

# RC片持架構を有する鉄骨屋根 体育館支承部の応答評価および 設計法

# SEISMIC RESPONSE EVALUATION AND DESIGN METHOD OF STEEL ROOF BEARINGS IN SCHOOL GYMNASIA WITH CANTILEVERED RC WALL FRAMES

成田和彦 —— \*1 竹内 徹 —— \*2  
 松井良太 —— \*3

Kazuhiko NARITA —— \*1 Toru TAKEUCHI —— \*2  
 Ryota MATSUI —— \*3

キーワード：  
 体育館, RC片持架構, 支承部, 摩擦ダンパー, 応答評価

In the 2011 Tohoku Earthquake, a large number of school gymnasia suffered damage. One of the most typical damage observed in steel roof gymnasia supported by the RC frame is failure at the anchored connections of steel roof bearings on the RC frame. In this paper, the practical evaluation methods that we proposed in our past papers, of the reaction forces at the anchor connections, of the displacements at the roller bearings, and of the design requirements for the friction dampers, are compared with the time history analysis results.

Keywords:  
 Gymnasium, Cantilevered RC wall, Roof bearing, Friction damper, Response evaluation

## 1. 序

阪神大震災, 東日本大震災に代表される過去の地震被害において, 鉄骨屋根が RC 架構上に設置されたいわゆる「鉄骨置屋根構造」の体育館やホールにおいて支承定着部が損壊する被害が多発している。本形式の被害は 1981 年の新耐震設計以降に設計された体育館においても発生しており, 原設計法で支承部設計が適切に行われていないことを示している。著者らはこれらの支承部損壊の主原因のひとつに鉄骨屋根を支持する片持ち RC 壁付き架構の構面外応答があることを指摘し, 過去の被害事例をこの仮定に基づき解析的に説明するとともに, 様々な規模の体育館における支承部反力の評価手法の提案を行ってきた<sup>1)2)</sup>。また, 支承部に生ずる反力および相対変位を RC 壁付き架構の構面外応答低減により効果的に抑える手法の一つとして, 摩擦ダンパー等のエネルギー吸収機構を組込んだ支承部の提案を行い, 試作実験を実施するとともにその応答低減効果評価手法の提案を行ってきた<sup>3)</sup>。

本報告では, 以上の知見を総合し, 固定支承部またはローラー支承部における反力および相対変位を簡便に評価するための手法, 並びに要求性能に対するエネルギー吸収型支承部の設計法の検討を行う。検討においてはより精緻な評価法と現行設計規準と親和性の高い評価法を時刻歴応答解析結果と比較しながら, その精度を論ずる。

## 2. 検討建築物

図 1 に検討対象体育館を示す。2011 年東北地方太平洋沖地震において被害を受けた R2 型<sup>4)</sup>の体育館であり, 2 層の RC 下部構造に鉄骨屋根が支承部を介して設置されている。RC 造妻壁が 2F から片持壁となっており, 桁方向の地震動により面外方向に振動して支承部が側方破壊した。部材諸元を表 1 に示す。評価にあたりスパン長 W,

桁行長 L, 層数を変えた規模の異なる体育館の検討を行う。躯体部剛性は標準タイプを基にスパン長及び桁行長に応じて割増す。表 2 にスパン長と C1 柱剛性の関係を示す。検討モデル表記法を図 2 に, R2W32L36 のモデル諸元の例を表 3 に示す。

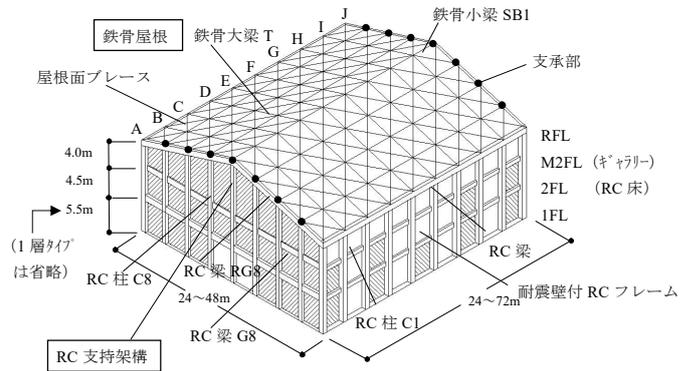


図 1 検討対象体育館

## R2W32L36

L: 桁行長(m)  
 W: スパン長(m)  
 R: RC 躯体層数

図 2 検討モデル

表 2 スパン長と C1 柱剛性の割増

スパン長 W(m)	C1柱の剛性 (kN/mm)	層の剛性 (kN/mm)	上部質量の和 (kg)
24	0.87	650	435
32	1	746	499
48	1.26	943	631

表 1 部材諸元 (R2W32L36:標準タイプ)

使用部材	解析モデル		断面2次モーメント I (cm <sup>4</sup> )	降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング率 E (N/mm <sup>2</sup> )	ひび割れ時モーメント M <sub>y</sub> (kNm)	降伏モーメント M <sub>y</sub> (kNm)	ひび割れ後剛性低減率
	部材断面 (mm)	細長比 λ						
RC柱(妻壁M2F) C10	650×400	2600	1139700	コングリート	19710	104.8	257.9	0.29
RC柱(妻壁2F) C10	650×400	2600	1193700	20.6		130.3	367.6	0.37
RC柱(桁B-1,M2F) C1	900×700	6300	3355900	(圧縮強度)		264.1	780	0.32
RC柱(桁AJ,M2F) C2	900×700	6300	3070800	鉄筋		238.3	468.7	0.23
RC梁(妻 RF) G8	750×620	4650	1698600	344 (SD295)	205000	136.2	188.5	0.15
RC梁(妻 2F) G8	750×350	2625	312900			44.5	94.9	0.2
鉄骨大梁 T	H-700×300×13×24	61.1	231.5	10800	258 (SS400)	141.5	169.44	引張降伏
鉄骨小梁 sB1	H-200×100×5.5×8	195	26.67	134		7.02		688
水平ブレース	L-65×65×6	444	7.527	12.2				194

<sup>1)</sup> (一財) 茨城県建築センター 修士 (工学)  
 (〒310-0852 茨城県水戸市笠原町 978-30)

<sup>2)</sup> 東京工業大学理工学研究科建築学専攻 教授・博士 (工学)

<sup>3)</sup> 東京工業大学理工学研究科建築学専攻 助教・博士 (工学)

<sup>1)</sup> Building Center of Ibaraki, M.S., Eng.

<sup>2)</sup> Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

<sup>3)</sup> Assistant Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

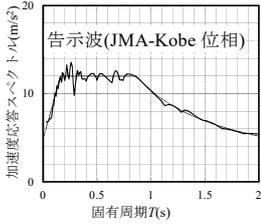


図3 採用地震波(h=0.05)

表3 検討モデル諸元例

R2W32L36				
	質量(kg)	剛性 $K_i$ (kN/mm)	1/層間変 形角	
屋根面 +妻壁	7	55,400	187 (559)	1440 (4307)
	6	109,000	560 (559)	1460 (1453)
	5	103,600	918 (559)	1470 (892)
	4	98,200	1260 (914)	1480 (1068)
RC 躯体	3	232,000	746	509
	2	352,000	3290	1,590
	1	1,518,000	6,840	1,560

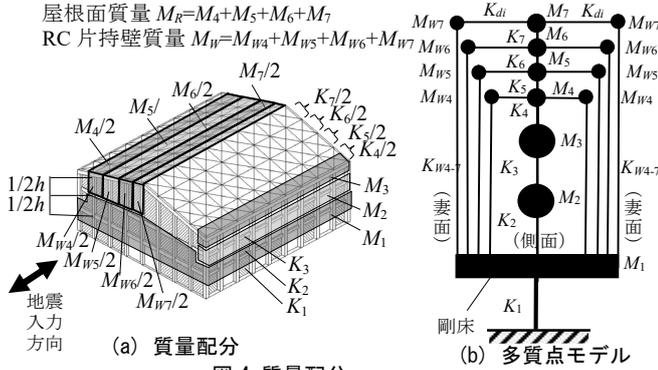


図4 質量配分

評価手法との比較には文献2で採用した立体モデルの時刻歴応答解析を用いる。入力地震波は1995年兵庫県南部地震におけるJMA-Kobe波の位相を用い、建築基準法告示に従い作成したレベル2地震波(第2種地盤相当(図3))に規準化し、減衰はレイリー減衰とし減衰定数は0.03とする。

### 3. 評価モデルの質量配分及び妻壁のモデル化

図4(a)に評価モデルの質量配分を示す。 $M_1$ は1F部分の質量、 $M_2$ はギャラリー部分の質量、 $M_3$ は桁壁上部の質量である。 $M_4 \sim M_7$ は屋根部各列の質量を示す。 $M_{w4} \sim M_{w7}$ は各列の妻壁質量とし2FLから上の片持ち部分の1/2とする。 $K_1 \sim K_3$ はRC躯体部の剛性、 $K_4 \sim K_7$ は屋根面ブレースの剛性を示し、標準タイプの剛性に対する比を躯体剛性比 $k_w(K_1 \sim K_3)$ を $k_w$ 倍、屋根面剛性比 $k_R(K_4 \sim K_7)$ を $k_R$ 倍とする。地震力の入力方向は図に示す桁方向とする。(b)は全体を多質点モデルで示したものである。

図5に妻壁が片持壁として振動する多質点モデルから等価な1質点モデルの作成方法を示す。(a)は多質点モデルを示す。妻壁の両側はRC桁架構に剛接、下部は2FLに剛接とする。梁RGは妻壁により面外方向に等分布荷重を受けると仮定する。このとき単位荷重1N/mを受ける梁の各柱位置 $l_i$ における変形 $\delta_i$ は式(1)となる。各壁柱頂部に負担幅の反力 $R_i = dL_i \times 1$ を作用させ梁と変形を合わせると $0.75H_i$ に作用する荷重 $P_i$ は式(2)となる。代表変位 $\bar{\delta}$ を式(4)とし、支承部最大変位との比を応答比 $r_u$ とし式(6)で定義する。等価固有周期 $T_w$ は式(7)、妻壁の剛性 $K_w$ は式(8)、降伏時せん断力 $Q_y$ は式(9)とする。表4に妻壁の評価例を示す。以下妻壁の変形、反力等は $K_w$ を用いて求め、棟部の最大応答は応答比 $r_u$ で増幅して求める。なお、RC梁の剛性及びRC壁柱の剛性はひび割れ後の剛性で評価する。

### 4. 固定支承部反力の評価手法

支承部が妻壁に固定されている場合の反力 $R_a$ について表5(次ページ)に示す評価手法を示す。図6に規模(スパン長 $W$ 、桁行長 $L$ )、階

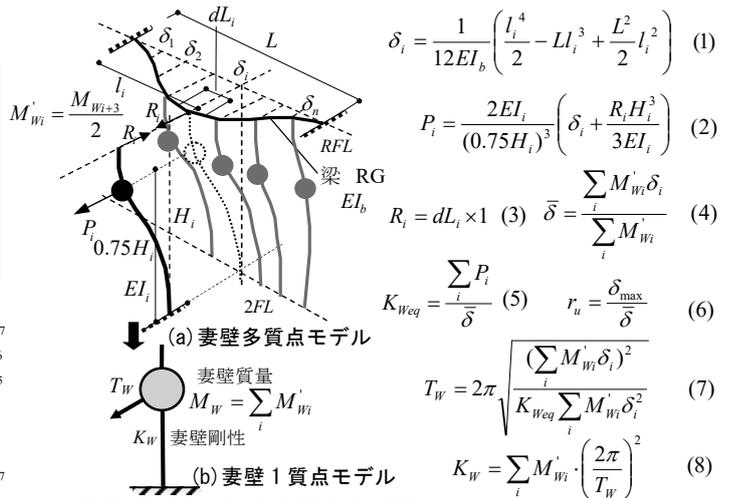


図5 妻壁のモデル化と剛性 $K_w$ の評価

表4 妻壁の評価例

	R2W24L36	R2W32L36	R2W48L36
$T_w$ (s)	0.84	1.11	1.34
$K_w$ (kN/mm)	4.74	3.69	3.96
$M_w$ (t)	84.1	116	180
$r_u$	1.52	1.58	1.64
$Q_y$ (kN)	310	377	534

$$\delta_i = \frac{1}{12EI_b} \left( \frac{l_i^4}{2} - Ll_i^3 + \frac{L^2}{2} l_i^2 \right) \quad (1)$$

$$P_i = \frac{2EI_b}{(0.75H_i)^3} \left( \delta_i + \frac{R_i H_i^3}{3EI_b} \right) \quad (2)$$

$$R_i = dL_i \times 1 \quad (3) \quad \bar{\delta} = \frac{\sum M'_w \delta_i}{\sum M'_w} \quad (4)$$

$$K_{weq} = \frac{\sum P_i}{\bar{\delta}} \quad (5) \quad r_u = \frac{\delta_{max}}{\bar{\delta}} \quad (6)$$

$$T_w = 2\pi \sqrt{\frac{(\sum M'_w \delta_i)^2}{K_{weq} \sum M'_w \delta_i^2}} \quad (7)$$

$$K_w = \sum M'_w \cdot \left( \frac{2\pi}{T_w} \right)^2 \quad (8)$$

$$Q_y = \sum Q_{cyi} + 2Q_{by} \quad (9)$$

$$Q_{cyi} = \frac{c M_{yi}}{0.75H_i} \quad (10)$$

$$Q_{by} = \frac{6R_b M_y}{L} \quad (11)$$

表6 固定支承部反力の評価例(R2W32L36) 応答解析 $R_a=192kN$

	$A_{Gmax}$ (m/s <sup>2</sup> )	$F_{Gdi}$	$R_T$	$R_M$	$F_{M3}$	$F_{Gmax}$	$M_1(t)$	$M_2(t)$
(A)塑性	17.54	1.27	1.11	6.74	1.52	1.96	1,518	352
	$n$	$M_w(t)$	$cH_i$	$R_b Q_y$	$R H_0$	$cM_{y4}$	$R H$	$R_a$ (kN)
	7	15~18.2	8.4~11.2	47.1	8.5	368	11.4	203
(B)弾性	$A_{Gmax}$ (m/s <sup>2</sup> )	$F_{Gdi}$	$M_R(t)$	$M_w(t)$	$K_R$ (kN/mm)	$K_w$ (kN/mm)	$P$ (kN)	$R_a$ (kN)
	17.54	1.27	134	116	241	3.69	2,035	183
(C)Ai	$A_{Gmax}$ (m/s <sup>2</sup> )	$A_3$	$M_3(t)$	$M_R(t)$	$M_w(t)$	$C_0$	$P$ (kN)	$R_a$ (kN)
	13.82	1.41	233	134	116	1	1,604	144
(D)層Ai	$A_{Gmax}$ (m/s <sup>2</sup> )	$A_T$	$M_T(t)$	$T(s)$	$\alpha$	$zH$ (m)	$R H$	$R_a$ (kN)
	18.38	1.88	164	0.18	0.5	4.5	11.4	202

数( $F$ )、躯体部剛性比( $k_w$ )、屋根面剛性比( $k_R$ )を変化させた場合の定着部最大反力の評価値を示す。文献2から2質点系では周期比 $R_T$ が1付近(図6で $k_R \approx k_w$ )では共振により加速度が増大し反力も大きくなっている。なお、最大反力は主に棟部または棟部に近接した支承部で生じる。(A)は文献2に基づき加速度の評価に増幅率 $F_{Gdi}$ を用い(式(12))、反力 $R_a$ は柱脚耐力との差分より求める(式(23))。増幅部も含めて解析結果と良い対応を示す。(B)は増幅率 $F_{Gdi}$ を用い反力は妻壁上部半分の質量を $0.75H$ の位置に集中させ、支承部を屋根架構にピンで接合したものに地震力 $P$ を作用させた場合の支承部に生じる反力で評価する(式(24))。妻壁剛性 $K_w$ /屋根面剛性 $K_R$ が小さい場合は式(24)の第3項で近似できる。やや過小評価となる。(C)は屋根を1層と見た $A_i$ 分布より求めた静的地震力 $P$ を柱頭ピン、柱脚剛のモデルに加えて柱頭反力より求める。共振が評価されないため一定の値となり $k_R$ が $0.7 \sim 1.5$ では応答解析より小さく評価される。(D)は文献1に基づき屋根構面列を層と評価した $A_i$ 分布より求めた静的地震力を用い、反力 $R_a$ は柱脚耐力との差分より求める。層 $A_i$ による評価は屋根構面列を層と考え層間変形角 $1/2400$ 以下の部分は一体的に振動するものとして最上部質量を求め、 $A_i$ 及び加速度から式(34)により評価する。棟部と近接する層は分離しないものとした。固有周期はストドラ法により求める。図6(b)のモデル(表3括弧内に示す外周 $2L$ 、内部 $L$ の屋根面ブレース配置)以外では、屋根面剛性が各層で同一としたため、一斉に分離し大きく変化するが概ね解析結果

表 5 固定支根部反力の評価手法

		加速度	最大定着部反力
(A) 塑性	加速	$A_{Gmax} = F_{GAi} \cdot Z \cdot R_i \cdot A_3 \cdot C_0 \cdot g$ (12)	$R_a = \left( \sum_i M_{Wi} \cdot A_{Gmax} \cdot c \cdot H_i - 2 \cdot R_b Q_y \cdot R \cdot H_0 - \sum_i c M_{yi} \right) / (n \cdot R \cdot H)$ (23)
		$F_{GAi} = \begin{cases} 1 + (F_{Gmax} - 1) \cdot R_i^2 & 0 \leq R_i^2 < 1 \\ 1 + \frac{(1 - F_{Gmax})}{3} (R_i^2 - 4) & 1 \leq R_i^2 < 4 \\ 1 & R_i^2 \geq 4 \end{cases}$ (13)	
(B) 弾性	加速	$F_{Gmax} = \frac{F'_{Gmax}}{F_{M3}}$ (14)	$R_a = \frac{3P \cdot 0.75^3}{2n} \frac{1}{\left(1 + \frac{0.75^3 K_W}{K_R}\right)} \approx \frac{3P \cdot 0.75^3}{2n}$ (24)
		$F'_{Gmax} = 1 + 1.2 \frac{R'_M - 1}{2(\sqrt{R'_M} + 1)}$ (15)	
		$F_{M3} = 1 + \frac{R_{M3} - 1}{2(\sqrt{R_{M3}} + 1)}$ (16)	
		$R_{M3} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_R + 2M_W}{M_3 + M_R + 2M_W}$ (17)	
		$R'_M = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_R + 2M_W}{M_R + 2M_W}$ (19)	
(C) $A_i$	加速	$A_{Gmax} = Z \cdot R_i \cdot A_3 \cdot C_0 \cdot g$ (21)	$R_a = \frac{3P}{2n} \cdot 0.75^3 \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{0.75^3 K_W}{K_R}\right)} \approx \frac{3P \cdot 0.75^3}{2n}$ (24)
		屋根面を剛として $A_i$ を算定	
(D) 加速層 $A_i$	加速層	$A_{Gmax} = Z \cdot R_i \cdot A_T \cdot C_0 \cdot g$ (22)	$R_a = \left( \sum_i m_i \cdot A_{Gmax} \cdot R \cdot h + \sum_i 2 \cdot m_i \cdot \alpha \cdot h - 2 \cdot R_b Q_y \cdot R \cdot h_0 - 2 \cdot Q_y \cdot h - \sum_i c M_{yi} \right) / (n \cdot R \cdot h)$ (34)
		屋根面質量を $R_{Si}$ が 2400 以下で分離させ $A_T$ を算定 $M_T$ : $M_3$ から分離した最上部の質量 $R_{Si}$ : 屋根面各層の層間変形角の逆数	

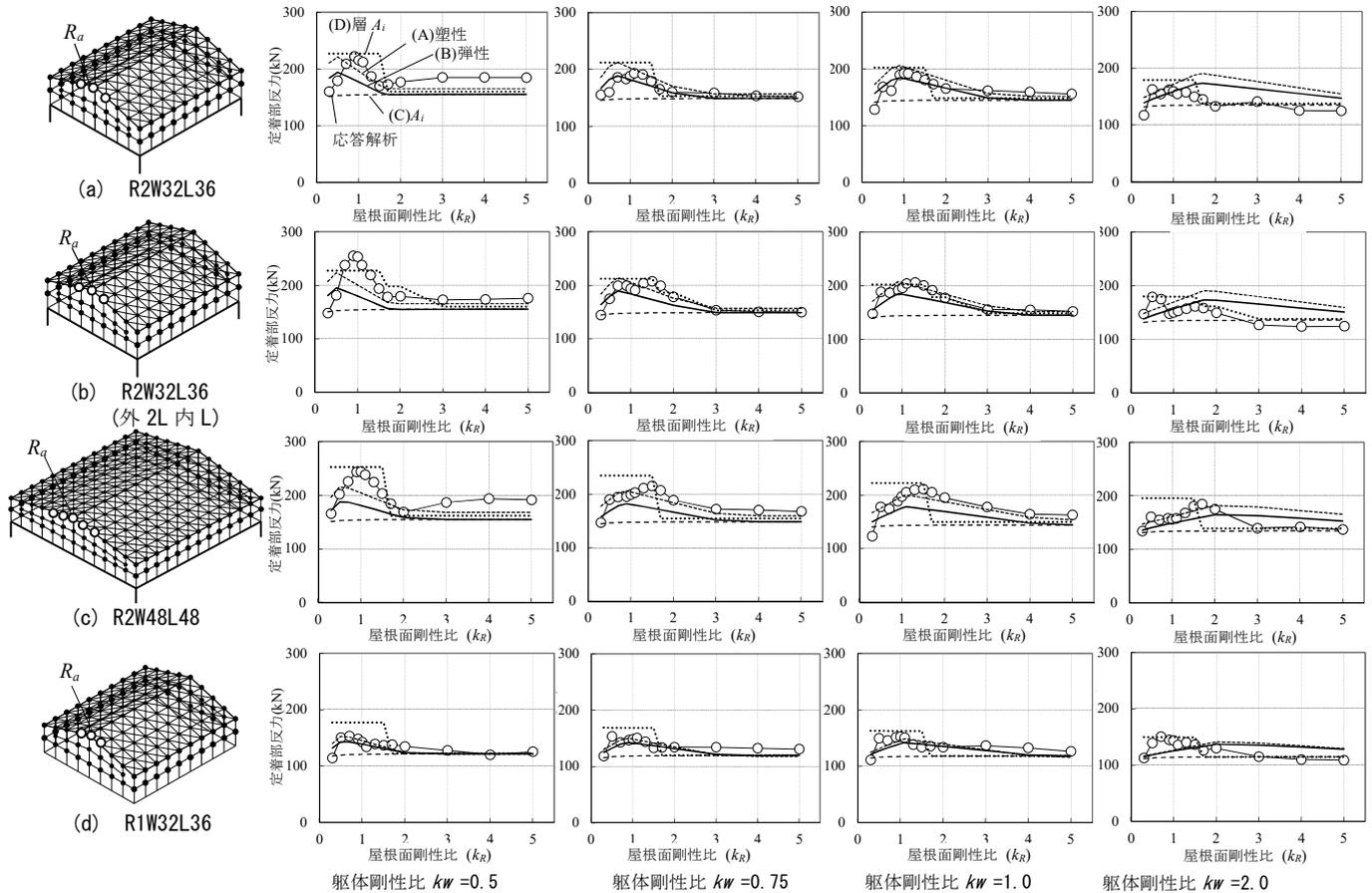


図 6 固定支根部反力の評価手法による精度比較

表7 妻壁ローラー支保部変位の評価手法

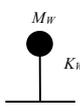
(A) 加速度応答スペクトル 弾性 (B) 塑性	$S_a = \begin{cases} 4.8 + 45T (T < 0.16) \\ 12(0.16 < T < 0.864) \\ \frac{10.368}{T} (T > 0.864) \end{cases} \quad (35)$	(A) $K_W$ 弾性 $u_m = \frac{S_a}{\omega^2} \quad (40)$	$u_{max} = r_u \cdot u_m \quad (41) \quad T = 2\pi\sqrt{M_W/K_W} \quad (42)$
		(B) $K_W$ 塑性 $u_m = \frac{S_a}{\omega^2} D_h \quad (43)$	$u_{max} = r_u \cdot u_m \quad (44) \quad T' = 2\pi\sqrt{M_W/K'_W} \quad (45)$
(C) $A_{Gmax} = Z \cdot R_i \cdot A_1 \cdot C_0 \cdot g \quad (36)$ $A_1 \quad P = M_W A_{Gmax} \quad (37)$		$h_{eq} = 2((\mu - 1) - \ln(\mu)) / \pi(\mu - 1) \quad (46)$	$K'_W = K_W / \mu \quad (47) \quad D_h = \sqrt{\frac{1 + 25 \cdot 0.05}{1 + 25(0.05 + h_{eq})}} \quad (48)$
		(D) $A_{Gmax} = Z \cdot R_i \cdot A_3 \cdot C_0 \cdot g \quad (38)$ $A_3 \quad P = M_W A_{Gmax} \quad (39)$	$C_0 = 1.0$

表8 ローラー支保部変位の評価例(R2W32L36) 応答解析  $u_m r_u = 0.395m$

(A)妻壁を弾性と見なす	(B)塑性	(C)妻壁1質点	(D)建物3質点				
妻壁質量 $M_W$ (t)	116	$K'_W$	1.38	妻壁質量 $M_W$	116	屋根剛質量 $M_3$	599
$K_W$ (kN/mm)	3.69	$T'_W$ (s)	1.82	$A_1$	1	全体質量	2,469
妻壁固有周期 $T_W$ (s)	1.11	$\omega'$	3.45	$R_1$	0.89	$A_3$	1.42
$\omega$	5.64	$S_a$ ( $m/s^2$ )	5.69	妻壁 $T_W$ (s)	1.11	建物固有周期 $T$	0.18
$S_a$ ( $m/s^2$ )	9.30	$\mu$	2.70	地震力 $P$	970	地震力 $P$	1,612
$\mu$	1.00	$D_h$	0.57	$K_W$ (kN/mm)	3.69	$K_W$ (kN/mm)	1.38
$u_m$ (m)	0.293	$u_m$ (m)	0.276	$u_m$ (m)	0.263	$u_m$ (m)	0.437
$u_m r_u$ (m)	0.463	$u_m r_u$ (m)	0.436	$u_m r_u$ (m)	0.416	$u_m r_u$ (m)	0.692

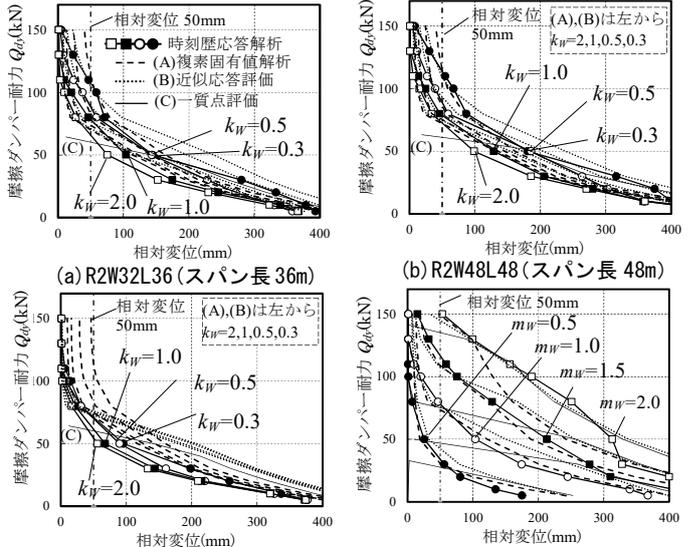


図9 ダンパー支保部相対変位の評価手法による精度比較

表10 ダンパー支保部要求性能評価例(R2W32L36) 応答解析 4.7cm 560kN

(A)複素固有値解析	$u_{max}$ (m)	$u_m$ (m)	$A$ (m)	$C$ (kN)	$S$ (kN)	$\lambda_1$	$\lambda_2$	$M_W$ (kg)	$M_1$ (kg)
	0.047	0.03	0.0436	418	433	-4.20+10i	-0.15+33.9i	116,000	1,119,000
	$K_W$ (kN/mm)	$\omega$	$\omega_2$	$h_1'$	$h_2'$	$D_{h1}$	$D_{h2}$	$n$	$7Q_{dy}$ (kN)
	3.69	10.9	33.9	0.39	0.004	0.39	0.97	7	490
(B)近似応答評価	$u_{max}$ (m)	$r_u$	$u_m$ (m)	$R_M$	$M_W$ (kg)	$M_1$ (kg)	$F_{Wmax}$	$u_0$ (m)	$K_W$ (kN/mm)
	0.05	1.58	0.0316	10.6	116,000	1,119,000	1.63	0.377	3.69
	$K_L$ (kN/mm)	$T_0$ (s)	$T_L$ (s)	$A_1$	$A_2$	$A_3$	$\alpha$	$n$	$7Q_{dy}$ (kN)
	1,280	1.11	0.195	0.0632	-0.363	0.379	4.37	7	510
(C)一質点	$u_{max}$ (m)	$r_u$	$u_m$ (m)	$u_0$ (m)	$K_W$ (kN/mm)	$\alpha$	$M_W$ (kg)	$n$	$7Q_{dy}$ (kN)
	0.05	1.58	0.0316	0.377	3.69	3.64	116,000	7	425

と大きくなる。表7にローラー支保部相対変位の評価手法を示す。(A)は妻壁を1質点と見なした応答スペクトル法による。なお、妻壁は弾性で剛性は $K_W$ とする。(B)は妻壁を弾塑性履歴とした等価線形化法により収斂計算を行い精算する。(C)は妻壁を1質点と見なし、せん断力係数 $C_0=1$ の静的地震力を作用させる。(D)は屋根を1層と見た通常の $A_i$ 分布より求めた静的地震力を作用させる。

表8にR2W32L36の各手法の評価例を示す。(A),(B),(C)はほぼ等しく解析結果に近似している。(D)は692mmと過大評価となるが、これは加速度を建物全体の $A_i$ 分布より評価しているためである。図8(a),(b),(c)は横軸に妻壁柱及び梁の剛性を1,2,3倍とした場合の各手法の評価精度比較を示す。(A),(B),(C)は時刻歴応答解析と良い一致を示し、(D)はスパン長24m以外の場合では過大評価となる。(B)が妻壁の弾塑性履歴を考慮しているのに対して(A),(C)は弾性としているが、RC片持壁のように固有周期が長く速度一定領域にある場合は、塑性化による剛性の低下(固有周期の増加)と減衰が相殺されるため、今回検討したスパン長24m~48m高さ8~14m程度のRC妻壁では妻壁柱を弾性と仮定した簡易評価でも近似できる。

### 6. エネルギー吸収型支保部の設計手法

支保部に摩擦ダンパーを設置して、相対変位を制御するとともに屋根面に作用する反力を低減するためのダンパーすべり耐力 $Q_{dy}$ と変形の評価を行う。図9(a)~(c)に時刻歴応答解析の結果を示す。●は躯体剛性が0.3倍、○は0.5倍、■は標準、□は2倍を示す。同じダンパーすべり耐力では躯体剛性が増加するとダンパー相対変位は減少する。(d)は妻壁重量を標準の0.5,1,1.5,2倍に変化させた場合

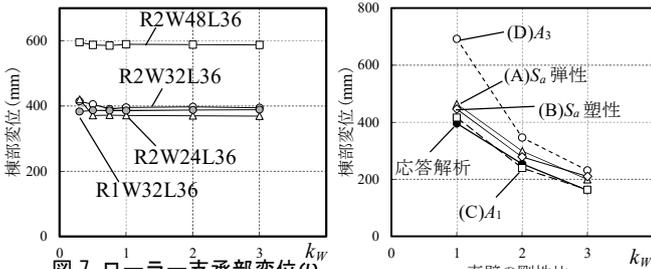


図7 ローラー支保部変位のスパン長Wによる影響

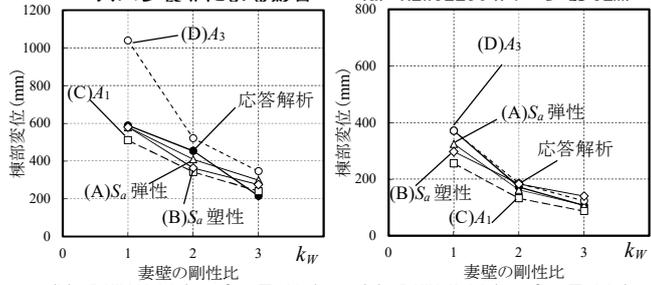


図8 ローラー支保部変位の評価手法による精度比較

### 5. ローラー支保部相対変位の評価手法

RC妻壁定着部が面外方向に自由に変形するローラー支保部の場合の変形の評価を行う。図7に時刻歴応答解析の結果を示す。2階床から片持壁となる妻壁の固有周期 $T_W$ は柱、梁のひび割れ後の剛性を用いた場合1秒程度であるが1層の固有周期 $T_S$ は $k_W=1$ で0.1秒程度、 $k_W=0.3, 3$ の場合でそれぞれ0.18, 0.06秒と周期比 $R_T=T_S/T_W$ が0.2以下となり共振しない(文献2付録1)ため1層タイプと2層タイプではほぼ同じ変位となる。また $k_W$ を0.3~3としてもあまり変化しないことから妻壁部のみの1質点モデルで近似できる。棟部変位は、スパン長 $W$ が24mの場合は380mmと小さく、48mでは580mm

表 9 摩擦ダンパー要求性能の評価手法

	モデル化	支承部変位
(A) 複素固有値	<p>(1) 定着剛多質点モデル (2) 妻壁振動 3 質点モデル (3) 2 質点モデル</p>	<p><math>Q_{dy}</math> に対して <math>u_m</math> を仮定し収斂計算を行い安定した解を <math>u_m</math> とする (付録 1)</p> $u_{max} = r_u \cdot u_m \quad (55) \quad u_m = \gamma^2 \sqrt{\sum_{i=1}^2 \left( \beta_{i1} \phi_{i1} \frac{S_a}{\omega_i^2} D_{hi} \right)^2} \quad (56) \quad A = u_m \frac{1}{\gamma^2} \quad (57)$ $C = \gamma^2 (n \cdot Q_{dy} + K_W u_m) \quad (58) \quad S = \gamma^2 n \cdot Q_{dy} 4/\pi \quad (59) \quad \gamma = 1 / \left( 1 + \frac{(n \cdot Q_{dy})^2 (4/\pi)^2}{(n \cdot Q_{dy} + K_W u_m)^2} \right)^{1/4} \quad (60)$ ${}_c K = \frac{C + iS}{A} \quad (61) \quad \begin{vmatrix} \lambda^2 M_W + {}_c K & \lambda^2 M_W \\ \lambda^2 M_W & \lambda^2 (M_W + M_L) + K_L \end{vmatrix} = 0 \quad (62) \quad D_{hi} = \sqrt{\frac{1 + a h_0}{1 + a \cdot h_{eq}}} \quad (63)$ $\lambda_i = \lambda_{Ri} + i \cdot \lambda_{Ii} \quad (64) \quad h'_i = -\frac{\lambda_{Ri}}{ \lambda_i } \quad (65) \quad h_{eqi} = h_0 + h'_i \quad (66)$
(B) 近似応答二質点	$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^3 \delta_k \cdot (M_k) + \sum_{k=4}^{m+3} \delta_k \cdot (M_k + 2M_{Wk})}{g \cdot \left( \sum_{k=1}^3 (M_k) + \sum_{k=4}^{m+3} (M_k + 2M_{Wk}) \right)}} \quad (51)$ $\delta_i = \frac{1}{12EI_b} \left( \frac{l_i^4}{2} - Ll_i^3 + \frac{L^2}{2} l_i^2 \right) \quad (52)$ $\bar{\delta} = \frac{\sum_{i=1}^n M_{WDi} \delta_i}{\sum_{i=1}^n M_{WDi}} \quad (50) \quad r_u = \frac{u_{max}}{\bar{\delta}} \quad (53)$ <p><math>K_{eq} = M_{all} \left( \frac{2\pi}{T_{eq}} \right)^2 \quad (54)</math>  <math>Q_{dy}</math>: 摩擦ダンパー耐力  <math>u_{max}</math>: 棟部目標変位  <math>n</math>: ダンパー設置数  <math>M_{WDi}</math>: 各ダンパーが負担する妻壁重量  <math>l_i</math>: 各ダンパーの位置  <math>h_0 = 0.05</math></p>	<p>棟部目標変位 <math>u_{max}</math> を設定して必要ダンパー耐力 <math>Q_{dy}</math> を求める (付録 2)</p> $u_m = \frac{u_{max}}{r_u} \quad (67) \quad Q_{dy} = \frac{\alpha K_W u_m}{n} \quad (68) \quad \alpha = \frac{-A_2 + \sqrt{A_2^2 - 4A_1 A_3}}{2A_1} \quad (69)$ $A_1 = \left( C_1 \frac{u_m}{u_0} \right)^2 \quad (70) \quad A_2 = \left( 2C_1 \frac{u_m}{u_0} \left( \frac{u_m}{u_0} - C_2 \right) - C_3^2 \right) \quad (71) \quad A_3 = \left( \frac{u_m}{u_0} - C_2 \right)^2 - C_3^2 \quad (72)$ $C_1 = \frac{5.25}{1 + 25h_0} \quad (73) \quad C_2 = \frac{1 - 0.3F_{WL,max}}{0.7} \quad (74) \quad C_3 = \frac{(F_{WL,max} - 0.85) T_L}{0.7 T_0} \quad (75)$ $F_{WL,max} = \frac{(R_M - 1)}{2\sqrt{R_M + 2}} + 0.5 \quad (76) \quad u_0 = \frac{S_a}{\omega_0^2} \quad (77) \quad \omega_0 = \sqrt{\frac{K_W}{M_W}} \quad (78)$ $T_L = 2\pi \sqrt{\frac{M_W + M_L}{K_L}} \quad (79) \quad T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{M_W}{K_W}} \quad (80) \quad R_M = \frac{M_W + M_L}{M_W} \quad (81)$
(C) 一質点	<p>妻壁モデル</p>	<p>棟部目標変位 <math>u_{max}</math> を設定して必要ダンパー耐力 <math>Q_{dy}</math> を求める (付録 2, A33)</p> $u_m = \frac{u_{max}}{r_u} \quad (82) \quad \alpha = \frac{u_0 - u_m}{3u_m} \quad (83)$ $u_0 = \frac{S_a}{\omega_0^2} \quad (84) \quad \omega_0 = \sqrt{\frac{K_W}{M_W}} \quad (85) \quad Q_{dy} = \frac{\alpha K_W u_m}{n} \quad (86)$

で妻壁重量が増加すると、ダンパー相対変位は増加する。  
 表 9 に評価モデル及び支承部最大変位の評価手法を示す。図 9 に解析結果と併せて各評価手法による評価値を示す。(A)は妻壁と躯体を 2 質点モデルとして、剛塑性履歴の摩擦ダンパーを楕円履歴で近似して共振を考慮した複素固有値による評価であり、解析結果と良く一致している。(B)は同様に 2 質点モデルを用い、非比例減衰の効果を検討した近似評価式(付録 2)によるもので、共振も再現できており安全側で良い一致を示す。(C)は妻壁のみの 1 質点モデルでありダンパー耐力が大きくなった時点での共振の効果が評価できていない。表 10 に目標変位を 50mm とした例を示す。(A),(B)では必要摩擦ダンパーが 7 基分でそれぞれ 490, 510kN と解析値に近似している。

6. 結

RC 片持架構を有する鉄骨屋根体育館における定着部反力, RC 片持妻壁の変位及び支承部摩擦ダンパーの要求性能の評価手法について、時刻歴応答解析との比較を行った。得られた知見を以下に示す。

- 1) 定着部反力については屋根面を剛とした  $A_1$  分布による加速度を用いたものでは時刻歴応答解析の値より小さくなる場合があり、屋根面の増幅を考慮した加速度で評価する必要がある。簡易には  $F_{Gti}$  と柱・梁の降伏耐力を用いた表 5(A)で評価できる。
- 2) 支承部をローラーとした場合の妻壁の相対変位の評価では、妻壁が 2 階の床から立ち上がる場合でも片持架構だけからなる 1 質点系として、応答スペクトル法または  $C_0=1, A_1=1$  として評価を行うと時刻歴応答解析値と良い一致を示す。簡易には妻壁剛性をひび割れ後の弾性剛性として表 7(A)又は(C)で評価できる。
- 3) 支承部変位を要求性能とした場合の、摩擦ダンパー必要すべり耐力の評価では、妻壁が 2 階床から片持架構となる場合には、

躯体部と 2 質点モデルとした評価を行う必要がある。簡易には近似応答評価、表 9(B)で評価できる。

「本研究の一部は平成 27 年度科学研究費補助金基盤研究 (B) (一般)(課題番号 15H04075)の助成を受けている。」

参考文献

- 1) 成田和彦, 竹内 徹, 松井良太: RC 妻面架構を有する鉄骨屋根体育館の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, Vol.78, No.693, pp. 1895-1904, 2013.11
- 2) 成田和彦, 竹内徹, 松井良太.: 鉄骨屋根体育館における RC 片持壁付架構の応答評価, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 80, No. 708, pp.273-283, 2015.2
- 3) 成田和彦, 寺澤友貴, 松井良太, 竹内徹.: エネルギー吸収型支承を用いた体育館 RC 片持架構の応答制御, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 80, No. 707, pp.157-165, 2015.1
- 4) 文部科学省: 屋内運動場等の耐震性能診断基準, (社)文教施設協会, 2006.7
- 5) 日本建築学会関東支部: 免震・制振構造の設計, 2005
- 6) 石丸辰治: 応答性能に基づく「対震設計」入門, 彰国社, 2004.3

付録 1 摩擦ダンパーを有する非比例減衰 2 質点系の応答

付図 1 に示す 2 質点系の上層のみに摩擦ダンパーを 1 基付加した場合について、時刻歴応答解析, 複素固有値解析, 実固有値解析の結果を付図 2 に示す。  
 ●で示す時刻歴解析等と比べ、△で示す減衰平均法を用いた実固有値解析では変形が小さくなるため、複素固有値解析による応答評価を用いて補正する。  
 はじめに上層のみの 1 質点系を考察する。複素固有値解析は文献 6 を参照し剛塑性ダンパーの復元力特性を楕円近似して式(A1), (A2)とする。係数  $A, C, S$  は式(57), (58), (59)とする。変形  $u_m$  時の等価剛性を  $K_{Weq} = K_W + Q_{dy} u_m$  とした固有円振動数  $\omega_{Weq}$  は式(A3)となり、 $K_{Weq}$  を複素剛性  ${}_c K$  式(A4)で置き換えると  $\lambda_{Weq}$  は式(A5)となり  $\lambda_{Weq}$  は式(A6)となる。ここで  $\lambda_{Weq}$  の絶対値と  $\omega_{eq}$  の比  $\gamma$  (複素解析による  $\omega_{eq}$  の補正值で周期変動係数と定義する)を  $\alpha$  式(A7)で表すと式(A8)となる。 $\gamma$  は 1~0.8 の値をとり、 $\alpha$  が小さい範囲では  $\gamma$  は 1 に近い。

$$x = x_{max} \cos \theta = A \cos \theta \quad (A1) \quad Q(\theta) = C \cos \theta - S \sin \theta \quad (A2)$$

$$\lambda_{Weq}^2 = -\omega_{Weq}^2 = -\frac{K_{Weq}}{M_W} \quad (A3) \quad {}_c K = \frac{C + iS}{A} \quad (A4) \quad \lambda_{Weq}^2 = -\frac{{}_c K}{M_W} = -\frac{C + iS}{A \cdot M_W} \quad (A5)$$

$$\lambda_{weq} = -\sqrt{\frac{\sqrt{(C)^2 + (S)^2} - C}{2M_W A}} + \sqrt{\frac{\sqrt{(C)^2 + (S)^2} + C}{2M_W A}} \quad \alpha = \frac{Q_{dy}}{K_W u_m} \quad (A7)$$

$$\gamma = \frac{|\lambda_{weq}|}{\omega_{weq}} = \frac{\sqrt{C^2 + S^2} / (A \cdot M_W)}{\sqrt{K_{weq} / M_W}} = \sqrt{\frac{C^2 + S^2}{A \cdot K_{weq}}} = \sqrt{1 + \left( \frac{4Q_{dy}}{\pi(Q_{dy} + K_W u_m)} \right)^2} = \sqrt{1 + \left( \frac{4}{\pi(1 + \alpha)} \right)^2} \quad (A8)$$

2 質点系では、 $R_M$ ,  $R_T$  をそれぞれ質量比(式(81)), 周期比(式(A9))とすると、文献 2 付録 1 式(A25)から 1 次固有周期は式 (A12) で近似できる。

$$R_M = \frac{M_W + M_L}{M_W} \quad (81) \quad R_T = \frac{T_L}{T_{weq}} \quad (A9) \quad T_{weq} = 2\pi \sqrt{\frac{M_W}{K_W + Q_{dy}/u_m}} \quad (A10)$$

$$\frac{\omega_1^2}{\omega_{weq}^2} \approx \frac{1}{1 + R_T^2 / \sqrt{R_M}} \quad (\text{文献 2, A25}) \quad \omega_1 \approx \sqrt{\frac{1}{1 + R_T^2 / \sqrt{R_M}}} \cdot \omega_{weq} \quad (A11)$$

$\gamma$  で補正すると  $R_T$  は式(A13),  $T_1$  は式(A14)となる。さらに  $R_T$  が  $R_M$  に比べ小さい範囲では、2 質点系の 1 次の複素固有値  $\lambda_1$  は式(A11)の実固有値  $\omega_{weq}$  を複素数の  $\lambda_{weq}$  に置き換えて式(A15)で近似することができる。

$$T_1 \approx \sqrt{1 + \frac{R_T^2}{\sqrt{R_M}}} \cdot T_{weq} \quad (A12) \quad R_T' = \gamma \cdot R_T \quad (A13) \quad T_1' = \frac{T_1}{\gamma} \quad (A14)$$

$$\lambda_1 \approx \sqrt{\frac{1}{1 + R_T^2 / \sqrt{R_M}}} \cdot \lambda_{weq} \approx \lambda_{weq} \quad (A15) \quad h_{eq}' = \frac{4Q_{dy} u_m}{2\pi K_{weq} u_m^2} = \frac{2Q_{dy}}{\pi(Q_{dy} + K_W u_m)} \quad (A16)$$

$h_{eq}'$  を式(A16)で定義すると楕円履歴の減衰定数  $h_{weq}'$  は式(A17)で表される。付図 3 に減衰平均法(式(A18)), 減衰低減法(式(A19))による値と比較して示す。横軸  $\alpha$  は  $u_m=200\text{mm}$  で 0.02,  $u_m=24\text{mm}$  で 4.0 と相対変位  $u_m$  が小さいほど大きい。減衰定数は減衰平均法では楕円履歴によるものに比べ大きく評価され、減衰低減法ではほぼ同程度の評価となる。2 質点系の 1 次モードの減衰定数  $h_1'$  は式(A20)で近似され 1 質点系の楕円履歴の減衰定数  $h_{weq}'$  とほぼ等しい。2 質点系の複素解析による精算値を図中に●で示す。

$$h_{weq}' = -\frac{\text{Re}(\lambda_{weq})}{|\lambda_{weq}|} = \sqrt{\frac{\sqrt{C^2 + S^2} - C}{2\sqrt{C^2 + S^2}}} = \sqrt{\frac{1}{1 + (2h_{eq}')^2}} \quad (A17)$$

$$h_{平均} = \frac{2Q_{dy}}{\pi \cdot u_m} \int_0^{u_m} \frac{1}{uK_W + Q_{dy}} du = \frac{2Q_{dy}}{\pi \cdot u_m} \frac{1}{K_W} \ln\left(\frac{u_m K_W + Q_{dy}}{Q_{dy}}\right) = \frac{2}{\pi} \alpha \ln\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) \quad (A18)$$

$$h_{低減} = 0.8h_R = 0.8 \frac{2Q_{dy}}{\pi(Q_{dy} + K_W u_m)} \quad (A19)$$

$$h_1' = -\frac{\text{Re}(\lambda_1)}{|\lambda_1|} \approx -\frac{\text{Re}(\lambda_{weq})}{|\lambda_{weq}|} = h_{weq}' \quad (A20) \quad h_1 = h_0 + h_1' \quad (A21)$$

また 2 次モードの複素固有値を  $\lambda_2$  とすると  $\lambda_1^2$  と  $\lambda_2^2$  には式(62)から式(A22)の関係がある。 $\lambda_1^2$  を近似(式(A5))とすると  $cK$  を含むため  $R_T$  が  $R_M$  に比べ小さい範囲では  $\lambda_2^2$  は負の実数(式(A23))となり、 $h_2$  はほぼ 0 となる(式(A24))。複素解析による精算値を付図 3 に■で示す。付図 4 に  $R^2$  と  $h_1'$ ,  $h_2'$  の関係を示す。下部剛性  $K_L$  を変化させている。破線の範囲が今回のケースに当たる。

$$\lambda_1^2 \cdot \lambda_2^2 = \frac{cK \cdot K_L}{M_W \cdot M_L} \quad (A22) \quad \lambda_2 \approx -i \cdot \sqrt{\left(1 + \frac{R_T^2}{\sqrt{R_M}}\right) \frac{K_L}{M_L}} \quad (A23) \quad h_2' = \frac{\text{Re}(\lambda_2)}{|\lambda_2|} \approx 0 \quad (A24)$$

以上の  $\gamma$  と  $h_1'$ ,  $h_2'$  を用いて実固有値解析を補正した結果を付図 2 に□で示す。補正前△より相対変位が大きくなり応答解析と良い対応を示す。

## 付録 2 収斂計算によらない近似応答評価

付録 1 から剛塑性履歴を楕円履歴で近似すると等価剛性を用いた場合より固有周期が  $1/\gamma$  だけ長くなり、等価減衰定数は式(A17)で評価できる。相対変位は 1 次モードが支配的と考え 1 次モード固有値解析を用いて簡易に評価する方法を検討する。まず付図 1 の 2 質点系の下部を剛とした 1 質点系の場合について近似応答評価を求める。目標相対変位  $u_m$  の場合の剛塑性履歴の等価剛性、固有円振動数を  $K_{weq}$ ,  $\omega_{weq}$  とすると楕円履歴では  $\omega_{weq}$  が  $\gamma\omega_{weq}$  になるため式(A25)が成り立つ。ここで  $K_W$  は上層の剛性、 $u_0$  は  $K_W$  のみの場合の相対変位(式(A29))とする。設計目標相対変位は 50mm 程度で加速度一定領域にある。

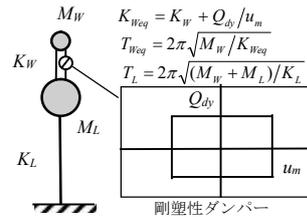
$$u_m = S_d \cdot D_h = \frac{S_d}{\gamma^2 \omega_{weq}^2} \cdot D_h = \frac{S_d}{\gamma^2 \omega_w^2} \cdot \frac{\omega_w^2}{\omega_{weq}^2} \cdot D_h = \frac{1}{\gamma^2} u_0 \cdot \frac{K_W / M_L}{K_{weq} / M_L} \cdot D_h = \frac{1}{\gamma^2} u_0 \cdot \frac{K_W}{K_{weq}} \cdot D_h \quad (A25)$$

$$\frac{u_m}{u_0} = \frac{1}{\gamma^2} \frac{K_W}{K_{weq}} \cdot D_h = \frac{1}{\gamma^2} \frac{1}{1 + Q_{dy} / K_W u_m} \cdot D_h \quad (A26) \quad D_h = \sqrt{\frac{1 + 25h_0}{1 + 25h_1}} \quad (A27)$$

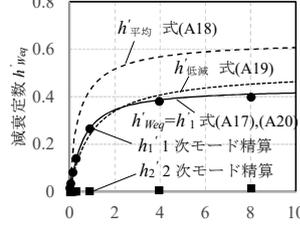
$$\frac{u_m}{u_0} = \frac{1}{\gamma^2} \frac{1}{1 + \alpha} \cdot D_h \quad (A28) \quad u_0 = \frac{S_d}{\omega_0^2} \quad (A29) \quad \omega_0 = \sqrt{\frac{K_W}{M_W}} \quad (A30)$$

$$\frac{u_m}{u_0} = \frac{1}{\gamma^2} \frac{1}{1 + \alpha} \cdot D_h = \frac{1}{\gamma^2} \frac{1}{1 + \alpha} \sqrt{\frac{1 + 25h_0}{1 + 25(h_0 + h_{eq}')}} \approx \frac{1}{\gamma^2} \frac{1}{1 + 0.21\alpha} \quad (A31)$$

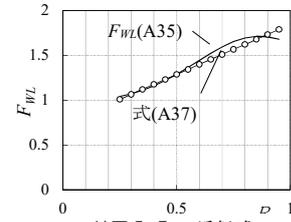
$$C_1 = \frac{5.25}{1 + 25h_0} \quad (A32) \quad \frac{u_m}{u_0} = \frac{1}{1 + C_1 \alpha} \approx \frac{1}{1 + 3\alpha} \quad (A33)$$



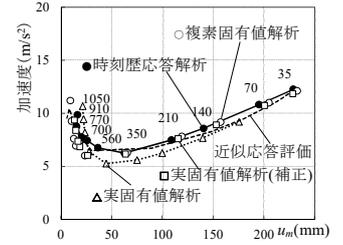
付図 1 2 質点系モデル



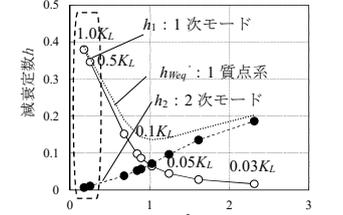
付図 3 減衰定数  $h_{weq}'$  -  $\alpha$  関係



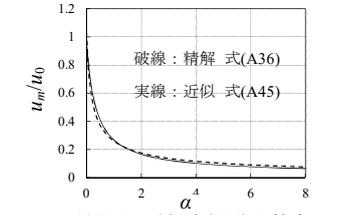
付図 5  $F_m$  の近似式



付図 2 楕円履歴による補正



付図 4  $R^2$  と減衰定数の関係 ( $Q_{dy}=560\text{kN}$ )



付図 6 近似式 (A44) の精度

式(A33)が 1 質点系の近似応答評価式である。 $u_m$  を決めれば  $\alpha$  が求まり式(A7)からダンパーの目標すべり耐力  $Q_{dy}$  が求まる。 $h=0.03$  では  $C_1=3$  となる。

以上を付図 1 に示す 2 質点系に拡張する。2 質点系では上層の層間変形は式(A28)に上部質点と下部質点の水平応答倍率の差  $F_{WL}$  を乗じ式(A36)となる。 $F_{WL}$  は  $R_T$  が 1 より小さい範囲では式(A37)の直線で近似できる(付図 5)。なお、1 次モードの上部質点の水平応答倍率  $F_W$  は式(文献 2, A28)で近似でき、同様に下部質点の水平応答倍率  $F_L$  は式(A34)で近似できる。

$$F_W = 1 + \frac{R_M - 1}{\sqrt{R_M} \cdot (R_T^3 + 1/R_T^3) + 2} \quad (\text{文献 2, A28}) \quad F_L = 1 - \frac{1 + \sqrt{R_M}/R_T^3}{\sqrt{R_M} \cdot (R_T^3 + 1/R_T^3) + 2} \quad (A34)$$

$$F_{WL} = F_W - F_L \quad (A35) \quad \frac{u_m}{u_0} = \frac{1}{\gamma^2} \frac{1}{1 + \alpha} D_h \cdot F_{WL} \quad (A36)$$

$$F_{WL} \approx \frac{(F_{WL, \max} - 0.85)}{0.7} R_T + \frac{1 - 0.3F_{WL, \max}}{0.7} \quad (A37) \quad F_{WL, \max} = 1 + \frac{(R_M - 1)}{2\sqrt{R_M} + 2} - 0.5 \quad (A38)$$

$$R_T = \frac{T_L}{T_{weq}} = \frac{T_L}{T_0} \sqrt{1 + \alpha} \quad (A39) \quad T_L = 2\pi \sqrt{\frac{M_W + M_L}{K_L}} \quad (40) \quad T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{M_W}{K_W}} \quad (A41)$$

$$F_{WL} = \frac{1 - 0.3F_{WL, \max}}{0.7} + \frac{(F_{WL, \max} - 0.85)}{0.7} \frac{T_L}{T_0} \sqrt{1 + \alpha} = C_2 + C_3 \sqrt{1 + \alpha} \quad (A42)$$

$$C_2 = \frac{1 - 0.3F_{WL, \max}}{0.7} \quad (A43) \quad C_3 = \frac{(F_{WL, \max} - 0.85) T_L}{0.7 T_0} \quad (A44)$$

従って式(A36)は式(A31)を考慮して(A45)となる。

$$\frac{u_m}{u_0} = \frac{1}{\gamma^2} \frac{1}{1 + \alpha} D_h \cdot F_{WL} \approx \frac{1}{1 + C_1 \alpha} (C_2 + C_3 \sqrt{1 + \alpha}) \quad (A45)$$

付図 6 に式(A36)と(A45)の比較を示す。概ね良い近似となっている。

以上から 2 質点モデルの減衰係数、水平応答倍率を考慮した関係式が式(A45)で得られた。式(A45)は  $\alpha$  に関する 2 次方程式(A46)となり、目標ダンパー相対変位を  $u_m$  とするとダンパーすべり耐力  $Q_{dy}$  は式(A52), 上部質点の加速度  $A_m$  は (A53) で求めることができる。

$$\alpha^2 \left( C_1 \frac{u_m}{u_0} \right)^2 + \alpha \left( 2C_1 \frac{u_m}{u_0} \left( \frac{u_m}{u_0} - C_2 \right) - C_3^2 \right) + \left( \frac{u_m}{u_0} - C_2 \right)^2 - C_3^2 = 0 \quad (A46)$$

$$A_1 \alpha^2 + A_2 \alpha + A_3 = 0 \quad (A47) \quad A_1 = \left( C_1 \frac{u_m}{u_0} \right)^2 \quad (A48)$$

$$A_2 = \left( 2C_1 \frac{u_m}{u_0} \left( \frac{u_m}{u_0} - C_2 \right) - C_3^2 \right) \quad (A49) \quad A_3 = \left( \frac{u_m}{u_0} - C_2 \right)^2 - C_3^2 \quad (A50)$$

$$\alpha = \frac{-A_2 + \sqrt{A_2^2 - 4A_1 A_3}}{2A_1} \quad (A51) \quad Q_{dy} = \alpha K_W u_m \quad (A52) \quad A_m = S_d F_W D_h \quad (A53)$$

$u_m$  を変化させた場合の結果を付図 2 に破線で併せて示す。2 質点モデルの時刻歴応答解析結果及び複素固有値解析結果を良く評価している。

[2015 年 5 月 29 日原稿受理 2015 年 8 月 31 日採用決定]