

## 1. はじめに

近年、様々な非線形架構の制振化が検討されている<sup>1),2)</sup>。その1つであるロッキング架構は、転倒モーメントによる架構の浮き上がりを許容し、地震入力低減、ロッキング変形の生じる架構と基礎の間に配置したダンパーにより変位制御を行う。建物に接続され、各層の変形を均一にする心棒として機能する。

既往研究<sup>1)</sup>において、鋼材ダンパーを持つロッキング架構の振動台実験や応答予測法の提案がなされた一方、全体応答と局所応答の関係性やロッキング架構の制振構造としての性能、剛性変化に伴う加速度や層せん断力の乱れについては明らかにされていない。また、提案された応答予測は複雑かつ個別的であるが、木質架構やRC架構等その他の非線形架構においても、過去に示された設計法は複雑化の傾向にある<sup>2)</sup>。その主要因は、架構の剛性変化に起因して様々な値を示すシステムの減衰定数の評価が難しいためである。本研究では、ロッキング架構の挙動を詳細な解析により明らかにすると共に、明らかとなった課題を改善しうる速度依存型ダンパーを用いる場合を検討する。そして、ロッキング架構を含む様々な非線形架構とダンパーの組み合わせを包括する、減衰定数の評価法の提案と応答予測への展開を示す。

## 2. 鋼材ダンパーを持つロッキング架構の分析

### 2.1 実験試験体概要と変位場の定義

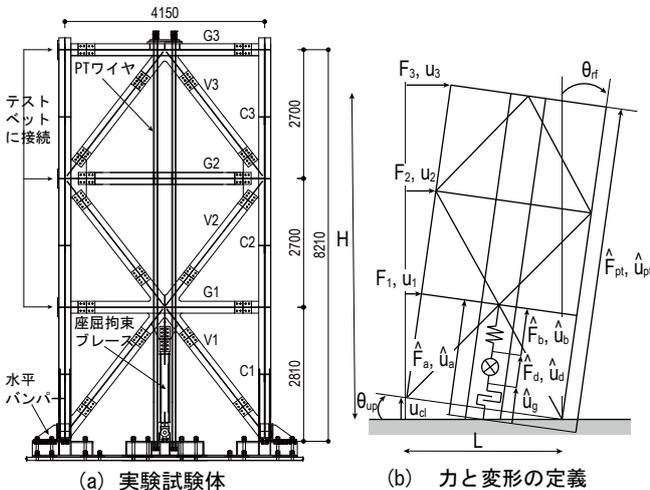


図1 鋼材ダンパーを持つロッキング架構

図1aに実験試験体を示す。鋼材ダンパーを持つロッキング架構は、柱脚が浮き上がるロッキング架構、浮き上がり後に原点回帰させるPTワイヤ、エネルギー吸収させる座屈拘束ブレースにより構成される。架構の両側に建物を模擬した慣性質量(以下、テストベット)を配置し、ロッキング挙動に追従する梁(以下、加力梁)と各床位置で接続することにより、慣性力を与える。テストベット各層は水平剛性をほとんど与えないリニアスライダで支持される。図1bにロッキング架構に生じる力と変形を定義する。「^」は軸方向の変形や力を表す。実験結果を高精度で再現する解析モデルを構築している。以降はこれを用いて鋼材ダンパーを持つロッキング架構の分析を行う。

### 2.2 静的応答の分析

震動台実験を再現する「試験体モデル」、架構・基礎梁・水平バンパーを剛体としダンパー接合部ピンのガタを除いた「ガタなし剛体モデル」の2つのモデルに頂部変位角が1/100となるような架構頂部の静的な変位制御を行う。

架構頂部の力と変位を  $F_{top}, u_{top}$  とする。ダンパー、付加系、PTワイヤそれぞれの軸方向の量  $\hat{F}_d, \hat{F}_a, \hat{F}_{pt}$ 、 $\hat{u}_d, \hat{u}_a, \hat{u}_{pt}$  に対し、頂部での水平方向換算値  $F_d, F_a, F_{pt}, u_d, u_a, u_{pt}$  は、

$$F_d = \frac{\hat{F}_d \cdot L}{2H}, F_a = \frac{\hat{F}_a \cdot L}{2H}, F_{pt} = \frac{\hat{F}_{pt} \cdot L}{2H} \quad (1a-c)$$

$$u_d = \frac{\hat{u}_d \cdot 2H}{L}, u_a = \frac{\hat{u}_a \cdot 2H}{L}, u_{pt} = \frac{\hat{u}_{pt} \cdot 2H}{L} \quad (2a-c)$$

となる。式(1)と式(2)からダンパー、付加系、PTワイヤの軸剛性  $\hat{k}_d, \hat{k}_a, \hat{k}_{pt}$  の頂部水平方向換算値  $k_d, k_a, k_{pt}$  も次式で定義する。

$$k_d = \frac{\hat{k}_d}{(2H/L)^2}, k_a = \frac{\hat{k}_a}{(2H/L)^2}, k_{pt} = \frac{\hat{k}_{pt}}{(2H/L)^2} \quad (3a-c)$$

ここでモーメントの釣り合いから初めて式(4)に移った時点を浮き上がり開始時とする(それ以前は、左辺の値が右辺よりも小さい)。

$$|F_{top}| = |F_{pt} + F_d + W \cdot L/2H| \quad (4)$$

$W$  は架構重量 122.5kN である。これらを用いて図2に、頂部水平外力-頂部水平変形関係  $F_{top} - u_{top}$  (以下、シ

システム)、ダンパー、付加系、PT ワイヤそれぞれの荷重-変形関係  $F_d-u_d$ ,  $F_a-u_a$ ,  $F_{pt}-u_{pt}$  を示す。実線が試験体モデル、破線がガタなし剛体モデルを表す。

試験体モデルの全体と局所の応答①～⑪までを具体的に述べる。図 2 から、柱脚浮き上がりまでは、システムの剛性は架構の水平変形によるものであり、ダンパー、PT ワイヤにほとんど変形が生じない(①-②)。水平外力が式(4)を満たすと柱脚が浮き上がる(②)。直後はガタの影響により PT ワイヤのみが作用する(②-③)。②-③の接線剛性は、PT ワイヤを支持する架構の伸縮により  $0.92k_{pt}$  となる。浮き上がり後・ダンパー弾性時は、弾性のダンパーと PT ワイヤが作用(③-④)、浮き上がり後・ダンパー降伏後は、塑性化したダンパーと PT ワイヤが作用する(④-⑤)。浮き上がり時の接線剛性は、ダンパー、支持材、架構の直列体の剛性に、PT ワイヤによる剛性  $0.92k_{pt}$  を並列に足し合わせた値となる。状態 NR 解析<sup>3)</sup>により浮き上がり時の架構の水平剛性寄与を求めると、①-②の 51%であった。これは、ダンパー弾性剛性よりも小さく、ダンパーの降伏の遅れの要因となる。除荷時にダンパー力が引張から圧縮に切り替わると、直後はガタの影響により PT ワイヤのみが作用する(⑥-⑦)。式(4)の左辺が右辺を下回ると、柱脚が着地(⑧)。ピンのガタとダンパー力による支持材の圧縮変形により、ダンパーに残留変形が生じる。架構が原点を通過し(⑨-⑩)、水平外力が式(4)を満たすと柱脚が浮き上がる(⑪)。浮き上がり前はダンパーにはほとんど変形が生じないため、一定の圧縮力となる(⑧-⑪)。

制振効率を示す指標として、定常状態 1 サイクルにおける架構頂部の変形に対するダンパー変形の比  $\Delta u_d/u_{top}$  (以下、ダンパー変形分担比)、システム最大変形時の架構頂部の力に対するダンパー力の比

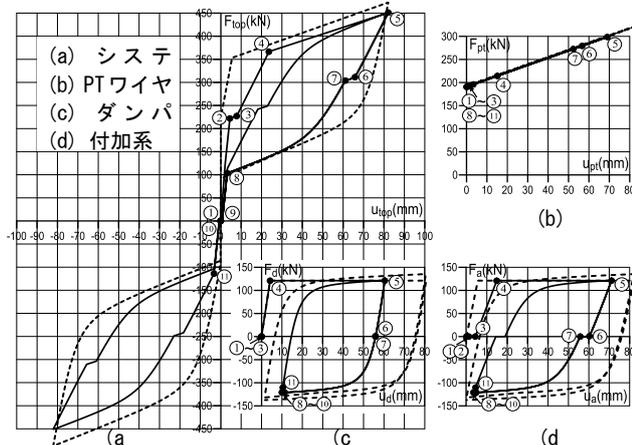


図 2 鋼材ダンパーを持つロッキング架構の荷重-変形関係

$F_d/F_{top}$  (以下、ダンパー荷重分担比)を評価する。図 2 から  $\Delta u_d/u_{top} = 0.61$  であり、一般的なブレース型の制振架構と比較すると小さい。柱脚が浮き上がるまでの間に架構のみが変形し、ダンパーに変形が入力されないこと、ダンパー弾性範囲におけるダンパー周辺部材や上部構造の変形、除荷時の残留変形による変形ロスが生じることが、理由である。また、 $F_d/F_{top} = 0.29$  もかなり小さく、鋼材ダンパーの残留変形除去のために必要な PT ワイヤが制振効率低下の要因となることを表している。以上の考察から、鋼材ダンパーを持つロッキング架構の制振構造としての性能は高いとは言えないことが分かる。

### 2.3 高次モードの分析

テストベットに生じる水平加速度の各モードの寄与を把握する。浮き上がり状態を想定した固有値解析を行う。ロッキング架構の一方の柱脚をピン支持、他方の柱脚を自由端とする。ダンパー部はトラス要素に置換し、実験のダンパー最大変形時の割線剛性を用いる。浮き上がる柱脚でモードが異なるため、左右の柱脚それぞれをピン支持とした 2 つの固有値解析を行う。表 1 に、右柱脚がピン支持の場合の解析結果を示す。自由度が 23 であるが、主要なモードのみ示す。1 次モードは直線のモード、4 次モードは 3 階梁と柱脚、7 次、8 次モードは柱脚で卓越する。

文献 4 の方法を用い、テストベット各階の水平加

表 1 モードの周期、有効質量比、刺激関数

モード	周期(sec)	有効質量比(%)	刺激関数				
			1層(T.B.)	2層(T.B.)	3層(T.B.)	3階梁(鉛直)	左柱脚(鉛直)
1	2.091	84.7	0.448	0.872	1.302	0.318	0.644
2	0.144	13.30	0.571	0.105	-0.270	-0.013	-0.221
3	0.076	0.00	-0.013	0.031	-0.017	0.000	-0.002
4	0.032	1.10	0.013	-0.005	-0.023	1.048	0.628
7	0.013	0.10	0.002	0.004	0.008	0.019	-0.083
8	0.011	0.10	-0.003	-0.002	0.002	-0.003	0.125

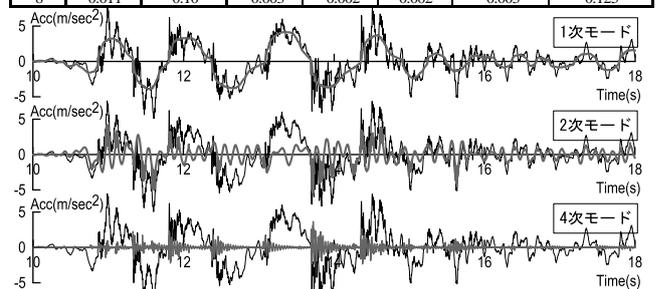


図 3 モード分割した R 階テストベットの加速度時刻歴 (65%神戸波)

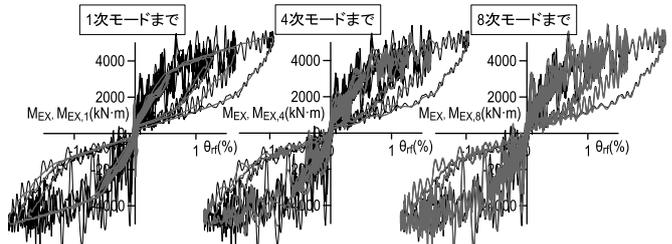


図 4 各モードの転倒モーメントへの寄与 (65%神戸波)

速度を23個のモードに分解した。図3に、テストベットの各階水平加速度のうち、R階に代表的な1, 2, 4次モードの結果を示す。4次モードは、絶対加速度や1次モードが時間軸を横切る時刻、つまり架構の着地時に、急激に加速度が生じ、時間と共に減衰する。

転倒モーメントについて。各階テストベットの慣性力は、水平加速度に各階質量を乗じて得られる。そこで、1次からn次モードまでの慣性力の和 $F_{i,n}$ を求め、転倒モーメント $M_{EX,n}$ を求める。

$$M_{EX} = \sum_3 H_i F_i, \quad M_{EX,n} = \sum_3 H_i F_{i,n}, \quad F_{i,n} = \sum_k^n m_i \ddot{u}_k \quad (5a-c)$$

図4に、式(5)から求めた転倒モーメント-頂部変位角関係を示す。 $M_{EX}$ と $M_{EX,1}$ を比較し、1次モードが転倒モーメントの主要なモードである。2次, 3次モードは寄与せず、4次モードまでの足し合わせで浮き上がり直後に履歴が乱れる。5次, 6次モードは寄与せず、7次, 8次モードで更に履歴が大きく乱れ、式(9a)より算出した転倒モーメントとほぼ一致する。

柱着地時に急激な鉛直慣性力が生じ、柱や梁が4次, 7次, 8次の高次モードで振動する。水平方向と鉛直方向ではモーメントが釣り合い、水平方向にも入力される。以上が乱れの原因である。

### 3. 粘弾性ダンパーを持つロッキング架構

図5a, bにPTワイヤを用いない2タイプを示す。架構中央にダンパーを配置した「中央ダンパー型」(図5a)、中央をピン支持とし、その両側にダンパーを配置した「両側ダンパー型」(図5b)を定義する。

地震動解析より、鋼材ダンパーを持つロッキング架構と粘弾性ダンパーを持つロッキング架構の応答を比較する。入力には、日本建築センター模擬波(以下、100%BCJ-L2波)を用いる。各モデルのダンパーの設計は、最大変位が同程度となるものとした。

図6に転倒モーメント-頂部変形角関係を示す。鋼材ダンパーの場合は、履歴が大きく乱れるのに対し、粘弾性ダンパーの場合は、中央ダンパー型では着地を伴う原点付近ではわずかに乱れがあるものの、架構の浮き上がりや着地のない両側ダンパー型と同様に滑らかな履歴を描くことが確認できる。

図7にダンパー軸方向の荷重-変形関係を示す。粘弾性ダンパーの場合、PTワイヤが無い場合鋼材ダンパーの場合と同程度の変形に抑えるためには、大きなダンパー剛性が必要である。鋼材ダンパーと中央ダンパー型を比較すると、頂部変形角が同程度に

も関わらず、粘弾性ダンパーに入力される変形が小さいことが確認できる。これは、粘弾性ダンパーの貯蔵剛性が大きく、ダンパー周辺部材や上部構造の変形によるダンパー変形のロスが大きくなるためである。一方、両側ダンパー型の場合、架構全体で抵抗する(状態NR解析<sup>3)</sup>より架構剛性は図2①-②の2.7倍)ため上部構造の変形が小さい。

図8にエネルギー応答時刻歴を示す。加振終了時点で、入力エネルギーに対するダンパーエネルギー吸収量の比は鋼材ダンパー, 中央ダンパー型, 両側ダンパー型順に、0.60, 0.57, 0.78である。両側ダンパー型は両振幅かつ上部構造の変形ロスも少なく、またPTワイヤが無くダンパー荷重分担比が高いため、エネルギー吸収量効率の高いシステムと言える。

## 4. 非線形架構を持つ制振構造の応答評価

### 4.1 一質点系制振構造の等価減衰定数評価法

主架構の最大変形時の荷重を最大変位で除した値を等価剛性 $K_{feq}$ とし、1次剛性 $K_{f1}$ との比である剛性低下率 $\rho_f$ を用いて $K_{feq} = \rho_f K_{f1}$ で表す。剛性低下率 $\rho_f = 1$ は弾性であることを表す。また、付加系の最大変形時の力を最大変位で除した値を貯蔵剛性 $K'_a$ とする。さらに、架構の歪エネルギーを $E_{fs}(\rho_f)$ 、履歴吸収エネルギーを $E_{fp}$ とする。 $E_{fs}(1)$ は架構が弾性で

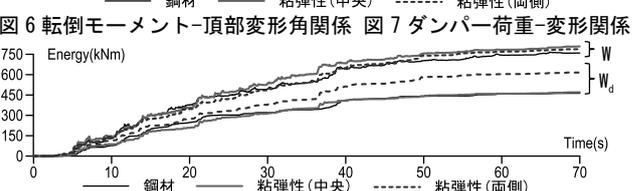
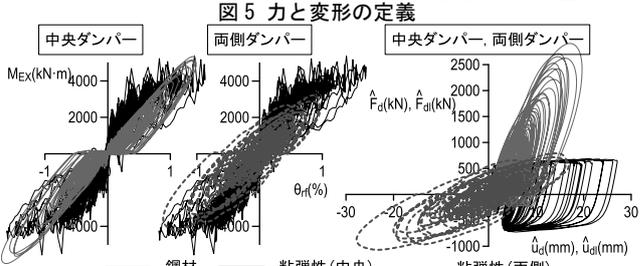
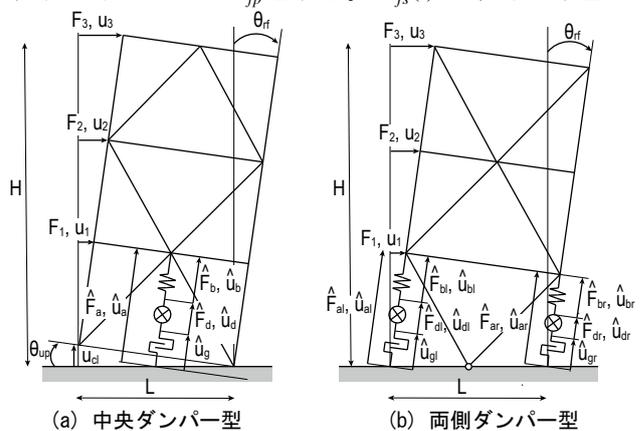
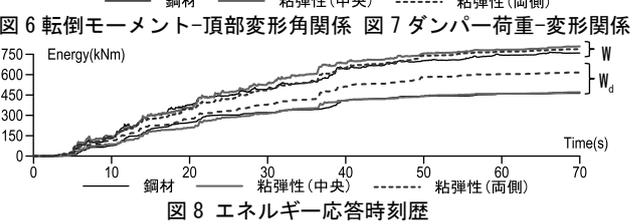


図8 エネルギー応答時刻歴



ある場合の歪エネルギーを表す。付加系の歪エネルギーを  $E_{as}$ 、吸収エネルギーを  $E_{ad}$  とする。これらを用いて、等価減衰定数  $h'_{eq}$  は、初期減衰定数  $h_0$ 、架構の履歴減衰定数  $h'_{fp}$ 、付加系の減衰定数  $h'_a$  の和で表す。

$$h'_{eq} = h_0 + h'_{fp} + h'_a \quad (6a)$$

$$h'_{fp} = \frac{E_{fp}}{4\pi E_{fs}(\rho_f)} \cdot \frac{E_{fs}(\rho_f)}{E_{fs}(\rho_f) + E_{as}} \quad (6b)$$

$$h'_a = \frac{E_{ad}}{4\pi(E_{fs}(1) + E_{as})} \cdot \frac{E_{fs}(1) + E_{as}}{E_{fs}(\rho_f) + E_{as}} \quad (6c)$$

架構の履歴減衰定数  $h'_{fp}$  の第一項は、弾塑性架構を持つ非制振構造の履歴減衰定数  $h'_{fp0}$ 、付加系の減衰定数  $h'_a$  の第一項は、弾性架構を持つ制振構造の減衰定数  $h'_{al}$  を表す。式(6b)と式(6c)を式(7)で書き換える。

$$h'_{fp} = h'_{fp0} \cdot \frac{\rho_f}{\rho_f + K'_a/K_{f1}}, \quad h'_a = h'_{al} \cdot \frac{1 + K'_a/K_{f1}}{\rho_f + K'_a/K_{f1}} \quad (7a, b)$$

$\rho_f$  や  $h'_{fp0}$  は、架構の塑性率  $\mu_f$  に、付加系が変位依存型の場合、貯蔵剛性  $K'_a$  は付加系塑性率  $\mu_a$  に依存する。ランダム応答では様々な塑性率  $\mu_f$ 、 $\mu_a$  を示すため、地震時の等価減衰定数  $h_{eq}$ 、架構の履歴減衰定数  $h_{fp}$ 、付加系の減衰定数  $h_a$  を Newmark-Rosenblueth の「平均減衰法」を用いて次式で定義する。速度依存型は  $\mu_a$  に依らず  $K'_a(\mu_a) = K'_a$ 、 $h'_{al}(\mu_a) = h'_{al}$  である。

$$h_{eq} = h_0 + h_{fp} + h_a \quad (8a)$$

$$h_{fp} = \frac{1}{\mu_f} \int_0^{\mu_f} h'_{fp0}(\mu'_f) \cdot \frac{\rho'_f(\mu'_f)}{\rho'_f(\mu'_f) + K'_a(\mu'_a)/K_{f1}} d\mu'_f \quad (8b)$$

$$h_a = \frac{1}{\mu_f} \int_0^{\mu_f} h'_{al}(\mu'_a) \cdot \frac{1 + K'_a(\mu'_a)/K_{f1}}{\rho'_f(\mu'_f) + K'_a(\mu'_a)/K_{f1}} d\mu'_f \quad (8c)$$

式(8)をガウス求積に基づき、簡易な近似を試みる。ガウス求積 1 点の近似を式(9)に示す。

$$h_{fp} \approx h'_{fp0}(0.5\mu_f) \cdot \frac{\rho'_f(0.5\mu_f)}{\rho'_f(0.5\mu_f) + K'_a(0.5\mu_a)/K_{f1}} \quad (9a)$$

$$h_a \approx h'_{al}(0.5\mu_a) \cdot \frac{1 + K'_a(0.5\mu_a)/K_{f1}}{\rho'_f(0.5\mu_f) + K'_a(0.5\mu_a)/K_{f1}} \quad (9b)$$

式(9)は、式(8)の被積分関数の中点を表す。式(9)の第二項は  $\mu_f$ 、 $\mu_a$  に対する変化が小さく、中点が平均値に近いのに対し、第一項の  $h'_{fp0}$  と  $h'_{al}$  は、0 となる区間や複数の場合分けがあり、中点と平均値の誤差が大きく、全体の精度に影響を及ぼす。そこで、式(9)の第一項を弾塑性架構を持つ非制振構造の平均履歴減衰定数  $h_{fp0}$  と弾性架構を持つ制振構造の平均減衰定数  $h_{al}$  に置換する。 $h_{al}$  は既往研究やマニュアル等と与えられるため、 $h_{fp0}$  の近似のみを検討すればよい。

次に提案する近似を示す。 $h_{fp0}$  はガウス求積 4 点で近似し、 $h'_{fp0,1} = h'_{fp0}(0.07\mu_f)$ 、 $h'_{fp0,2} = h'_{fp0}(0.33\mu_f)$ 、 $h'_{fp0,3} = h'_{fp0}(0.67\mu_f)$ 、 $h'_{fp0,4} = h'_{fp0}(0.93\mu_f)$  である。なお、速度依存型の場合、 $K'_a(0.8\mu_a) = K'_a$  である。

$$h_{eq} = h_0 + h_{fp} + h_a \quad (10a)$$

$$h_{fp0} \approx \frac{1}{2} \{0.35(h'_{fp0,1} + h'_{fp0,4}) + 0.65(h'_{fp0,2} + h'_{fp0,3})\} \quad (10b)$$

$$h_{fp} \approx h_{fp0} \cdot \frac{\rho'_f(0.5\mu_f)}{\rho'_f(0.5\mu_f) + K'_a(0.8\mu_a)/K_{f1}} \quad (11)$$

$$h_a \approx h_{al} \cdot \frac{1 + K'_a(0.8\mu_a)/K_{f1}}{\rho'_f(0.5\mu_f) + K'_a(0.8\mu_a)/K_{f1}} \quad (12)$$

## 4.2 応答予測法への展開

鋼材ダンパーを持つロッキング架構の応答を近似式から予測する。図 2 と同様に架構等価高さにおける静的な変位制御を行い、架構の等価剛性  $K_{feq} = \rho_f K_{f1}$ 、貯蔵剛性  $K'_a(\mu_a)$  を定式化する。ダンパー無しの場合は、図 2 の①-②-③-⑦-⑧を通るバイリニア履歴となるから、①-②の接線剛性を  $K_{f1}$  (=81.6kN/mm)、そのバイリニア履歴の割線剛性が  $K_{feq}$  である。④-⑤の接線剛性から③-④の接線剛性を引いた値が架構の柔性を含む付加系弾性剛性  $K_a$  (=14.7kN/mm)に相当、③-④の水平変位が付加系降伏変位に相当し、貯蔵剛性  $K'_a(\mu_a)$  が得られる。任意の変位を仮定し弾性架構を持つ制振構造の減衰定数  $h_{al}$  を計算する。上記の付加系の片振幅と両振幅の載荷における 1 サイクルの履歴面積を比較すると、片振幅は両振幅の 0.72 倍であるため、 $0.72h_{al}$  とする。これらを用いて式(12)の付加系の減衰定数  $h_a$  が求まる。ロッキング架構は架構の履歴減衰を持たないため  $h_{eq} = h_0 + h_a$  である。等価高さにおける水平変位  $u_{eff}$  を次式で表す<sup>2)</sup>。

$$u_{eff} = D_h \frac{T_{eq}}{2\pi} \bar{S}_{pv}(T_{eq}, h_0), \quad D_h = \sqrt{(1 + ah_0)/(1 + ah_{eq})} \quad (13a, b)$$

これを繰り返すことで安定した  $u_{eff}$  が得られる。模擬地震 6 波の精度検証において、解析/平均=1.04、標準偏差 0.16 と良好な結果を得た。また、固有周期  $T_{eq} = 0.84 \sim 1.01$ sec、等価減衰定数  $h_{eq} = 8 \sim 10\%$  であった。

提案する近似式はロッキング架構のみならず、木質架構や RC 架構といった非線形架構においても有効であり、本論にてその良好な精度を示している。

## 5. まとめ

非線形架構の 1 つであるロッキング架構の応答を詳細な解析により分析し、制振性能を示し、それを改善する新しいロッキング架構を提案した。様々な非線形架構とダンパーの組み合わせを包括する、等価減衰定数の評価法と、応答予測への展開を示した。

### 参考文献

- 1) 竹内徹、山本洋介、緑川光正、笠井和彦他：座屈拘束ブレースを用いた制御型ロッキング架構の応答評価—汎用慣性質量装置を用いた鉄骨造ロッキング架構の振動台実験その 2、日本建築学会構造系論文集、第 667 号、pp1695-1704、2011.9
- 2) 松田和浩、笠井和彦：バイリニア+スリップモデルに粘弾性ダンパーを用いた制振構造の応答制御設計法、日本建築学会構造系論文集、第 716 号、pp1525-1535、2015.10
- 3) 笠井和彦、岩崎啓介：様々な形式の制振構造における自由度縮約法と水平バネ系への変換法、日本建築学会構造系論文集、第 605 号、pp37-46、2006.7
- 4) 笠井和彦、元結正次郎、大木洋司：水平地震動を受ける空間構造への粘弾性ダンパーの適用と応答性状に関する一考察、日本建築学会構造系論文集、第 561 号、pp125-135、2002.11