

論文

[2105] 鉄筋コンクリート構造の必要水平降伏耐力に関する検討

正会員 Oscar Lopez (東京大学大学院)

正会員 小谷俊介 (東京大学建築学科)

正会員 青山博之 (東京大学建築学科)

1. はじめに

構造物の最大応答塑性率を許容塑性率以下に収める降伏耐力を定める設計法として、弾性応答加速度スペクトル(弾性スペクトルと略称)に基づく Newmarkらの研究 [1]、損傷に伴う周期の伸びを考慮した片側振幅加速度スペクトル(振幅スペクトルと略称)と履歴特性の影響を考慮した小出らの研究 [2]などがあるが、最大応答塑性率は許容塑性率に対してばらつきが大きい。本研究では、鉄筋コンクリート造の挙動を表わす履歴モデルを用いた1自由度系非線形地震応答解析を行ない、地震波の性質、モデルの周期、許容塑性率が応答に及ぼす影響などを調べ、弾性スペクトルに基づき地震最大応答を許容塑性率以下に収めるために必要な降伏耐力を算定する方法を検討した。

2. 解析方法

鉄筋コンクリート構造が基本モードで振動して全体崩壊機構を形成すると考えるならば、その主な応答を1自由度系に縮約して表わすことができる [3]。そこで、構造物に許容できる塑性率(許容塑性率と呼ぶ)を設定したときに必要な耐力(震度で表わし、降伏震度と呼ぶ)を検討するため、1自由度系非線形地震応答解析を行った。

履歴パラメータ：本研究の非線形応答解析では以下の履歴モデルおよび復元力特性を使用する。復元力特性は、構造物の静的漸増載荷解析結果を参考に、第1折れ点(ひび割れ点、 $F_c, D_c$ )と第2折れ点(降伏点、 $F_y, D_y$ )の耐力比( $F_c/F_y$ )を1/3、初期弾性剛性( $F_c/D_c$ )と降伏点の割線剛性(降伏点剛性、 $F_y/D_y$ )の比を1/3、降伏後剛性(図1の $K_u$ )を降伏点剛性の1/10とした。応答塑性率が4.0程度の場合、これらの降伏以前の復元力特性が最大応答に与える影響は少ない [4]。また、強震時における非線形応答では、初期弾性剛性に対する周期(初期剛性周期と呼ぶ)よりも降伏点の割線剛性に対応する周期(降伏点周期)の方がよい指標となるので [4]、周期として降伏点周期を使用する。本研究の

復元力特性での降伏点周期  $T_y$ と初期剛性周期  $T_e$ との間には  $T_y = \sqrt{3}T_e$  の関係がある。系の初期剛性周期を0.17秒から2.89秒まで、0.01秒刻みで変化させた。

1自由度系の非線形最大変位応答は履歴モデルの形状(塑性エネルギー消費量)にあまり影響を受けない [5]。そこで、履歴モデルは、鉄筋コンクリート構造でも履歴エネルギー

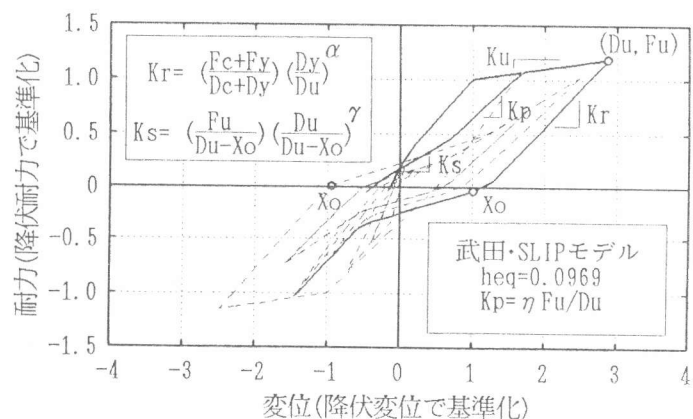


図-1 履歴モデル

一消費が比較的少ない武田・スリップモデル [3]を用いた。このモデルの履歴特性を定義するパラメータとして、除荷剛性低下指数  $\alpha=0.5$ 、スリップ剛性低下指数  $\gamma=1.0$ 、スリップ剛性硬化指数  $\eta=1.0$ とした(図1)。

**入力地震動：**地震波は、広い周波数領域で大きな応答を示す El Centro 1940 (NS) (ECと略称)と、長周期で著しい卓越周期を有する Mexico City-SCT 1985 (EW) (SC)、およびこの二つ地震波の中間的性質を示す Taft 1952 (S69E) (TA)、Hachinohe 1968(EW) (HA)とMiyagi-Tohoku 1978(NS) (TO)、などの記録地震波を用いた。地震波の一般的な特性を表1に示す。

**地震応答解析法：**応答解析の数値積分は、Newmark- $\beta$ 法( $\beta=1/6$ )を用い、各時刻で力の釣合いと復元力特性を満たす反復計算を行ない、数値積分の時間刻みは弾性周期の1/20あるいは地震波記録の時間刻みの小さい方とした。減衰は、弾性時の減衰定数を 0.02とし、瞬間剛性比例型とした。

### 3. 既往の設計方法による最大応答

拡幅スペクトル[2]は、構造物の損傷に伴う周期の伸びを考慮するため、降伏点および許容塑性率の点における割線剛性で定まる2つの周期の間で最大の弾性応答加速度値(減衰定数 0.02)を降伏点周期のスペクトル値としたもので、弾性スペクトルの最大点を結んで平滑化した設計用上限のスペクトルに近い。降伏点周期に応じて、地震動 HAの弾性スペクトル(減衰定数 0.02)あるいは 拡幅 スペクトル に基づき

Newmarkの方法(等変位則、等エネルギー則)に従って、許容塑性率を 4.0として降伏震度を定めた。また、最大応答塑性率が許容塑性率値の5%以内に収めるために必要な降伏震度を収束計算によって求めた；1つの周期に対して条件を満足する降伏震度の値は1つ以上存在する場合[6]には、その周期の周辺のスペクトル形状を考慮して降伏震度を選択した。このようにして決めた1自由度系に対して非線形地震応答解析を行ない、応答塑性率スペクトルを図2に示す。

弾性スペクトルを用いた方法では、応答塑性率が許容塑性率(=4.0)を大きく超えたり、許容塑性率に対するばらつきが大きい。これは、最大応答に最も影響が大きい降伏震度を決める時に塑性化に伴う周期の伸びを考慮し

表-1 入力地震波の特性

地震波名	EC	SC	HA	TA	TO	単位
T <sub>pmax</sub>	0.46	2.00	0.35	0.44	0.95	秒
tdの領域	0~20	35~70	0~20	0~20	0~20	秒
$\ddot{x}_{max}$	342	168	183	176	258	gal

T<sub>pmax</sub>: 弾性スペクトルが最大となる周期

td: 地震波の連続開始時間； $\ddot{x}_{max}$ : 最大入力加速度

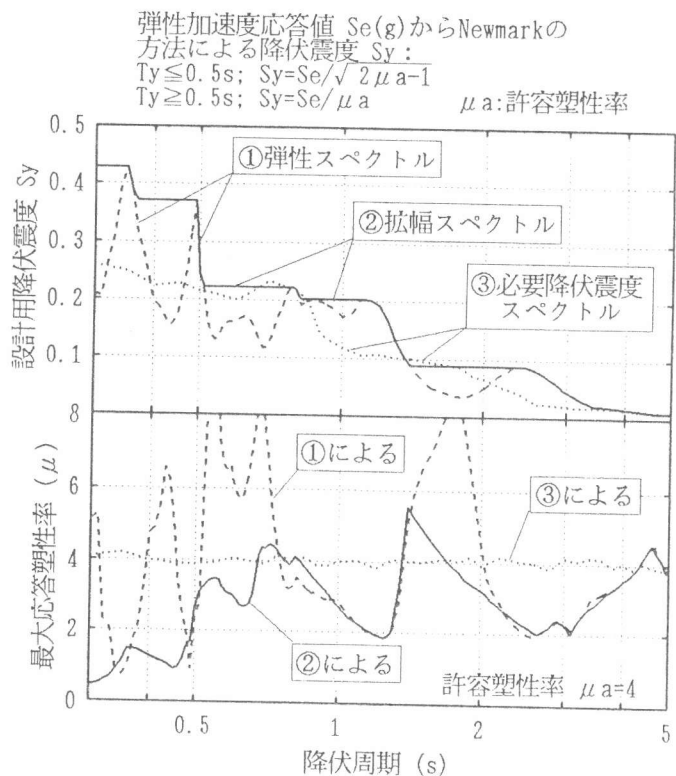


図-2 HACHINOHE地震動を用いた降伏震度スペクトルと最大応答塑性率

ておらず、また、不整形な弾性スペクトルの形状を反映して、降伏震度値が降伏点周期により大きく変化するので、最大応答も周期と共に大きく変化するためである。弾性スペクトルより平滑な拡幅スペクトルを用いた方法ではばらつきが改善される。しかし、拡幅スペクトルによる降伏震度スペクトルが収束計算により求めた降伏震度スペクトルを上回っていることから予想されるように、短周期の部分などで最大応答塑性率が許容塑性率より小さく、安全余裕度が大き過ぎている。

#### 4. 必要降伏震度スペクトルの定式化

既往の方法では、弾性スペクトルでは塑性化に伴う有効周期が伸びる影響が考慮されておらず、逆に拡幅スペクトルでは安全側の設定になっていること、あるいは Newmark の等変位則および等エネルギー則の精度が低いために、1 自由度系の最大応答塑性率は許容塑性率に対して大きくばらついている。ここでは、拡幅スペクトルの設定法を改善すると共に、Newmark の方法を改良して、必要降伏震度スペクトルを定式化する方法を検討する。

拡幅スペクトルの周期幅：許容塑性率の値を 2.0、4.0、8.0 として収束計算によって求めた必要降伏震度スペクトルと弾性スペクトルを比較すると（図 3）、弾性スペクトルの最大点に対応するピークは必要降伏震度スペクトル上では短周期側に移動する。必要降伏震度のピークと弾性スペクトルの最大点の周期の比  $\tau$  は、許容塑性率が大きくなるに従い小さくなる傾向があるが、同じ許容塑性率では地震波の種類によらずほぼ一定となっている（図 4）。これは、許容塑性率が小さければ降伏点周期から有効周期が変化する割合が小さいのに対して、許容塑性率が大きくなるほど塑性化に伴う有効周期が時刻と共に徐々に変化し、降伏点周期からかなり伸びた有効周期で最大応答に達するためである。そこで、最小二乗法により周期比  $\tau$  を表わすと、下式が得られた：

$$\tau = 0.015 \mu a^2 - 0.21 \mu a + 1.28 \quad ; \quad \tau \leq 1.0 \quad (1)$$

ここで、 $\mu a$ ：許容塑性率。この周期比  $\tau$  を周期幅として、設計用の拡幅スペクトルを作成する。

弾性応答値と降伏震度：Newmark の等変位則および等エネルギー則を見直すため、弾性スペクトル（減衰定数 0.02）の最大値と必要降伏震度スペクトルの最大値の比  $\kappa$  を各地震波と許容塑性率の値に対して調べ、図 5 に示す。同じ許容塑性率の値に対して、地震波によるばらつきが見られるが、各地震波の最大の  $\kappa$  の値を包絡するようにして、許容塑性率との関係を求めると、下式が求められる：

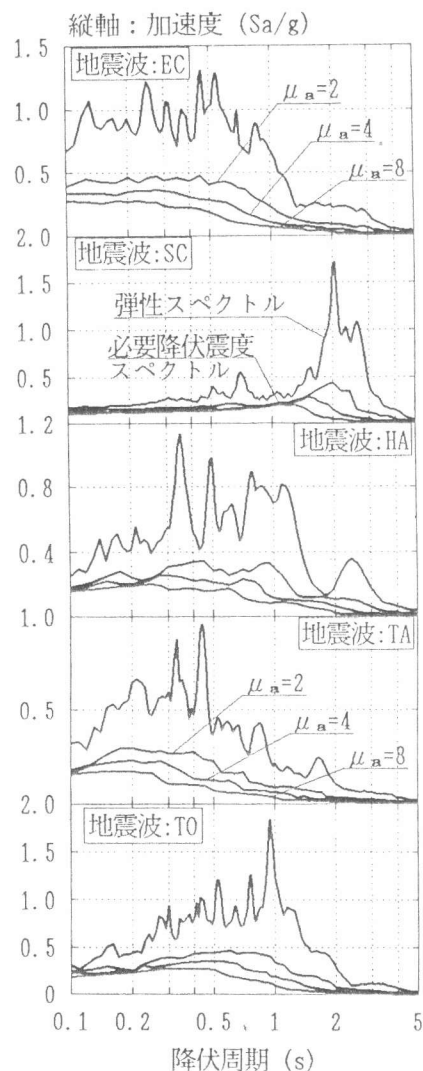
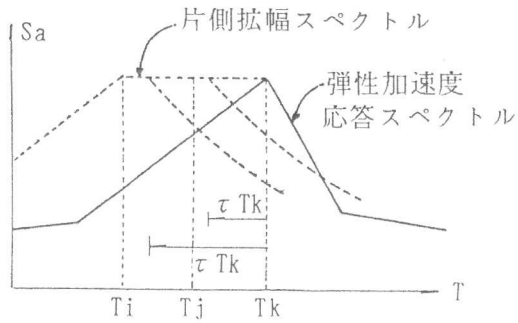


図-3 弾性加速度スペクトルと必要降伏震度スペクトル

$$\kappa = \frac{0.65}{\sqrt{2\mu a - 1}} + 0.03 \quad (2)$$



拡幅スペクトルによる $\tau$ の定義

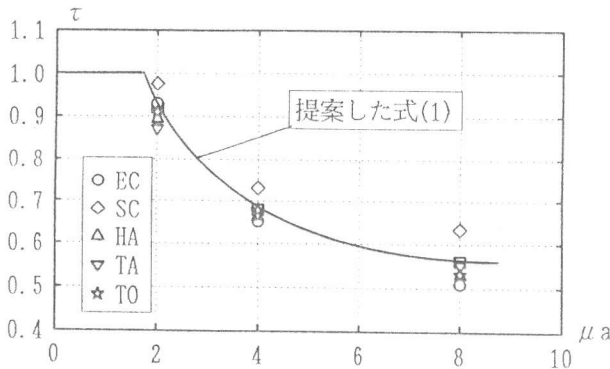


図-4  $\tau$  と許容塑性率( $\mu a$ )の関係

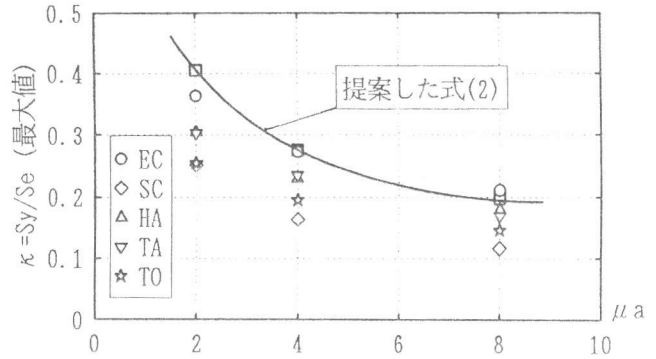


図-5  $\kappa$  と  $\mu a$  の関係

ここで、地震波の性質である卓越周期  $T_{pmax}$  を、弾性スペクトル（減衰定数 0.02）が最大となる周期と定義すると、卓越周期が長い地震波の方が  $\kappa$  の値が小さくなる傾向が見られる。そこで、短周期系（降伏点周期  $T_y \leq 0.5$  秒）と長周期系（ $T_y \geq 0.5$  秒）では、 $T_{pmax}$  と  $\kappa$  の関係が異なるので、系の周期で分けて検討した（図6）。系の降伏点周期が 0.5 秒以上では  $T_{pmax}$  が大きくなるに従って  $\kappa$  が小さくなるが、降伏点周期が 0.5 秒以下では  $T_{pmax}$  と共に  $\kappa$  が大きくなる。この結果を用いて、式(2)  $\kappa$  を補正する係数  $\kappa'$  として、最小二乗法により以下のように求めた：

$$\kappa' l = 0.29 T_{pmax}^2 - 0.92 T_{pmax} + 1.39 \quad (T_y \geq 0.5 \text{ s}) \quad (3)$$

$$\kappa' s = -0.73 T_{pmax}^2 + 2.23 T_{pmax} + 0.67 \quad (0.1 \leq T_y \leq 0.5 \text{ s}) \quad (4)$$

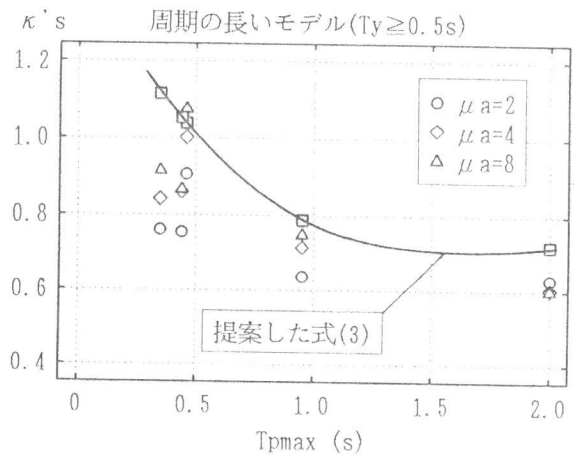
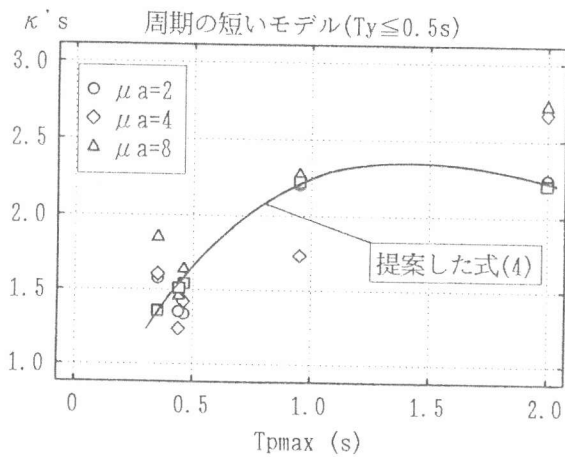


図-6  $\kappa'$  と  $T_{pmax}$  ( $h=0.02$ ) の関係

即ち、Newmarkの方法の代りに、式(2)~(4)を用いて、振幅スペクトルから降伏震度を定めることにする。

スペクトル形状の平滑化：弾性スペクトルを用いると応答塑性率のばらつきが大きくなる原因の一つは、その形状が滑らかに変化しないためである。そこで、振幅スペクトルが周期に対して角張る部分を以下に示した式(5)と(6)で結んで平滑化することにした：

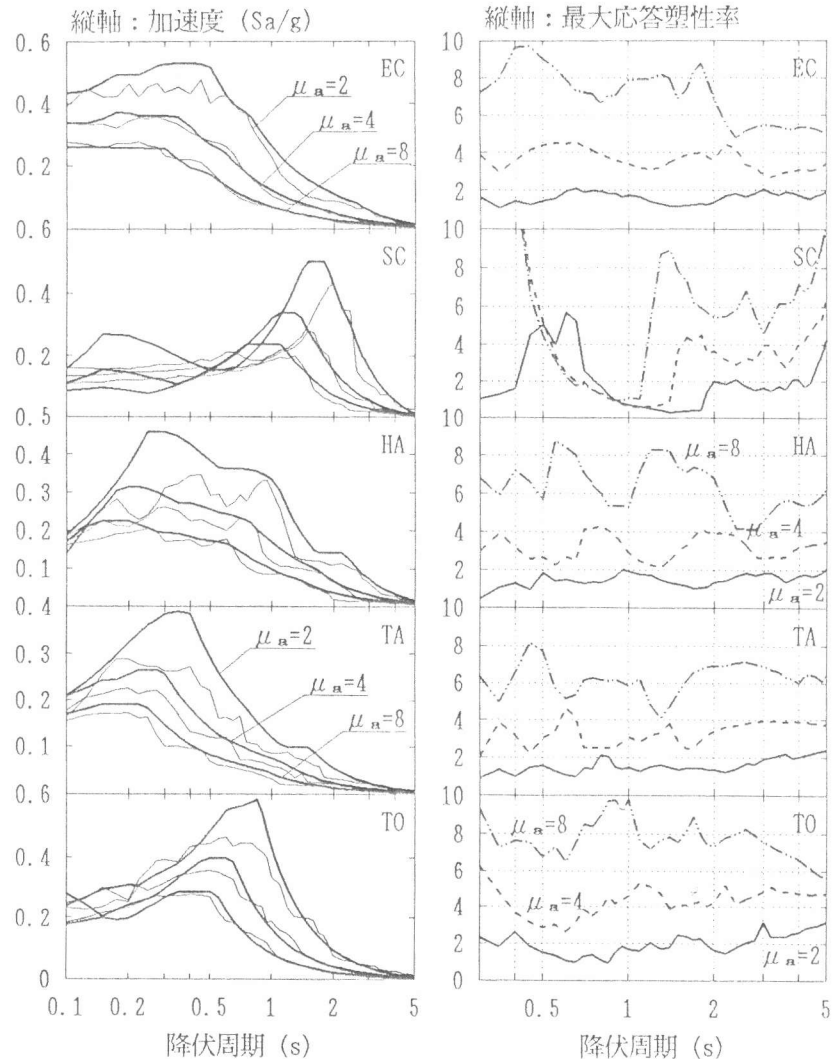
$$S_y = \left( \frac{T-T_1}{T_2(T_2-T_1)} S_{e2} + \frac{T-T_2}{T_1(T_1-T_2)} S_{e1} \right) T \quad (\text{スペクトルの上昇側}) \quad (5)$$

$$S_y = \left( \frac{T-T_1}{T_2-T_1} T_2^2 S_{e2} + \frac{T-T_2}{T_1-T_2} T_1^2 S_{e1} \right) / T^2 \quad (\text{スペクトルの下降側}) \quad (6)$$

ここで、 $T_1, S_{y1}$ ：振幅スペクトルが水平部の短周期側の点の周期と震度、 $T_2, S_2$ ：その水平部の長周期側の点の周期と震度； $T, S_y$ ：降伏震度スペクトルの点の周期と震度。

以上をまとめて、必要降伏震度を算定する方法をまとめると、①地震波の弾性スペクトルを作成する、②弾性スペクトルから、振幅の幅を周期比 $\tau$ と許容塑性率 $\mu_a$ の関係で減少させて、振幅スペクトルを作成する、③式(5)と(6)により、振幅スペクトルを平滑化する、④加速度振幅比 $\kappa$ 、補正係数 $\kappa'$ 、許容塑性率 $\mu_a$ と地震動卓越周期 $T_{pmax}$ の関係(式(2)~(4))により、平滑化した振幅スペクトル値を低減する。この方法で作成した設計用降伏震度スペクトルを図7.aに示す。このスペクトルに基づき、

——本研究で提案した方法のスペクトル  
 ——必要降伏震度スペクトル



7 (a) 設計用降伏震度スペクトルと必要降伏応答スペクトル

7 (b) 最大応答塑性率

図-7 提案した設計スペクトルと応答

設計されたモデルの各地震波による最大応答塑性率を図7.bに示す。許容塑性率が大きな値の場合は、最大応答塑性率が許容塑性率を超える場合があるが、これは許容塑性率は大きくなるに伴って一自由度系の応答が降伏震度の変化に敏感になるからである。これに対して、許容塑性率が2と4では最大応答が許容塑性率に取っている。その結果の統計的な特性は表2に示す。

算定式の有効性：弾性スペクトルを基に、本研究で提案する設計震度スペクトルを求める各算定式の精度を図8に示す。弾性スペクトルで求めた降伏震度はかなり危険側になり、逆に拡幅スペクトルは特に許容塑性率が小さい値の場合は安全側になる。必要降伏震度スペクトルに対する平均値と変動係数は、弾性スペクトルに比べ、提案した設計用震度スペクトルの精度は平均しても34%良くなっている。一方、上記と同様に、必要降伏震度スペクトルに対する平均値と変動係数は、拡幅スペクトルに比べ、提案した設計用震度スペクトルの精度は21%良くなる。その21%は、式(1)の貢献は平均的に40%であり、式(5)と式(6)の貢献は20%になり、最終的に式(2)、式(3)と式(4)の貢献は60%になることが分った。

表-2 設計用降伏震度スペクトルを用いた最大応答塑性率

地震波名	EC	SC	HA	TA	TO	$\mu a$
平均	1.63	1.93	1.49	1.60	2.03	2
変動係数	0.27	1.40	0.33	0.41	0.60	
平均	3.58	4.06	3.20	3.32	4.32	4
変動係数	0.53	3.79	0.61	0.63	0.72	
平均	6.88	6.09	6.29	6.26	7.63	8
変動係数	1.40	4.31	1.24	0.79	1.04	

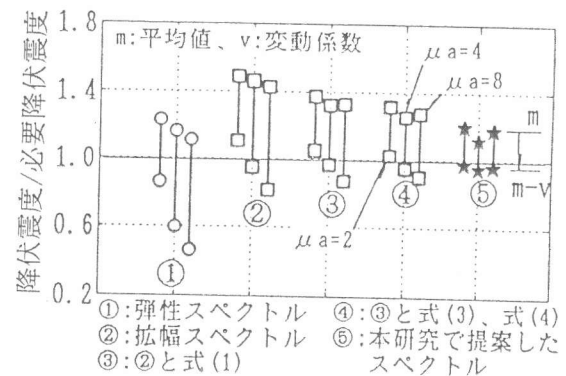


図-8 算定式の有効性

## 5. まとめ

弾性スペクトルと拡幅スペクトルの考え方をを用いて、地震波の性質、モデルの周期、許容塑性率の関係について検討し、鉄筋コンクリート構造の最大応答を許容塑性率に収めるための設計用降伏震度スペクトルを求める方法を提案した。

## 参考文献

- 1) Veletsos, A.S. and N.M. Newmark: Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, II WCEE, pp.895-912, 1960.
- 2) 小出敏弘、小谷俊介、永井潔：鉄筋コンクリート構造の設計用地震力、構造工学論文集 Vol. 31B、pp.225-236、1985.3。
- 3) 塩原等、小谷俊介、青山博之：縮約モデルによる構造物の弾塑性応答解析、第28回構造工学シンポジウム、pp. 101-112、1982.10。
- 4) Otani, S.: Hysteresis Models of Reinforced Concrete for Earthquake Response Analysis, 東京大学工学部紀要、Vol36 No.2, pp.125-159, 1981.
- 5) Oscar L.、小谷俊介、青山博之：鉄筋コンクリート造の必要保有水平耐力、日本建築学会大会学術講演梗概集(広島)、pp.731-732、1990.10。
- 6) Riddell R. and N.M. Newmark: Statistical Analysis of the Response of Nonlinear Systems Subjected to Earthquakes, SRS No.468, Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana, 1979.8.