

地震動特性を考慮した非線形応答の推定とその応用

吉田 仁司¹・田村 敬一²・中尾 吉宏³

¹正会員 国土交通省国土技術政策総合研究所 地震防災研究室 交流研究員（〒305-0804 茨城県つくば市旭1）

²正会員 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ 上席研究員（〒305-0804 茨城県つくば市南原 1-6）

³正会員 国土交通省国土技術政策総合研究所 地震防災研究室 研究官（〒305-0804 茨城県つくば市旭1）

1. はじめに

平成7年兵庫県南部地震で生じたような非常に強い地震動に対しても構造物の安全性を確保するためには、構造部材の強度の向上だけでは限界があるため、構造物に多少の損傷（塑性化）が生じることを許容した耐震設計を行うことが合理的である。構造物の塑性化を考慮した耐震設計とは、構造部材の変形性能を高めることにより、全体として地震に耐える粘りのある構造系を形成しようとするものである。このような観点から、兵庫県南部地震後に改訂された道路橋示方書¹⁾では、地震時保有水平耐力法により構造物の塑性化を考慮した耐震設計が行われており、エネルギー一定則に基づいて構造物の線形応答から非線形応答を評価している。エネルギー一定則は、構造物の非線形応答の簡便な評価手法ではあるが、構造物の非線形応答は地震動特性や構造物の特性により変化するのが実状である。

本研究では、耐震設計で考慮する地震としてプレート境界型地震と内陸直下型地震を想定し、これらの地震による地震動特性と構造物の特性とを

考慮して、1質点系構造物の非線形加速度応答スペクトル、及び所要降伏震度スペクトルの推定式を提案する。また、提案した非線形応答スペクトルの耐震設計への適用例として、所要降伏震度スペクトルを用いた非線形応答の推定とその推定精度の検証を行った。

2. 地震動特性を考慮した非線形応答スペクトルの推定式

(1) 検討方法

プレート境界型地震と内陸直下型地震の地震動特性を有する模擬地震動を作成し、これを入力地震動として、図-1に示す弾塑性型せん断バネを有する1質点系を用いて非線形動的解析を行った。系の非線形履歴モデルとしては図-2に示す完全バイリニアモデルを用い、減衰定数は5%とした。地震動特性としては位相特性と振幅特性を考慮することとし、既往の強震記録の位相特性の統計的な性質に基づいて位相特性を変化させた地震動を種々作成した上で、振幅特性を振動数領域で調整²⁾して道路橋示方書に規定される標準加速度応答スペクトルに適合した模擬地震動を作成した。地震動特性として位相特性と振幅特性の両者を考慮したのは、そのどちらか片方だけの考慮では地震動の特性を十分に表現しきれないためである。非線形動的解析では、1質点系の降伏耐力 F_y [kN] を変更して繰り返し計算を行うことにより、予め

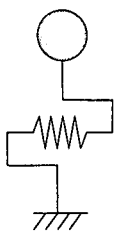


図-1 解析モデル

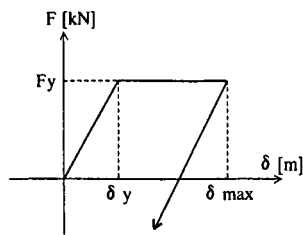


図-2 非線形履歴特性

表-1 μtgr と σtgr を算出する周期帯

No	周期帯 [sec]
1	$2.56 \leq t < 5.12$
2	$1.28 \leq t < 2.56$
3	$0.64 \leq t < 1.28$
4	$0.32 \leq t < 0.64$
5	$0.16 \leq t < 0.32$
6	$0.08 \leq t < 0.16$

表-2 $Ktgr$ の分析結果

	平均値	標準偏差	平均値-標準偏差	平均値+標準偏差
プレート境界型地震	2.40	2.68	-0.28	5.08
内陸直下型地震	3.40	3.24	0.16	6.64

表-3 σtgr の分析結果

周期帯 [sec]	プレート境界型地震		内陸直下型地震	
	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
$2.56 \leq t < 5.12$	21.57	11.81	18.94	12.76
$1.28 \leq t < 2.56$	14.59	6.67	12.01	6.96
$0.64 \leq t < 1.28$	12.56	6.45	11.42	6.07
$0.32 \leq t < 0.64$	11.19	4.28	9.03	4.51
$0.16 \leq t < 0.32$	10.61	3.91	8.34	2.51
$0.08 \leq t < 0.16$	10.98	4.62	7.94	2.33

設定した応答塑性率を持つ1質点系の非線形応答スペクトルを算出した。この結果に基づいて、道路橋示方書の標準加速度応答スペクトルを基本に、任意の応答塑性率の非線形加速度応答スペクトルと所要降伏震度スペクトルを推定する方法を提案した。

(2) 既往の強震記録の位相特性

既往の強震記録を用いてプレート境界型地震及び内陸直下型地震による地震動の位相特性の統計的な性質について検討した。地震動の位相特性を評価する指標としては群遅延時間 $Tgr(\omega)$ を用いた。ここで、群遅延時間 $Tgr(\omega)$ とは、フーリエ位相スペクトル $\phi(\omega)$ を角振動数で微分したものであり、(1)式で表される。

$$Tgr(\omega) = \frac{d\phi(\omega)}{d\omega} \quad (1)$$

角振動数 ω ごとに算出される群遅延時間 $Tgr(\omega)$ について、ある角振動数帯 $\omega_1 \leq \omega \leq \omega_u$ で平均値 μtgr と標準偏差 σtgr を算出すれば、 μtgr は当該角振動数帯の地震動の時刻歴波形で振幅が大きい時間帯の中心的な時刻 t_s を表し、 σtgr は時刻 t_s 回りに振幅が大きい時間帯の長さを表す指標となることが知られている³⁾。本研究では、過去に

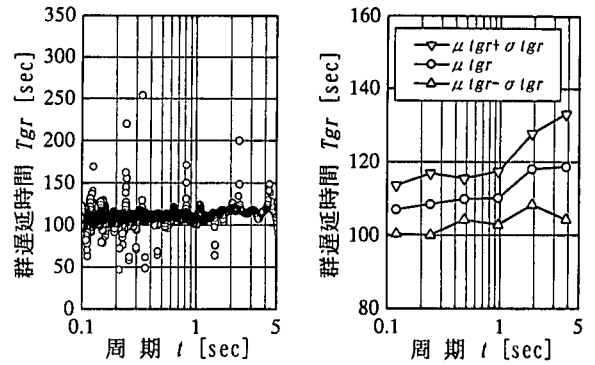


図-3 尼崎高架橋 HA 成分の群遅延時間

観測された 54 記録, 108 成分 (プレート境界型地震: 74 成分, 内陸直下型地震: 34 成分) の加速度波形から、表-1 に示す周期帯ごとに、群遅延時間 Tgr の平均値 μtgr と標準偏差 σtgr を算出した。なお、群遅延時間 $Tgr(\omega)$ は角振動数 ω を周期 t に変換して表記することとする。解析対象記録は、マグニチュード $M \geq 6$ 、震源深さ $h \leq 50$ [km]、最大加速度 $A_{max} \geq 50$ [gal] の強震記録である。

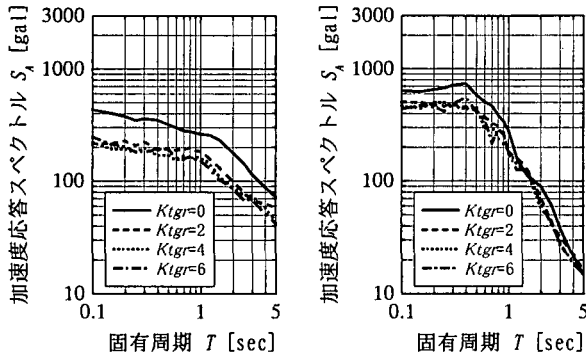
はじめに、プレート境界型地震と内陸直下型地震の強震記録を用いて算出した群遅延時間 Tgr の平均値 μtgr を比較する。図-3 に示す平成 7 年兵庫県南部地震による尼崎高架橋記録 HA 成分の Tgr と μtgr のように、多くの強震記録の μtgr は周期 t の常用対数に対して概ね線形となる関係が認められた。そこで、 μtgr と周期 t の関係に(2)式を仮定し、プレート境界型地震 (74 成分) と内陸直下型地震 (34 成分) による強震記録のそれぞれについて μtgr と t の関係を解析した。

$$\mu tgr = Ktgr \cdot \log_{10} t + c \quad (2)$$

ここに、

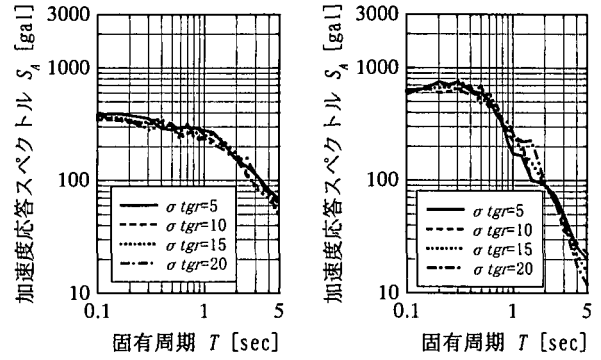
- μtgr : 各周期帯における Tgr の平均値 [sec]
- $Ktgr$: μtgr の周期軸に対する傾き
- t : 周期 [sec]
- c : 定数

(2)式における $Ktgr$ は、 μtgr の周期軸に対する傾きであり、物理的には周期の長い地震動の振幅が大きい時間帯の中心的な時刻 t_s が、周期の短い地震動に比べてどの程度遅れて出現するかを表している。プレート境界型地震と内陸直下型地震の強震記録を用いて算出した μtgr の性質を把握するため、ここでは、それぞれの強震記録の $Ktgr$



(a) タイプ I の地震動 (b) タイプ II の地震動

図-4 K_{tgr} を変更した非線形加速度応答スペクトル



(a) タイプ I の地震動 (b) タイプ II の地震動

図-5 σ_{tgr} を変更した非線形加速度応答スペクトル

を比較した。なお、(2)式における周期 t としては、表-1 に示した各周期帯の中央値を用いた。各強震記録の μ_{tgr} から最小二乗法により求めた K_{tgr} の平均値及び標準偏差を表-2 に示す。同表によれば、 K_{tgr} の平均値±標準偏差の範囲はプレート境界型地震の強震記録で 0~5 程度、内陸直下型地震の場合で 0~7 程度であり、類似した傾向が認められる。次に、プレート境界型地震と内陸直下型地震の強震記録を用いて算出した群遅延時間 T_{gr} の標準偏差 σ_{tgr} を比較する。 σ_{tgr} は強震記録ごとに表-1 の各周期帯で算出されるものであるが、表-3 には、全ての強震記録を用いて算出した各周期帯における σ_{tgr} の平均値と標準偏差を示した。同表より、 σ_{tgr} の平均値は長い周期帯で大きくなること、また、プレート境界型地震の強震記録に比べて内陸直下型地震の強震記録の σ_{tgr} の平均値は若干小さいことが認められる。

以上のような群遅延時間 T_{gr} の平均値 μ_{tgr} と標準偏差 σ_{tgr} の性質を考慮して T_{gr} を種々設定し、プレート境界型地震と内陸直下型地震の地震動の位相特性を有する模擬地震動を作成した。 T_{gr} は周期帯ごとに正規分布 $N(\mu_{tgr}, \sigma_{tgr})$ に従うものと仮定し、正規乱数を発生させることで T_{gr} を設定することとした。

(3) 地震動の位相特性が構造物の非線形応答に与える影響

位相特性（群遅延時間 T_{gr} ）を種々変化させて模擬地震動を作成する際の参考とするため、模擬地震動の位相特性（群遅延時間 T_{gr} の平均値 μ_{tgr} と標準偏差 σ_{tgr} ）が構造物の非線形応答に及ぼす影響について検討した。 μ_{tgr} は(2)式にお

ける K_{tgr} を用いてモデル化されているため、 μ_{tgr} に関する検討では、 K_{tgr} が構造物の非線形応答に及ぼす影響について検討を行った。ここでは、 K_{tgr} が構造物の非線形応答に及ぼす影響を検討するため、 K_{tgr} を 0~6 の範囲で変化させて σ_{tgr} を全周期帯で 5[sec] に固定したケースと、 σ_{tgr} が構造物の非線形応答に及ぼす影響を検討するため、 K_{tgr} を 0 に固定し、全周期帯における σ_{tgr} を 5~20[sec] の範囲で変化させたケースを設定した。 K_{tgr} と σ_{tgr} のケースごとに T_{gr} を設定し、その T_{gr} を位相特性（群遅延時間）として有する地震動を作成した上で、地震動の振幅特性を振動数領域で調整することにより、道路橋示方書に規定されるタイプ I 及びタイプ II の地震動の標準加速度応答スペクトルに適合した模擬地震動を作成した。ここで、模擬地震動は 1 つの μ_{tgr} と σ_{tgr} のケースについて 3 波作成した。3 波の模擬地震動は、 T_{gr} を正規乱数で設定する際に初期乱数を変更したものである。また、 T_{gr} からフーリエ位相スペクトルを求める際の初期位相は全ケースとも $\phi_0=0[\text{rad}]$ とした。このようにして作成した模擬地震動を入力地震動として非線形動的解析を行った。図-4 及び図-5 に非線形動的解析結果の一例として、応答塑性率 $\mu=4$ の非線形加速度応答スペクトルを示す。ここで、同図の非線形加速度応答スペクトルは初期乱数を変更して作成した模擬地震動 3 波による応答値の平均を表したものである。図-4 より、 K_{tgr} を変更した地震動の非線形応答は $K_{tgr}=0$ の場合に大きくなる傾向を示している。一方、図-5 より σ_{tgr} を変更した地震動の非線形応答は、一部の周期帯を除いて概ね同程度となっていることが認められる。

表-4 非線形加速度応答スペクトルの回帰係数

(a) タイプ I の地震動

地盤種別	固有周期 T [sec] に対する係数 A, B		
	$T \leq 1.4$	$1.4 < T$	
I 種	$A = -0.649 \log_{10} \mu + 2.845$ $B = -0.246 \log_{10} \mu$	$A = -0.711 \log_{10} \mu + 2.991$ $B = 0.177 \log_{10} \mu - 1.000$	
II 種	$T < 0.18$	$0.18 \leq T \leq 1.6$	$1.6 < T$
	$A = -0.785 \log_{10} \mu + 3.178$ $B = -0.489 \log_{10} \mu + 0.333$	$A = -0.656 \log_{10} \mu + 2.929$ $B = -0.318 \log_{10} \mu$	$A = -0.766 \log_{10} \mu + 3.134$ $B = 0.215 \log_{10} \mu - 1.000$
III 種	$T < 0.29$	$0.29 \leq T \leq 2.0$	$2.0 < T$
	$A = -0.651 \log_{10} \mu + 3.179$ $B = -0.407 \log_{10} \mu + 0.333$	$A = -0.596 \log_{10} \mu + 3.000$ $B = -0.305 \log_{10} \mu$	$A = -0.671 \log_{10} \mu + 3.301$ $B = -0.057 \log_{10} \mu - 1.000$

(b) タイプ II の地震動

地盤種別	固有周期 T [sec] に対する係数 A, B		
	$T < 0.3$	$0.3 \leq T \leq 0.7$	$0.7 < T$
I 種	$A = -0.994 \log_{10} \mu + 3.650$ $B = -0.713 \log_{10} \mu + 0.667$	$A = -1.138 \log_{10} \mu + 3.301$ $B = -0.989 \log_{10} \mu$	$A = -0.938 \log_{10} \mu + 3.043$ $B = 0.304 \log_{10} \mu - 1.667$
II 種	$T < 0.4$	$0.4 \leq T \leq 1.2$	$1.2 < T$
	$A = -0.988 \log_{10} \mu + 3.508$ $B = -0.814 \log_{10} \mu + 0.667$	$A = -0.907 \log_{10} \mu + 3.243$ $B = -0.609 \log_{10} \mu$	$A = -0.984 \log_{10} \mu + 3.375$ $B = 0.368 \log_{10} \mu - 1.667$
III 種	$T < 0.5$	$0.5 \leq T \leq 1.5$	$1.5 < T$
	$A = -0.899 \log_{10} \mu + 3.377$ $B = -0.804 \log_{10} \mu + 0.667$	$A = -0.875 \log_{10} \mu + 3.176$ $B = -0.725 \log_{10} \mu$	$A = -1.095 \log_{10} \mu + 3.470$ $B = 0.521 \log_{10} \mu - 1.667$

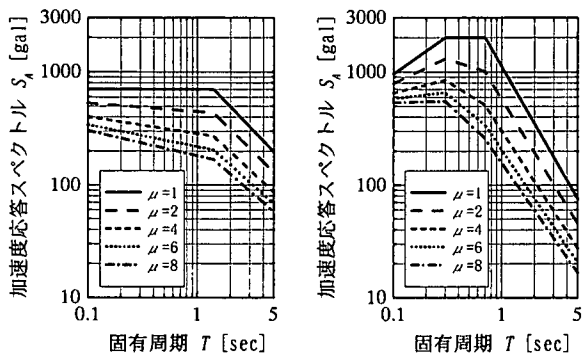
表-5 所要降伏震度スペクトルの回帰係数

(a) タイプ I の地震動

地盤種別	固有周期 T [sec] に対する係数 a, b		
	$T \leq 1.4$	$1.4 < T$	
I 種	$a = -0.720 \log_{10} \mu - 0.155$ $b = -0.276 \log_{10} \mu$	$a = -0.781 \log_{10} \mu - 0.009$ $b = 0.145 \log_{10} \mu - 1.000$	
II 種	$T < 0.18$	$0.18 \leq T \leq 1.6$	$1.6 < T$
	$a = -0.831 \log_{10} \mu + 0.178$ $b = -0.494 \log_{10} \mu + 0.333$	$a = -0.757 \log_{10} \mu - 0.071$ $b = -0.397 \log_{10} \mu$	$a = -0.870 \log_{10} \mu + 0.134$ $b = 0.150 \log_{10} \mu - 1.000$
III 種	$T < 0.29$	$0.29 \leq T \leq 2.0$	$2.0 < T$
	$a = -0.699 \log_{10} \mu + 0.179$ $b = -0.427 \log_{10} \mu + 0.333$	$a = -0.671 \log_{10} \mu + 0.000$ $b = -0.375 \log_{10} \mu$	$a = -0.744 \log_{10} \mu + 0.301$ $b = -0.131 \log_{10} \mu - 1.000$

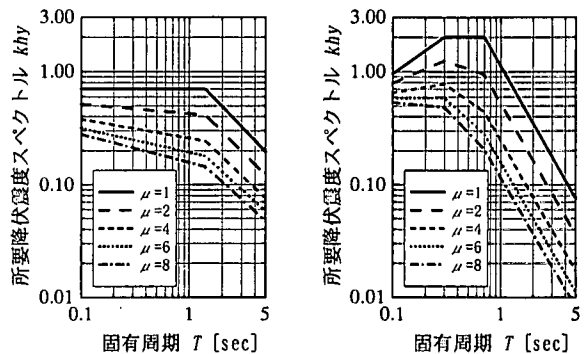
(b) タイプ II の地震動

地盤種別	固有周期 T [sec] に対する係数 a, b		
	$T < 0.3$	$0.3 \leq T \leq 0.7$	$0.7 < T$
I 種	$a = -1.124 \log_{10} \mu + 0.650$ $b = -0.841 \log_{10} \mu + 0.667$	$a = -1.266 \log_{10} \mu + 0.301$ $b = -1.113 \log_{10} \mu$	$a = -1.089 \log_{10} \mu + 0.043$ $b = 0.031 \log_{10} \mu - 1.667$
II 種	$T < 0.4$	$0.4 \leq T \leq 1.2$	$1.2 < T$
	$a = -0.988 \log_{10} \mu + 0.508$ $b = -0.913 \log_{10} \mu + 0.667$	$a = -0.953 \log_{10} \mu + 0.243$ $b = -0.823 \log_{10} \mu$	$a = -1.014 \log_{10} \mu + 0.375$ $b = -0.049 \log_{10} \mu - 1.667$
III 種	$T < 0.5$	$0.5 \leq T \leq 1.5$	$1.5 < T$
	$a = -1.003 \log_{10} \mu + 0.377$ $b = -0.873 \log_{10} \mu + 0.667$	$a = -0.996 \log_{10} \mu + 0.176$ $b = -0.852 \log_{10} \mu$	$a = -1.193 \log_{10} \mu + 0.470$ $b = 0.261 \log_{10} \mu - 1.667$



(a) タイプ I の地震動 (b) タイプ II の地震動

図-6 非線形加速度応答スペクトル (I 種地盤)



(a) タイプ I の地震動 (b) タイプ II の地震動

図-7 所要降伏震度スペクトル (I 種地盤)

(4) 非線形応答スペクトルの推定式

(2)及び(3)の検討結果を踏まえて、ここでは、群遅延時間 T_{gr} を $K_{tgr}=0$ となるように設定することにより、構造物の非線形応答が大きくなる模擬地震動を作成することとした。このように K_{tgr} が概ね 0 (0 ± 0.5) となるケースは、解析に用いたプレート境界型地震の強震記録 74 成分中に 8 成分、内陸直下型地震の強震記録 34 成分中に 5 成分認められた。 σ_{tgr} については、構造物の非線形応答に及ぼす影響が小さいと判断されるため、ここでは、表-3 に示した周期帯ごとの平均値及び平均値±標準偏差の 3 ケースの σ_{tgr} を用いることとした。このようにして作成した地震動の振幅特性を振動数領域で調整することにより道路橋示方書に規定される標準加速度応答スペクトルに適合した模擬地震動を、地震動のタイプ (I, II) 及び地盤種別 (I, II, III 種) ごとに各 12 波、計 72 波作成した。これらの模擬地震動を入力地震動とし、1 質点系の降伏耐力を変更して

繰返し非線形動的解析を行うことにより、予め設定した応答塑性率 μ の非線形加速度応答スペクトルと所要降伏震度スペクトルを算出した。算出した非線形加速度応答スペクトル S_A [gal]及び所要降伏震度スペクトル khy と系の固有周期 T [sec]及び応答塑性率 μ の関係式として(3)式及び(4)式を仮定し、 $0.1 \leq T \leq 5.0$ [sec]、 $1 \leq \mu \leq 8$ の範囲で回帰分析を行い、非線形加速度応答スペクトル S_A 及び所要降伏震度スペクトル khy の推定式を導出した。

・加速度応答スペクトル S_A の推定式

$$S_A = 10^A \cdot T^B$$

$$A = \alpha_1 \cdot \log_{10} \mu + \alpha_2$$

$$B = \alpha_3 \cdot \log_{10} \mu + \alpha_4 \quad (3)$$

・所要降伏震度スペクトル khy の推定式

$$khy = 10^a \cdot T^b$$

$$a = \beta_1 \cdot \log_{10} \mu + \beta_2$$

$$b = \beta_3 \cdot \log_{10} \mu + \beta_4 \quad (4)$$

回帰係数 α_i 及び β_i を表-4, 表-5 に示す. また, I 種地盤におけるタイプ I, タイプ II の地震動の加速度応答スペクトル S_a 及び所要降伏震度スペクトル khy の推定結果を図-6, 図-7 に示す.

3. 非線形応答値の推定精度

道路橋示方書による地震時保有水平耐力法では, 1 質点系が線形応答するときの設計水平震度 khc から, 任意の応答塑性率で非線形応答する場合の等価水平震度 khe をエネルギー一定則に基づいて推定している. 一方, 本研究で提案した所要降伏震度スペクトルの推定式を用いることにより, 1 質点系が任意の応答塑性率で非線形応答する場合の所要降伏震度 khy を推定することができる. ここでは, エネルギー一定則に基づいた推定方法と, 提案した所要降伏震度スペクトルの推定式のそれぞれで非線形応答値を推定し, その推定結果を非線形動的解析結果と比較することにより推定精度の検証を行った. 非線形応答値を推定する 1 質点系としては, 固有周期 $T[\text{sec}]$ をパラメータとし, 重量を $W=1,000[\text{kN}]$, 許容塑性率を $\mu_a=4$ とした. ここで, 固有周期 $T[\text{sec}]$ は降伏耐力と降伏変位から求まる降伏剛性に対応する固有周期である.

エネルギー一定則に基づいて非線形応答値を推定する方法では, 固有周期 $T[\text{sec}]$ の線形系に作用させる設計水平震度 khc から, 許容塑性率 μ_a を用いて(5)式により等価水平震度 khe を算定し, 1 質点系が許容塑性率 μ_a で非線形応答する場合の慣性力 $F=khe \cdot W[\text{kN}]$ を推定した.

$$khe = \frac{khc}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \quad (5)$$

本研究で提案した所要降伏震度スペクトルの推定式に基づいた非線形応答値の推定方法では, 固有周期 $T[\text{sec}]$ と許容塑性率 μ_a から(4)式を用いて所要降伏震度 khy を算定することにより, 1 質点系が許容塑性率 μ_a で非線形応答する場合の慣性力 $F=khy \cdot W[\text{kN}]$ を推定した. なお, 所要降伏震度スペクトルの推定式は, 減衰定数に 5% を仮定して導出したものであるため, (5)式に用いる設計水平震度 khc としては, 減衰定数 5% の標準加速度応答スペクトル $S_0[\text{gal}]$ を重力加速度 $g[\text{gal}]$ で

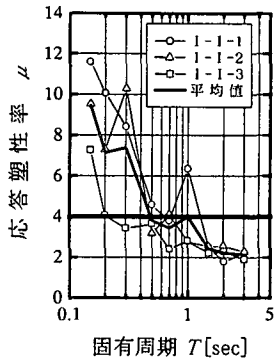
除した値を用いることとした.

これらの方法で推定される慣性力 $F[\text{kN}]$ は, 固有周期 $T[\text{sec}]$, 減衰定数 5% の 1 質点系が許容塑性率 μ_a で非線形応答する場合の降伏耐力 $F_y[\text{kN}]$ に等価なものである. したがって, 推定された慣性力 $F[\text{kN}]$ に等しい降伏耐力 $F_y[\text{kN}]$ を有する 1 質点系について, 非線形動的解析により得られる応答塑性率 μ と, 非線形応答の推定に用いた許容塑性率 μ_a を比較することにより非線形応答の推定精度を検証することができる. そこで, エネルギー一定則と本研究で提案した所要降伏震度スペクトルの推定式に基づいて推定した, 許容塑性率 $\mu_a=4$ で非線形応答する場合の慣性力 $F[\text{kN}]$ に等しい降伏耐力 $F_y[\text{kN}]$ を有する 1 質点系に, タイプ I 及びタイプ II の地震動の I 種地盤及び II 種地盤用の時刻歴解析用標準波形⁹⁾を入力して非線形動的解析を行った. 図-8~図-11 に非線形動的解析により得られた応答塑性率 μ を示す. これらの図より, エネルギー一定則に基づいて推定した場合には, 固有周期が短い系では応答塑性率が許容塑性率よりも大きくなり, 逆に固有周期が長い系では応答塑性率が許容塑性率よりも小さくなる傾向が認められる. また, エネルギー一定則の推定精度が高いのはタイプ I の地震動に対しては, 固有周期が 0.5~1.0[sec] 程度, タイプ II の地震動に対しては, 固有周期が 0.3~0.5[sec] 程度の範囲であることが分かる. 一方, 所要降伏震度スペクトルの推定式に基づいた場合には, 一部の固有周期で応答塑性率が許容塑性率を越える場合があるものの, 全般的にエネルギー一定則よりも推定精度が高いことが確認できた.

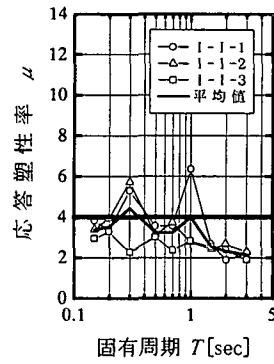
4. まとめ

本研究の内容を以下にまとめる.

- 1) プレート境界型地震と内陸直下型地震の地震動特性を考慮して模擬地震動を作成した. これらの模擬地震動は, 強震記録の群遅延時間の特性と構造物の非線形応答との関係に基づいて, 群遅延時間の平均値 μ_{tgr} の周期軸に対する傾き K_{tgr} を調整することにより, 大きな非線形応答を生じさせるように作成した地震動である. このようにして作成した模擬地震動を入力地震

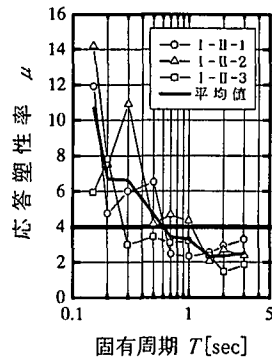


(a) エネルギー一定則

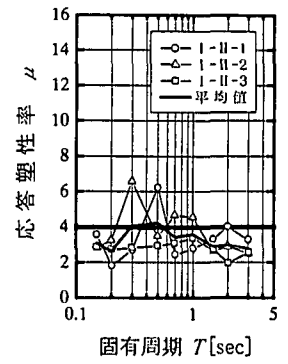


(b) 提案式

図-8 非線形動的解析による応答塑性率
(タイプ I の地震動, I 種地盤)

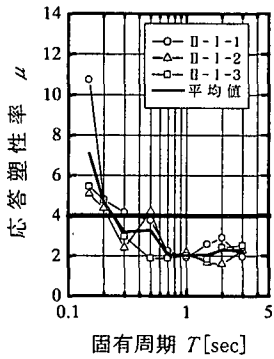


(a) エネルギー一定則

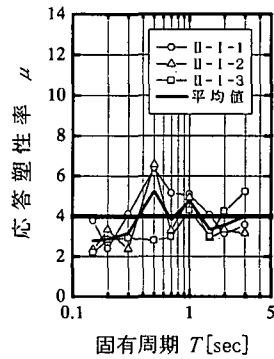


(b) 提案式

図-9 非線形動的解析による応答塑性率
(タイプ I の地震動, II 種地盤)

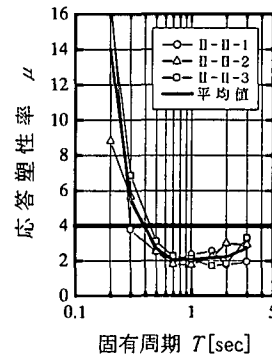


(a) エネルギー一定則

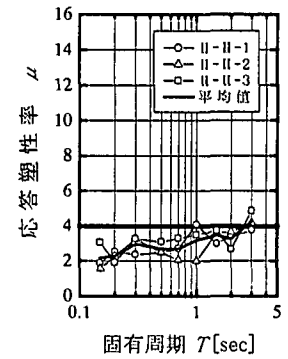


(b) 提案式

図-10 非線形動的解析による応答塑性率
(タイプ II の地震動, I 種地盤)



(a) エネルギー一定則



(b) 提案式

図-11 非線形動的解析による応答塑性率
(タイプ II の地震動, II 種地盤)

動として非線形動的解析を行った結果から、線形加速度応答スペクトルに基づく非線形加速度応答スペクトル及び所要降伏震度スペクトルの推定式を提案した。

2) エネルギー一定則に基づいた推定方法と、本研究で提案した所要降伏震度スペクトルの推定式を用いた方法について、非線形応答の推定精度の比較を行った。エネルギー一定則に基づいた推定方法では、予め想定した許容塑性率に対して、固有周期が短い系では応答塑性率が大きく、固有周期の長い系では応答塑性率が小さくなる傾向が認められた。一方、所要降伏震度スペクトルの推定式に基づいた推定方法では、予め想定した許容塑性率と応答塑性率はよく一致しており、エネルギー一定則に基づいた推定方法よりも精度良く推定できることを確認した。本推定式は、例えば、道路橋示方書の地震時保

有水平耐力法における等価水平震度の設定方法の高度化に反映することが考えられる。

参考文献

- 1) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，平成 8 年 12 月
- 2) 建設省土木研究所：動的解析用入力地震動の設定法，土木研究所資料第 2120 号，昭和 59 年 3 月
- 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，日本建築学会論文報告集第 327 号，昭和 58 年 5 月
- 4) 羅休，室野剛隆，西村昭彦：群遅延時間を用いた適合波の作成とその非定常性が弾塑性応答に及ぼす影響，第 10 回日本地震工学シンポジウム，平成 10 年 11 月
- 5) 社団法人 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，平成 9 年 3 月