

## 制振部材を用いた鉄骨造学校体育館の耐震改修および屋根部の地震応答

SEISMIC RETROFIT OF STEEL-STRUCTURE SCHOOL GYMNASIA  
WITH ENERGY DISSIPATION DEVICES AND THEIR EFFECTS  
ON ROOF RESPONSE竹内 徹\*<sup>1</sup>, 堤 友紀\*<sup>2</sup>, 熊谷知彦\*<sup>3</sup>, 小河利行\*<sup>4</sup>Toru TAKEUCHI, Yuki TSUTSUMI, Tomohiko KUMAGAI  
and Toshiyuki OGAWA

A number of school gymnasia in Japan built in the 1970s in Japan have exhibited or lead one to foresee insufficient seismic performance, and seismic retrofits on them are still underway throughout the country. However, current assessment practices do not take into account the vertical vibration excitation peculiar to raised roofs, which heavily impacts the collapse of non-structural elements, such as ceiling components or lighting equipment. Energy dissipating retrofits are better suited than common strength-based retrofits to help reduce such excited vibration, however, optimum design and evaluation methods remain unclear. This paper looks at the typical school gymnasia in Japan, and investigates retrofit design using elasto-plastic or viscous dampers, discussing its effects on roof response reduction and practical response estimation methods.

**Keywords:** School gymnasium, Seismic retrofit, Equivalent linearization, Elasto-plastic damper, Viscous damper

学校体育館, 耐震改修, 等価線形化手法, 弾塑性ダンパー, 粘性ダンパー

## 1. 序

学校体育館や地域の公共ホールは震災時に地域の避難拠点となるため, 近年耐震性能評価および改修の必要性が指摘され, 多くの建物がその耐震性能を診断されるとともに, 性能が不足していると判断された場合には改修設計に基づく補強工事が実施されている。その拠り所としては, 文献 1)あるいは文献 2)が使用されることが多い。また, 文献 3)では構造設計の際想定すべき限界状態として損傷限界や安全限界に加えて「使用限界」を定め, 地震後の天井や照明などの非構造部材の健全性が継続使用のために必要である点が示されている。

これらの建物のうち屋根にライズがあるものについては, 水平方向の地震入力に対しても鉛直方向の応答が増幅され, これが時に屋根架構を損傷させるのみならず, 天井や照明などの非構造部材の落下に大きく寄与している可能性が指摘されている<sup>4)</sup>が, 文献 1), 2)ではこのような空間構造特有の屋根の応答特性を評価・反映するには至っていない。また耐震改修にあたっては, 現在は強度型ブレースによる耐震補強を行うことが主流であるが, 同構法は下部構造の剛性や耐力の上昇によりかえって屋根部応答が増幅し, 天井や照明の落下を促進する危険性が指摘されている。屋根部応答を低減するためには, 下部構造の剛性を高める改修より下部構造への制振部材などの導入により剛性を高め過ぎることなく地震エネルギーを吸収する改修方法の方が適していると考えられる<sup>5)</sup>。しかしながら, 学校体育館に制振部材を

導入することによる効果を包括的に検証し, その耐震指標の評価方法を提示した例はまだ少ない。倉本ら<sup>6)</sup>は鉄筋コンクリートの架構に制振部材を適用した際の耐震性能の改善効果について論じ, その耐震指標の評価方法を提示している。また, 小林ら<sup>7)</sup>はエネルギーの釣り合いに基づく学校体育館の耐震指標の評価方法の提案を行っている。この他, 加藤・中澤ら<sup>8)</sup>をはじめ多くの研究で学校体育館の性能が数値解析を元に論じられている。しかしながら, 制振部材の導入が屋根部の応答低減に寄与する効果や, 空間構造の特性を考慮した耐震指標の評価に関する情報は, 未だ不足していると言わざるを得ない。今後上記の情報が充実し, 制振部材による補強についても従来型の補強建物と同様の指標に基づく耐震診断を利用できれば, 耐震性能の相互比較が容易となり, 普及が促進されるものと思われる。

そこで, 本研究では典型的な学校体育館の設計例をもとに, 制振改修・強度型改修を含む耐震改修手法の違いが屋根部の応答に与える影響を検証し, 上記課題に対する情報提供の一助とする。検討対象とする制振部材としては弾塑性制振ブレースおよび粘性制振ブレースを想定する。その結果に対し, 筆者らがラチスドーム・円筒シェルに対し行ってきた屋根応答評価手法<sup>9)-13)</sup>を応用し各改修構法適用前後の応答評価精度を確認するとともに, 性能判定に使用し得る構造耐震指標の評価手法の提案を行い, その妥当性を検証する。

\*<sup>1</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>2</sup> 東京工業大学理工学研究科建築学専攻 大学院生(当時)  
\*<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>4</sup> 東京工業大学理工学研究科建築学専攻 教授・工博

Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.  
Graduate Student (Previous), Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology  
Assistant Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.  
Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

## 2. 検討モデルの設定

本研究で設定する架構は下層 RC 造，上層鉄骨造の 1970 年代に設計された学校体育館を想定したスパン 32m，桁行 42m のトラス架構であり，屋根形状は円筒形及び山形の 2 種類とする。円筒モデルの半開角は  $\theta=30^\circ$  とし，山形モデルはこれと同じライズをもつように設定する。表 1 に部材諸元，図 1 に解析モデルを示す。RC 柱脚は固定支持，鉄骨柱の柱脚は露出柱脚を想定した回転剛性を評価し剛性を与える。部材断面は固定荷重に対し，ベースシア 0.2 の許容応力度設計を行い決定する。固定荷重は，構造材重量，仕上げ材重量を考慮し，屋根荷重  $1.0\text{kN/m}^2$ ，壁荷重（上層） $0.6\text{kN/m}^2$ ，壁荷重（下層） $5.3\text{kN/m}^2$  とする。屋根ブレースは完全弾性とし，図 1 中の屋根 AOA'，BOB' を結ぶ線を中央線と呼ぶ。このようにして設計したモデルを無補強モデルとし，文献 1) に基づき耐震診断を行った結果を表 2 に示す。X

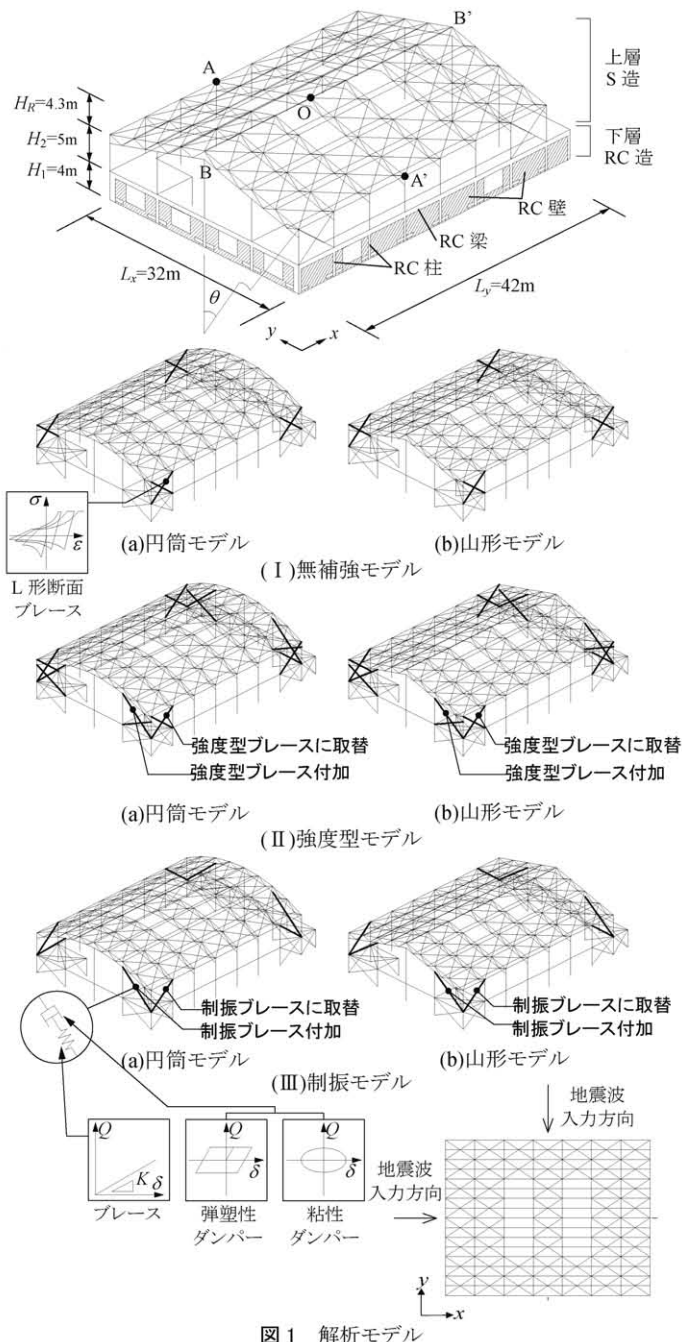


図 1 解析モデル

方向（桁行方向）では下層の RC 架構は  $I_s$  値が慣用的な要求水準である 0.7 以上となるが，上層の鉄骨架構では  $I_s=0.23$  となり，Y 方向（梁間方向）で上下層を合わせた山形架構も  $I_s=0.61$  と耐震性能がやや不足した指標を有するモデルとなっている。この無補強モデルに対し，剛強な強度型ブレースを付加した強度型モデル，各種制振部材を付加した制振モデルを設定する。制振モデルの制振部材は弾塑性ダンパーと粘性ダンパーの 2 種類とし，双方とも軸方向に抵抗力を発揮するブレースの形式とする。モデル名は図 2 に示すように設定する。

鉛直荷重による幾何非線形性を考慮した固有値計算を行い，得られた無補強モデル及び強度型補強モデルの卓越固有モードを有効質量比，固有周期と併せて図 3 に示す。同図より，梁間方向，桁行方向ともに屋根架構の逆対称 1 波と下部構造のスウェイが同位相で連成するモード（図中 'O1+1' と表示）が卓越し，その有効質量比和は梁間方向の場合 40%程度，桁行方向の場合 25%程度となっている。また梁間方向では，屋根架構の逆対称 1 波と下部構造の 2 次モードが連成するモード（図中 'O1+2' と表示）も見られる。

## 3. 時刻歴応答解析による応答性状の比較

設定した各モデルに対し幾何非線形性を考慮した時刻歴応答解析を行い，無補強モデル，強度型補強モデル，制振モデルの地震応答特性について分析する。入力地震波は，El Centro NS(1940)，Hachinohe NS(1968)，JMA Kobe NS(1995)，Taft EW(1952)の位相特性を用いて振幅特性を目標スペクトルに調整した地震動及び人工地震波 BCJ-L2 を用い，水平方向に入力する。ここに目標スペクトルはレベル 2 の水平動規準化応答スペクトル<sup>14)</sup>に，減衰による応答換算率  $D_{0.0}$ <sup>15)</sup> を乗じた式(1)，(2)で表されるモデル化加速度応答スペクトル BRI-L2 とする。

表 1 部材諸元

	想定部材		解析モデル			ヤング率 $E(\text{N/mm}^2)$	
	部材諸元 (mm)	細長比 $\lambda$	断面積 $A(\text{cm}^2)$	断面2次 モーメント $I(\text{cm}^4)$	降伏 応力度 $\sigma_y(\text{N/mm}^2)$		
弦材	2L-150×150×15	90.8	85.5	1776	235	$2.05 \times 10^5$	
斜材	2L-75×75×12	113	33.1	164			
つなぎ材	2L-130×130×15	153	73.5	1136			
桁行鉄骨梁	H-400×200×9×12	36.4	83.3	$2.26 \times 10^4$			
鉄骨柱(桁面)	H-700×200×12×25	15.5, 102	180.8	$1.44 \times 10^5$			
鉄骨柱(裏面)	H-350×175×7×11	204.5	62.9	984			
壁面ブレース(補強前)	L-75×75×6	339	8.7	46			
壁面ブレース(強度型)	H-200×200×8×12	156	63.5	4720			
屋根面ブレース	$\phi 19$	—	2.8	0.64			弾性
RC梁	300×600	34.6, 46.2	1500	$1.25 \times 10^6$			21.6
RC柱(桁面)	700×400	19.8, 34.6	2800	$1.14 \times 10^6$			
RC柱(裏面)	400×400	34.6	1600	$2.13 \times 10^5$			

表 2  $I_s$  値評価

	梁間方向(上下層)				桁行方向(上層)			
	$W$ (kN)	$F$	$C$	$I_s$	$W_2$ (kN)	$F$	$C$	$I_s$
無補強モデル	2814	1.3	0.47	0.61	1696	1.3	0.17	0.23
強度型補強モデル		1.3	0.88	1.14		1.3	1.55	2.01

$W$ : 下層を軒部で換算加算した重量,  $W_2$ : 上層部重量(屋根含む),  $F$ : 靱性指標,  $C$ : 強度指標

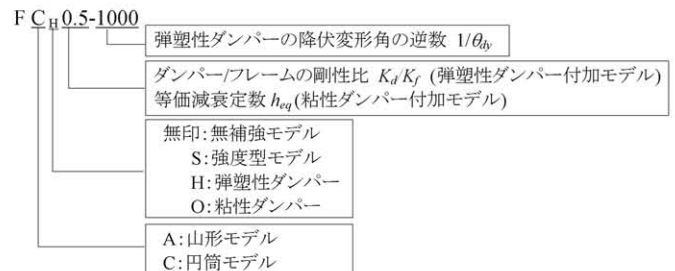


図 2 モデル名

$$S_A(T) = \begin{cases} 350D_{h_0} & (T < 0.05) \\ 350D_{h_0}(T/0.05)^{1+\log(5/7)/2\log 2} & (0.05 \leq T < 0.2) \\ 1000D_{h_0} & (0.2 \leq T < \pi/5) \\ 100D_{h_0}/(T/2\pi) & (\pi/5 \leq T) \end{cases} \quad (1)$$

$$D_{h_0} = \sqrt{\frac{(1+\alpha h_r)}{(1+\alpha h_0)}} \quad (\alpha = 75) \quad (2)$$

$T$ は固有周期(sec),  $h_r=0.05$ ,  $h_0$ は対象とする構造物の減衰定数である。図4に、前述した各地震波の振幅特性を調整した模擬地震波の応答スペクトル( $h_0=0.02$ )をBRI-L2と共に示す。本入力は、建築基準法告示<sup>16)</sup>に示された極稀に発生する設計用地震荷重を工学的基盤に与え、短周期領域(0.2~0.6sec)での地表面の増幅率を1.72に設定したレベルに相当し、概ね2種地盤の2次設計用入力に対応する。

表3に解析パラメータを示す。弾塑性ダンパーは、低降伏点鋼( $\sigma_y=100\sim 200\text{N/mm}^2$ )を用いたブレース型履歴ダンパーを想定する。ダンパー2次剛性を0としてダンパー降伏後の固有周期を固定し、不足する耐震性能を補足すべく上層のダンパーとフレームの水平剛性比 $K_d/K_f$ を、梁間方向では $K_d/K_f=0.5, 1.0, 2.0$ 、桁行方向では $K_d/K_f=10, 20, 30, 50$ 、降伏層間変形角をそれぞれ $\theta_{dy}=1/1000, 1/750, 1/500$ と変化させたバイリニア型の履歴を有するブレース要素を付加する。この結果、ダンパーの降伏せん断力 $Q_{dy}$ は $0.1\sim 0.7W_2$ 程度となる。図5に弾塑性ダンパー付加モデル( $\theta_{dy}=1/1000$ シリーズ)の荷重-変形関係を示す。桁行方向は梁間方向に比べて主架構の剛性が小さく弾塑性ダンパーが水平荷重の大部分を負担する構造となっている。一方、粘性ダンパー付加モデルは減衰定数 $h_{eq}$ を0.04, 0.1, 0.2, 0.3, 0.4と変化させた線形粘性ブレース要素を付加する。無補強および強度型モデルのブレースは座屈を考慮し履歴を柴田・若林<sup>17,18)</sup>の手法でモデル化する。

時刻歴応答解析の結果得られた各モデルのブレース部の履歴例を

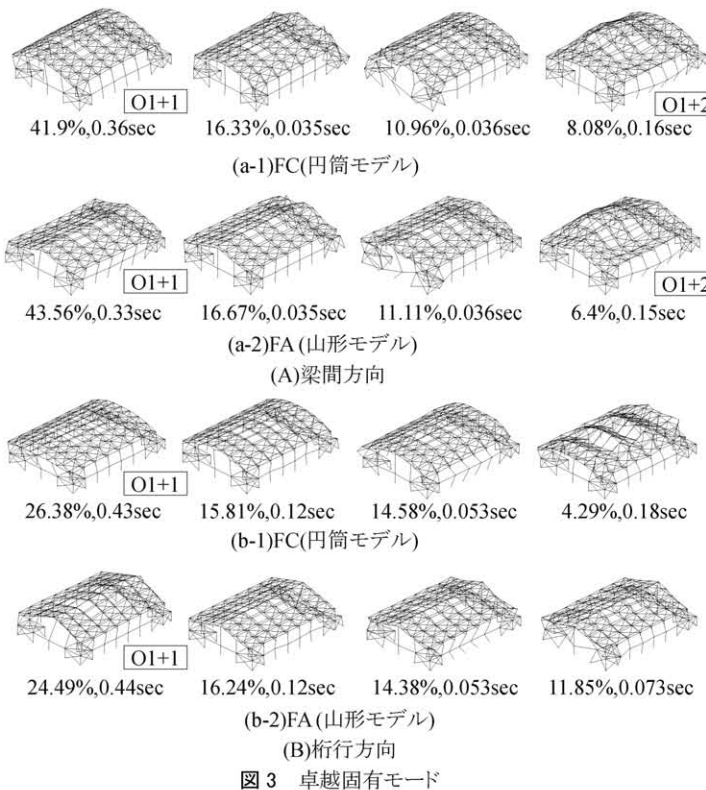


図3 卓越固有モード

図6に示す。それぞれ想定したモデルによる履歴性状が得られていることが分かる。端部フレームの最大層間変形角を図7に示す。図中の記号は図2に準ずる。梁間方向では無補強モデルの層間変形が1/150に達するのに対し、弾塑性ダンパーの場合、 $K_d/K_f$ を大きくするほど層間変形角は小さくなり、 $K_d/K_f$ が1.0以上のモデルでは層間変形角1/200以内に収まっている。粘性ダンパーの場合、等価減衰定数 $h_{eq}=0.1$ 以上のモデルで層間変形角1/200以内に収まっている。桁行方向では

表3 解析パラメータ

(A)弾塑性ダンパー						(B)粘性ダンパー			
(a-1)梁間方向						(b-1)梁間方向			
モデル名	$Q_{dy}$ (kN)	$K_d/K_f$	$T_1$ (sec)	$K_1$ (kN/mm)	$T_2$ (sec)	$K_2$ (kN/mm)	モデル名	$h_{eq}$	$C_d$ (kNsec/m)
FC <sub>H</sub> 0.5-1000	162	0.5	0.21	69.9	0.36	46.6	FC <sub>O</sub> -0.04	0.04	40.0
FC <sub>H</sub> 0.5-750	217						FC <sub>O</sub> -0.1	0.1	160.1
FC <sub>H</sub> 0.5-500	325						FC <sub>O</sub> -0.2	0.2	360.3
FC <sub>H</sub> 1-1000	325	1.0	0.20	93.3	0.36	46.6	FC <sub>O</sub> -0.3	0.3	560.4
FC <sub>H</sub> 1-750	433						FC <sub>O</sub> -0.4	0.4	760.6
FC <sub>H</sub> 2-1000	650	2.0	0.18	139.9	0.36	46.6			

(a-2)桁行方向						(b-2)桁行方向			
モデル名	$Q_{dy}$ (kN)	$K_d/K_f$	$T_1$ (sec)	$K_1$ (kN/mm)	$T_2$ (sec)	$K_2$ (kN/mm)	モデル名	$h_{eq}$	$C_d$ (kNsec/m)
FC <sub>H</sub> 10-1000	251	10	0.35	55.2	1.17	5.02	FC <sub>O</sub> -0.04	0.04	12.1
FC <sub>H</sub> 10-750	334						FC <sub>O</sub> -0.1	0.1	48.4
FC <sub>H</sub> 10-500	502						FC <sub>O</sub> -0.2	0.2	108.9
FC <sub>H</sub> 20-1000	502						FC <sub>O</sub> -0.3	0.3	169.4
FC <sub>H</sub> 20-750	669	20	0.25	105.3	1.17	5.02	FC <sub>O</sub> -0.4	0.4	229.9
FC <sub>H</sub> 20-500	1003								
FC <sub>H</sub> 30-1000	752	30	0.21	155.5	1.17	5.02			
FC <sub>H</sub> 30-750	1003								
FC <sub>H</sub> 50-1000	1254	50	0.16	255.8	1.17	5.02			

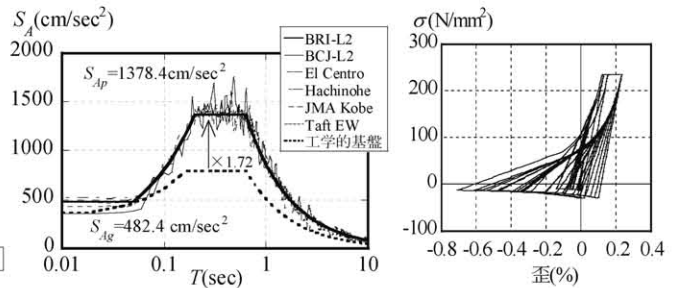


図4 モデル化加速度応答スペクトル

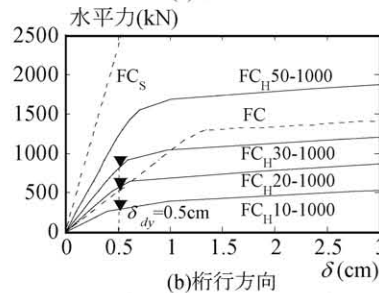
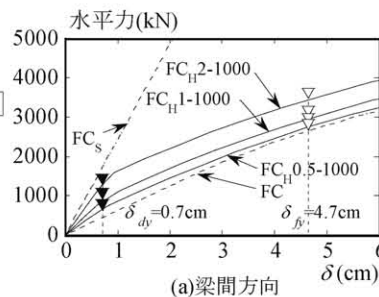


図5 架構の水平増分解析結果

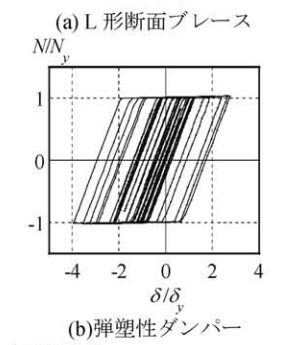


図6 ブレース部の履歴 (a) L形断面ブレース (b)弾塑性ダンパー (c)粘性ダンパー

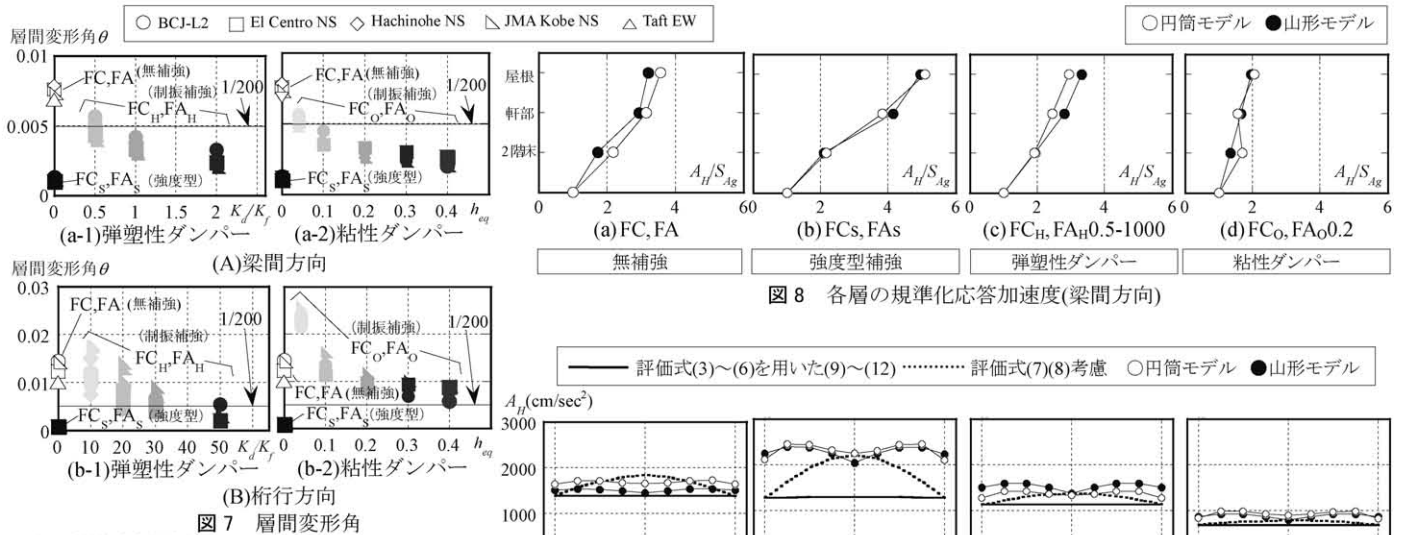


図7 層間変形角

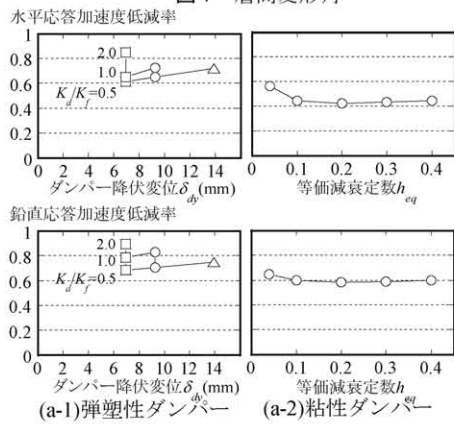
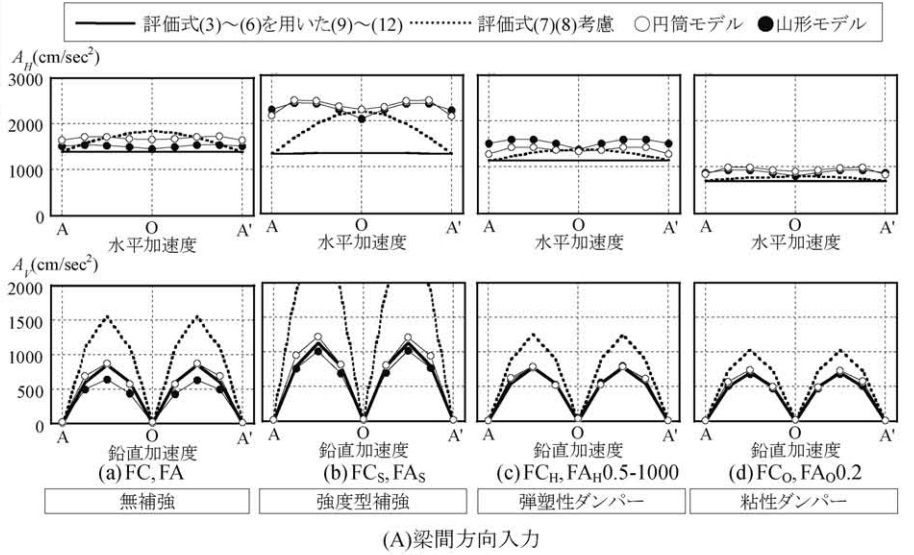


図8 各層の規準化応答加速度(梁間方向)



(A)梁間方向入力

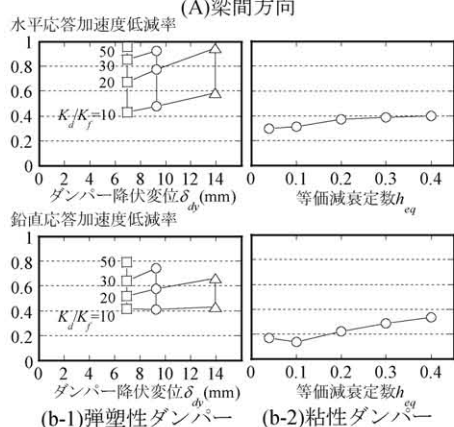
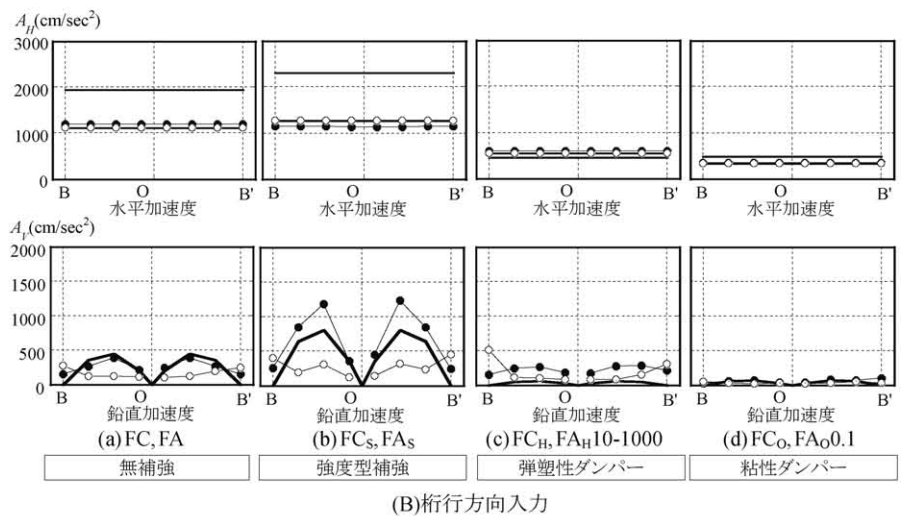


図10 屋根部応答加速度低減率



(B)桁行方向入力

図9 応答加速度分布

無補強モデルの層間変形角 1/60 に対し、弾塑性ダンパーでは  $K_d/K_f$  が 20 以上のモデルで層間変形角 1/200 以内に改善できる一方、粘性ダンパーでは主架構剛性が低いため、何れのモデルも同クライテリアを満足できなかった。図 8 に各層での最大水平応答加速度  $A_H$  を入力加速度  $S_{Ag}$  で基準化して示す。(a)の無補強モデルに対し、(b)の強度型補強モデルは屋根部での加速度が大きく増幅している。図 9 に無補強モデル、強度型補強モデル、制振モデルの代表的なケースの屋根中央線上の応答加速度分布(絶対値)を梁間方向、桁行方向についてそれぞれ示す。強度型補強モデルは無補強モデルに比べ、下部構造の剛性が上昇したことにより、水平・鉛直加速度がかえって増大している。一方、制振

モデルでは水平・鉛直加速度共に強度型補強に比べ 6 割以下に低減しており、屋根部の応答を低減するためには強度型補強より制振型補強の方が適していることがわかる。図 10 に強度型補強モデルに対する制振補強モデルの応答加速度低減率を示す。弾塑性ダンパーでは  $K_d/K_f$  および  $\delta_b$  の小さな場合、粘性ダンパーでは  $h_{eq}$  が 0.1~0.3 の範囲で屋根部の加速度はより低減される。最大応答層間変形角を合わせて考慮すると、本モデルでは梁間方向では  $h_{eq}=0.1\sim0.3$  程度の粘性ダンパー、桁行方向では  $K_d/K_f=20\sim30$ 、 $\delta_b=7\sim9\text{mm}$  ( $Q_b=500\sim1000\text{kN}$ ) 程度の弾塑性ダンパーが最も補強に適しているといえる。なお円筒モデルと山形モデルでの応答の差異は、強度型補強の桁行方向を除き微小であった。

#### 4. 応答評価手法の提案およびその精度

3章で設定したモデルに対して、既報<sup>9)13)</sup>で提案された屋根部の簡易応答予測法の適用を試みる。既報では、 $\theta \leq 40^\circ$ の円筒シェル、アーチ屋根について屋根を剛体とした水平応答加速度 $A_{eq}$ に対する屋根部水平方向の増幅率 $F_H=A_H/A_{eq}$ 及び鉛直方向の加速度応答増幅率 $F_V=A_V/A_{eq}$ の予測式(3)~(6)が提案されている。式(3)~(6)は、屋根部の逆対称1波モードに対する等価1質点系の固有周期比 $R_T=T_{eq}/T_R$ をパラメータとして与えられている。

・梁間方向の応答増幅率

$$F_H = \begin{cases} 3/2 & (0 < R_T \leq 1/4) \\ 1/2(\sqrt{1/R_T} + 1) & (1/4 < R_T \leq 1) \\ 1 & (1 < R_T) \end{cases} \quad (3)$$

$$F_V = \begin{cases} 3C_V\theta & (0 < R_T \leq 5/16) \\ (\sqrt{5/R_T} - 1)C_V\theta & (5/16 < R_T \leq 5) \quad (\text{低ライズでは } C_V=1.33) \\ 0 & (5 < R_T) \end{cases} \quad (4)$$

・桁行方向の応答増幅率

$$F_H = \begin{cases} 5/2 & (0 < R_T \leq 8/25) \\ \sqrt{2/R_T} & (8/25 < R_T \leq 2) \\ 1 & (2 < R_T) \end{cases} \quad (5)$$

$$F_V = \begin{cases} 3C_V\theta & (0 < R_T \leq 3/16) \\ (\sqrt{3/R_T} - 1)C_V\theta & (3/16 < R_T \leq 3) \quad (\text{低ライズでは } C_V=0.90) \\ 0 & (3 < R_T) \end{cases} \quad (6)$$

ライズを有する梁間方向では屋根部に対する下部構造の質量比 $R_M=M_S/M_R$ が大きいほど $R_T=1.0$ 付近で屋根部が共振を起こし、水平、鉛直方向共に応答が増大する<sup>15)</sup>。この影響を考慮するため、梁間方向について $R_M > 1.2$ かつ $0.5 < R_T \leq 1.5$ の範囲では $F_H, F_V$ に代わり下式(7),(8)を使用する。なお、検討モデルの質量比は $R_M=3.7$ である。

$$F'_H = \sqrt{F_H^2 + \frac{1}{(1-R_T^2)^2 + (1/R_M)^\theta}} \quad (7)$$

$$F'_V = \sqrt{F_V^2 + \frac{1}{(1-R_T^2)^2 + (1/R_M)^\theta}} \quad (8)$$

式(3)~(8)より得られた $F_H, F_V$ より屋根各部の応答加速度分布は下式(9)~(12)で与えられる。ただし、屋根中央を原点とする。

・梁間方向

$$\text{水平: } A_H(x, y) = A_{eq} \left\{ 1 + (F_H - 1) \cos \pi \left( \frac{x}{L_x} \right) \cos \pi \left( \frac{y}{L_y} \right) \right\} \quad (9)$$

$$\text{鉛直: } A_V(x, y) = A_{eq} F_V \cos \pi \left( \frac{x}{L_x} \right) \sin \pi \left( \frac{2y}{L_y} \right) \quad (10)$$

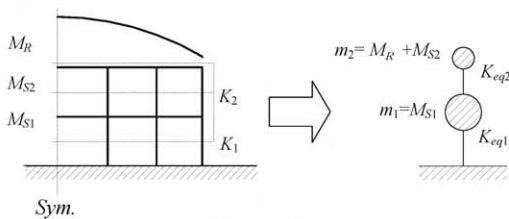


図11 2質点系モデルへの置換

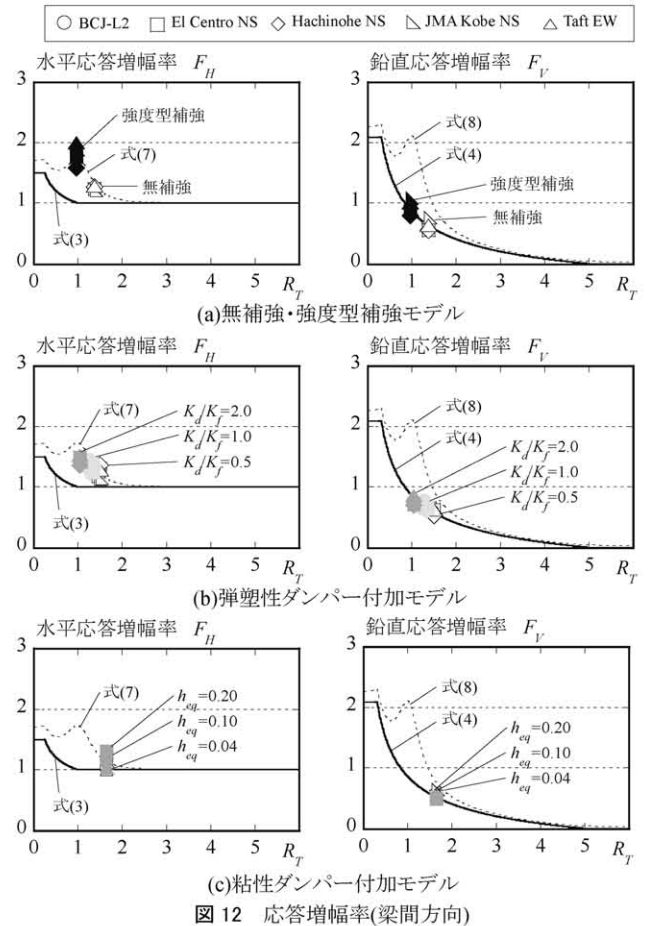


図12 応答増幅率(梁間方向)

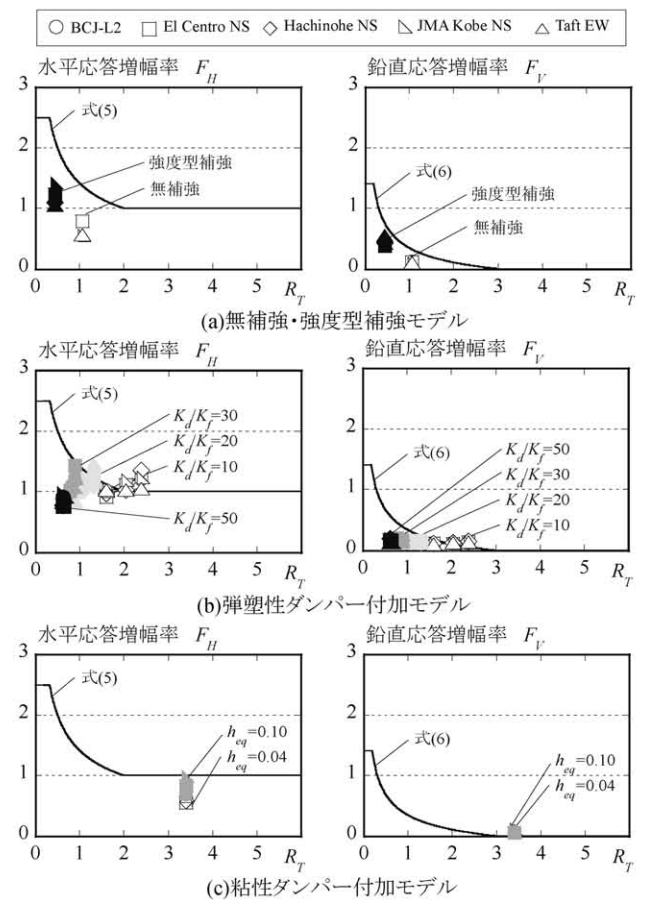


図13 応答増幅率(桁行方向)

・桁行方向

$$\text{水平: } A_H(x, y) = A_{eq} \left\{ 1 + (F_H - 1) \cos \pi \left( \frac{y}{L_y} \right) \right\} \quad (11)$$

$$\text{鉛直: } A_V(x, y) = A_{eq} F_V \sin \pi \left( \frac{2x}{L_x} \right) \cos \pi \left( \frac{y}{L_y} \right) \quad (12)$$

ここに  $A_{eq}$  は屋根を剛体とみなした時の屋根部の水平応答加速度である。弾塑性ダンパーを用いた場合の  $A_{eq}$  は図 11 に示すような 2 質点系のモデルを仮定し、文献<sup>5),19)</sup>を応用して以下の手順で求める。

- 1)  $A_i$  分布に基づく水平変形量を仮定し、等価線形化法を用いて各層の等価剛性  $K_{eqi}$  及び等価減衰定数  $h_{eqi}$  を収斂計算により算出する<sup>5),19)</sup>。
- 2) 2 質点系の固有値解析を行い、得られた各次モードの固有周期  $T_{eq}$ 、減衰定数  $h_{eq}$  および加速度応答スペクトルより各次モードの応答を求める。
- 3) 得られた各次モードにおける最上部質点の応答加速度を SRSS により合成し、それを  $A_{eq}$  とする。

粘性ダンパーを用いた場合の  $A_{eq}$  は収斂計算を用いず直接評価できる。なお既報<sup>13)</sup>より、鉛直方向の応答増幅率においては、減衰による応答低減効果があまり見られないことから、鉛直応答増幅率を算出する際には減衰効果を無視し、初期減衰  $h_0$  を用いる。また、弾塑性ダンパーの屋根部の加速度応答は初期剛性時の固有周期  $T_1$  の影響を強く受けることから、弾塑性ダンパーを用いた場合の応答評価用応答加速度  $A_{eq}$  は、等価周期  $T_{eq}$  と  $T_1$  の平均値  $T_{ave}$  を用いて算出する。

上記手法の検証のため、3 章の時刻歴応答解析結果より逆算した各モデルの応答増幅率を以下の式(13),(14)によって評価する。

$$\text{水平: } F_H = \frac{A_{Hmax}}{A_{eq}(T_{eq}, h_{eq})} \quad (13) \quad \text{鉛直: } F_V = \frac{A_{Vmax}}{A_{eq}(T_{eq}, h_0)} \quad (14)$$

ここに  $A_{Hmax}$ 、 $A_{Vmax}$  は屋根部の最大水平・鉛直応答加速度である。式(13),(14)で求めた  $F_H$ 、 $F_V$  を  $R_f$  に対してプロットしたものを式(3)~(8)の値と併せて図 12,13 に示す。また代表的なケースについて、式(3)

~(12)を用いて評価した屋根部の最大加速度分布を図 9 中に太実線、点線で示す。また一部について部材力を付録 1 に示す。式(7),(8)を考慮した場合、鉛直方向はやや過大評価となるが、本研究で設定した体育館モデルについても提案した予測式で最大応答を水平、鉛直応答増幅率共に概ね安全側で評価できていることが分かる。

## 5. 構造耐震指標 $I_S$ の評価手法の提案

前章で示したように、体育館を制振ダンパーで改修した際の屋根部を含めた応答性状を提案した手法で概ね簡便に捕捉できることがわかった。本章ではこれらの知見を用いて、現在は無視されている制振部材の付加減衰による応答低減効果を考慮した鉄骨体育館の構造耐震指標  $I_S$  の評価手法の検討を行う。制振部材付き架構の  $I_S$  の評価手法に関しては倉本ら<sup>6)</sup>の行った提案等があるが、これらは原点復帰型の履歴特性を有する RC 架構を対象として定式化されている。本研究では、鋼構造骨組の特性であるバイリニア型の履歴を有し主架構の繰り返し塑性変形に伴うエネルギー吸収を考慮した評価を行う。

### 5.1. 保有水平耐力 $Q_{fu}$ の評価

まず 4 章で確認した屋根部応答特性を考慮した静的増分解析により、架構の保有水平耐力  $Q_{fu}$  を評価する。具体的には増分解析にあたり、下部構造の各層に水平力のみをかけた場合と、屋根部の鉛直応答を考慮し、図 14(b)のように屋根架構に式(9),(10)に基づく応答加速度に屋根単位質量を乗じた等価静的地震荷重を鉛直・水平に加えた場合の双方を実施する。図 15 に荷重-変形関係及び崩壊形を示す。屋根応答荷重をかけながら水平力かけた場合、単純水平加力の場合と比較してやや剛性が低下する傾向が見られたが、本検討範囲では耐力、崩壊形ともに大きな差異は見られなかった。得られた荷重-変形関係に General Yield 法を適用し、梁間方向については屋根支持部の水平変位  $\delta_B = 4.7\text{cm}$  を降伏変位、初期剛性ととの交点を保有水平耐力  $Q_{fu}$ 、 $\mu_f \delta_B = 6.3\text{cm}$  を安全限界変形と定義する。ここに  $\mu_f$  は主架構の塑性

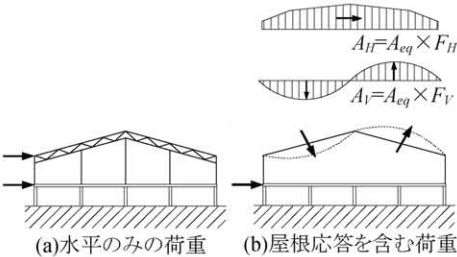


図 14 増分解析に使用する地震荷重

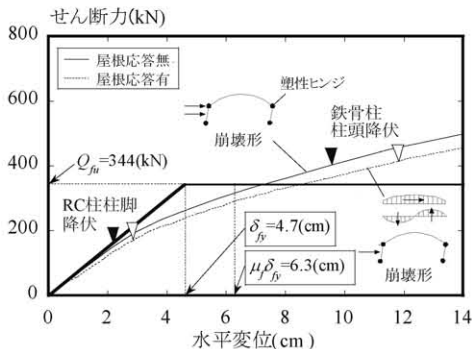


図 15 静的増分解析による荷重-変形関係 (中央フレーム)

表 4  $I_S$  評価値

(a) 梁間方向入力

補強方法	モデル名	$F_f$ ( $F_d$ )	$Q_{fu}$ (kN)	$Q_{dy}$ (kN)	$C_f$	$C_d$	$h_{eq}$	$D_h$	$R_f$	$I_S$	$A_{eq}$ (cm/sec <sup>2</sup> )
無補強	FC	1.3	3090	—	0.47	—	0.15	0.56 (0.60)	2.31	1.09 (1.02)	1236
強度型	FC <sub>s</sub>	1.3	3090	5773	0.47	0.88	0.02	1.00 (1.23)	1.30	1.75 (1.42)	1236
弾塑性ダンパー	FC <sub>1</sub> 0.5-1000	1.3 (3.0)	3090	162	0.47	0.02	0.17	0.53 (0.55)	2.60	1.28 (1.25)	1017
	FC <sub>1</sub> 0.5-750			217		0.03	0.18	0.53 (0.54)	2.68	1.35 (1.32)	1082
	FC <sub>1</sub> 0.5-500			325		0.05	0.19	0.52 (0.53)	2.82	1.46 (1.44)	1202
	FC <sub>1</sub> 1-1000			325		0.05	0.19	0.51 (0.51)	2.86	1.49 (1.48)	1013
	FC <sub>1</sub> 1-750			433		0.07	0.20	0.50 (0.50)	3.01	1.61 (1.62)	1132
	FC <sub>1</sub> 2-1000			650		0.10	0.23	0.48 (0.46)	3.33	1.89 (1.97)	1204
粘性ダンパー	FC <sub>0</sub> 0.04	1.3	3090	—	0.47	—	0.17	0.54 (0.55)	2.43	1.14 (1.10)	1075
	FC <sub>0</sub> 0.1			—		0.23	0.47 (0.46)	2.74	1.29 (1.34)	818	
	FC <sub>0</sub> 0.2			—		0.32	0.41 (0.35)	3.20	1.50 (1.73)	627	
	FC <sub>0</sub> 0.3			—		0.42	0.36 (0.29)	3.60	1.69 (2.12)	528	
	FC <sub>0</sub> 0.4			—		0.52	0.33 (0.24)	3.95	1.86 (2.51)	464	

(b) 桁行方向入力

補強方法	モデル名	$F_f$ ( $F_d$ )	$Q_{fu}$ (kN)	$Q_{dy}$ (kN)	$C_f$	$C_d$	$h_{eq}$	$D_h$	$R_f$	$I_S$	$A_{eq}$ (cm/sec <sup>2</sup> )
無補強	FC	1.3	689	—	0.17	—	0.02	1.00 (1.24)	1.30	0.23 (0.18)	1236
強度型	FC <sub>s</sub>	1.3	6138	—	1.55	—	0.02	1.00 (1.22)	1.30	2.01 (1.64)	1236
弾塑性ダンパー	FC <sub>1</sub> 10-1000	1.3 (3.0)	561	251	0.14	0.06	0.29	0.71 (0.52)	2.57	0.52 (0.72)	530
	FC <sub>1</sub> 10-750			334		0.08	0.31	0.67 (0.49)	2.90	0.65 (0.89)	562
	FC <sub>1</sub> 10-500			502		0.13	0.33	0.62 (0.46)	3.40	0.91 (1.22)	691
	FC <sub>1</sub> 20-1000			502		0.13	0.35	0.91 (0.67)	2.31	0.62 (0.84)	619
	FC <sub>1</sub> 20-750			669		0.17	0.37	0.87 (0.64)	2.56	0.79 (1.08)	771
	FC <sub>1</sub> 20-500			1003		0.25	0.39	0.82 (0.62)	2.91	1.15 (1.52)	1085
	FC <sub>1</sub> 30-1000			752		0.19	0.38	1.00 (1.00)	2.27	0.75 (0.75)	805
	FC <sub>1</sub> 30-750			1003		0.25	0.40	1.00 (1.00)	2.39	0.94 (0.94)	1026
	FC <sub>1</sub> 50-1000			1254		0.32	0.42	1.00 (1.00)	2.47	1.13 (1.13)	1134
粘性ダンパー	FC <sub>0</sub> 0.04	1.3	561	—	0.14	—	0.16	0.55 (0.58)	2.37	0.33 (0.32)	1071
	FC <sub>0</sub> 0.1			—		0.23	0.47 (0.45)	2.76	0.39 (0.40)	810	
	FC <sub>0</sub> 0.2			—		0.32	0.41 (0.36)	3.18	0.45 (0.51)	619	
	FC <sub>0</sub> 0.3			—		0.42	0.36 (0.29)	3.60	0.50 (0.64)	520	
	FC <sub>0</sub> 0.4			—		0.52	0.33 (0.24)	3.97	0.56 (0.76)	457	

率であり、靱性指標  $F$  との関係は式(15)で表わされる。

$$F = \sqrt{2\mu_f - 1} \quad (15)$$

本検討で用いる架構では補強前の接合部が保有耐力接合を満足しておらず接合部補強も困難な場合を想定し、補強前の  $F$  を梁間方向、桁行方向共に  $F=1.3$ 、 $\mu_f=1.35$  とする。

## 5.2. 靱性指標 $F$ の評価

文献 2),20) に示された定義により、 $i$  層における構造耐震指標  $I_{Si}$  は式(16)として与えられる。

$$I_{Si} = F_i \cdot C_i = \frac{Q_{Ei}}{Q_{ui}} \cdot \frac{Q_{ui}}{(F_{esi} \cdot Z \cdot R_i \cdot A_i \cdot \sum W_i)} = \frac{Q_{Ei}}{(F_{esi} \cdot Z \cdot R_i \cdot A_i \cdot \sum W_i)} \quad (16)$$

$Q_{Ei}$ :  $i$  層の弾性応答せん断力  $Q_{ui}$ :  $i$  層の保有水平耐力

$F_{esi}$ : 剛性率及び偏心率によって定まる係数

$Z$ : 地域係数  $R_i$ : 振動特性係数  $C_i$ :  $i$  層の強度指標

$F_i$ :  $Q_{ui}$  を限界づける要素(部材・接合部等)の靱性指標から、架構の層・方向別に定まる靱性指標

$W_i$ :  $i$  層の重量  $A_i$ : 層せん断力係数の高さ方向の分布

式(16)に見るように、 $I_S$  は強度指標  $C$  と靱性指標  $F$  の積として定義される。ダンパーを付加することにより、保有水平耐力とエネルギーの吸収性能を高めることはできるが、元の架構の靱性性能の向上には寄与しない。そこで、ダンパーによる保有水平耐力の向上は強度指標  $C$  の向上として評価し、既往では無視されているダンパーのエネルギー吸収による応答低減効果を靱性指標  $F$  に組み込み表現する。本研究では、各層の補強後の靱性指標  $R_F$  を補強前の靱性指標  $F$  と  $D_h$  を用いて式(17)の関係で表わすことを提案する。ここに  $D_h$  (建築基準法上の  $F_h$  に相当)は減衰による応答低減効果であり、式(18)で表す<sup>15)</sup>。

$${}_R F = F / D_h \quad (17)$$

$$D_h = C_{ec} \sqrt{(1 + \alpha h_0) / (1 + \alpha h_{eq})} \quad (\alpha = 25, h_0 = 0.02) \quad (18)$$

ただし、 $C_{ec}$  は履歴の偏りを補正する係数である(式(33)で後述)。 $F$  値の逆数である  $D_s$  値に  $D_h$  を乗じる考え方は、水畑<sup>21)22)</sup>により提案されており、式(17) はこれと同意である。これより、制振ダンパーで耐震補強を施した建築物の各層の構造耐震指標  $I_S$  を式(19)で表わす。なお、この式自体には屋根応答の影響は考慮されていない。

$$I_S = (C_f + C_d) \cdot {}_R F = \frac{(C_f + C_d) \cdot F}{D_h} = \frac{C_f \cdot F_f + C_d \cdot F_d}{D_h} \quad (19)$$

$$\text{ここに } C_f = Q_{fu} / (F_{es} \cdot Z \cdot R_i \cdot A_i \cdot \sum W_i) \quad (20)$$

$$C_d = Q_{du} / (F_{es} \cdot Z \cdot R_i \cdot A_i \cdot \sum W_i) \quad (21)$$

$F$  は補強前の靱性指標、 $Q_{fu}$  は補強前の保有水平耐力、 $Q_{du}$  は制振ダンパーの  $\mu_f \delta_{fy}$  でのせん断力を表す。 $F_f$  は主架構の靱性指標、 $F_d$  はダンパーの靱性指標である。本研究では  $F_{es}$ 、 $R_i$ 、 $A_i$  および  $\sum W_i$  は補強後の値を用い、上層において  $F_{es}=1.5$ 、 $R_i=1.0$ 、 $Z=1.0$ 、 $A_i=1.56$  とする。

まず等価減衰  $h_{eq}$  の評価について設定する。弾塑性ダンパー付加モデルの場合は、5.1 節の方法で屋根応答を考慮した主架構の復元力特性とダンパーのバイリニア型復元力特性を図 16 に示すように重ね合わせてトリリニア型復元力特性を考え、限界変形時に囲われる面積  $E_d$  (式(22)~(25))を用いて評価した減衰を 0.8 倍に低減して求めた値を等価減衰定数  $h_{eq}$  (式(26))とし、式(18)より  $D_h$  を算出する。ここで 0.8 は振幅の変動を考慮した補正係数であり、弾塑性ダンパーを有する免震

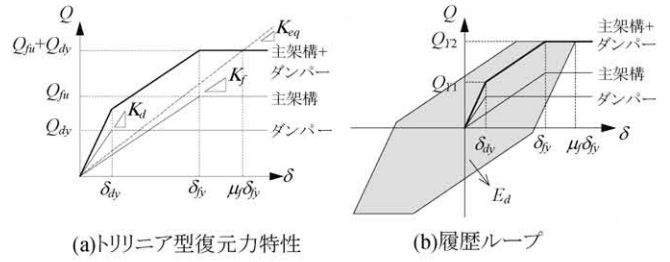


図 16 弾塑性ダンパー付加モデル履歴ループ

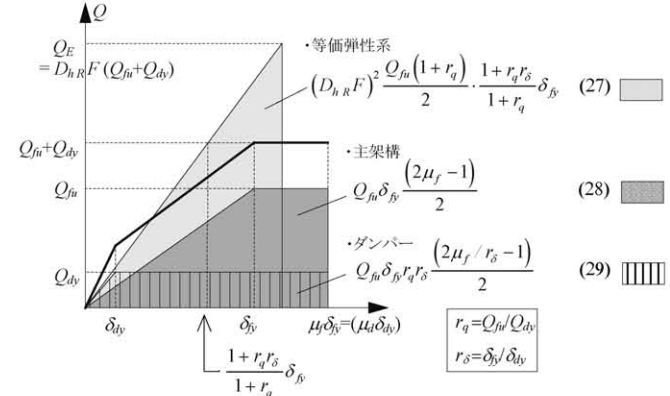


図 17 一方方向載荷時の  $Q_E$  の評価

構造の応答評価で使用されている値である。

$$E_d = 4\mu_f Q_{r2} \delta_{fy} - 4 \left\{ Q_{r2} (\delta_{dy} + \delta_{fy}) - Q_{r1} \delta_{fy} \right\} \quad (22)$$

$$Q_{r1} = (K_d + K_f) \delta_{dy} \quad (23)$$

$$Q_{r2} = K_d \delta_{dy} + K_f \delta_{fy} \quad (24)$$

$$K_{eq} = (K_d \delta_{dy} + K_f \delta_{fy}) / \mu_f \delta_{fy} \quad (25)$$

$$h_{eq} = h_0 + 0.8 \times \frac{E_d}{2\pi K_{eq} (\mu_f \delta_{fy})^2} \\ = h_0 + \frac{1.6}{\pi} \times \left\{ 1 - \frac{1}{\mu_f} \left( \frac{\delta_{dy}}{\delta_{fy}} - \frac{(K_d / K_f + 1) \delta_{dy}}{(K_d / K_f) \delta_{dy} + \delta_{fy}} + 1 \right) \right\} \quad (26)$$

ただし、 $\mu_f = (F^2 + 1) / 2$

なお、粘性ダンパー付加モデルの場合の  $D_h$  はダンパーの付加減衰定数  $h_{eq}$  と式(26)で  $K_f=0$  とした  $h_{eq}$  の和を用いて式(18)により評価する。

一方、式(19)における  $F_d$  の評価であるが、図 17 に示すように 1 方向載荷における弾性応答せん断力  $Q_E$  及び補強後の靱性指標  $R_F$  を定義すると、同図中の式(27)=式(28)+式(29)より次式(30)が得られる。

$$D_h {}_R F = \sqrt{\frac{2\mu_f - 1 + (2\mu_f - r_s) r_q}{1 + r_q r_s}} \quad (30)$$

ここに  $r_q$  及び  $r_s$  はそれぞれ主架構とダンパーの耐力比、降伏変位の比であり  $r_q = Q_{fu} / Q_{dy}$ 、 $r_s = \delta_{fy} / \delta_{dy}$  である。

式(19)による  $D_h {}_R F$  の値を各検討ケースにおいて式(30)の値と概ね一致するように設定すると、本検討ではダンパーの靱性指標  $F_d=3.0$  程度となるため、以降式(19)においてこの値を使用する。

表 4 に検討モデルの  $I_S$  評価値の一部を示す。梁間方向の場合、制振補強モデルでは  $I_S=1.3 \sim 1.9$  の値となっており、要求水準 0.7 を満たす評価となっている。桁行方向の場合、弾塑性ダンパー付加モデルでは  $K_d/K_f=30$  以上のモデルでは  $I_S=0.7$  以上となるが、粘性ダンパー付加モデルではいずれも要求水準 0.7 を満たしておらず、図 7 における最大

層間変形角条件と概ね対応した内容となっている。表 4 中には建築基準法告示<sup>1)</sup>で使用されている減衰による応答低減係数評価式を用いて、式(31)で  $D_h$  を評価した  $I_s$  の値を( )で併せて示している。

$$D_h = C_{ec} \cdot 1.5 / (1 + 10h_{eq}) \quad (31)$$

式(31)は架構のみの減衰定数を 5%としているため、 $h_{eq}$  の小さい領域では式(18)を用いた場合より  $I_s$  は小さめの値を与える。

### 5.3. 時刻歴応答解析による評価との比較

次に前述した耐震性能評価手法により得られる  $I_s$  と、時刻歴応答解析結果から評価される  $I_s$  を比較することにより、提案評価手法の妥当性を検証する。 $I_s$  は吸収エネルギーを弾性歪エネルギーに置換した際のせん断力係数であるという定義より、時刻歴応答解析による  $I_s$  の評価を以下の手順で行う。

- 1) 主架構の限界層間変形  $\mu_f \delta_{fb}$  を設定する。なお、無補強モデルの桁行方向及び強度型補強モデルについては、ブレース降伏時の層間変位を  $\delta_{fb}$  とする。各モデルの降伏変位  $\delta_{fb}$  を表 5 中に示す。
- 2) 検討モデルの最大応答変位が概ね限界変形  $\mu_f \delta_{fb}$  になるような入力地震波を設定する。(図 18 に履歴例を示す)
- 3) 時刻歴解析結果より得られた架構の履歴ループから総吸収エネルギー  $E_d$  及び最大応答時の弾性歪エネルギー  $E_e$  を計算する。
- 4) エネルギー量により  $I_s$  を表現した式(32)から  $I_{STH}$  を評価する。

$$I_{STH} = {}_R F \cdot (C_f + C_d) = \sqrt{\frac{2(E_d + E_e)}{(Q_{fu} + Q_{db}) \delta_{fb}}} \cdot \frac{Q_{fu} + Q_{db}}{(F_{es} \cdot Z \cdot R_i \cdot A_i \cdot \sum W_i)} \quad (32)$$

なお桁行方向の弾塑性ダンパー付加モデルに関しては、図 19 に見るように  $K_d/K_f$  が 10 を超えると履歴に偏りが生じ、履歴減衰によるエネルギー吸収効率が低下する。これを考慮し式(18)では  $D_h$  を評価する際に補正係数  $C_{ec}$  を設定している。本検討範囲では下式(33)で  $C_{ec}$  を評価し、式(18)に代入し  $D_h$  を算出している。

$$C_{ec} = 1 / (1 - 0.025 K_d / K_f) \quad (33)$$

ただし、式(18)において  $D_h$  は 1.0 を超えないものとする。また、無補強モデルの桁行方向及び強度型補強の場合ブレース座屈が主体となるため、履歴によるエネルギー吸収効果を見直し  $D_h=1.0$  としている。表 5 に時刻歴応答解析から評価した  $I_{STH}$  の一部を、提案評価手法による  $I_s$  との比  $I_{STH}/I_s$  と併せて示す。制振改修に関しては  $I_{STH}/I_s$  は梁間方向で 1.2~1.7、桁行方向では  $FC_0.04$  を除き 1.3~2.5 の値となっており提案式(19)で求めた  $I_s$  が概ね安全側の評価となっていることが分かる。また主架構が塑性化に至る地震入力レベルも規準入力の 2~5 倍程度に達しており、 $I_{STH}/I_{SO}$  の値と概ね対応している。なお表 4 では、梁間方向の無補強モデルでも架構の履歴による  $D_h$  の効果が期待できる場合には  $I_s \geq 0.7$  となることを示している。この結果は梁間方向の構造被害の少ない過去の被害例と対応しているものと思われる。

### 5.4. 構造耐震判定指標 $I_{SO}$ による屋根 2 次部材検定用応答評価

前節の手法により制振ダンパーの効果を経往の耐震指標で概ね表現できることを示した。これらには補強方法の屋根部応答への影響は含まれていない。過去の体育館の震害では、主架構が健全でも天井、照明等の 2 次部材が損傷、落下し、避難所として利用出来なかった例が多発したことから、今後は 2 次部材の検証を行う必要があると考える。

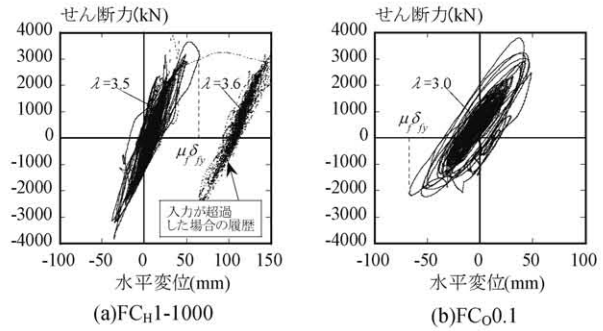


図 18 限界変形入力に対する履歴例

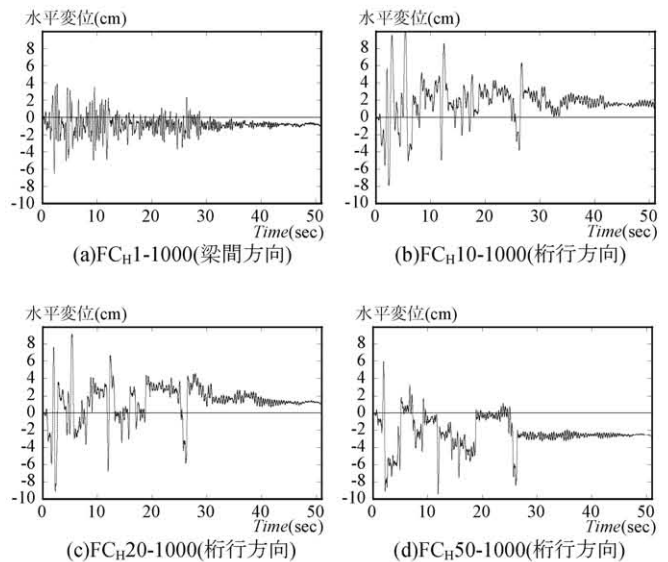


図 19 変位履歴の偏り

表 5 時刻歴応答解析による  $I_s$  値評価

		(a) 梁間方向															
補強方法	モデル名	$\delta_{fb}$ (cm)	$Q_{fu} + Q_{db}$ (kN)	$C_f + C_d$	地震動倍率 $\lambda$	$E_e$ (kNm)	$E_d$ (kNm)	$R F$	$I_{STH}$	$I_{STH}/I_s$							
無補強	FC	4.7	3090	0.47	2.9	98	302	2.35	1.10	1.01							
強度型	FC <sub>s</sub>	1.8	8863	1.35	5.0	107	441	2.62	3.53	2.02							
弾塑性ダンパー	FC <sub>H</sub> 0.5-1000	4.7	3252	0.49	3.1	103	1015	3.82	1.89	1.47							
	FCH0.5-750										0.50	3.1	105	963	3.71	1.86	1.38
	FC <sub>H</sub> 0.5-500										0.52	3.2	108	826	3.41	1.77	1.21
	FC <sub>H</sub> 1-1000										0.52	3.5	108	1378	4.30	2.23	1.50
	FC <sub>H</sub> 1-750										0.54	3.5	111	1168	3.93	2.10	1.31
	FC <sub>H</sub> 2-1000										0.57	4.0	118	1581	4.40	2.50	1.32
粘性ダンパー	FC <sub>0</sub> 0.04	4.7	3090	0.47	2.9	98	659	3.23	1.52	1.33							
	FC <sub>0</sub> 0.1										3.0	98	1374	4.50	2.11	1.64	
	FC <sub>0</sub> 0.2										3.5	98	1917	5.27	2.47	1.65	
	FC <sub>0</sub> 0.3										4.0	98	2247	5.68	2.67	1.58	
	FC <sub>0</sub> 0.4										4.9	98	2941	6.47	3.04	1.64	

		(b) 桁行方向															
補強方法	モデル名	$\delta_{fb}$ (cm)	$Q_{fu} + Q_{db}$ (kN)	$C_f + C_d$	地震動倍率 $\lambda$	$E_e$ (kNm)	$E_d$ (kNm)	$F_R$	$I_{STH}$	$I_{STH}/I_s$							
無補強	FC	1.3	689	0.17	0.6	6	17	2.29	0.40	1.76							
強度型	FC <sub>s</sub>	2.1	6138	1.55	5.8	87	163	1.97	3.05	1.52							
弾塑性ダンパー	FC <sub>H</sub> 10-1000	8.2	812	0.20	1.9	45	908	5.35	1.09	2.09							
	FC <sub>H</sub> 10-750										0.23	2.2	49	1245	5.94	1.34	2.05
	FC <sub>H</sub> 10-500										0.27	2.3	59	1386	5.76	1.54	1.69
	FC <sub>H</sub> 20-1000										0.27	2.7	59	1061	5.07	1.36	2.20
	FC <sub>H</sub> 20-750										0.31	2.8	68	1106	4.83	1.50	1.88
	FC <sub>H</sub> 20-500										0.39	3.0	86	1784	5.40	2.13	1.86
	FC <sub>H</sub> 30-1000										0.33	2.9	72	1673	5.69	1.88	2.50
	FC <sub>H</sub> 30-750										0.39	3.1	86	1843	5.49	2.16	2.29
FC <sub>H</sub> 50-1000	0.46	3.8	100	2394	5.79	2.65	2.34										
粘性ダンパー	FC <sub>0</sub> 0.04	8.2	561	0.14	0.9	31	55	1.94	0.27	0.82							
	FC <sub>0</sub> 0.1										1.7	31	212	3.25	0.46	1.19	
	FC <sub>0</sub> 0.2										2.6	31	727	5.74	0.81	1.82	
	FC <sub>0</sub> 0.3										2.7	31	967	6.59	0.93	1.85	
	FC <sub>0</sub> 0.4										2.7	31	1136	7.12	1.01	1.81	

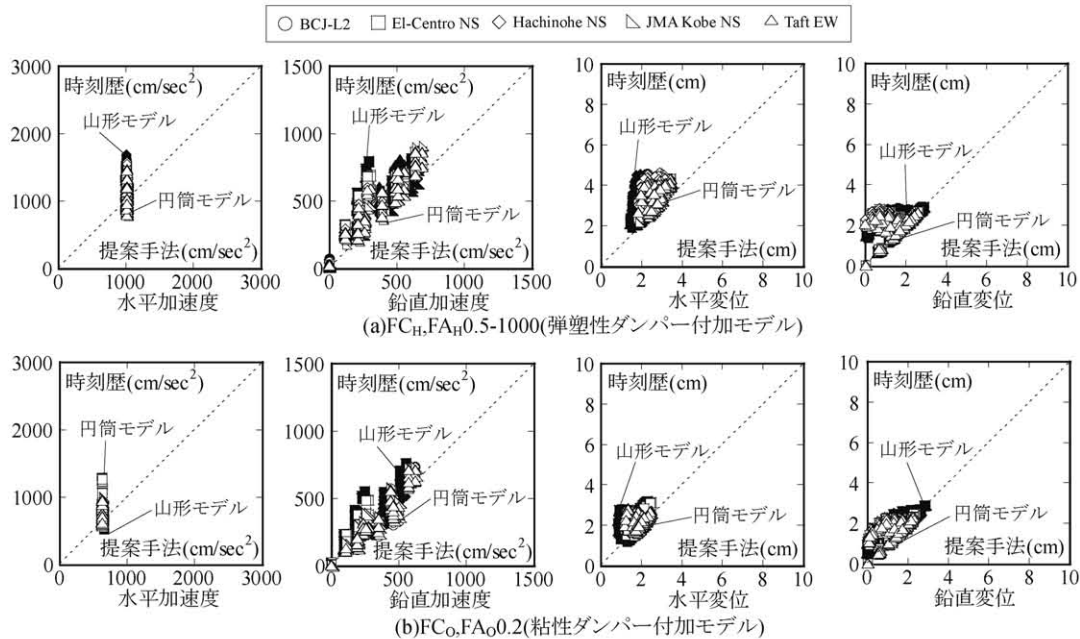


図 20 2 次部材検定用屋根部応答評価手法の精度(梁間方向)

2 次部材の落下メカニズムについては元結ら<sup>23)</sup>、川口ら<sup>24)</sup>により研究が進められているが、クライテリアが解明された際に用いるべき屋根部の応答加速度及び変形、並びに制振ダンパーの効果を簡便に求める手法が望まれる。そこで 3 章で得た知見を元に構造耐震判定指標  $I_{SO}$  より、予想される屋根面の応答加速度を評価する手法を提案する。 $I_{SO}$  に相当する層せん断力係数を、屋根を剛体と見なした等価 1 質点系の想定地震入力における応答加速度  $A_{eq}$  と読替えると  $A_{eq}$  は式(34)のように表すことができる。

$$A_{eq} = \frac{I_{SO} \cdot D_h}{F} \cdot (g \cdot F_{cs} \cdot Z \cdot R_i \cdot A_i) \quad (34)$$

ここに  $g$  は重力加速度である。また  $D_h$  は主架構弾性時の値をとる。ライズを有する梁間方向については要求される  $I_{SO}$  に対して式(34)より  $A_{eq}$  を求め、これに式(9),(10)で得られる屋根各部の応答加速度及び各部質量との積を静的地震荷重として応力解析を行い、得られた加速度および変形により天井・照明等の 2 次部材の安全性の検定が可能となるものと考えられる。表 4 中に上記手法で  $I_{SO}=0.7$  に対して算出した  $A_{eq}$  の値を示すと共に、図 20 に得られた屋根各部の応答加速度と変形量を 3 章で求めた時刻歴応答解析結果と比較して制振モデルについて示す。これらの結果は  $I_{SO}=0.7$  と図 4 に示す入力レベルを対応させたもので、鉛直変位についてはややばらつきが見られるものの両者概ね良い対応を示しており、適切な安全率を設定すれば上記のような手法が 2 次部材の安全性検定を行う際の屋根部応答評価の目安になる可能性を示唆している。

## 6. 結

学校体育館の耐震改修手法の違いが屋根部応答に与える影響を検証するとともに、制振部材を用いた改修後の応答評価手法の提案、および性能判定に用いられる耐震指標の評価手法の提案を行った。以下に得られた知見を示す。

- 1) 強度型ブレースによる補強を想定した強度型補強モデルでは、無補強モデルに比べ下部構造の剛性が増加することにより屋根部の応答が励起され、補強前に比べて水平・鉛直加速度が増大することが確認された。
- 2) 改修に弾塑性ダンパーを用いた場合の応答加速度は、初期剛性を小さくし、ダンパーを早期に降伏させるほど屋根部の応答低減効果が期待できる。粘性ダンパーを用いた場合、特に等価減衰定数  $h_{eq}=0.2$  程度以下で屋根部の加速度応答低減効果が期待できる。これらの最大応答は屋根部を含めて応答増幅率と等価線形化法を用いた応答評価手法により概ね安全側で評価できる。本検討モデルでは桁行方向に応答変位低減効果の高い弾塑性ダンパー、梁間方向に屋根部応答低減効果の高い粘性ダンパーを加えることが、層間変形および屋根部応答を低減するのに効果的であった。
- 3) 梁間方向の屋根部の応答加速度を等価静的地震荷重係数として増分解析を行った。その結果、単純な水平加力と比較し剛性はやや低下する傾向を示したが、耐力・崩壊形に大きな差異は見られず、本検討で用いたライズ/スパン比の範囲では加力形式の影響は小さいといえる。
- 4) 制振ダンパーのエネルギー吸収による耐震性能向上の効果を考慮し得る耐震指標  $I_S$  の簡便な評価手法を示した。時刻歴応答解析により推定される  $I_S$  と比較した結果、制振改修に関し提案手法が安全側の評価となることを確認した。
- 5) 構造耐震判定指標  $I_{SO}$  から 2 次部材検定用の屋根部応答を簡易に評価する手法を提案し、時刻歴応答解析との比較によりその精度を検証した。

## 謝辞

本研究の一部は、平成 21 年度科学研究費補助金基盤研究(B) (課題番号: 19360247) の助成によるものである。ここに謝意を表します。

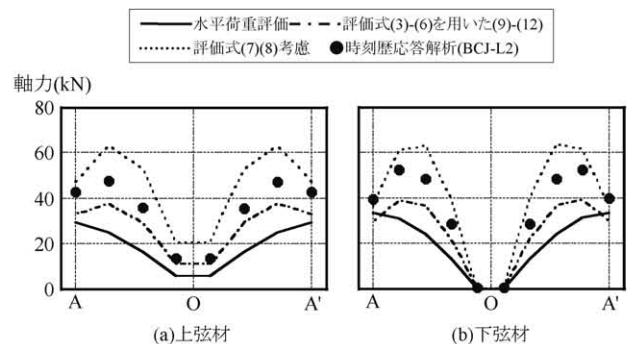
参考文献

- 1) 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，2006.9
- 2) (社)日本建築防災協会：既存学校体育館等の耐震改修の手引と事例，2004.8
- 3) 日本建築学会シェル・空間構造耐震性能小委員会：学校体育館等の耐震性能設計ガイドライン(案)，2008.3
- 4) 日本建築学会大会PD資料：体育館・公共ホールの地震被害と耐震改修，2005.9
- 5) 竹内 徹，小河利行，中間明子，熊谷知彦：弾塑性架構で支持されたラチスドームの地震応答評価，日本建築学会構造系論文集，第596号，pp.49-56，2005.10
- 6) 倉本 洋，飯場正紀，和田 章：制振補強を施した既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断法，日本建築学会構造系論文集，第559号，pp.189-195，2002.9
- 7) 小林正人，位田拓磨：鋼材ダンパーを用いた屋内体育館の耐震改修と耐震性能評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-3，pp.805-806，2009.8
- 8) 森 伸也，加藤史郎，中澤祥二，大家貴徳：弾塑性地震応答解析に基づく学校体育館の靱性指標評価の検討 (その1：桁面ブレースの評価)，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-1，pp.875-876，2008.9
- 9) 竹内 徹，小河利行，中川美香，熊谷知彦：応答スペクトル法による中規模ラチスドームの地震応答評価，日本建築学会構造系論文集，No.579，pp.71-78，2004.5
- 10) 竹内 徹，小河利行，山形智香，熊谷知彦：支持架構付き屋根型円筒ラチスシェルの地震応答評価，日本建築学会構造系論文集，第596号，pp.57-64，2005.10
- 11) 鈴木 泉，竹内 徹，小河利行，熊谷知彦：桁行き方向に地震動を受ける支持架構付き屋根型円筒シェルの地震応答評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-1，pp.753-754，2006.7
- 12) 竹内 徹，熊谷知彦，調 浩朗，小河利行：多層架構で支持されたラチスシェル構造の地震応答評価，日本建築学会構造系論文集，第619号，pp.97-104，2007.9
- 13) 竹内 徹，高松謙伍，熊谷知彦，小河利行：免震支承が挿入された支持架構付きラチスドームの地震応答評価，日本建築学会構造系論文集，第641号，pp.1259-1266，2009.7
- 14) 建設省建築研究所：建築研究資料 第83号 設計用入力地震動作成手法，1994.11
- 15) 笠井和彦，伊藤浩資，渡辺 厚：等価線形化手法による一質点弾塑性構造の最大応答予測法，日本建築学会構造系論文集，第571号，pp.53-62，2003.9

- 16) 国土交通省：2007年度版 建築物の構造関係技術基準解説書，2007.8
- 17) 柴田道生，中村 武，若林 實：鉄骨筋違の履歴特性の定式化-その1 定式化関数の誘導-，日本建築学会論文報告集，第316号，pp.18-23，1982.6
- 18) 柴田道生，若林 實：鉄骨筋違の履歴特性の定式化-その2 応答関数への適用-，日本建築学会論文報告集，第320号，pp.29-34，1982.10
- 19) 竹内 徹，市川 康，中島秀雄，笠井和彦：ダンパーが不均等配置された多層バッシブ制振構造の応答予測，日本建築学会構造系論文集，第583号，pp.115-122，2004.9
- 20) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，2001.10
- 21) 水畑耕治：履歴曲線と累積損傷，地震荷重-その現状と将来の展望，日本建築学会，pp.174-211，1987
- 22) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)，1990.10
- 23) 後藤裕晃，元結正次郎他：鋼製下地在来工法天井の動的性状 その1～5，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-1，pp.875-884，2009.8
- 24) 川口健一他：大面積吊天井の地震時応答解析 その1～2，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-1，pp.795-798，2008.9

付録1

3章の屋根部応答において，時刻歴応答解析から得られた部材最大軸力絶対値分布を，既往の設計用せん断力を水平荷重のみ屋根に載荷した静的解析評価，式(3)～(12)の提案手法による静的解析評価と比較した結果例を付図1に示す。部材応力上も既往の水平荷重のみの評価では危険側となり，提案手法では概ね安全側で評価出来ていることが分かる。



付図1 地震入力時の部材最大軸力分布(強度型モデル梁間方向)

(2010年3月10日原稿受理，2010年6月21日採用決定)