

論文 変位依存型付加耐震要素による単層1軸偏心建物の応答制御

藤井 賢志*1・坂田 弘安*2・中埜 良昭*3

要旨：本論文では1方向地震入力を受ける単層1軸偏心建物にBi-linear型復元力特性を有する付加耐震要素を設置した場合を対象としてその最大応答変位の推定を試みる。次いで、対象とする偏心建物では1次モード応答が卓越して振動しているという仮定の下、入力レベルが与えられたときに建物で最も変形が大きくなる構面での変形量を与えられた許容値以下に収めるための必要降伏耐力を算出する方法を定式化しその妥当性を検証する。

キーワード：単層1軸偏心建物, 変位依存型付加耐震要素, 静的漸増載荷解析

1. はじめに

近年, 鉄筋コンクリート造建物を対象として, 鋼製ダンパーや摩擦ダンパー等の変位依存型の付加耐震要素による耐震補強方法の開発が精力的に行われている¹⁾。これらの付加耐震要素を用いた耐震補強の場合の補強効果は, 現状では時刻歴応答解析により確認するのが一般的である。一方, 時刻歴応答解析を行わない応答評価手法である限界耐力計算法²⁾を付加耐震要素が設置された建物に適用する試みも行われているものの³⁾, 検討範囲は現時点では平面的に整形な場合に限定されている。著者らは, 文献4)において多層1軸偏心建物の非線形応答推定手法の提案を行った。文献4)の手法は限界耐力計算法と同様に静的漸増載荷解析を行い多自由度系モデルを等価1自由度系モデルに縮約して時刻歴応答解析を行わずに応答を推定できる手法である。これを準用することにより変位依存型の付加耐震要素を設置した偏心建物の非線形応答を合理的に推定可能であると思われる。

本論文では1方向地震入力を受ける単層1軸偏心建物にBi-linear型復元力特性を有する付加耐震要素を設置した場合を対象として文献4)の手法によりその最大応答変位の推定を試みる。次いで, 対象とする偏心建物では1次モード応答が卓越して振動しているという仮定の下, 入

力レベルが与えられたときに建物で最も変形が大きくなる構面での変形量を与えられた許容値以下に収めるための必要降伏耐力の算定方法を示しその妥当性を検証する。

2. 解析諸元

2.1. 解析建物モデル

(1) 既存建物モデル

解析対象は図-1に示すX軸に関して対称な2種類の平面形状の単層建物モデルである。既存建物モデルは4層建物を想定し, 降伏層せん断力は全モデルでX方向 $0.75W$, Y方向 $0.50W$ (W : 建物重量)とした。表-1に解析建物モデルの慣性質量 m , 回転慣性質量 I , 等価高さ H^* および各要素の降伏耐力を示す。純ラーメン要素・耐震壁要素の復元力特性は図-2(a), (b)のように仮定し, 復元力特性としては曲げ破壊型のRC造建物を想定してTakedaモデル⁵⁾とした。各構面での部材のねじり剛性および2方向応力の相互作用の影響は簡略化のため無視した。

(2) 付加耐震要素

上に示した2種類の既存建物モデルに対し, 柔側の最外構面(Model-AではX5構面, Model-BではX7構面)に付加耐震要素を設置する。付加耐震要素の復元力特性は図-2(c)に示すようにBi-linear型とし, 復元力特性はNormal

*1 東京理科大学助手 理工学部建築学科 博士(工学) (正会員)

*2 東京工業大学助教授 建築物理研究センター 工博 (正会員)

*3 東京大学助教授 生産技術研究所 工博 (正会員)

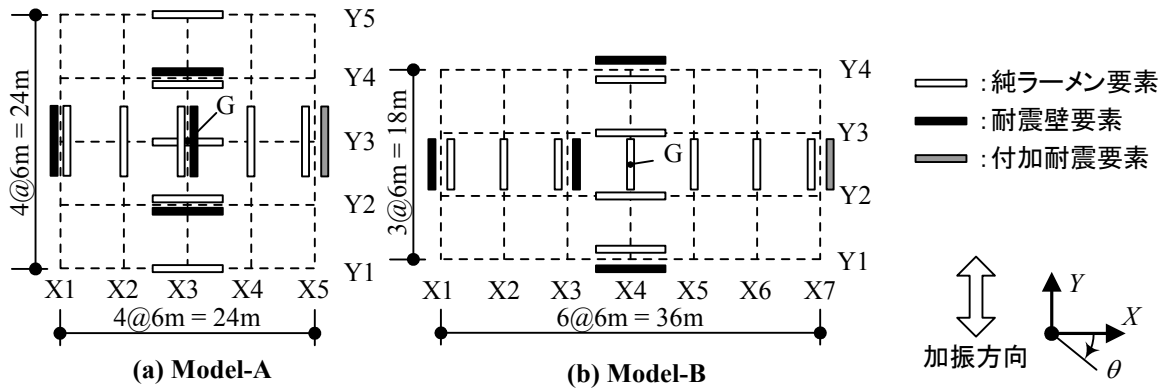


図-1 解析建物モデルの平面図

Bi-Linear モデルとした。付加耐震要素の降伏耐力は各々のモデルで 0 (無補強), $0.05W$, $0.10W$ の 3 種類を設定した。従って、全てで解析モデルは 6 モデルとなる。表-2 に各モデルの弾性剛性による偏心比 $E (= e_K / r, e_K$: 剛性偏心距離, r : 床の回転半径), 重心に関する弾力半径比 J , ($= j / r, j$: 重心に関する弾力半径), 基準法施行令における偏心率 Re および弾性時における各モードの固有周期 T_i および加振方向 (Y 方向) に関する等価質量比 $m_i^* (i=1\sim 2)$ を示す。表-2 より明らかのように、付加耐震要素の降伏耐力を $0.05W$, $0.10W$ としたモデルでは無補強の場合と比べて E が小さくなる。また、全ての解析建物モデルは付加耐震要素の有無に関わらず m_1^* の値は 0.7 以上となり、Y 方向からの加振に対しては 1 次モードが支配的である。減衰は瞬間剛性比例型とし、減衰定数は弾性 1 次モードに対して 3% と仮定した。

2.2. 入力地震動

本検討では地震動は 1 方向入力とした。入力地震動は告示で規定された設計用応答スペクトルに適合するように作成した模擬地震動とした。作成する模擬地震動の入力レベルは極めて稀に

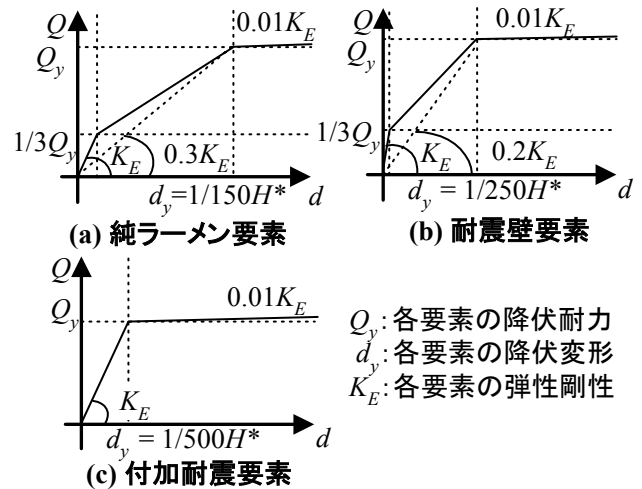


図-2 復元力特性

生じる地震動とし、地盤種別を第 2 種地盤として告示に示す地盤増幅を考慮した。模擬地震動は 6 記録 (El Centro 1940, Taft 1952, Hachinohe 1968, Tohoku Univ 1978, JMA Kobe 1995, Fukiai 1995) の NS 成分および EW 成分の位相特性を用いて 12 波作成した。図-3 に各模擬地震動の弾性加速度応答スペクトル (減衰定数 5%) を示す。なお、各模擬地震動の最大加速度 A_0 の平均は 5.97m/s^2 , 最大速度 V_0 の平均は 0.949m/s である。本論文では、作成した地震動を 0.5 倍および 1.0 倍に係数倍して Y 方向に入力した。

表-1 各既存建物モデルの諸元

	m (ton)	I ($\text{ton}\cdot\text{m}^2$)	H^* (m)	各要素の降伏耐力			
				純ラーメン要素		耐震壁要素	
				X 方向	Y 方向	X 方向	Y 方向
Model-A	2304	221184	10.8	$0.050W$	$0.050W$	$0.250W$	$0.125W$
Model-B	2592	349920		$0.036W$	$0.063W$		

注) W : 建物重量

表-2 各解析モデルのパラメータ

	E	J	Re	弾性固有周期		弾性時での等価質量比	
				$T_1(s)$	$T_2(s)$	m_1^*	m_2^*
Model-A (0.05W) (0.10W)	0.437	1.224	0.382	0.365	0.238	0.749	0.251
	0.347	1.224	0.296	0.339	0.237	0.792	0.208
	0.266	1.225	0.222	0.317	0.235	0.842	0.158
Model-B (0.05W) (0.10W)	0.738	1.486	0.572	0.391	0.197	0.817	0.183
	0.614	1.490	0.452	0.356	0.195	0.852	0.148
	0.503	1.493	0.358	0.330	0.193	0.887	0.113

3. 等価線形化法による非線形応答の推定

ここでは、文献4)の方法により変位依存型付加耐震要素を設置した場合の非線形応答の推定を試みる。等価1自由度系モデルの等価加速度 A_1^* および等価変位 D_1^* は、単層1軸偏心系モデルの静的漸増載荷解析結果より得られる復元力ベクトル $\{R\}$ 、変位ベクトル $\{d\}$ および各ステップでのモード形 $\beta_1\{\phi_1\}$ を用いて式(1)、(2)で得られる。

$$A_1^* = \beta_1 \{\phi_1\}^T \{R\} / M_1^* \quad (1)$$

$$D_1^* = \beta_1 \{\phi_1\}^T [M] \{d\} / M_1^* \quad (2)$$

$$[M] = \begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & I \end{bmatrix} \quad (3)$$

$$\{d\} = \{y \ \theta\}^T, \{R\} = \{Q_y \ T_z\}^T \quad (4)$$

ここで、 $[M]$ は単層1軸偏心系モデルの質量マトリクスである。また M_1^* は1次等価質量であり、式(5)より求まる。

$$M_1^* = \beta_1 \{\phi_1\}^T [M] \{\alpha\} \quad (5)$$

$$\{\phi_1\} = \{\phi_{y1} \ \phi_{\theta 1}\}^T, \{\alpha\} = \{1 \ 0\}^T \quad (6)$$

$$\beta_1 = \{\phi_1\}^T [M] \{\alpha\} / \{\phi_1\}^T [M] \{\phi_1\} \quad (7)$$

本論では文献2)の等価線形化法により等価1自由度系モデルの最大応答を推定する。等価周期 T_{eq} 、等価粘性減衰定数 h_{eq} は式(8)、(9)により定める。

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{D_1^* / A_1^*} \quad (8)$$

$$h_{eq} = \sum_i h_{eqi} \cdot W_i / \sum_i W_i \quad (9)$$

ここで、 h_{eqi} は各構面要素の等価粘性減衰定数、 W_i は各構面要素のポテンシャルエネルギーである。各構面要素の等価粘性減衰定数 h_{eqi} は、既存建物部分では式(10)、付加耐震要素では式(11)により求める。

$$h_{eqi} = 0.25 \left(1 - 1/\sqrt{\mu_i} \right) + h_0 \quad (10)$$

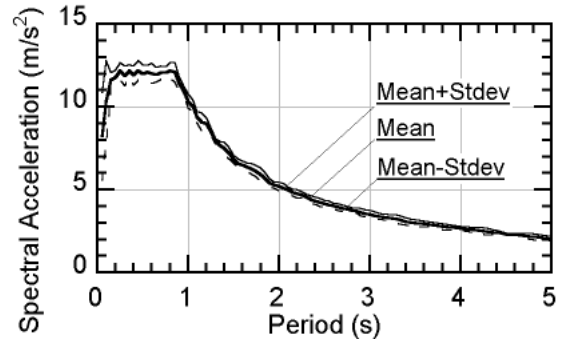


図-3 弾性加速度応答スペクトル

$$h_{eqi} = 0.7 \times 2(1 - 1/\mu_i) / \pi + h_0 \quad (11)$$

ここで、 μ_i は各構面要素の塑性率、 h_0 は弾性時における減衰定数であり、ここでは3%と仮定する。なお、式(10)は文献2)の限界耐力計算法での等価粘性減衰定数の算定式であり、式(11)は完全弾塑性型復元力特性を有する系が定常振動する場合の等価粘性減衰定数を文献6)での検討に基づき応答の非定常性を考慮して0.7倍に低減したものである。また、等価粘性減衰定数による応答スペクトルの低減は文献2)で示されている式(12)にて行った。

$$F_h = 1.5 / (1 + 10 \cdot h_{eq}) \quad (12)$$

図-4に各構面の最大応答変形角の推定結果を時刻歴応答解析の平均 μ および平均 $\mu \pm$ 標準偏差 σ と比較して示す。図-4より明らかなように、(1)の無補強の場合および(2)、(3)の付加耐震要素を0.05W、0.10W付加した場合ともに文献4)での手法により良好に推定可能であることがわかる。また、入力地震動の倍率を1.0倍とした時の時刻歴応答解析の平均は、(1)の無補強では最大で2.79% (Model-BのX7構面、以下同じ)、(2)の0.05W付加した場合は最大で1.69%、(3)の0.10W付加した場合は最大で

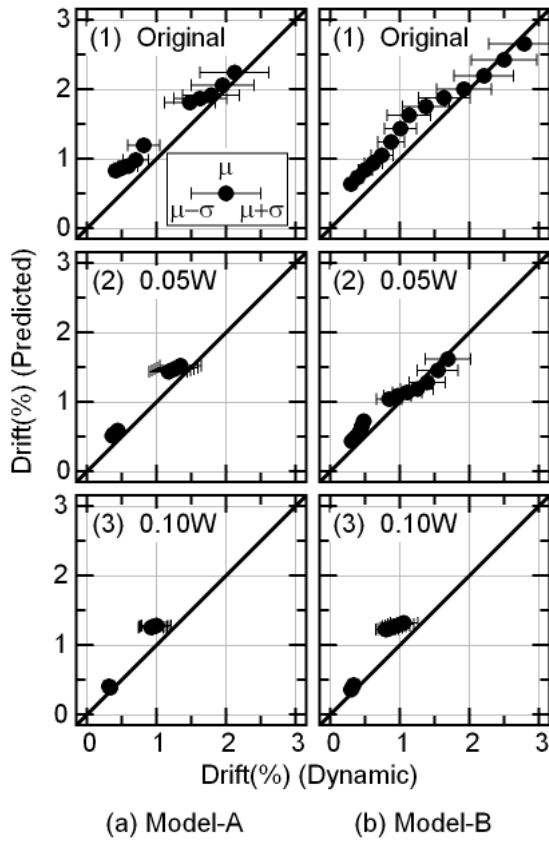


図-4 各構面最大応答変形角の推定結果

1.06%となり、付加耐震要素の設置により変形角は小さくなる事が確認できる。

4. 付加耐震要素の必要降伏耐力の算定

4.1. 必要降伏耐力の算定式

本節では、入力地震動の弾性応答スペクトルが与えられたときに建物で最も変形が大きくなる構面の変形を与えられた許容値以下に収めるために必要な付加耐震要素の降伏耐力の算定式を示す。定式化に際し以下の3つの仮定を行う。

- a) 建物の応答は補強前後ともに1次モード応答が支配的である。
- b) 建物の1次モード形は変位分布と相似であり、補強前後での変動は小さい。
- c) 補強前後での等価周期の変動は小さくその影響は無視できる。

なお、柔側構面に付加耐震要素を付加するとねじれが抑えられるため補強前後でモード形の変動が顕著となる可能性がある。しかし4.2節

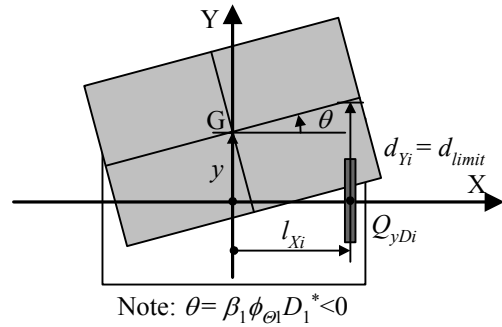


図-5 付加耐震要素設置後の変位分布

で後述するように、ここでは定式化の簡略化のため上記 a)~c)の仮定に基づき必要耐力を算定し、その後付加耐震要素を設置して再び静的漸増載荷解析を行って許容値を満足しているか否かを確認するものとする。

図-5に示すように対象建物が1次モードで振動している場合に最外構面*i*の変位 d_{Yi} が許容値 d_{limit} に到達しているとする。補強前の等価加速度を A_{1o}^* 、等価変位を D_{1o}^* 、等価減衰定数を h_{eqo} とする。ここで完全弾塑性型復元力特性(降伏変形 $d_{yD} < d_{limit}$ 、降伏耐力 Q_{yDi})を有する付加耐震要素を最外構面*i*に設置する場合を考える。付加耐震要素による等価加速度の増加分 ΔA_1^* は式(13)を用いて式(14)で表すことができる。

$$\{\Delta R\} = \{Q_{yDi} \quad -Q_{yDi} \cdot l_{Xi}\}^T \quad (13)$$

$$\begin{aligned} \Delta A_1^* &= \beta_1 \{\phi_1\}^T \{\Delta R\} / M_1^* \\ &= \beta_1 (\phi_{Y1} - l_{Xi} \cdot \phi_{\theta 1}) \cdot Q_{yDi} / M_1^* \end{aligned} \quad (14)$$

一方で、付加耐震要素の等価粘性減衰定数 h_{eqD} は、付加耐震要素の変形が d_{limit} であるから塑性率は $\mu_{Di} = d_{limit} / d_{yD}$ となるため式(11)より得られる。ゆえに補強後の建物の等価減衰定数 h_{eq} は式(15)により得られる。

$$h_{eq} = \frac{h_{eqo} \cdot A_{1o}^* + h_{eqD} \cdot \Delta A_1^*}{A_{1o}^* + \Delta A_1^*} \quad (15)$$

したがって、周期 T_{eq} における減衰定数5%の弾性加速度応答スペクトルを $S_{Ao}(T_{eq})$ とすると式(12)より $S_A(T_{eq}, h_{eq})$ は式(16)で得られる。

$$S_A(T_{eq}, h_{eq}) = S_{Ao}(T_{eq}) \cdot 1.5 / (1 + 10 \cdot h_{eq}) \quad (16)$$

式(16)に式(15)を代入し、これを補強後の等価加速度($A_{1o}^* + \Delta A_1^*$)と等値する(式(17))。

$$A_{1o}^* + \Delta A_1^* = \frac{1.5 \cdot S_{Ao}(T_{eq})}{1 + 10 \cdot \left(\frac{h_{eqo} \cdot A_{1o}^* + h_{eqD} \cdot \Delta A_1^*}{A_{1o}^* + \Delta A_1^*} \right)} \quad (17)$$

式(17)を ΔA_1^* について解き、更に式(13)に代入して式(18)の関係をを用いると式(19)を得る。

$$M_1^* = \beta_1 \phi_{Y1} \cdot m \quad (18)$$

$$Q_{yDi} = m \cdot \frac{\phi_{Y1}}{\phi_{Y1} - l_{Xi} \cdot \phi_{\Theta 1}} \cdot \frac{1.5 \cdot S_{Ao}(T_{eq}) - (1 + 10 \cdot h_{eqo}) \cdot A_{1o}^*}{1 + 10 \cdot h_{eqD}} \quad (19)$$

4.2. 必要降伏耐力の算定手順

前節の議論に基づき、付加耐震要素の必要降伏耐力 Q_{yDi} の算定手順を以下に示す。

- 1) 静的漸増載荷解析を行い、最外構面の変形が許容値に達する点における A_{1o}^* 、 T_{eq} 、および h_{eqo} と $\beta_1\{\phi\}$ を求める。
- 2) 用いる付加耐震要素の降伏変形 d_{yD} を設定し、式(11)を用いて h_{eqD} を求める。次いで減衰定数5%の弾性加速度応答スペクトル $S_{Ao}(T_{eq})$ から式(19)により Q_{yDi} を算定する。
- 3) 付加耐震要素を設置したモデルを用いて再び静的漸増載荷解析を行い、最外構面の変形が許容値に達する点における A_1^* 、 T_{eq} 、および h_{eq} を求める。そして式(20)を満足していることを確認する。式(20)を満足しない場合、2)に戻って Q_{yDi} を修正する。

$$A_1^* \geq S_{Ao}(T_{eq}) \cdot 1.5 / (1 + 10 \cdot h_{eq}) \quad (20)$$

4.3. 付加耐震要素の必要降伏耐力の算定例

以下に算定例を示す。本論文では、表-3の条件1、2を同時に満足するように付加耐震要素の必要降伏耐力を算定する。付加耐震要素の

表-3 付加耐震要素の必要耐力の算定条件

	入力倍率 ^{注)}	構面の許容変位
条件1	0.5倍	1/150H*
条件2	1.0倍	1/80H*

注) 図-3の弾性応答スペクトルに対する倍率

表-4 算定した付加耐震要素の必要降伏耐力

	Model-A	Model-B
Q_{yDi} (条件1)	0.045W	0.052W
Q_{yDi} (条件2)	0.121W	0.128W

降伏変形は $1/500H^*$ とし、Model-AではX5構面に、Model-BではX7構面に設置する。

表-4に各モデルについて算定された付加耐震要素の必要降伏耐力 Q_{yD} を示す。表-4より明らかのように、Model-A、Model-Bともに条件1よりも条件2で必要な Q_{yD} が大きくなったため、最終的な必要降伏耐力 Q_{yD} は条件2により決定した。図-6にModel-Bにおける補強前後の $A_1^*-D_1^*$ 関係および $h_{eq}-D_1^*$ 関係を比較して示す。図-6より明らかのように付加耐震要素の設置により構面Y7の層間変形角が1/80の時点での等価加速度 A_1^* は 5.104m/s^2 から 6.514m/s^2 、等価粘性減衰定数 h_{eq} は5.5%から17.2%に増大した。なお、X7構面の層間変形角が1/80となる時点での等価周期 T_{eq} は、モード形の変化の影響により補強後でむしろ増大している。これは、付加耐震要素の設置によりねじれの増大が抑えられた結果、X7構面の層間変形角が1/80となる時点での等価変位 D_1^* が補強前と比べて増大した事による。

図-7に各モデルにおいて0.5倍、1.0倍の入力における各構面の最大応答変形角を時刻歴応答解析結果と等価線形化法による推定結果と比

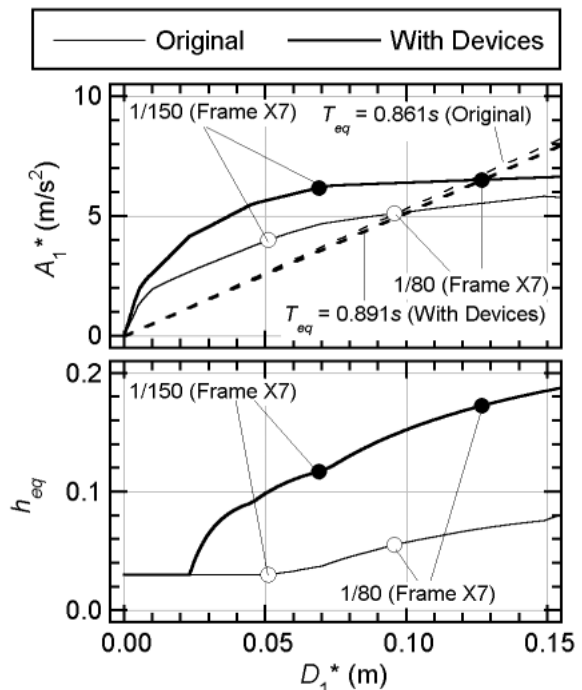


図-6 補強前後の $A_1^*-D_1^*$ 関係と $h_{eq}-D_1^*$ 関係 (Model-B)

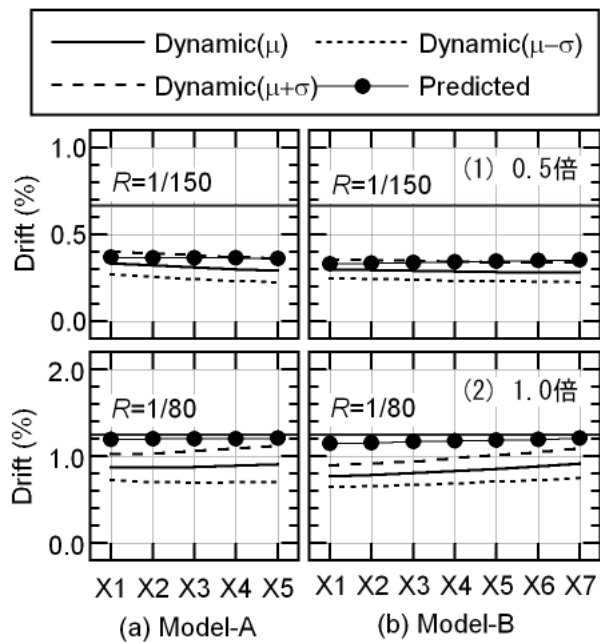


図-7 補強後の各構面最大変形角

較して示す。図-7より明らかなように、入力
が 0.5 倍の場合では時刻歴応答解析結果の平均
値は全構面で許容値をかなり下回り最大で
0.334% (=1/299, Model-A) となる一方で入力
が 1.0 倍の場合では平均値は全構面で許容値以
下に収まり、最大で 0.91% (=1/109, Model-B)
となった。ここで、0.5 倍のときに応答値が許容
値をかなり下回った要因としては、表-4で既
に示したように Model-A, Model-B とともに条件
2で付加耐震要素の必要耐力が決定した結果、
条件1に対しては Model-A では必要降伏耐力の
2.67倍、Model-B では 2.46倍と大きな余裕の
ある補強量となったためである。

以上により、本手法で水平1方向地震入力を受
ける単層1軸偏心系の各構面最大応答変位を
許容値以下に収めるために必要な付加耐震要素
の降伏耐力を合理的に算定可能であることを示
した。

5. まとめ

本検討では、水平1方向地震入力を受ける単
層1軸偏心建物を対象として、Bi-Linear型復元
力特性を有する変位依存型付加耐震要素を設
置した場合の非線形応答の推定を試みた。次いで
付加耐震要素の必要降伏耐力の算出方法を示し

その妥当性を検証した。結論を以下に示す。

- (1) 変位依存型付加耐震要素を設置した単層
1軸偏心建物の非線形地震応答が、付加耐
震要素の等価粘性減衰を適切に設定する
ことによって文献4)の手法で推定可能であ
ることを確認した。
- (2) 本論文で議論した付加耐震要素の必要降
伏耐力の算定手法により水平1方向地震入
力を受ける単層1軸偏心建物の最大応答変
位を制御できることを示した。

本論文では、水平1方向地震入力を受ける単
層1軸偏心建物に対象を絞って議論を行った。
水平2方向入力の影響等については今後の検討
課題である。

参考文献

- 1) 例えばコンクリート工学協会：コンクリー
ト構造物の応答制御技術研究委員会報告
書・論文集，コンクリート工学協会，2002.6
- 2) 国土交通省住宅局建築指導課：2001年度限
界耐力計算法の計算例とその解説，2001.3
- 3) 例えば吉川 直子，倉本 洋，松本 和行，
中坂 亮：制振デバイスを有する RC 造建
築物の地震応答評価に関する研究，コンク
リート工学年次論文集，Vol. 25，
pp.1315-1320，2003.7
- 4) 藤井 賢志，中埜 良昭，真田 靖士：一
方向入力を受ける多層1軸偏心建物の非線
形応答評価手法，コンクリート工学年次論
文集，Vol. 25，pp.7-12，2003.7
- 5) Takeda, T., Sozen, M. P. and Nielsen, N. N. :
Reinforced Concrete Response to Simulated
Earthquakes, Journal of Structural Division,
Proceedings of the ASCE, pp. 2557-2573,
1970.12
- 6) 五十田 博，緑川 光正，中澤 俊幸：工
学的基盤の加速度応答スペクトルを用いた
建築物の耐震性能評価，日本建築学会大会
学術講演梗概集(中国)，B-2，pp. 1141-1142，
1999.9