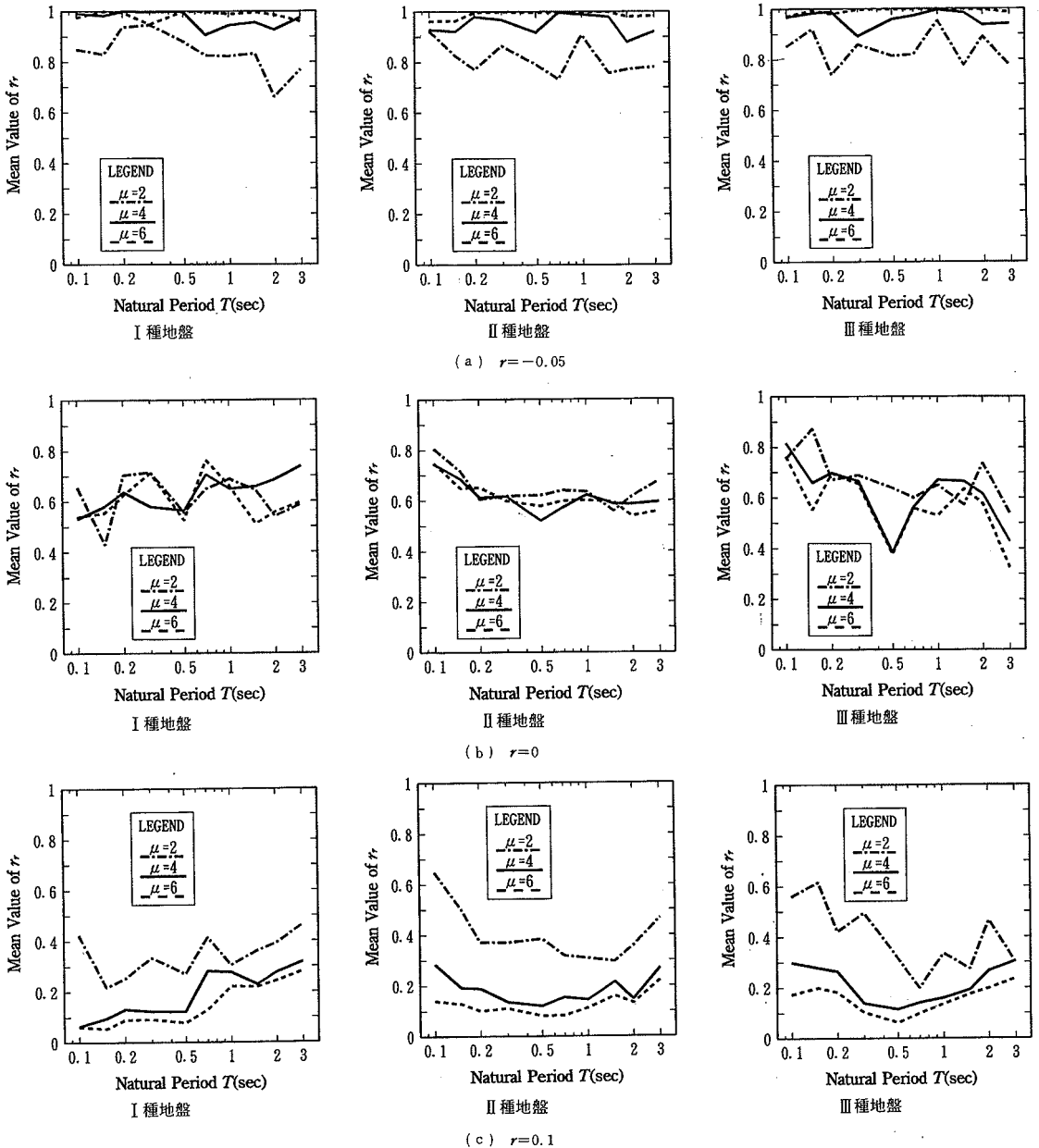
残留変位比応答スペクトルが、強震記録が得られた地震のマグニチュード M および震央距離 Δ によってどのように変化するかを示した一例が、図一八である。ここでは、系の固有周期 $T=1$ 秒、じん性率 $\mu=4$ の場合を示している。

地震のマグニチュード M を、 $6.5 \leq M < 7$, $7 \leq M < 7.5$, $7.5 \leq M$ に区分しているが、残留変位比応答スペクトルは、 M や Δ によって有意に変化しない。念のため、残留変位比応答スペクトルと M , Δ の相関を解析してみた。相関式としてはいろいろ考えられるが、ここでは地震動の距離減衰式としてよく用いられる次式を仮定した。

$$r_r(M, \Delta) = a \times 10^{bM} \times (\Delta + 30)^c \dots \dots \dots (5)$$

ここで、係数 a , b , c は重回帰分析により定める係数である。

式(5)による解析例として図一八(b)に示した解析結果を示すと表一のようなになる。係数 b や c は非常



図—9 残留変位比応答スペクトルの平均値

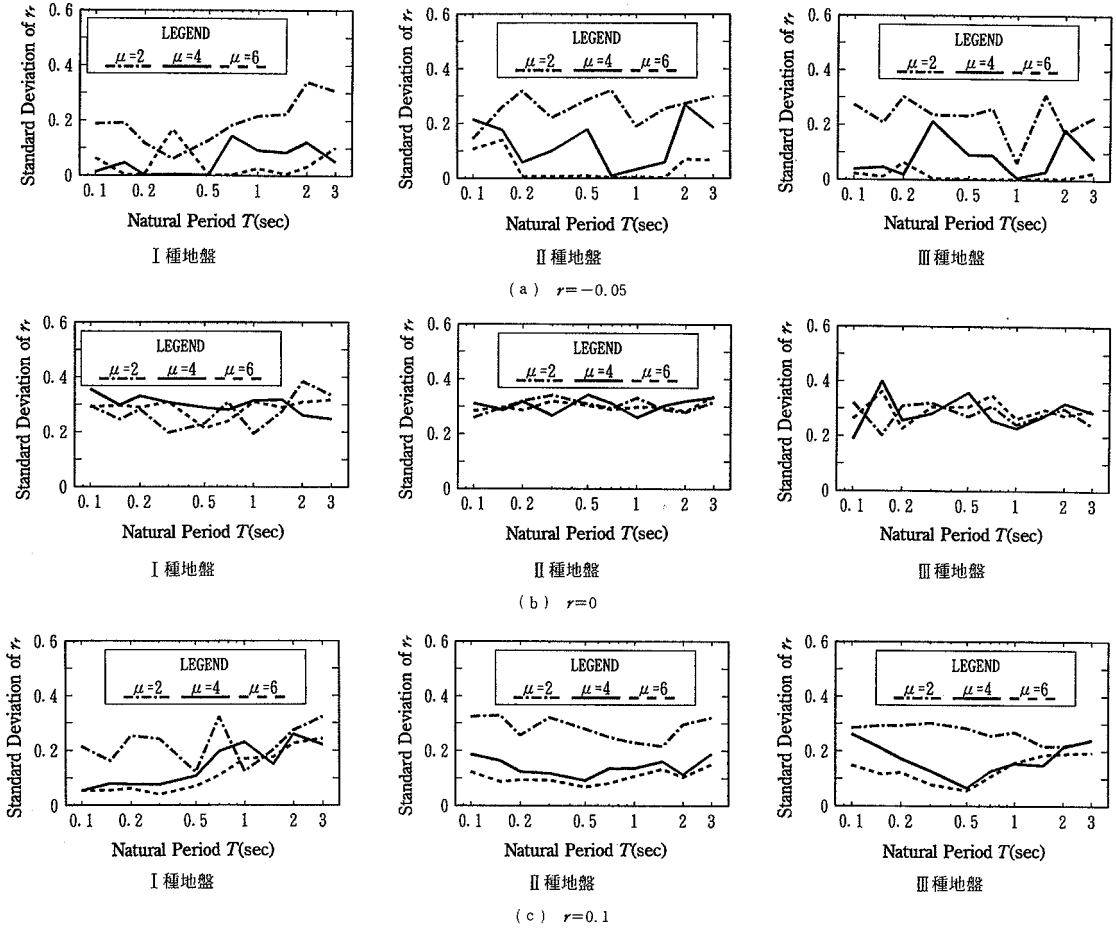
に小さく、また、重相関係数 R も非常に低いことから、残留変位比応答スペクトルは M や Δ によって有意に変化しない。

(2) 地盤種別、固有周期、じん性率の影響

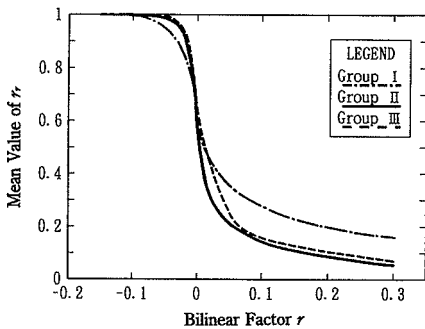
このため、系の固有周期 T 、じん性率 μ 、地盤種別ごとに残留変位比応答スペクトルを平均し、この平均値と標準偏差を示した結果が図—9 および 10 である。

まず、残留変位比応答スペクトルの平均値を見てみると、これは剛性比 r によって大きく変化するが、地盤種別による変化は顕著ではない。

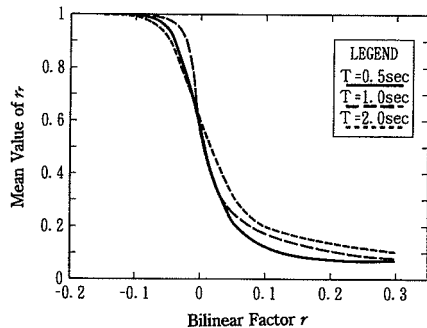
また、固有周期 T の影響は $r = -0.05$ や $r = 0$ の場合にはあまりないが、 $r = 0.1$ になるとある固有周期範囲で残留変位比応答スペクトルの平均値が少し小さくなる傾向がある。このような固有周期範囲を図—9 から求めると、I種地盤では $0.1 \sim 0.2 \text{ sec}$ 程度、II種地盤およびIII種地盤では $0.5 \sim 1 \text{ sec}$ 程度である。地盤種別は、地盤の特性値 T_c に応じて、 $T_c < 0.2 \text{ s}$ 、 $0.2 \leq T_c < 0.6 \text{ s}$ 、 $0.6 \leq T_c$ をそれぞれI種、II種、III種と規定されており¹⁾、残留変位比応答スペクトルが小さくなる固有周期範囲は地盤の特性値と関連があるとみることができる。



図一〇 残留変位比応答スペクトルの標準偏差



図一〇 残留変位比応答スペクトル～剛性比 r の関係に及ぼす地盤種別の影響 ($T=1$ sec, $\mu=4$)



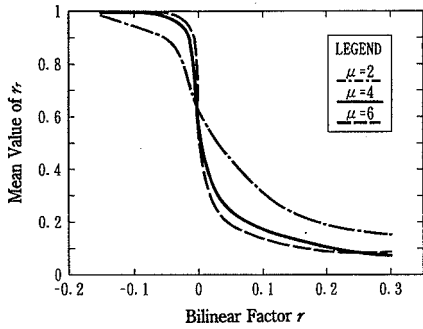
図一〇 残留変位比応答スペクトル～剛性比 r の関係に及ぼす固有周期 T の影響 ($\mu=4$)

地盤の特性値は基本的に地盤の固有周期と同じであり、地震動には地盤の固有周期に相当する周期が卓越しやすいことから、このことが影響していると考えられる。

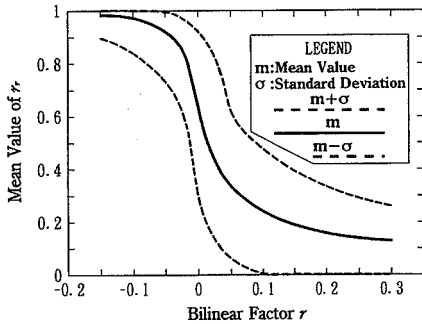
また、残留変位比応答スペクトルに及ぼすじん性率の影響を見ると、 $r=0$ の場合にはじん性率によって残留変位比応答スペクトルはあまり変化しないが、 $r=-0.05$ の場合には μ が小さいほど、また反対に $r=0.1$ の

場合には μ が大きいほど、残留変位比応答スペクトルは小さくなる。これについては、次節で詳述する。

次に、残留変位比応答スペクトルの標準偏差について見てみると、 $r=0$ の場合には固有周期 T 、じん性率 μ 、地盤種別にほとんどよらず 0.3 程度の値を取る。 $r=-0.05$ や $r=0.1$ の場合には μ が小さいほど標準偏差は大きくなるが、その固有周期や地盤種別依存性にははっ



図一13 残留変位比応答スペクトル—剛性比 r の関係に及ぼすじん性率 μ の影響 ($T=1 \text{ sec}$)



図一14 残留変位比応答スペクトルの平均値およびこれに標準偏差の1倍を加減した値

まりした傾向は認められない。

(3) 剛性比の影響

以上の検討から明らかなように、残留変位比応答スペクトルには剛性比 r の影響が非常に大きい。このため、ここでは残留変位比応答スペクトルと剛性比 r の関係に着目して、もう一度地盤種別、固有周期 T 、じん性率 μ の影響を検討してみよう。

図一11は、固有周期 $T=1$ 秒、じん性率 $\mu=4$ の残留変位比応答スペクトルがどのように剛性比 r によって変化するかを、地盤種別をパラメータとして示したものである。まず、全体の特徴を見ると、残留変位比応答スペクトルは、 r がプラス、特に0.1程度以上であれば0.2程度と小さいが、 r がゼロに近づき、さらにマイナスになると急速に大きくなる。特に、 r が -0.05 以下となると、残留変位比応答スペクトルはほとんど1.0となる。

このような特性が、地盤種別によってどのように変化するかを見ると、 $r > 0$ ではⅠ種地盤の方がⅡ種およびⅢ種地盤よりも0.1程度残留変位比応答スペクトルが大きいが、全体としてはそれほど地盤種別によっては変化しない。これは、前述した通りである。

次に、図一12および13は、残留変位比応答スペクトルと剛性比 r の関係に及ぼすそれぞれ固有周期 T およびじん性率 μ の影響を示したものである。上述したように地盤条件の影響はそれほど大きくないことから、こ

表一2 解析対象とする鉄筋コンクリート橋脚

Case	Hight of Pier (m)	Shear-Span Ratio	Width of Pier (m)	Span Length (m)
1	5	6	0.83	20
2				30
3				40
4	10	7.1	1.4	30
5				40
6				30
7	15	9	1.11	40
8				30
9				40
10	20	7.1	2.1	30
11				40
12				30
13	20	9	2.22	40
13				40

ここでは全地盤種別に対する平均値を示している。図一12によれば、固有周期 T が残留変位比応答スペクトルと剛性比 r の関係に及ぼす影響は小さい。じん性率 μ の影響はある程度あり、 $r > 0$ では μ が小さいほど同一剛性比に対する残留変位比応答スペクトルは大きい、 $r < 0$ ではこれと反対になる。ただし、 μ が2から6に変化した場合に同一の剛性比 r に対して最も残留変位比応答スペクトルが大きく変化するの、 r が0.05付近から0に近づくあたりであり、この範囲では残留変位比応答スペクトルは約0.25変化する。この値は、残留変位比応答スペクトルと剛性比の関係に与えるじん性率 μ の影響としては必ずしも小さくはないが、残留変位比応答スペクトルの全体的な特徴を把握する上では重要ではない。

5. 設計用残留変位比応答スペクトル

以上のように、じん性率 μ の影響は多少あるがこれを無視し、さらに地盤種別および固有周期の影響は小さいことから、全てのじん性率、地盤種別、固有周期に対して残留変位比応答スペクトルと剛性比の関係の平均値および標準偏差を計算し、平均値とこれに標準偏差の1倍を加減した結果が図一14である。ここでは、残留変位比応答スペクトルにはバラツキが大きいことを考慮して、平均値に標準偏差の1倍を加えた値を設計用の残留変位比応答スペクトルとすることを提案する。

6. 残留変位比応答スペクトルの適用

鉄筋コンクリート橋脚や鋼製橋脚の耐震設計では、じん性率の検討が多方面から進められているが、じん性を許す結果どれだけの残留変位が橋脚に生じるかという観点からの検討はほとんど行われていない。このため、こ

表—3 橋脚の降伏変位 u_y , 固有周期 T および剛性比 r

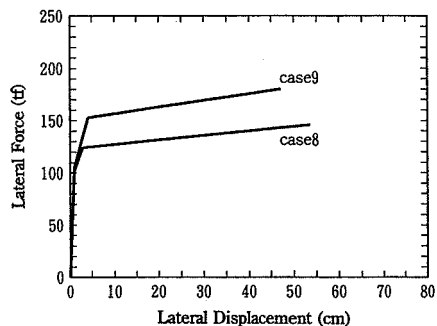
Case	k_1 (tf/m)	k_2 (tf/m)	r	Displacement (cm)		Force (tf)		Period (sec)
				u_y	u_v	F_y	F_v	
1	96.8	0.940	0.010	0.6	9.0	54.2	62.1	0.27
2	69.9	1.283	0.018	1.0	8.1	67.1	76.3	0.40
3	64.2	2.106	0.033	1.4	6.9	91.8	103.3	0.49
4	44.3	0.553	0.012	1.9	24.7	85.5	98.1	0.55
5	38.4	0.842	0.022	2.9	22.2	109.5	125.8	0.67
6	18.7	0.545	0.029	4.6	23.7	85.9	96.3	0.83
7	20.5	0.809	0.040	5.3	23.6	108.5	123.3	0.90
8	42.2	0.427	0.010	2.9	53.5	124.2	145.8	0.63
9	37.1	0.636	0.017	4.1	47.2	152.8	180.2	0.75
10	18.6	0.400	0.022	6.0	50.0	112.1	129.7	0.91
11	19.6	0.541	0.028	7.0	48.4	137.1	159.5	1.00
12	36.5	0.589	0.016	5.0	70.7	181.6	220.3	0.86
13	18.9	0.563	0.030	9.4	70.9	177.5	212.1	1.11

表—4 橋脚天端に生じる残留変位

Case	Residual Displacement Ratio	Ductility Factor μ by Design Specifications			$\mu=5$		$\mu=10$	
	r_r	μ	$u_{r,max}$ (cm)	u_r (cm)	$u_{r,max}$ (cm)	u_r (cm)	$u_{r,max}$ (cm)	u_r (cm)
1	0.90	11.0	5.5	5.0	2.2	2.0	5.0	4.5
2	0.86	6.0	4.7	4.0	3.8	3.2	8.5	7.3
3	0.76	3.5	3.5	2.7	5.5	4.2	12.4	9.5
4	0.89	8.9	15.0	13.3	7.6	6.8	17.2	15.3
5	0.84	5.5	12.6	10.6	11.2	9.4	25.1	21.1
6	0.80	3.8	12.4	9.9	17.9	14.3	40.2	32.2
7	0.70	3.3	11.7	8.2	20.4	14.3	45.8	32.1
8	0.90	12.5	33.4	30.0	11.6	10.5	26.2	23.6
9	0.87	8.0	28.2	24.6	16.2	14.1	36.4	31.7
10	0.84	5.9	28.7	24.1	23.6	19.8	53.1	44.6
11	0.81	4.9	26.8	21.7	27.2	22.1	61.3	49.6
12	0.88	9.8	43.1	37.9	19.6	17.2	44.1	38.8
13	0.78	5.4	39.8	31.0	36.5	28.5	82.1	64.0

ここでは、鉄筋コンクリート橋脚を例にとり、図—14に示した設計用残留変位比応答スペクトルをもとに橋脚に生じる残留変位について検討する。なお、実際の鉄筋コンクリート橋脚の履歴特性は図—1に示したバイリニア型では必ずしもないが、ここでは、バイリニア型にモデル化できるものとして、鉄筋コンクリート橋脚の残留変位を解析するものである。

まず、鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位を解析するために、表—2に示すように橋脚高さが5mから20mの4種類、上部構造として車道幅員7mの単純合成鉄板で橋長が20mから40mの3種類の橋を想定し、設計水平震度を0.2として橋脚を試設計した。橋脚は幅7mの小判型とし、せん断支間比が一般によく用いられる5



図—15 解析対象とした鉄筋コンクリート橋脚天端における水平力と変位の関係 (ケース8, 9)

～9となるように柱幅を定めた。橋脚の減衰定数は0.05と仮定する。

このようにして設計した橋脚天端における変位と水平荷重の関係を道路橋示方書の地震時保有水平耐力の規定¹⁾に従って求めた一例が図—15である。コンクリートのひび割れに伴いトリリニアな履歴になるが、道路橋示方書にしたがい、原点と降伏点を結ぶ剛性を降伏剛性 k_1 として剛性比 r を求めると、表—3のようになる。この中には、道路橋示方書にしたがって計算した橋脚の降伏変位 u_y （道路橋示方書では δ_y と標記されている¹⁾）と降伏剛性を用いた橋の固有周期 T も示されている。

剛性比 r に応じて図—14から残留変位比応答スペクトルを求め、じん性率 μ を与えることにより、式（3）および（4）から橋脚天端に生じる残留変位 u_r を求めた結果が表—4である。これは、道路橋示方書で許されている許容じん性率に相当する非線形変位が生じるような地震が発生した場合に、地震後に橋脚天端に予想される残留変位を表している。表—4では、じん性率 μ として式（6）で示される道路橋示方書に規定される許容じん性率を用いた場合のほか、参考としてじん性率 μ を任意に5および10とした場合の結果も示している。

$$\mu = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \cdot \delta_y} \dots \dots \dots (6)$$

ここで、 μ ：許容じん性率

δ_y ：降伏変位

δ_u ：終局変位

α ：安全係数（=1.5）

表—4によれば、道路橋示方書に規定される許容じん性率を用いた場合には、たとえばケース13（橋脚高さが20mの場合）では、地震後に最大で31cmの残留変位が生じる。この値は、残留変位 u_r を橋脚高さと割った平均傾斜として表すと0.89度に相当する。一方、じん性率を10とした場合には、残留変位は64cmに達し、平均傾斜は1.83度となる。このように大きな残留変位が生じた場合には、地震後の復旧が困難であると考えられることから、設計で考慮するじん性率にはある上限を設けることが必要になる。

橋脚の非線形応答を考慮して設計上の地震力を低減させる際には、橋脚の強度とじん性率のバランスをどのように取るかが重要である。残留変位スペクトルはこのような点を考える際の一つの重要な指標として使用できると考えられる。

7. 結 論

大規模地震を受けた場合に非線形域に入る構造部材の

耐震設計で許すことのできるじん性率を、地震後に構造物に残る残留変位の観点から検討するために残留変位応答スペクトルを提案し、その特性を検討した。本検討の結論を示すと以下ようになる。

- 1) 残留変位を可能最大残留変位で正規化して定義した残留変位比応答スペクトルは、地震記録が得られた地震のマグニチュードや震央距離、地盤条件によって有意で、かつ、著しい変化はしない。
- 2) 残留変位比応答スペクトルは、剛性比 r によって大きく変化する。剛性比 r がプラスの領域では残留変位比応答スペクトルは小さいが、これがゼロに近づき、さらにマイナスになると非常に大きくなる。特に、剛性比 r が-0.05程度になると、残留変位比応答スペクトルはほとんど1に近づく。
- 3) 残留変位比応答スペクトルと剛性比の関係に対するじん性率の影響は多少あるが、これを無視し、さらに地盤種別、固有周期の影響は小さいことから、全てのじん性率、地盤種別、固有周期に対して平均値と標準偏差を求めると図—14のようになる。ここでは、平均値に標準偏差の1倍を加えた値を設計用の残留変位比応答スペクトルとして提案する。
- 4) 上記3)の残留変位比応答スペクトルを用いて、道路橋示方書に規定される許容じん性率までの非線形応答が生じたときに鉄筋コンクリート橋脚に残る残留変位を解析すると、最大で37.9cm（ケース12）となる。これを橋脚高さ20mで割った平均傾斜は1.1度である。
- 5) 残留変位応答スペクトルは、橋脚に許される水平耐力とじん性率のバランスを検討する上で有効である。

参 考 文 献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編，1990年2月。
- 2) 川島一彦・長谷川金二・小山達彦・吉田武史：等価エネルギー法による鉄筋コンクリート橋脚の非線形地震応答変位の推定精度，第7回日本地震工学シンポジウム，1986年12月。
- 3) 川島一彦ほか：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法の開発に関する研究，土木研究所報告，第190号，1993年9月。
- 4) MacRae, G.A. and Kawashima, K. : The Seismic Response of Bilinear Oscillators Using Japanese Earthquake Records, Journal of Research, Vol.30, Public Works Research Institute, March 1993.
- 5) Housner, G.W. : Behavior of Structures during Earthquakes, Proc. ASCE, Vol.85, No. EM 4, 1959.
(1993.11.17 受付)

RESIDUAL DISPLACEMENT RESPONSE SPECTRUM AND ITS APPLICATION

Kazuhiko KAWASHIMA, Gregory A. MACRAE, Jun-ichi HOSHIKUMA and Kazuhiro NAGAYA

When structures are subjected to a large ground motion, residual displacement is developed associated with nonlinear hysteretic behavior. Excessive residual displacement is harmful for repair of the structures after an earthquake. The residual displacement developed in an oscillator with bilinear hysteretic restoring force model was analyzed for various ground motions, and it is proposed as "residual displacement response spectrum." After clarifying the effect of earthquake magnitude, epicentral distance and ground condition on the residual displacement response spectrum, the design value of the residual displacement response spectrum is proposed.
