

E-ディフェンス実験に基づく大規模空間吊り天井の脱落被害低減技術開発  
その6 構造躯体の応答

体育館 山形ラーメン架構 ブレース材  
加振時応答 E-ディフェンス 実大振動実験

正会員 ○田川浩之\* 正会員 佐々木智大\*  
正会員 青井淳\* 正会員 梶原浩一\*\*

### 1.はじめに

本稿では前稿に続き、E-ディフェンスを用いた大規模空間吊り天井の加振実験における体育館の構造躯体の応答について述べる。

### 2. 試験体の固有周期と減衰定数

未対策天井試験体の地震動入力前に実施した各軸ランダム波加振により得られた屋根面頂部中央(X4,Y4通り)での加速度応答の入力加速度に対する伝達関数を図1に示す。伝達関数から推測される各方向の1次固有周期および減衰定数の一覧を表1に示す。ここで固有周期は伝達関数の最大となる点、減衰定数はハーフパワー法で算出した。梁間方向の1次固有周期は0.4秒程度と推測される。

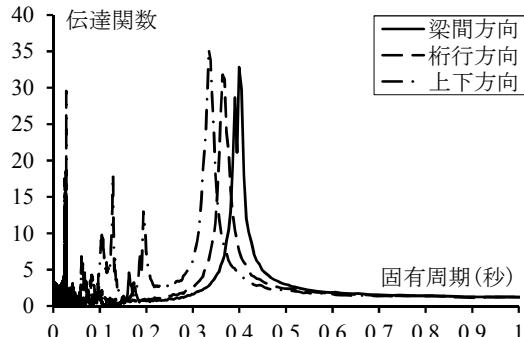


図1 各軸ランダム波加振による加速度応答の伝達関数

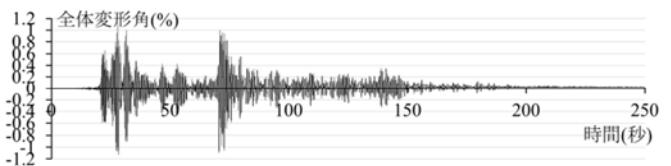
表1 固有周期と減衰定数の推測値

	固有周期(秒)	減衰定数(%)
梁間方向	0.400	2.538
桁行方向	0.364	2.367
上下方向	0.334	2.290

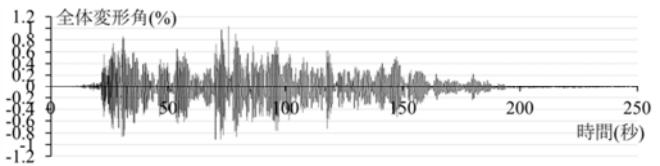
### 3. 構造躯体の応答

#### 3.1 全体変形角

耐震天井試験体の仙台波80%加振に対する梁間、桁行方向の全体変形角の時刻歴応答を図2に示す。ここで、全体変形角とは屋根頂部中央に設置したワイヤー変位計の伸縮量から求まる水平変位をその計測点の高さ9.09mで割った値である。仙台波による加振に対する全体変形角の最大値の一覧を表2に示す。未対策天井試験体の仙台波50%加振の2回目は計測点近傍の天井落下によりワイヤーが破断するなどしていたため最大値は得られなかった。耐震天井試験体の仙台波25%加振に対する梁間方向の全体変形角の最大値は0.28%，桁行方向では0.18%と



(a) 全体変形角（梁間方向）



(b) 全体変形角（桁行方向）

図2 全体変形角の時刻歴(仙台波 80%加振)

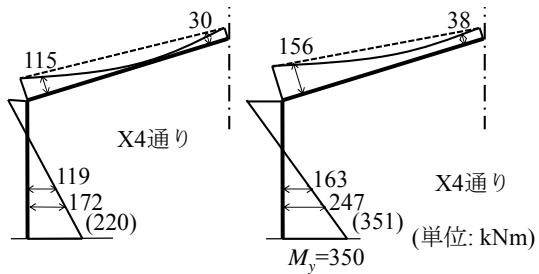
表2 全体変形角(%)の最大値

種別	入力地震動 加振レベル	全体変形角	
		梁間方向	桁行方向
未対策 天井	仙台波 25%	0.27%	0.17%
	仙台波 50%(1)	0.68%	0.42%
	仙台波 50%(2)	—	—
耐震 天井	仙台波 25%	0.28%	0.18%
	仙台波 50%	0.65%	0.41%
	仙台波 80%	1.14%	1.03%
	仙台波 100%	1.81%	2.09%

なり、梁間方向の方が大きい。一方、仙台波100%加振に対しては、梁間方向で1.81%，桁行方向は2.09%であり桁行方向の方が大きい。これは、加振レベルが上がるのに伴い、鉛直ブレースの塑性化と座屈が進行し、桁行方向の剛性が低下したためと推測される。

#### 3.2 山形ラーメン架構の曲げモーメント

柱と屋根大梁の断面で貼付した歪みゲージの値により山形ラーメン架構の曲げモーメント分布を推測する。耐震天井試験体の仙台波50%，80%加振時の最大変形時におけるX4通りの山形ラーメン架構の曲げモーメント分布を図3に示す。柱の降伏曲げモーメント $M_y$ が350kN·mであるのに対して、柱材が弾性であると仮定して算出される柱脚部曲げモーメントは仙台波50%加振の場合220kN·m、仙台波80%加振の場合351kN·mとなる。すなわち、仙台波50%加振の場合は弾性状態であるが、仙台波80%加振では柱脚部で僅かに塑性化が起こっていたと推測される。



(a) 仙台波 50%加振時 (b) 仙台波 80%加振時  
図3 山形ラーメン架構の曲げモーメント分布

### 3.3 鉛直プレースの軸力

鉛直プレースに貼付した歪みゲージの値より応力を推測し、その応力を断面積を掛けて軸力を算出する。ここで鋼材の応力一歪み関係を図4に示すように完全弾塑性でモデル化し下式により応力 $\sigma$ を算出する。

$$\text{弾性域①: } \sigma = E \cdot \varepsilon_e = E \cdot (\varepsilon_t - \varepsilon_p)$$

$$\text{塑性域②: } \sigma = \sigma_y, \quad \text{塑性域③: } \sigma = -\sigma_y$$

ここで $\varepsilon_t$ :全歪み,  $\varepsilon_e$ :弾性歪み,  $\varepsilon_p$ :塑性歪み(除荷した時の残留歪み), E:ヤング係数。弾性域①では $\varepsilon_p$ を更新せずに塑性域②, ③では $\varepsilon_p$ を更新する。仙台波 80%加振に対するX1構面Y3,Y4通りの1層鉛直プレースの軸力一歪み関係を図5に示す。鉛直プレースは引張方向で降伏しているのに対し、圧縮方向には座屈により軸力が小さい。

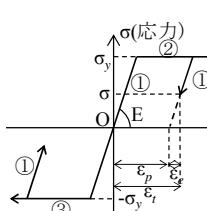


図4 モデル化の方法

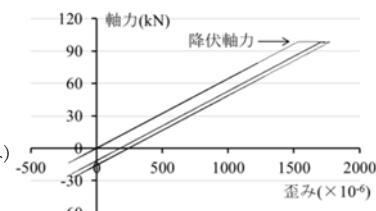


図5 軸力一歪み関係(仙台波 80%)

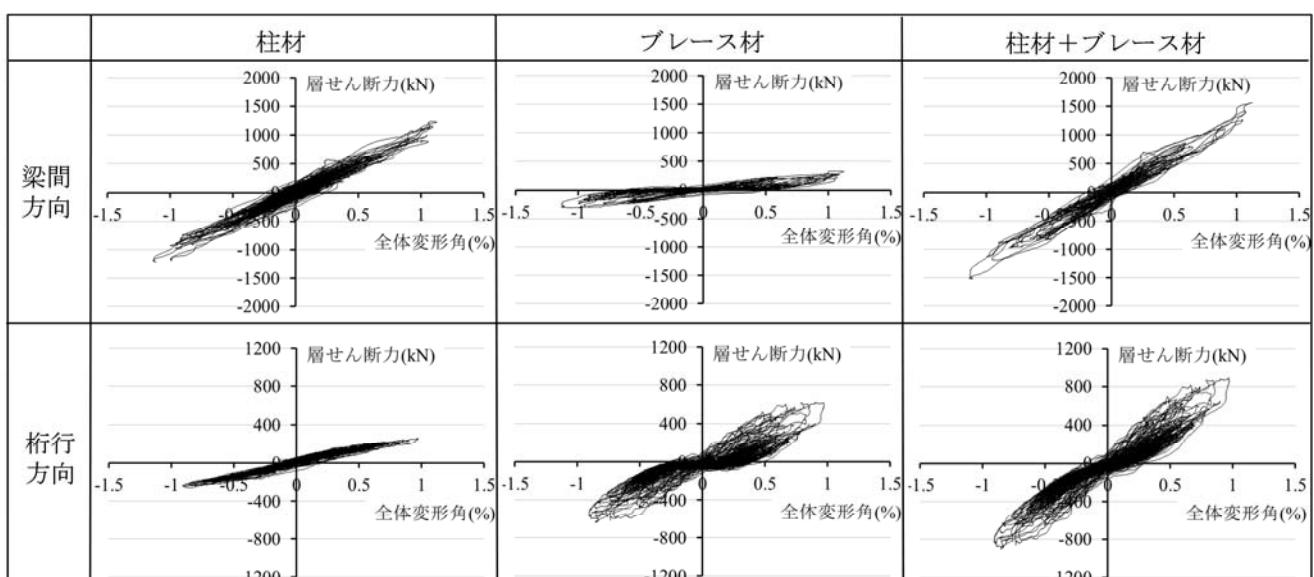


図7 層せん断力一全体変形角の関係(仙台波 80%加振)

### 3.4 屋根面の加速度応答

未対策天井試験体の仙台波 25%加振に対する屋根面 X4-Y2 通りにおける桁行方向の加速度応答の時刻歴を図6に示す。4Gを超える大きな加速度を示している。これは屋根面に設置した錘の鋼板が母屋材等に接触し衝撃を与えたためと考えられる。

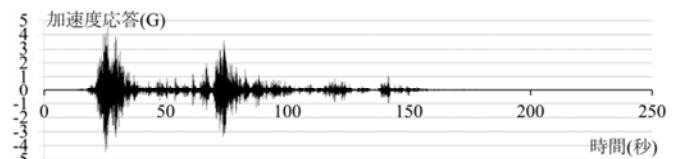


図6 屋根面加速度応答の時刻歴(仙台波 25%加振)

### 3.5 層せん断力ー全体変形角の関係

全柱のせん断力と鉛直プレースの軸力の水平成分の総和をとることで層せん断力を算出する。耐震天井試験体の仙台波 80%加振に対する梁間方向と桁行方向の層せん断力と全体変形角の関係を図7に示す。梁間方向では山形ラーメン架構の柱材が多くの水平力を負担するのに対し、桁行方向では鉛直プレースの水平力負担率が大きい。桁行方向では鉛直プレースの塑性化と座屈により層せん断力と全体変形角の関係にスリップ性状が見られる。

### 4.まとめ

本稿ではE-ディィフェンスを用いた大規模空間吊り天井の加振実験における体育館の構造躯体応答について述べた。仙台波 50%加振までは主架構はほぼ弾性状態に留まった。仙台波 80%加振に対しては柱脚部が塑性化し、鉛直プレースは塑性化と座屈を起こした。桁行方向の層せん断力ー全体変形角の関係にはスリップ性状が表れた。

今後、本実験結果について詳細な検討を進める。

\* 防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター、研究员

\*\* 同上、減災実験研究領域長

\*NIED, Hyogo Earthquake Engineering Research Center

\*\* NIED, Hyogo Earthquake Engineering Research Center, Director