

粘性ダンパーにより偏心連結された2棟建物の隅柱地震時最大応答の簡易評価法

—その2— 隅柱地震時最大応答の簡易評価法

正会員 ○ 三宅卓也*1 同 半田潤*1 同 吉富信太*1 同 辻聖晃*1 同 竹脇出*1

2. 構造—2. 振動

連結制振, 偏心, 簡易応答評価法, 粘性ダンパー, 弾塑性応答

1. 序

本論文では前報¹⁾に続き, 図1に示す平面配置効果を考慮した2棟連結モデルについて, (I) 平面配置効果を考慮した連結制振の隅柱地震時最大変位応答の簡易応答評価法を提案し, (II) 平面配置効果を考慮した連結制振効果を弾塑性域で説明する。

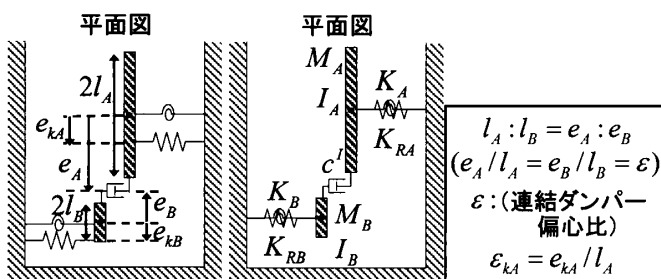


図1 2棟連結モデル

2. 隅柱地震時最大弾性応答の簡易応答評価法

2.1 非比例減衰モデルに対する応答スペクトル法

本論文では, 平面配置効果を考慮した連結制振の隅柱地震時最大弾性応答の簡易評価法を提案し, その精度について検討する. 具体的には, 無偏心連結モデル²⁾における地震時最大応答を既知量とし, 偏心連結モデルと無偏心連結モデルの1次振動成分の比に基づき隅柱の地震時最大応答値を評価する. また, ここで提案する簡易評価法では2つの仮定を用いる. 第1の仮定:「隅柱の地震時応答において1次振動成分の占める割合は連結偏心量によらず一定」. 第2の仮定:「隅柱の地震時最大変位は, 1次モード並進成分の最大値と1次モードねじれ成分の最大値の単純和で表現できる」.

非比例減衰を有するモデルについて, 複素固有値解析に基づく応答スペクトル法が提案されている³⁾. その応答スペクトル法において1次モードのみを考慮し, 本論文で扱うモデルに適用すると式(1)を得る.

$$u_j^{\max(1)} = \gamma_j^{(1)} v_j^{(1)} |S_D^{(1)}| \quad (1)$$

ここで $u_j^{\max(1)}$ は最大応答の1次振動成分, $\gamma_j^{(1)}$ は1次の刺激係数, $v_j^{(1)}$ は1次モードの $u_j^{\max(1)}$ に対応する成分, $S_D^{(1)}$ は1次固有円振動数と1次減衰定数から計算される変位応答スペクトルである. 式(1)を用いることで, 制振対象建物の最大並進応答の1次振動成分 $Y^{\max(1)}$ および最大ねじれ応答の1次振動成分 $\Theta^{\max(1)}$ はそれぞれ次のように表現できる.

$$Y^{\max(1)} = \gamma_A^{(1)} y_A^{(1)} |S_D^{(1)}|, \quad \Theta^{\max(1)} = \gamma_A^{(1)} \theta_A^{(1)} |S_D^{(1)}| \quad (2,3)$$

さらに, 前述した第2の仮定を用いることで, 隅柱位置最大応答の1次振動成分 $D^{\max(1)}$ は, $Y^{\max(1)}$ と $\Theta^{\max(1)}$ を用いて次式のように表現することができる.

$$D^{\max(1)} = Y_{\max}^{(1)} + \Theta_{\max}^{(1)} \times l_A \quad (4)$$

本研究で解析パラメーターとして用いる変数は, 連結ダンパー偏心比 ε である. 本論文では, 任意の ε のモデルについて隅柱の地震時最大応答量を簡易的に評価することを目的とする.

図2に示すように, 隅柱の地震時応答は1次振動成分とその他の振動成分に分けることができる. 前述した第1の仮定を用いることで図2の点線で示すように, 1次振動成分とその他の振動成分の比は ε によらず一定となる. その特徴を利用することで, 隅柱の地震時最大応答簡易応答は式(5)のように評価することができる.

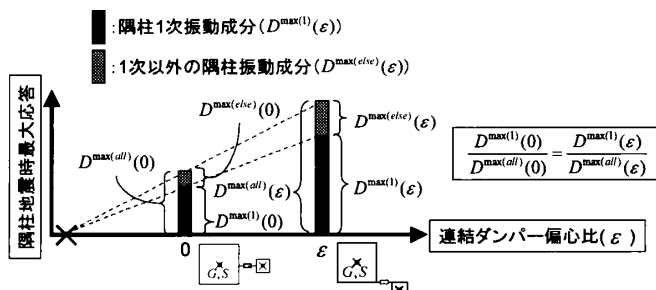


図2 簡易応答評価法で用いる仮定

$$D^{\max(all)}(\varepsilon) = D^{\max(1)}(\varepsilon) \times \frac{D^{\max(all)}(0)}{D^{\max(1)}(0)} \quad (5)$$

Simple Evaluation of Maximum Earthquake Displacement at Corner Pillar for Eccentrically Connected Two Buildings
(PART2: Simple Evaluation of Maximum Earthquake Displacement at Corner Pillar)

HANDA Jun, MIYAKE Takuya, YOSHITOMI Shinta, TSUJI Masaaki, and TAKEWAKI Izuru

式(5)の右辺について、 $D^{\max(l)}(\varepsilon)$ および $D^{\max(l)}(0)$ は隅柱位置最大応答の1次振動成分であり、式(4)により値を得る。 $D^{\max(all)}(0)$ は無偏心モデルにおける地震時最大応答であり、時刻歴応答解析あるいは辻ら²⁾の方法を利用し値を決定する。それらの値を式(5)に代入すると、任意の ε における隅柱の最大応答を簡易的に評価することができる。

2.2 設計用地震動

前節で示した隅柱地震時最大弾性応答の簡易評価法の精度検証には、変位応答スペクトルに適合するように作成した10波の模擬地震動を採用する。本研究で用いる変位応答スペクトル S_D は、Newmark & HallによるDesign Spectrumを簡略化したもので、加速度一定領域、速度一定領域のそれぞれについて、以下の式で定義する。また、減衰定数 $h=0.04$ に適合する模擬地震動10波(以後4%スペクトル適合波と称する)を用いる。

$$S_D = \begin{cases} \ddot{u}_{g\max} \{3.21 - 0.68 \ln(100h)\} / \omega^2 \\ \dot{u}_{g\max} \{2.31 - 0.41 \ln(100h)\} / \omega \end{cases} \quad (6)$$

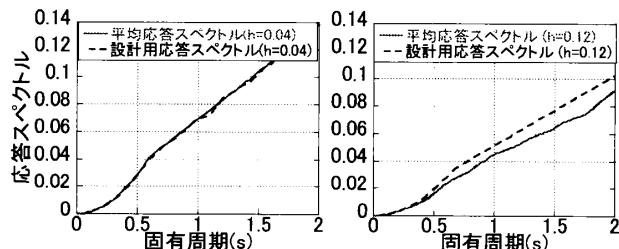


図3 平均応答スペクトルと目標応答スペクトル

ここで、 ω は固有円振動数を、 h は減衰定数を表す。また $\ddot{u}_{g\max}$ 、 $\dot{u}_{g\max}$ はそれぞれ、地震動の最大加速度、最大速度を表し、レベル1地震動に対応する値として、本節ではそれぞれ201(cm/s²)、25(cm/s)を採用する。図3に、(6)式に示した変位応答スペクトル(破線)と、作成した模擬地震波に対する平均応答スペクトル(実線)を、 $h=4\%$ と $h=12\%$ の場合について示す。

本研究で解析対象とするモデルは、非比例減衰を有するモデルであるので、式(6)の h および ω は複素固有値解析により得られる値を用いる。

2.3 簡易応答評価法の精度検証

2.2節で示した模擬地震波10波を用いた時刻歴解析による隅柱の地震時最大応答の10波平均値と、2.1節で提案した簡易応答評価法による隅柱の最大応答

の評価値の比較を図4に示す。ここでは h^0 (無偏心時1次減衰定数)=0.1のケースについて結果を示す。

図4(a,b)より、GS同位置モデル(その1図3)では、連結ダンパー偏心比増加に伴う隅柱応答の変化を、良好な精度で(時刻歴解析と比較して)安全側に評価していることが分かる。また図4(c,d)より、GSDモデル(その1図3)では、連結ダンパー偏心比増加に伴う隅柱応答の変化を良好な精度で安全側に評価しているが、時刻歴応答解析に比べてやや危険側に評価する傾向があることが分かる。さらに、図4(e,f)より、SGDモデル(その1図3)では、連結ダンパー偏心比増加に伴う隅柱応答の変化を良好な精度で安全側に評価しているが、時刻歴応答解析に比べてやや安全側に評価する傾向があることが分かる。

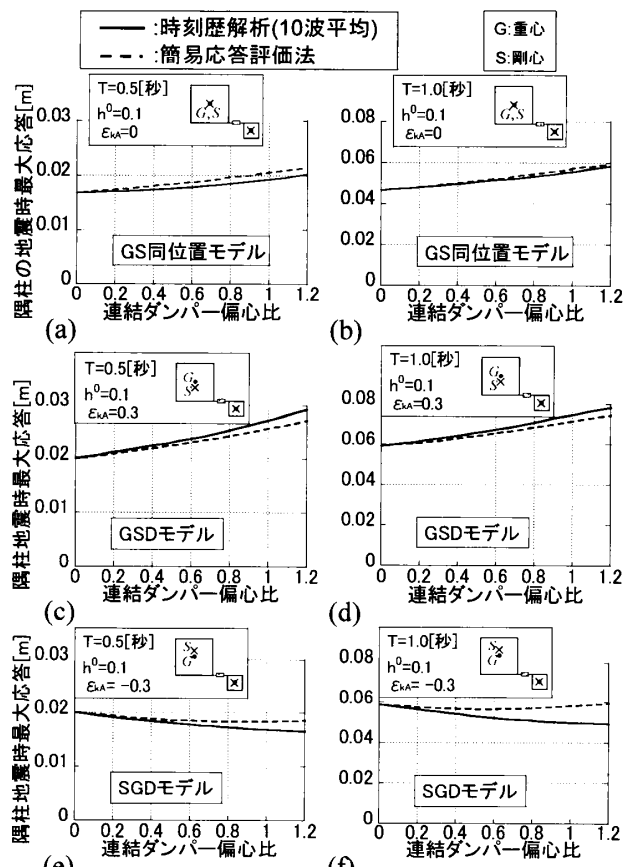


図4(a)~(f) 時刻歴解析結果と簡易評価法による解析結果の比較
(入力地震動：応答スペクトル適合地震動)

なお、 h^0 が0.05、0.15のモデルでも同様の結果が得られた。また、入力地震動として記録地震波を用いた場合でも同様の結果が得られた。

3. 平面配置効果を考慮した連結制振効果の弾塑性域での解明

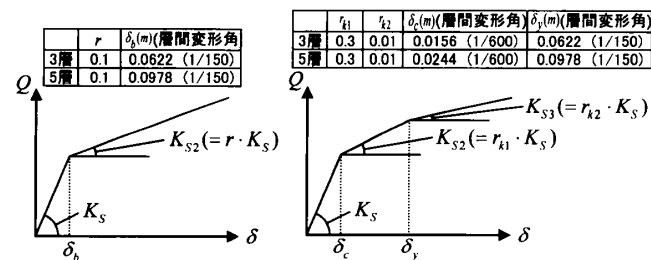
3.1 弾塑性モデルおよび復元力特性

建物が塑性化した場合の平面配置効果を考慮した連結制振効果の特徴を明らかにする。建物モデルとして、A 棟（制振対象建物）の固有周期が 0.5 秒と 1.0 秒のモデルを用いる。固有周期が 0.5 秒のモデルは 3 層建物を、1.0 秒のモデルは 5 層建物を式(7)から得られる等価高さ $\bar{H}$ を有する 1 質点モデルに縮約したモデルである。ここで、階高 H は 4[m] で全層一定、質量 m_i も全層で一定であり、1 次モード形状が直線系であると仮定する。

$$\bar{H} = \sum_i m_i \cdot u_i \cdot H_i / \left(\sum_i m_i \cdot u_i \right) \quad (7)$$

A 棟の復元力特性は、鉄骨造を想定したノーマルバイリニア型復元力特性、RC 造を想定した剛性劣化トリリニア型（武田型）復元力特性の 2 種類を設定する。それぞれの復元力特性の諸量については図 5 に示す。なお、B 棟は弾性モデルとする。

入力地震動は、レベル 1（地動最大速度 25cm/s）、2（同 50cm/s）、3（同 75cm/s）に基準化した El Centro NS 1940, Hachinohe NS 1968, Taft EW 1952 の 3 種類の記録地震波を用いる。ここでは、連結による応答低減の効果が最も顕著に現れた Hachinohe NS 1968 を入力地震動として用いた解析結果のみを示す。



(a) ノーマルバイリニア型 (b) 剛性劣化トリリニア型
図 5 復元力特性

3.2 建物が塑性化した場合の平面配置効果を考慮した連結制振効果

図 6 と図 8 に、ノーマルバイリニア型 GS 同位置モデルおよび剛性劣化トリリニア型 GS 同位置モデルについて、3 つの入力レベルのそれぞれにおける h^0 と地震時最大応答の関係を示す。図 7 と図 9 には、両モデルについて、非連結モデルと偏心連結モデルのそれぞれにおける入力地震動レベルと地震時最大

応答の関係を示す。図 7 中と図 9 中の破線および実線は、弾性モデルとしたときの入力地震動レベルと地震時最大応答の関係を示す。

図 6 より、復元力特性がノーマルバイリニア型の場合、レベル 1 とレベル 2 では、 h^0 が大きくなるほど大きな応答低減効果が得られているが、レベル 3 では連結による隅柱位置の応答低減効果がほとんど得られていないことがわかる。また、図 7 より、非連結の場合には、入力レベルが大きくなるにつれて、弾性モデルとしたときの応答に比べて弾塑性モデルとしたときの応答がより小さくなってゆくのにに対し、連結モデルでは、両者の応答はほとんど一致している（応答が入力レベルの比例倍となる傾向が強くなる）ことがわかる。

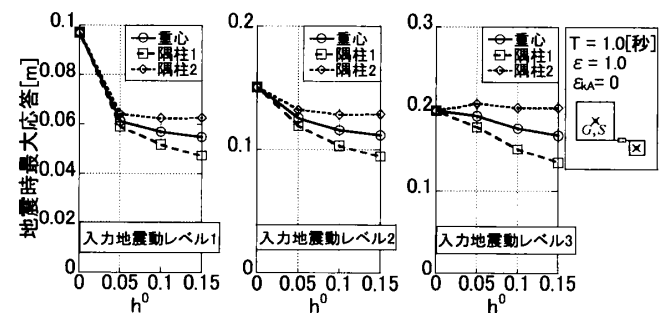


図 6 (a)~(c) h^0 と地震時最大応答の関係
(ノーマルバイリニア型 GS 同位置モデル)

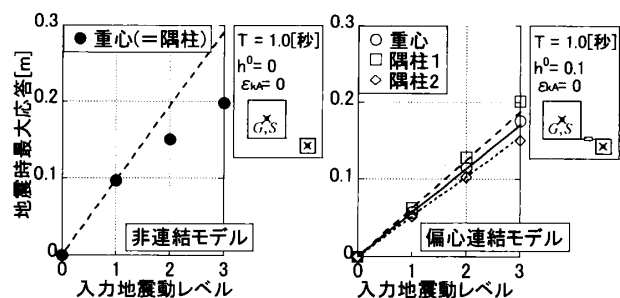


図 7 (a), (b) 入力地震動レベルと地震時最大応答の関係
(ノーマルバイリニア型 GS 同位置モデル)

一方、図 8 より、復元力特性が剛性劣化トリリニア型の場合、レベル 1 とレベル 2 では、連結による隅柱位置の応答低減効果はほとんど得られないのに対し、レベル 3 では h^0 が大きくなるほど大きな応答低減効果が得られていることがわかる。また、図 9 より、非連結の場合には、入力レベルが大きくなるにつれて、弾性モデルとしたときの応答に比べて弾塑性モデルとしたときの応答がより大きくなってゆくのにに対し、連結モデルでは、両者の応答はほとんど

一致していることがわかる。

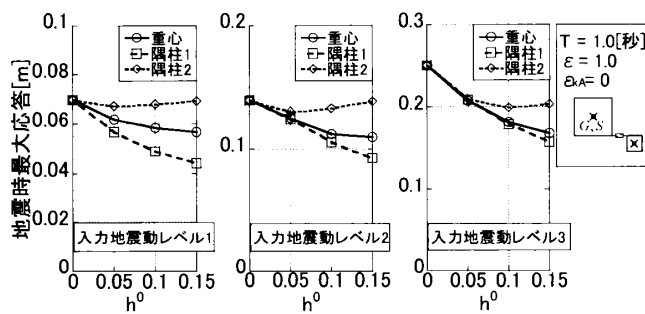


図 8 (a) ~ (c) h^0 と地震時最大応答の関係 (剛性劣化トリリニア型 GS 同位置モデル)

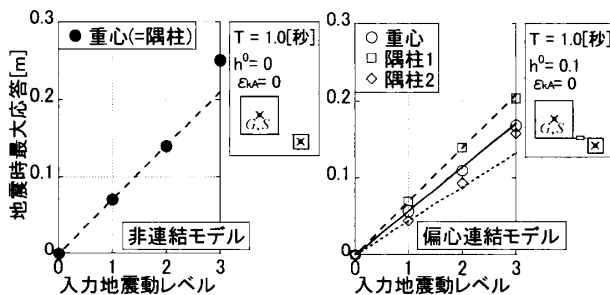


図 9 (a), (b) 入力地震レベルによる地震時最大応答 (剛性劣化トリリニア型 GS 同位置モデル)

次に、剛性偏心有る GSD モデルと SGD モデルの解析結果 (ノーマルバイリニア型、入力地震動はレベル 3 の Hachinohe NS 1968 レベル 3) を図 10 に示す。図より、GSD モデル ($\varepsilon_{kd}=0.28$) では連結ダンパーの増加に伴ってねじれによる隅柱応答が増加し、SGD モデル ($\varepsilon_{kd}=-0.28$) では連結ダンパーの増加に伴ってねじれによる隅柱応答が減少する特徴が確認できる。ここでは結果を示していないが、剛性劣化トリリニア型モデルでも同様の傾向が確認された。すなわち、弾塑性モデルにおいても、本報その 1 で示した「制振対象建物に剛性偏心有る場合、連結ダンパーを適切に偏心させることで、連結制振効果を向上させることが可能」であることが示された。

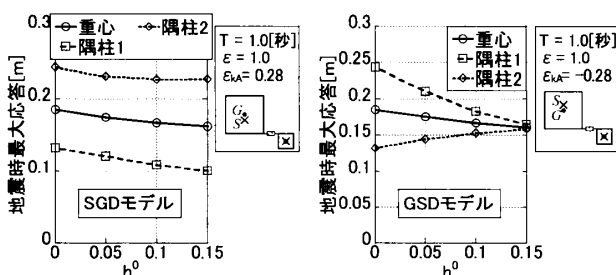


図 10 (a), (b) h^0 と地震時最大応答の関係 (ノーマルバイリニア型)

4. 結論

本論文では、平面配置効果を考慮可能な 2 棟連結モデルについて以下の点を明らかにした。

- (1) 無偏心連結モデルにおける地震時最大応答を既知量とし、次の 2 つの仮定に基づく簡易応答評価法を提案し、提案した簡易応答評価法について次のことを明らかにした。第 1 の仮定が「隅柱の地震時応答において 1 次振動成分の占める割合は連結偏心量によらず一定」であり、第 2 の仮定が「隅柱の 1 次振動成分を 1 次モード並進成分と 1 次モードねじれ成分の最大値の単純和とする。」である。
 - i) SG 同位置モデルでは、時刻歴応答解析の結果と比較して、連結偏心量の増加に伴う隅柱応答の変化を良好な精度で評価できる。
 - ii) GSD モデルでは、時刻歴応答解析の結果と比較して、連結偏心量の増加に伴う隅柱応答の変化を良好な精度で評価できるが、やや危険側に評価する傾向がある。
 - iii) SGD モデルでは、時刻歴応答解析の結果と比較して、連結偏心量の増加に伴う隅柱応答の変化を良好な精度で評価できるが、やや安全側に評価する傾向がある。
- (2) ノーマルバイリニア型モデル、剛性劣化トリリニア型モデルの 2 種類の復元力特性を有する制振対象建物について、建物が塑性化した場合の平面配置効果を考慮した連結制振効果について、次の入力地震動レベルと応答増幅特性の関係を明らかにした。
 - iv) ノーマルバイリニア型、剛性劣化トリリニア型ともに、連結ダンパー量が多くなるほど、入力地震動レベルに対して応答が比例倍となる傾向が強くなる。

参考文献

- 1) 半田潤他、粘性ダンパーにより偏心連結された 2 棟建物の隅柱地震時最大応答の簡易評価法 (その 1)、2012 年近畿支部研究報告集。
- 2) 辻聖晃他：アウトフレーム型連結制振構法におけるアウトフレーム及び連結ダンパーの応答低減比マップを用いた設計法、学会構造系論文集, pp.337-346, 2010.2
- 3) J. N. Yang, et al.: A response spectrum approach for seismic analysis of nonclassically damped structures, *Engng. Struct.* Vol.12, pp.173-184, 1990