

折曲がり片持ちせん断構造体の地震応答の一例

崇城大学エコデザイン学科 正会員 片山拓朗
 熊本大学大学院自然科学研究科 正会員 山尾敏孝

1. はじめに

筆者らは、固有周期が軒高に概ね比例する従来型ビルディングに比べて固有周期が約2倍となり、減衰装置の装着により容易に高い減衰性能を持たせることが可能な中・高層ビルディングの新しい架構法を提案している^{1), 2), 3)}。提案架構法は、下部構造に固定された固定側階層構造と下部構造上の可動支点で支持された可動側階層構造およびこれらの二つの階層構造の上部を結合する折曲がり形成階層構造で構成され、上記の三つの階層構造が一体となって振動する骨組構造である。また、減衰性能を大幅に向上させるために、固定側階層構造と可動側階層構造の水平方向に対向する水平階層間を減衰装置で連結する。ここでは、提案架構法の最も単純な力学モデルである折曲がり片持ちせん断構造体¹⁾の地震応答について報告する。

2. 振動モデルと固有振動特性

折曲がり片持ちせん断構造体（提案構造体と略す）と従来型の高層ビルディングの一つである片持ちせん断構造体（従来構造体と略す）の地震応答を比較するための力学モデルをそれぞれ図1と図2に示す。両構造体の階数は共に n とする。提案構造体の鉛直階層間の水平変形特性と階層質量はそれぞれ $2n$ 個のせん断

バネ $k_1, k_2, \dots, k_{2n}$ と $2n$ 個の集中質量 $m_1, m_2, \dots, m_{2n}$ で表わす。従来構造体の鉛直階層間の水平変形特性と階層質量はそれぞれ n 個のせん断バネ $\hat{k}_1, \hat{k}_2, \dots, \hat{k}_n$ と n 個の集中質量 $\hat{m}_1, \hat{m}_2, \dots, \hat{m}_n$ で表わす。両構造体の減衰は粘性減衰装置による付加減衰のみを考え、提案構造体の粘性減衰装置は水平方向に対向する水平階層間に設置する n 個のダッシュポット $c_0, c_1, \dots, c_{n-1}$ で表わす。従来構造体の粘性減衰装置は鉛直階層間に設置する n 個のダッシュポット $\hat{c}_1, \hat{c}_2, \dots, \hat{c}_n$ で表す。

提案構造体の地震時の運動方程式を下式で表す。

$$\mathbf{M} \ddot{\mathbf{x}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{x}} + \mathbf{K} \mathbf{x} = -\mathbf{M} \mathbf{q} \ddot{z} - \text{sgn}(\dot{x}_{2n}) f \mathbf{e}_{2n} \quad (1)$$

ここに、 $\mathbf{M}, \mathbf{C}, \mathbf{K}$ はそれぞれ $2n$ 次の質量行列、減衰行列、剛性行列である。 $\mathbf{x}, \dot{\mathbf{x}}, \ddot{\mathbf{x}}$ は $2n$ 次の相対変位ベクトル、相対速度ベクトル、相対加速度ベクトルである。 $x_i, \dot{x}_i, \ddot{x}_i$ は質量 m_i の相対変位、相対速度、相対加速度である。 $\mathbf{q}$ は成分の値が全て1の $2n$ 次ベクトルで、 $\ddot{z}$ は地震動の加速度である。 $\mathbf{e}_{2n}$ は $2n$ 番目の成分が1である $2n$ 次単位ベクトルで、 f は可動支点の動摩擦力である。式(1)は線形加速度法を用いて解く。

表1に弾性地震応答解析に用いる振動モデルの特性を示す。従来構造体の階層質量とせん断バネ定数は、建築基準法施行令の定める一次固有周期と軒高の関係

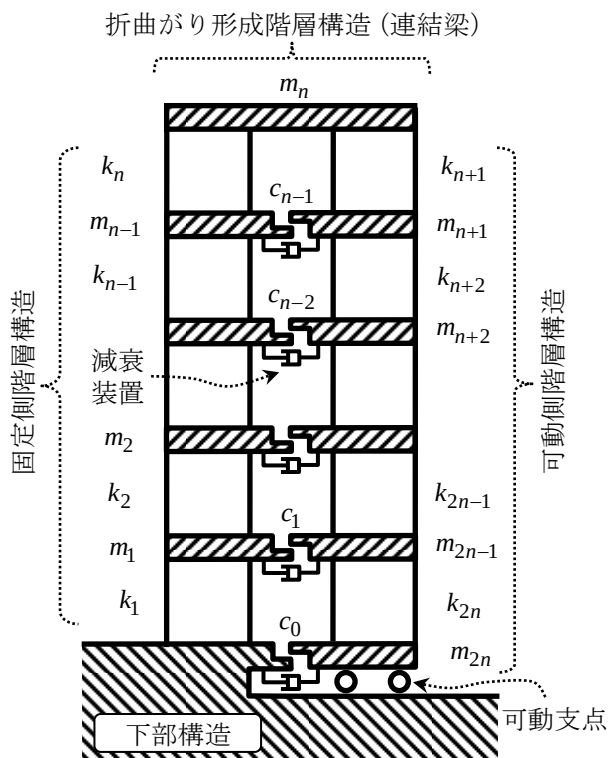


図1 折曲がり片持ちせん断構造体

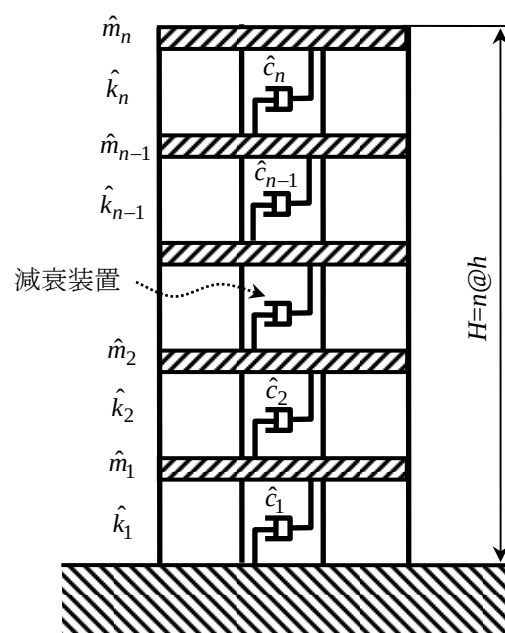


図2 片持ちせん断構造体

(一次固有周期=0.02×軒高)を用いて、一次固有周期が $T=0.98\text{sec}$ となるように決定した。粘性減衰係数は一次粘性減衰定数が2%となるように決定した。

提案構造体のせん断バネ定数は従来構造体の40%と仮定した。可動側と固定側の階層質量は従来構造体の50%、最上部の折曲がり形成階層の質量は100%と仮定した。また、可動支点上の階層質量は可動側階層の質量の2倍と仮定した。粘性減衰係数は従来構造物の粘性減衰係数の1/10と仮定した。摩擦力は、動摩擦係数を0.005と仮定し、可動支点の反力を850kNとして定めた。

表1には複素固有値解析によって求めた一次固有振動モードの固有周期と減衰定数を併記する。提案構造体の固有周期は従来構造体の約2倍となり、減衰係数は従来構造体の1/10であるにも拘らず、減衰定数は従来構造体の約16倍となることに注意を要する。

表1 振動モデルの力学特性

パラメーター	提案構造体		従来構造体	
	記号	値	記号	値
軒高さ, m	H	49	H	49
階数	n	15	n	15
階層高, m	h	3.5	h	3.5
階層質量 10^3kg	$m_1 \sim m_{14}$	50	$\hat{m}_1 \sim \hat{m}_{15}$	100
	$m_{16} \sim m_{29}$			
	m_{15}, m_{30}	100		
総質量, 10^3kg	m	1,600	$\hat{m}$	1,500
バネ係数, N/m	$k_1 \sim k_{30}$	1.60×10^8	$\hat{k}_1 \sim \hat{k}_{15}$	4.00×10^8
減衰係数, Ns/m	$c_0 \sim c_{14}$	0.25×10^6	$\hat{c}_1 \sim \hat{c}_{15}$	2.50×10^6
固有周期, sec.	T_1	2.1	$\hat{T}_1$	0.98
減衰定数, %	ζ_1	33	$\hat{\zeta}_1$	2
摩擦力, N	f	41,650	-	-

3. 弾性地震応答解析

図3と図4は最大加速度を300galに規格化した宮城県沖地震(1978年6月)の最大絶対加速度応答と最大層間せん断力の比較である。この地震の卓越周期は約1秒である。ダッシュポットの無い提案構造体の応答も参考のために併記する。提案構造体の最大絶対加速度は従来構造体の約1/6に減少し、最大層間せん断力は従来型構造体の約1/8に減少することが分かる。なお、一階部の最大層間変形角は、提案構造体の固定側階層構造が1/208、従来構造体が1/66であった。

4. まとめ

宮城県沖地震を用いた弾性地震応答解析により得られた知見を以下にまとめる。

- ・提案構造体の長周期性を利用して、一次固有周期を地震波の卓越周期から外すことにより、加速度応答と層間せん断力を減少させることができる。
- ・提案構造体の固定側階層構造と可動側階層構造の水平方向に対向する水平階層間を減衰装置で連結することにより、効率良く加速度応答と層間せん断力を減少させることができる。

参考文献

- 1) 岡林拓也, 片山拓朗, 山尾敏孝, 折り曲がり片持ちせん断構造体の自由振動特性に関する実験的研究, 平成19年度土木学会西部支部研究発表会講演概要集, pp.147-148, 2008年3月
- 2) Takuro Katayama, Toshitaka Yamao, Natural Vibration Modes of a Folded Cantilever Shear Structure, Proceeding of the 4th International Conference on Advances in Structural Engineering and Mechanics, pp.1317-1325, Korea, 2008.
- 3) 片山拓朗, 可動支点および伸縮床を有する柔せん断構造の固有振動モードの特性, 200年度大会(中国)学術講演会梗概集B-2, pp.359-360, 2008年6月

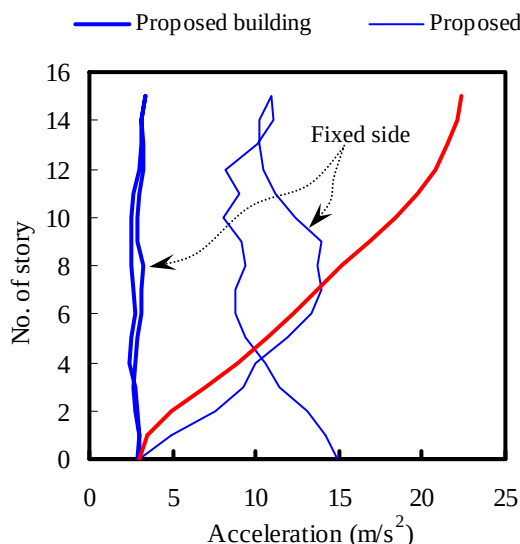


図3 最大加速度応答の比較

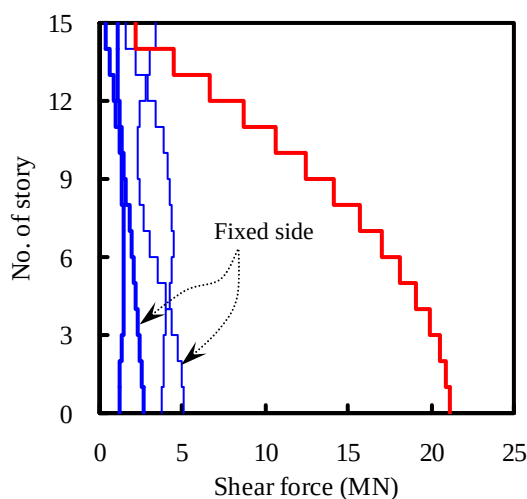


図4 最大層間せん断力の比較