

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	実大鉄骨造体育館試験体の設計および応答の概要 E-ディフェンスを用いた吊り天井を有する体育館の天井脱落被害再現実験 その1
Title(English)	DESIGN AND STRUCTURAL RESPONSE OF FULL-SCALE STEEL GYMNASIUM SPECIMEN E-Defense shake table experiment on collapse mechanism of wide-area suspended ceiling in gymnasium part 1
著者(和文)	佐々木智大, 青井淳, 田川浩之, 梶原浩一, 佐藤大樹, 壁谷澤寿海, 清家剛, 山田哲, 福山洋
Authors(English)	Tomohiro Sasaki, Atsushi Aoi, Hiroyuki Tagawa, Koichi Kajiwara, Daiki Sato, Satoshi YAMADA
出典(和文)	日本建築学会構造系論文集, Vol. 82, No. 736, pp. 831-841
Citation(English)	Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 82, No. 736, pp. 831-841
発行日 / Pub. date	2017, 6
Rights	日本建築学会
Relation	is version of: https://www.jstage.jst.go.jp/article/aijs/82/736/82_831/_article/-char/ja
Note	本文データは学協会の許諾に基づきJ-STAGEから複製したものである

実大鉄骨造体育館試験体の設計および応答の概要

E-ディフェンスを用いた吊り天井を有する体育館の天井脱落被害再現実験 その1

DESIGN AND STRUCTURAL RESPONSE OF FULL-SCALE STEEL GYMNASIUM SPECIMEN

E-Defense shake table experiment on collapse mechanism of wide-area suspended ceiling in gymnasium part 1

佐々木 智大^{*1}, 青井 淳^{*2}, 田川 浩之^{*3}, 梶原 浩一^{*4}, 佐藤 大樹^{*5},
壁谷澤 寿海^{*6}, 清家 剛^{*7}, 山田 哲^{*8}, 福山 洋^{*9}Tomohiro SASAKI, Atsushi AOI, Hiroyuki TAGAWA,
Koichi KAJIWARA, Daiki SATO, Toshimi KABEYASAWA,
Tsuyoshi SEIKE, Satoshi YAMADA and Hiroshi FUKUYAMA

During the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, many suspended ceilings and other suspended equipment fell down causing fatal accidents even in Tokyo, while relatively minor damages were observed to the structures. To mitigate such severe damage to the ceilings during earthquakes, new seismic design code for suspended ceiling system was issued by the Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism. However, the mechanism has not yet been understood clearly yet why and how the ceilings fell down due to the earthquake motion. A new research project started to clarify the collapse mechanism of wide-area ceiling system and to develop its countermeasures. Full-scale shake-table experiments of the wide-area ceiling system in a steel gymnasium was conducted as the first phase in 2014. This paper outlines the test plans and the observed global responses of the structural members and the ceilings.

Keywords : Gymnasium, Steel Structure, Seismic Design, Full-scale shake table experiment, E-Defense

体育館, 鋼構造, 耐震設計, 実大振動実験, E-ディフェンス

1. はじめに

大地震発生時の避難拠点となる体育館などの大規模建築物については、災害発生後も避難拠点として使用可能であり、余震にも耐える施設であることが期待されている。しかし、東日本大震災では本震に加えて最大震度6弱以上の余震が多数回発生し、体育館などでは柱脚の損傷やブレース材が破断するなどの構造部材の被害および天井材等の非構造部材や照明等の設備機器の落下被害等により、地震後の避難拠点としての機能を満たさない事例が報告されている¹⁻⁴⁾。また、多数の施設で天井等の落下が発生し死傷者が発生したと報道されている。このような被害は人命保護の観点から、あってはならない事象であり、最優先で対策されるべき課題であるといえる。

2011年東北地方太平洋沖地震において、広範囲の施設で多数の被害が発生したことを受け、国土交通省では建築基準法施行令の改正

⑤と関連告示の制定⑥を行い、技術解説書⑦も示され、平成26年4月1日より施行されている(以下、これらをH26技術基準とする)。一方、学術的な面から見ると、天井が脱落に至る過程に関するデータは依然として不足しており、そのメカニズムについてはまだ明らかになっていない部分も多い。また、これまでの天井の耐震性に関する実験的研究では、剛なフレーム構造の下に天井をつり下げて行われた振動実験の事例が多く、空間構造特有の複雑な挙動が天井に及ぼす影響に関してはさらなる検討が求められている。

体育館の振動特性に関する研究では、竹内らが様々な検討を進めている。円筒シェル構造の半開角、面外剛性および下部構造の剛性を変化させたモデルに対して応答評価手法を検討し、屋根面における最大応答加速度が、屋根逆対称1次モードと等価1質点系モデルの固有周期比 R_T の関数で表される応答増幅率で評価できることを

^{*1} 国立研究開発法人防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター
主任研究員・博士(工学)

^{*2} (株)竹中工務店技術研究所 研究員・修士(工学)
(前 防災科学技術研究所)

^{*3} 武庫川女子大学建築学科 准教授・Ph. D.
(前 防災科学技術研究所)

^{*4} 国立研究開発法人防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センター
センター長・博士(工学)

^{*5} 東京工業大学科学技術創成研究院 准教授・博士(工学)
(前 防災科学技術研究所)

^{*6} 東京大学地震研究所 教授・工博

^{*7} 東京大学大学院社会文化環境学専攻 准教授・博士(工学)

^{*8} 東京工業大学科学技術創成研究院 教授・博士(工学)

^{*9} 国土技術政策総合研究所住宅研究部 部長・工博

Senior Researcher, Earthquake Disaster Mitigation Division, Natl. Res. Inst.
for Earth Science and Disaster Resilience, Dr. Eng.

Researcher, R&D Inst., Takenaka Corp, M. Eng.

(Former Natl. Res. Inst. for Earth Science and Disaster Resilience)

Assoc. Prof., Dept. Arch., Mukogawa Women's Univ, Ph. D.

(Former Natl. Res. Inst. for Earth Science and Disaster Resilience)

Manager, Earthquake Disaster Mitigation Division, Natl. Res. Inst. for Earth
Science and Disaster Resilience, Dr. Eng.

Assoc. Prof., FIRST, IIR, Tokyo Tech, Dr. Eng.

(Former Natl. Res. Inst. for Earth Science and Disaster Resilience)

Prof., Earthquake Res. Inst., The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

Assoc. Prof., Dept. Socio-Cultural Env. Studies, The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

Prof., FIRST, IIR, Tokyo Tech, Dr. Eng.

Director, Housing Dept., Natl. Inst. for Land and Infrastructure Mgt., Dr. Eng.

示している⁸⁾。また、屋根部の質量 M_R に対する全体系の質量 M_{eq} の比 R_M が応答増幅率に与える影響を検討し、これを考慮した簡易な応答評価法を提案している⁹⁾。

本研究では、複雑な挙動をする空間構造を実験にて再現し、屋根につり下げられた天井の時々刻々と変化する挙動を詳細に記録し、脱落に至るメカニズムを明らかにすることを目指し、吊り天井を有する実物大の体育館を模擬する試験体を設計・製作し、その加振実験を実施した。

本論文では、実大体育館試験体の構造設計に関する情報をまとめるとともに、試験体の応答に関する概要についてまとめ、続報にて述べる構造体の損傷および天井の脱落に至るメカニズムに関する議論等において必要となる計測や加振に関する実験計画と試験体の情報等の共通する事項について提供する。空間構造特有の複雑な挙動や各部材の塑性化の状況などの構造体の応答の分析と、天井の設計及び脱落に至るメカニズムに関しては続報にて述べる。

2. 実験概要

2. 1 試験体の設計方針

試験体は、小中学校で使用される体育館を想定して設計を行った。ただし、ステージ等の付随する部分は省略し、アリーナ部分のみをモデル化した。図1および写真1は本実験に使用した試験体である。表1に試験体の主な仕様を示す。

文部科学省の有識者会議が実施した学校施設における非構造部材の耐震対策に関する調査報告¹⁰⁾を整理すると、平均的な屋内運動場等施設の平面寸法は約 $25\text{m} \times 30\text{m}$ である。搬入・設置作業等における制約なども考慮した結果、実験可能な最大の寸法である $18.6\text{m} \times 30\text{m}$ という平面寸法とした。この平面寸法は、内部にバスケットコートが1面取れる大きさであり、Eーディフェンス震動台の寸法 $15\text{m} \times 20\text{m}$ を越える寸法である。なお、東北地方太平洋沖地震における被害の調査分析によれば、天井の全面脱落被害はスパンが 20m 以上の体育館で発生しており、スパンが大きいほど被害棟数も多い結果となっている¹⁴⁾。実験上の制約から 18.6m のスパンと全面脱落が多数生じた寸法にはわずかに及ばない寸法としたものの、 20m

に近い寸法となっている。

建物試験体の屋根については、既存の体育館で採用例の多い山形屋根とした。スパンと屋根の高さの比であるライズスパン比と東日本大震災における被害との関連を分析した結果によると、ライズスパン比が 0.1 から 0.15 の間にある屋内運動場等施設の棟数が多く、全面脱落被害も多いことがわかっている¹⁴⁾。そのため、スパンライズ比が 0.15 となるよう、屋根勾配を $10:3$ とした。建物試験体の高さは最も高いところで 9.09m である。

試験体には屋根面と同じ勾配を有する吊り天井を設置する。天井の水平投影面積は約 $558\text{m}^2 (= 30\text{m} \times 18.6\text{m})$ 、頂部での天井面の高さは約 7.5m であり、H26 技術基準によれば、この天井は特定天井である。今回の実験では、実験期間中に天井の張り替えを行い、2回実験を実施した。1回目は、脱落防止対策が施されていない既存の天井を模擬した天井（以下、未対策天井とする）であり、主に落下被害メカニズムの解明に主眼を置いている。2回目は、H26 技術基準の仕様ルートに基づいて設計された、脱落防止対策の施された天井（以下、耐震天井とする）であり、耐震天井の耐震性と耐震余裕度の検証を行う。耐震天井の実験では、頂部を境に2種類の天井を施工し、Y1～Y4 通り側には高強度な部材を用いて設計水平震度 2.2 とした耐震天井（以下、 2.2G 耐震天井とする）を、Y4～Y7 通り側に



写真1 実大体育館試験体外観

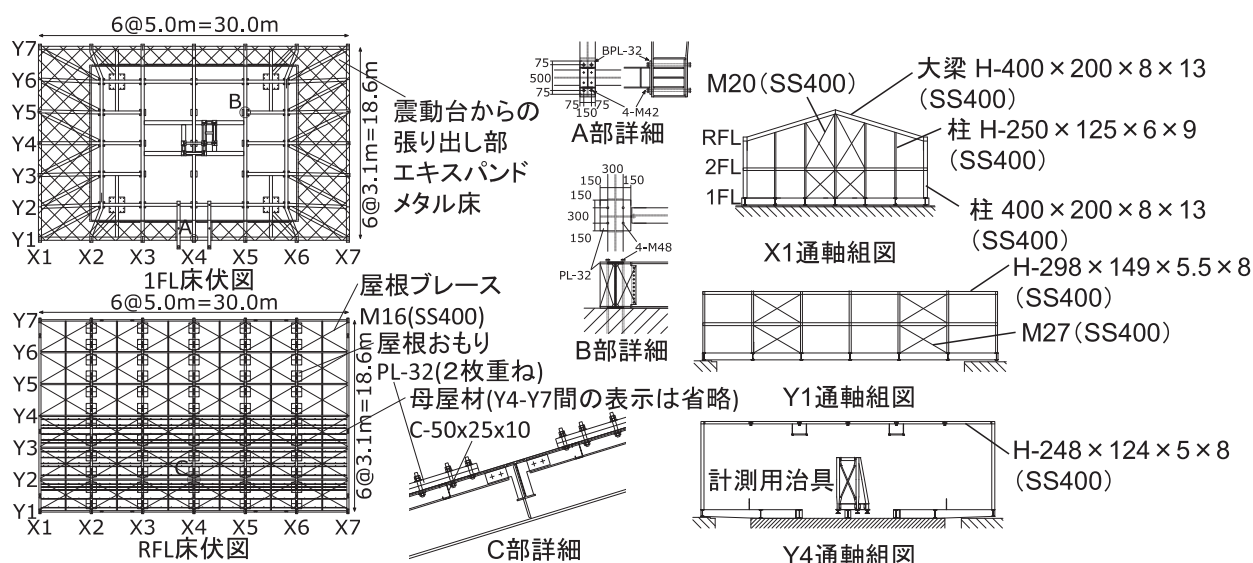


図1 実大体育館試験体

表1 建物試験体の主な仕様

項目		仕様
構造, 階数		鉄骨造 平屋建て
質量	上部建物	71t (屋根垂は除く)
	屋根垂	30t
	全構造部材合計	230t
最大高さ		9.090m
平面寸法		30.0m×18.6m (6 スパン×6 スパン)
設計		許容応力度設計 ($C_0 = 0.2$) 地震時保有水平耐力による照査を実施
使用部材	柱(妻面は除く)	H400×200×8×13 (SS400)
	妻面の柱	H250×125×6×9 (SS400)
		H300×150×6.5×9 (SS400)
		H400×200×8×13 (SS400)
	大梁	H400×200×8×13 (SS400)
	小梁	H248×124×5×8 (SS400)
	鉛直ブレース	M20, M27 (SNR400B) T.B.付き (パイプ式)
	水平ブレース	M16 (SNR400B) T.B.付き (パイプ式)

は JIS 規格材を主たる部材として構成し、設計水平震度 1.1 とした耐震天井(以下、1.1G 耐震天井とする)を設置した。また、天井の下には脱着防止対策の一環として、ワイヤーとネットの組み合わせによるフェイルセーフ機能を取り付ける。天井およびフェイルセーフ機能の仕様の詳細は続報以降で述べる。

2. 2 試験体構造設計

構造設計では、標準層せん断力係数 $C_0 = 0.2$ に対して許容応力度設計を行った。妻面以外の柱および大梁は H400×200×8×13、小梁は H248×124×5×8、妻面の柱は H250×125×6×9、H300×150×6.5×9 である。既存体育館の構造計画・振動性状を模擬するため、既存体育館でよく用いられる細幅 H 形鋼を使用した。これらに使用する鋼材種は SS400 材とした。主要な構造部材のミルシートおよび材料試験結果を参照した機械的性質を表 2 に示す。また、壁ブレースは、妻面は径 20mm、それ以外は径 27mm のターンバックルブレースを、屋根ブレースは径 16mm のターンバックルブレースとした。これらの鋼材種は SNR400B である。接合部で損傷することがないように、保有耐力接合としている。一般的に体育館の設計では、柱および梁の断面寸法は、長期荷重で決まることが多く、本試験体も同様である。

基礎梁については、震動台から張り出した部分の振動を抑えられるだけの十分な大きさの梁として、H900×300×16×28 (一部テーパー部有り) を使用した。また、弱軸およびねじれによる振動を抑えられるよう十分な量の補剛材を設け、弱軸およびねじれの剛性を高めている。

基礎梁上に柱を固定する方法として、板厚 32mm のベースプレートに M42、長さ 732mm、材質 ABR490 のアンカーボルト 4 本で固定する構造とした。この柱脚部の回転剛性と基礎梁の張り出しによる剛性が上部構造の応答に大きく影響する。現実の体育館の挙動が再現できるようベースプレート、アンカーボルト等を設計した。

図 2 は、Ai 分布による梁間方向のプッシュオーバー解析の結果を、N 値 20 の砂地盤上に 2m×2m の直接基礎を有する体育館があ

表2 構造部材の機械的性質

部位(鋼種)		降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
柱(SS400)		299	443	33
大梁(SS400)		330	444	31
ブレース材 (SNR400B)	M27	313	482	31
	M20	314	480	27
	M16	291	446	24

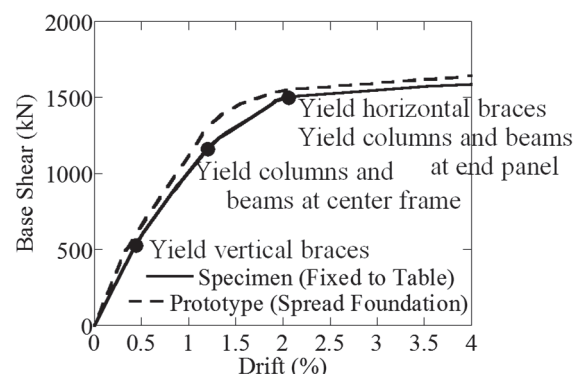


図2 荷重増分解析結果（柱脚固定度の比較）

表3 地震時保有水平耐力の照査

方向	階	Ds 値	基準保有耐力 Q _{ud}	必要保有耐力 Q _{un}	保有耐力 Q _u	Q _u /Q _{un}
桁行	1	0.45	835 kN	376 kN	631 kN	1.68
	2	0.45	1014 kN	456 kN	776 kN	1.68
梁間	1	0.40	835 kN	334 kN	809 kN	2.42
	2	0.40	1014 kN	406 kN	983 kN	2.42

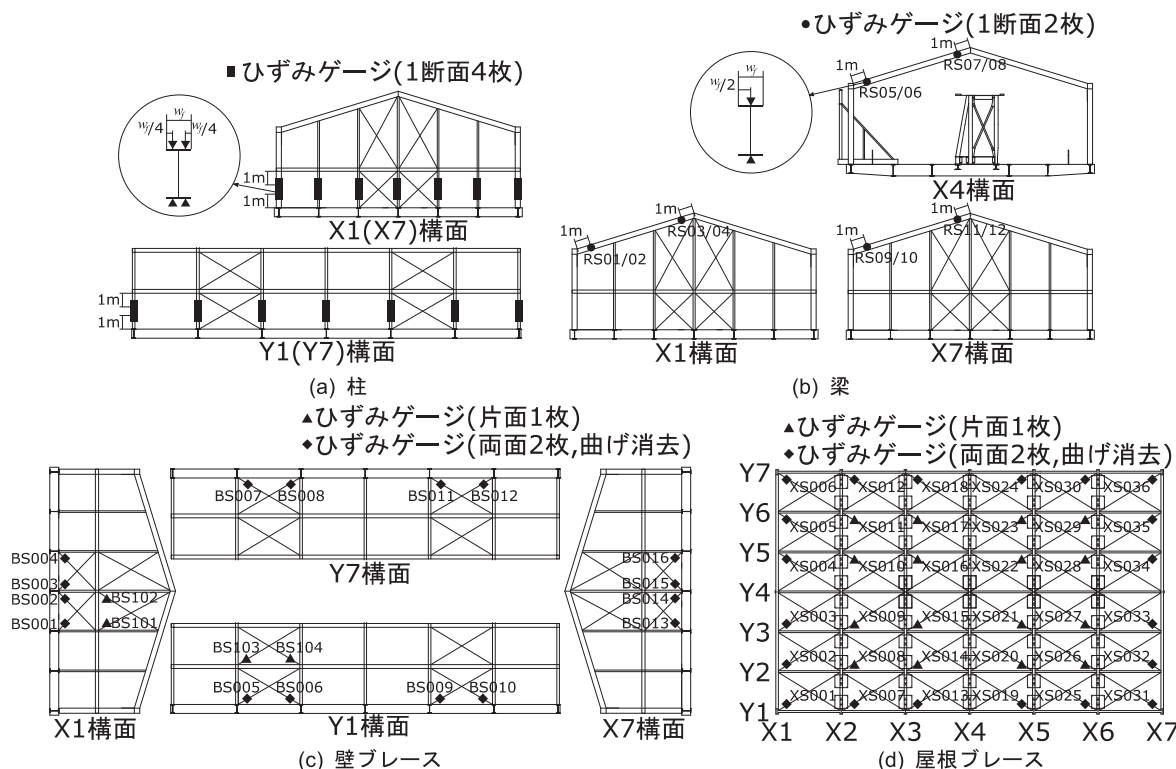
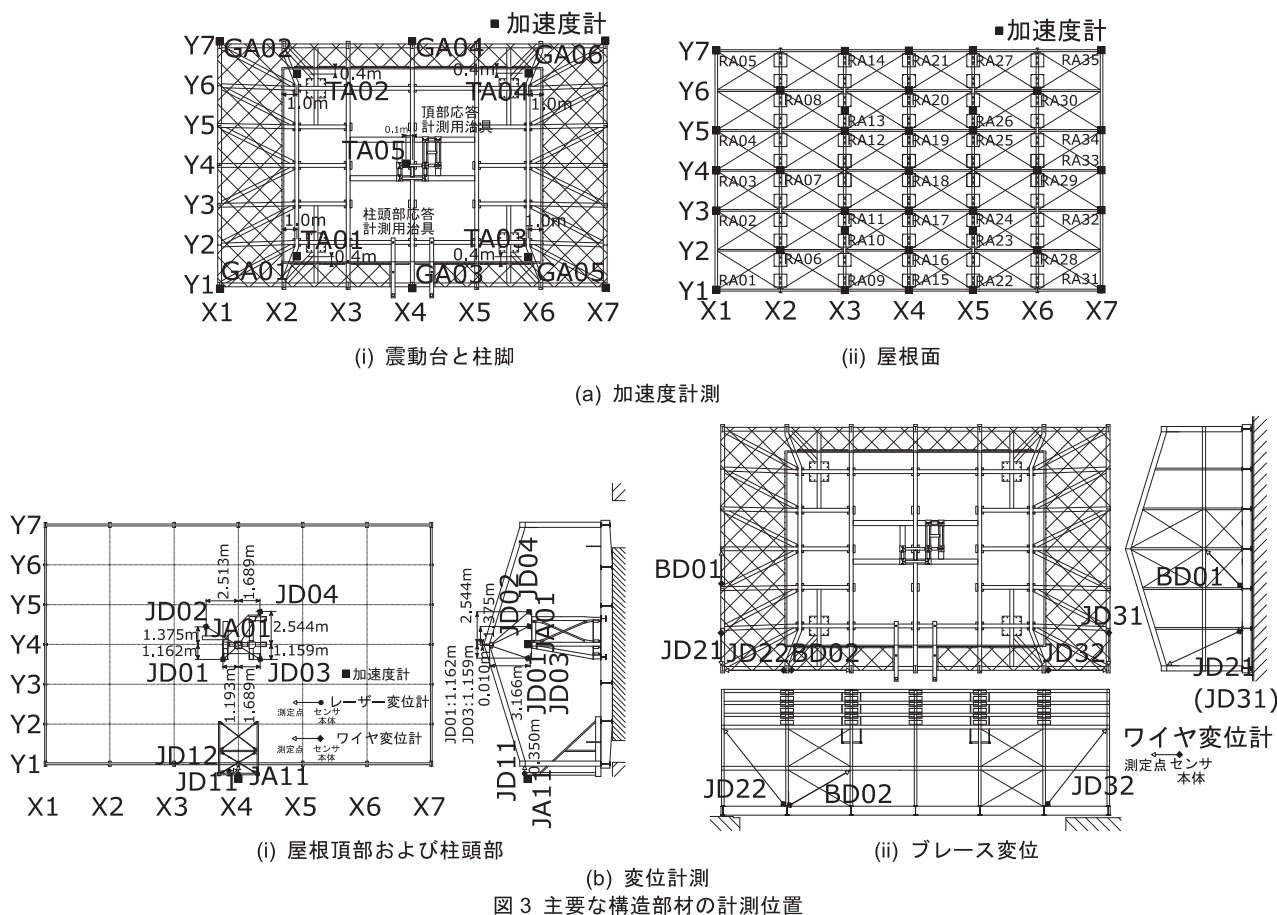
ると想定したプロトタイプの結果と、今回実験に使用した試験体の、基礎梁が震動台上から張り出している効果を見込んだ解析モデルにて求めた結果とを比較したものである。図 2 に示したとおり、試験体はプロトタイプの荷重～変位関係を再現できている。

許容応力度法による 1 次設計の後に、地震時保有水平耐力に基づく地震時安全性の照査を実施した。ここでは、Ai 分布によるプッシュオーバー解析により層間変形角が 1/100 に達したときの層せん断力を求め、これを地震時保有水平耐力としている。表 3 にその結果を示すが、地震時保有水平耐力は、梁間方向には必要耐力の 2.42 倍、桁行方向には 1.68 倍あり、十分な耐力があることがわかる。

吊り天井の動きを外から確認するため、屋根、外壁材は省略した。ただし、屋根材の質量の分については、振動特性に与える影響が大きいことから、これと等価な質量を持つ鋼板 (1m×1m×64mm) を大梁の上に 60 枚 (以下、これを屋根垂とする) 設置し、建物試験体の応答が実際の体育館の挙動を再現できるよう調整している。

試験体の質量については、上部建物は屋根垂を除いて 71t、屋根垂は 30t であり、建物試験体の全質量は 230t である。

屋根を剛体とし、柱、梁などの屋根を支持する部分のみが変形するとした場合の 1 次固有周期と屋根の逆対称 1 次モード固有周期を求めるとそれぞれ 0.310 秒および 0.228 秒で有り、これらの固有周期比 R_T を求めると 1.36 である。また、屋根と支持構造の重量和を、屋根の重量で除した比 R_M は、1.29 となる。文献 8,9) に基づき屋根



面の応答増幅係数を求めると、梁間方向入力における水平方向の応答増幅係数は1.28、鉛直方向の応答増幅係数は1.08である。

2. 3 計測計画

本実験での主な計測項目は、(1)震動台、基礎架台、屋根面、天井面での加速度、(2)ワイヤー式変位計による屋根頂部の変位量、(3)レーザー変位計による柱頂部での変位量、(4)柱、大梁、壁ブレース、

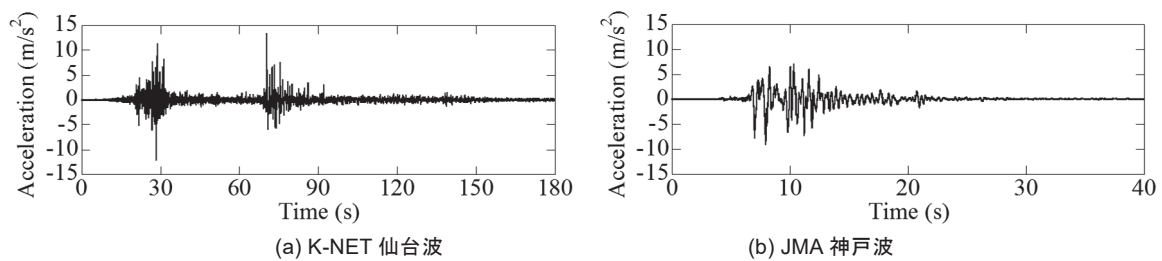


図 5 入力地震動（梁間方向）

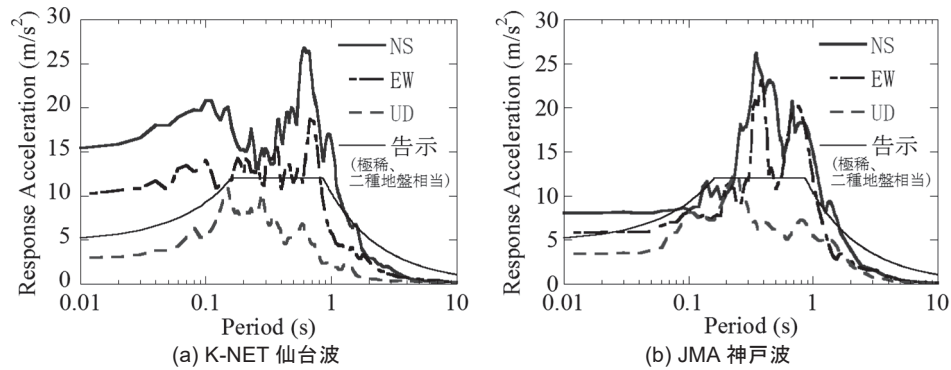


図 6 応答スペクトル(減衰定数 5%)

表 4 加振計画

実験日	天井 試験体	加振波	入力 レベル	震動台 加速度 (梁間方向)	震度	目標屋根面 加速度 (梁間方向)
2014/1/27	未対策 天井	K-NET 仙台波	5%	0.76 m/s ²	震度 4	1.5 m/s ²
		JMA 神戸波	5%	0.30 m/s ²	震度 4	1.2 m/s ²
2014/1/28		K-NET 仙台波	25%	3.79 m/s ²	震度 5 強	7.3 m/s ²
			50%	7.59 m/s ²	震度 6 弱	15.7 m/s ²
			50%	7.59 m/s ²	震度 6 弱	15.7 m/s ²
2014/2/27	1.1G 耐 震天井 2.2G 耐 震天井	K-NET 仙台波	5%	0.76 m/s ²	震度 4	1.5 m/s ²
			25%	3.79 m/s ²	震度 5 強	7.3 m/s ²
			50%	7.59 m/s ²	震度 6 弱	15.7 m/s ²
			80%	12.14 m/s ²	震度 6 強	36.9 m/s ²
2014/2/28		JMA 神戸波	100%	13.41 m/s ²	震度 6 強	48.3 m/s ²
			100%	8.05 m/s ²	震度 6 強	22.9 m/s ²
			150%	12.08 m/s ²	震度 7	33.1 m/s ²

屋根ブレースのひずみ量, (5)ワイヤー式変位計による壁ブレースの変位量, (6)ばね式変位計による柱脚部の回転量, (7)天井面端部における建物試験体に対する相対変位量, (8)フェイルセーフ機能のターンバックルに取り付けたひずみゲージによるワイヤーの作用荷重である。図 3 に本実験における計測位置のうち、構造体の加速度および変位の主要な計測を、図 4 に各部材に取り付けたひずみゲージの貼り付け位置について示す。

また、試験体内外には合計 23 台のカメラを設置し、天井裏の脱落に至るまでの状況や天井の応答、建物試験体外部から試験体の応答を確認できるようにした。

2. 4 加振計画

加振実験では 2011 年東北地方太平洋沖地震において防災科学技術研究所の強震観測網(K-NET)の仙台観測点で観測された加速度記

録 (K-NET 仙台波) および 1995 年兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測された加速度記録 (JMA 神戸波) を用いる。入力方向は、K-NET 仙台波、JMA 神戸波いずれも梁間方向に NS 成分、桁行方向に EW 成分、上下方向に UD 成分とした。K-NET 仙台波と JMA 神戸波の梁間方向に入力した NS 成分の時刻歴波形を図 5 に、減衰定数を 5% として得られる加速度応答スペクトルを図 6 に示す。なお、図 6 中には第二種地盤による表層地盤の応答増幅を考慮した、極稀地震を想定した告示スペクトルも合わせて示す。

実験では、加速度振幅を適切なレベルに縮小 (もしくは拡大) して入力した。3 次元骨組みモデルによる事前解析に基づき入力レベルを検討した。表 4 に本実験における加振計画を示す。未対策天井の実験では仙台波 5%, 25%加振の後、50%加振を 2 回実施した。耐震天井の実験では、仙台波を 5%, 25%, 50%, 80%, 100%の順で入力

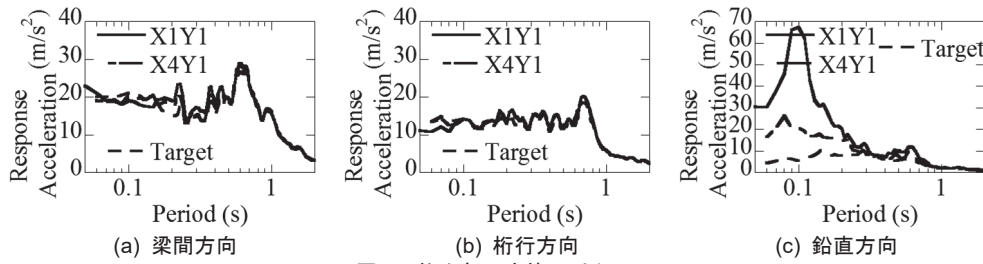


図7 柱脚部の応答スペクトル

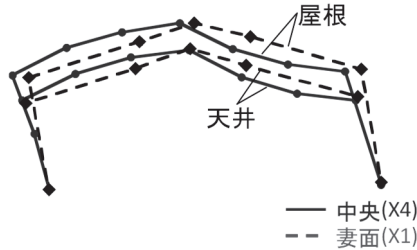


図8 梁間方向の1次固有モード

表5 実験前の各方向の1次固有周期と減衰定数の推定値

(a) 未対策天井		
	固有周期(秒)	減衰定数(%)
梁間方向	0.399	1.82
桁行方向	0.368	2.40
上下方向	0.336	2.28

(b) 1.1G 耐震天井, 2.2G 耐震天井		
	固有周期(秒)	減衰定数(%)
梁間方向	0.415	2.18
桁行方向	0.358	2.21
上下方向	0.332	2.06

した後、神戸波を100%、150%で加振した。但し仙台波100%は、加振機のパフォーマンスのため、20HzのLPFでフィルター処理して入力している。

なお、各加振の前後には、試験体の振動特性把握のためのランダム波による加振を行っている。入力方向は梁間、桁行、鉛直方向の3方向同時で有り、入力波は0.1~35 Hzの成分が含まれたランダム波で、最大加速度が0.6 m/s²程度となるよう調整した波形である。

3. 実験結果

3.1 柱脚部における入力地震動

本試験体は、震動台の大きさ(20m×15m)を超える大きさであり、基礎梁が震動台から大きく張り出した構造をしている。そのため、震動台上の入力地震動は基礎梁により伝達されることになる。ここで片持ち梁となっている基礎梁の振動を確認する。

図7にK-NET 仙台波100%加振時に計測した柱脚部の応答加速度から求めた加速度応答スペクトルを示す。これによると、水平2方向については、目標とする加速度応答スペクトルに近く、十分な再現性がある。一方、鉛直方向については、周期約0.3秒よりも長い成分については概ね目標に近い値であるが、周期約0.1秒で大きな応答増幅がある。この傾向は特に角部(X1Y1)で著しく大きくなっている。周期の短い高次モードの分析では、現実の体育館に入力される地震動とは大きく異なっている点を念頭に置いて事実を分析する必要があるものの、応答に特に重要である1次モードの振

動は十分再現できている。

3.2 固有周期と減衰定数の推定

地震波による加振実験を実施する前に0.1~35Hzの範囲の成分が含まれたホワイトノイズ加振を行っている。この加振の結果を用いて、震動台上に取り付けられた加速度計で計測された加速度に対する、各部位に取り付けられた加速度計により計測された応答加速度の周波数分析を行い伝達関数を求め、この結果を用いてカーブフィット法を適用し、固有周期と減衰定数の同定した。

図8は梁間方向1方向入力のホワイトノイズ加振により同定した1次固有モードである。中央構面(X4)には水平方向入力により鉛直振動が励起しており、柱頭の水平振動の振幅 H_{col} に対する、屋根各測定点の鉛直振動 V_{roof} の比 V_{roof}/H_{col} を求めると最大32%となった。一方、妻面(X1)については、ターンバックルブレースにより固められていることもあり、 V_{roof}/H_{col} はほぼ0となり鉛直振動はほとんど励起していない。これに対し、屋根各測定点の水平振動 H_{roof} との比 H_{roof}/H_{col} を求めると、中央構面(X4)、妻面(X1)ともほぼ1となり、柱頭と屋根面はほぼ同一の水平振動をしている。

これに対し、2.2節で求めた応答増幅率は水平方向1.28、鉛直方向1.08であり、屋根面の応答加速度の鉛直方向の振幅は、水平方向の84%に相当し、大きな鉛直振動が生じると評価されている。しかし、実験では、水平方向の振幅の32%程度と、水平方向と鉛直方向の連成はあるものの、大きな振幅ではなく、2.2節で求めた応答増幅率は過大に評価されている。個々の加速度計の応答を分析するなど、さらなる検討を進めたい。

表5は各地震波の加振実験前に実施した3方向同時入力のホワイトノイズ加振に基づいて求めた固有周期と減衰定数の推定値である。

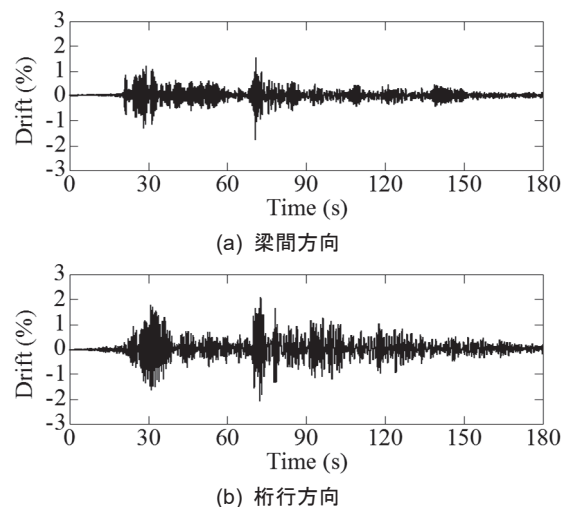


図9 全体変形角の時刻歴応答(耐震天井試験体、K-NET 仙台波100%加振)

表 6 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	K-NET 仙台波 25%	0.27%	0.17%
	K-NET 仙台波 50%(1)	0.68%	0.42%
	K-NET 仙台波 50%(2)	0.65%(※)	0.52%(※)
耐震 天井	K-NET 仙台波 25%	0.28%	0.18%
	K-NET 仙台波 50%	0.65%	0.41%
	K-NET 仙台波 80%	1.14%	1.03%
	K-NET 仙台波 100%	1.81%	2.09%
	JMA 神戸波 100%	1.45%	3.20%
	JMA 神戸波 150%	2.05%(※)	4.47%(※)

(※)加速度データを2回直接積分して算出された値

未対策天井から耐震天井に天井を入れ替えた実験を行ったが、未対策天井の場合でも、耐震天井の場合でも固有周期、減衰定数とも大きな変化はない。また、これらの値は2.4節での検討に用いた3次元フレーム解析モデルとほぼ同じかやや長い程度であった。なお、前述した1方向加振と比較すると、固有周期は同じであったが、減衰定数が約半分となった。減衰定数の振幅依存性などに起因しているものと考えられる。

3. 3 全体変形角と層せん断力

図9はK-NET 仙台波 100%加振時の屋根中央における応答変位を高さと除した全体変形角である。また、表6は全体変形角の最大値を各加振毎にまとめたものである。なお、屋根中央の変位は測定点に取り付けた複数のワイヤー式変位計の測定結果から各方向の成分に変換して求めたものであるが、一部の加振実験では脱落した天



写真2 K-NET 仙台波 80%加振後の壁ブレースの座屈変形

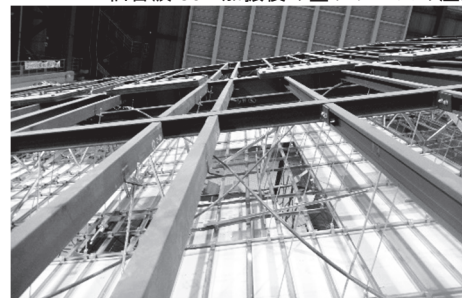


写真3 全加振後の屋根ブレースの座屈変形

井材がワイヤーに接触したことによりうまく測定できなかった。そのため、表6中の一部の加振実験の結果は加速度計の測定結果を2

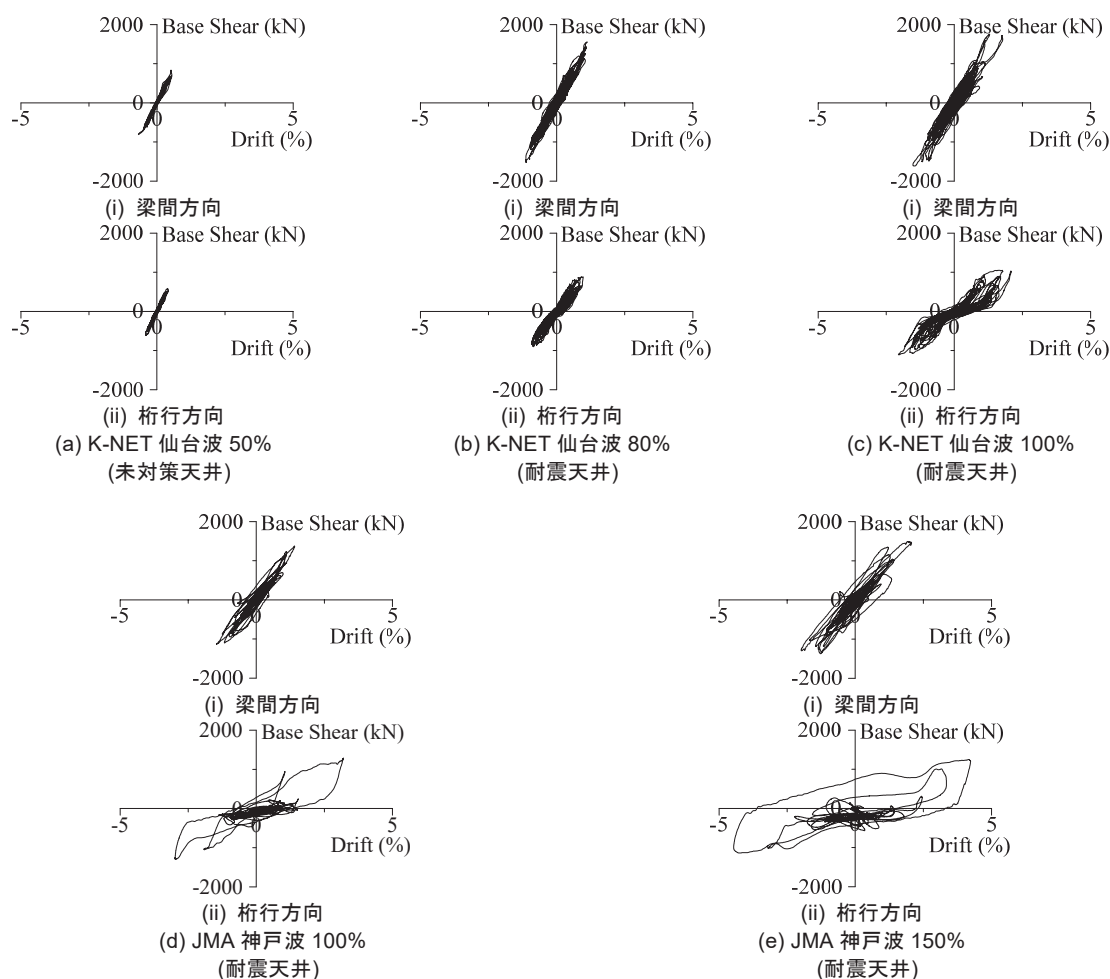


図 10 全体変形角～層せん断力関係

表 7 各加振での屋根面最大加速度応答の平均値(m/s²)

天井 試験体	加振レベル	梁間	桁行	上下
未対策 天井	K-NET 仙台波 25%	13.7	19.6	13.7
	K-NET 仙台波 50%(1)	26.5	32.4	24.5
	K-NET 仙台波 50%(2)	27.5	34.3	26.5
耐震 天井	K-NET 仙台波 25%	11.8	13.7	9.8
	K-NET 仙台波 50%	23.5	29.4	22.6
	K-NET 仙台波 80%	39.2	41.2	33.3
	K-NET 仙台波 100%	41.2	41.2	31.4
	JMA 神戸波 100%	36.3	41.2	29.4
	JMA 神戸波 150%	39.2	43.1	31.4

回積分して求めた。なお、加速度の積分にあたり、カットオフ周波数 1Hz もしくは 1.5Hz のローパスフィルターを用いて長周期成分の影響を除去している。これらのカットオフ周波数は、変位が正しく測定されていた K-NET 仙台波 50%加振および JMA 神戸波 100%加振において、変位計の計測結果と加速度計の積分結果が整合する結果となる値を求めたものである。適切な積分方法については今後さらに検討したい。

入力レベルが小さいうちは梁間方向の応答が、桁行方向に比較して大きい、K-NET 仙台波 80%加振よりも大きくなると桁行方向の応答の方が大きくなる。桁行方向の応答は壁ブレースが支配的で有り、ブレースに貼り付けたひずみゲージの測定結果によれば、壁ブレースが塑性化を始める加振は K-NET 仙台波 80%加振以降である事実に矛盾しない結果となっている。

壁ブレースのひずみから求めたブレースの軸力と、柱に取り付けたひずみから求めたせん断力の合算から作用層せん断力を求めると図 10 のようになる。なお、鋼材の応力-ひずみ関係は完全弾塑性でモデル化した。

柱に作用したモーメントによると柱基部の作用モーメントが降伏モーメントに達するのは K-NET 仙台波 80%加振以降であり、図 10 に示した梁間方向の全体変形角-層せん断力関係は K-NET 仙台波 50%加振までは弾性範囲にある。また、降伏モーメントに達した後も耐力の上昇があるため、履歴ループの形状も大きく膨らまない。

これに対し、桁行方向では K-NET 仙台波 80%加振により壁ブレースが塑性化するため、全体変形角-層せん断力関係も塑性化の影響が現れ、スリッ性状が出てくる。桁行方向はブレースが支配的となるよう設計されているため、ブレースの塑性化の影響が大きい。

写真 2 は K-NET 仙台波 80%加振後の壁ブレースの変形である。座屈により面外方向に大きくはらみだしていることがわかる。

写真 3 は全加振実験終了後の屋根ブレースの変形である。繰り返して加振実験を行うことで、かなり大きな塑性変形を繰り返し与え、屋根ブレースは大きくたわんだが、1 本も破断することなく実験を終了した。

3. 4 屋根面応答加速度

図 11 に未対策天井の K-NET 仙台波 50%加振 1 回目の屋根面の応答加速度を示す。また、屋根面に取り付けた 35 の加速度計の計測結果の最大値を求め、その 35 の最大値の最大、平均、最小を求めて図 12 に、そのうち平均を表 7 に示す。

屋根面の応答加速度には、高振動数の成分が多く含まれており、

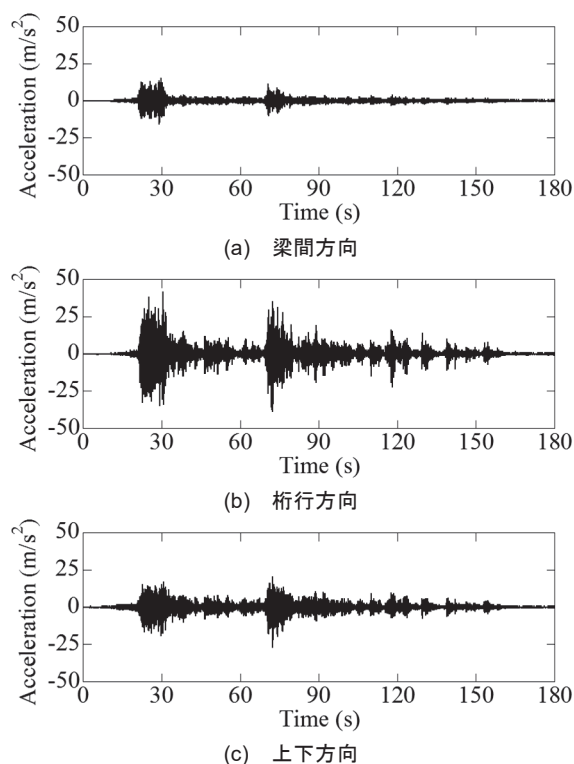


図 11 屋根面加速度応答(X4Y5 通り)
(未対策天井, K-NET 仙台波 50%加振 1 回目)

加速度の最大値も表 4 に示した目標とする屋根面加速度よりも大きな応答であった。これは、前述した基礎梁の 0.1 秒付近の鉛直振動増幅の影響の他、図 1 に示すとおり、屋根垂が大梁に取り付けられた母屋材に接触しやすい構造であったことにより、接触による加速度含まれているためと考えられる。

図 12 のうち、平均値に着目すると柱やブレースが塑性化する K-NET 仙台波 80%程度までは入力レベルの増加に伴い大きくなっているが、これ以上の加振では概ね一定の加速度を示しており、塑性化の事実と矛盾しない結果となっている。最大値や最小値を見ると屋根面の応答は測定点によって値が異なりばらつきがあることがうかがえる¹⁴⁾。個々の加速度応答については、続報以降でさらなる分析を進めたい。

3. 5 作用モーメント分布の推定

柱と屋根大梁の断面でのひずみ計測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 K-NET 仙台波 50%, 80%, 100%加振時において、ひずみゲージ貼り付け位置では、部材が弾性状態を保っていると仮定して算出した柱脚部曲げモーメント M_b が最大となる時点の X4 通りの山形ラーメン架構の曲げモーメント分布を図 13 に示す。同図中に M_b の値を括弧内に示している。山形ラーメン架構の柱材、大梁の断面は H400×200×8×13 であり、その降伏曲げモーメント M_y は 350kNm、全塑性曲げ耐力 M_p は 392kNm である。K-NET 仙台波 50%加振では弾性状態に留まっているが、K-NET 仙台波 80%加振で M_p 近傍まで増加し、さらに K-NET 仙台波 100%加振では柱脚部モーメントは数回 M_p に達する。JMA 神戸波 100%, 150%加振についても柱脚部は数回 M_p に達している。加振終了後に、目視により柱脚部の損傷状態を確認したが、柱脚部に目立った損傷は見られなかった。

3. 6 ブレースの塑性化状況

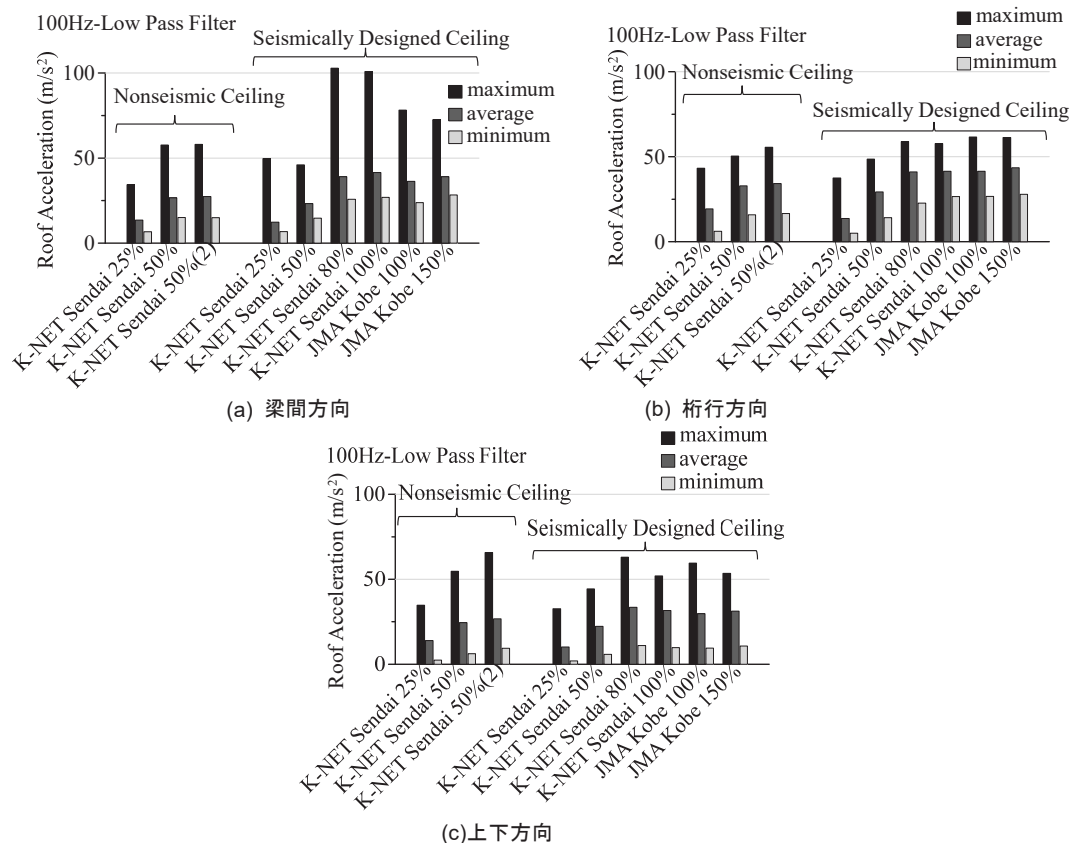


図 12 各加振での屋根面最大加速度応答の最大値、平均値、最小値

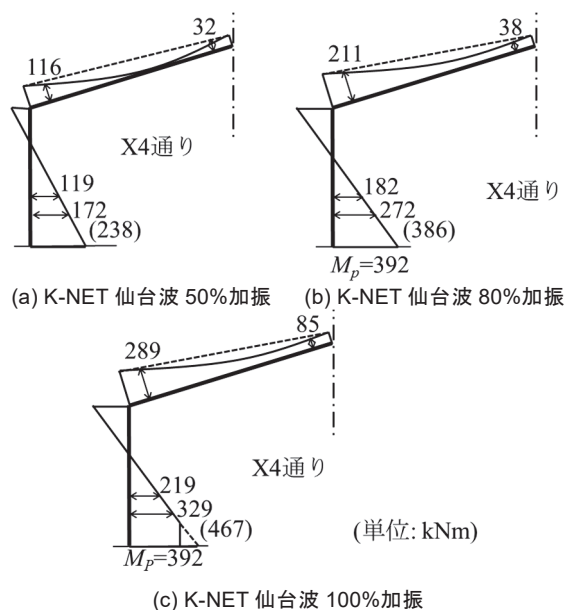


図 13 山形ラーメン架構の曲げモーメント分布(X4通り)

各加振における、ひずみを計測した梁間方向、桁行方向の壁ブレース各 10 個のひずみ計測結果を用いて評価した壁ブレースの作用軸力 $\sum P$ の降伏軸力 $\sum P_y$ に対する割合(以下、作用軸力比とする)を図 14 に示す。ここで作用軸力 $\sum P$ 、降伏軸力 $\sum P_y$ は以下の式で算出した。

$$\sum P = \sum_{i=1}^n P_i = \sum_{i=1}^n (A \times \sigma_i) \quad (1)$$

$$\sum P_y = n \times A \times \sigma_y \quad (2)$$

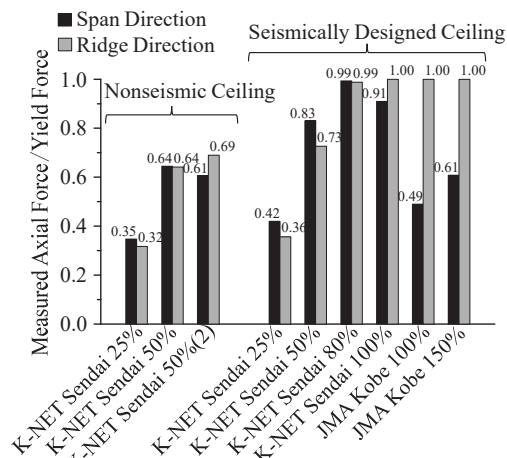


図 14 壁ブレースの作用軸力比の推移

ここで、 n はひずみを計測した壁ブレースの個数であり、梁間、桁行方向ともに 10 である。 A は壁ブレースの断面積、 σ_y は降伏応力、 σ_i は完全弾塑性を仮定して得られた i 番目のブレースの作用応力である。

K-NET 仙台波 25%加振、50%加振では全ての壁ブレースが弾性域にあり、K-NET 仙台波 25%加振では梁間、桁行方向ともに降伏軸力の 0.3 倍程度、K-NET 仙台波 50%加振では 0.6~0.8 倍程度の軸力が作用した。K-NET 仙台波 80%加振では、梁間方向で 80%、桁行方向で 50%の壁ブレースが降伏した。これ以降の K-NET 仙台波 100%加振、JMA 神戸波 100%加振、JMA 神戸波 150%加振では、作用軸力比が小さくなっている。これは、ブレースの塑性化による塑性変形によってブレース全長が伸びてしまい、ブレースが抵抗し

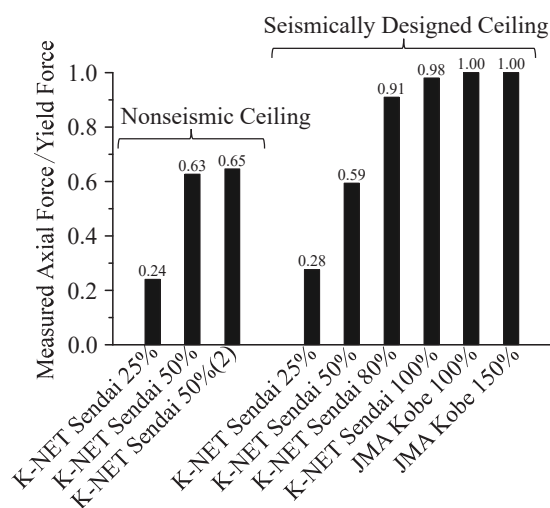


図 15 屋根ブレースの作用軸力比の推移

なくなっているためである。

ひずみゲージを貼り付けた屋根面屋根ブレース 36 個の作用軸力比を図 15 に示す。未対策天井試験体について、K-NET 仙台波 25% 加振時では全ての屋根面屋根ブレースが弾性域に留まり、降伏軸力の 0.25 倍程度の軸力が作用した。K-NET 仙台波 50% 加振 1 回目では屋根面屋根ブレース 36 個のうち 11% が降伏し、K-NET 仙台波 25% 加振 2 回目では 17% が降伏した。一方、耐震天井試験体では、K-NET 仙台波 50% 加振時までは全ての屋根面屋根ブレースが弾性域に留まり、K-NET 仙台波 50% 加振で降伏軸力の 0.6 倍程度の軸力が屋根面屋根ブレースに作用した。K-NET 仙台波 80% 加振では、外周四辺一列の屋根ブレースは全て降伏しており、その内側の屋根ブレースは多くが弾性にとどまっている。その後の加振により塑性化はさらに進行し、JMA 神戸波 100% 加振および JMA 神戸波 150% 加振では、全ての屋根ブレースが降伏した。

4. まとめ

大規模空間に設置された吊り天井の脱落被害メカニズム解明のため、吊り天井を有する実大体育館の加振実験実施した。本論文では、実験計画として、試験体の概要、主要な構造体の計測計画および加振計画について述べるとともに、構造体の振動特性と試験体の挙動、塑性化の状況について検証した。まとめると以下ようになる。

- (1) 直接基礎上に建設された体育館の挙動を再現できるよう柱脚部、基礎梁の応答に配慮して試験体を設計した。Ai 分布を用いたプッシュオーバー解析の結果、試験体がプロトタイプの挙動が再現できることを確認した。
- (2) 柱脚部で計測された加速度を確認した結果、水平 2 成分および鉛直成分の 1 次固有振動数付近の振動成分は十分な再現性を有しており、現実の体育館の挙動を概ね再現できている。ただし、基礎梁が震動台から大きく張り出しているために 10Hz 程度の鉛直振動が励起されているため、高次モードの振動などの高振動成分を用いた分析では十分な検討が必要である。
- (3) 試験体の固有周期と固有モードおよび減衰定数の推定を行っ

た。その結果、屋根面において水平入力に対して鉛直振動が励起していることが確認され、その振幅は水平振動の振幅に対して、最大 32% となった。また、減衰定数は 1.8~2.4% と一般的に用いられる減衰の値を示している。

- (4) 実験により最大の層間変形角として、梁間方向で 2.05% (=1/49)、桁行方向に 4.47% (=1/22) の変形が生じたが、柱がわずかに降伏したのみであり、柱および梁には損傷は生じなかった。これに対して、壁ブレースや屋根ブレースは多数回繰り返して大きく塑性化するとともに座屈し、面外方向に大きくはらみだした。ただし、破断に至っては至っていない。

謝辞

防災科学技術研究所の運営費交付金 PJ による学校施設における大空間建築物の実験研究分科会（委員長壁谷澤寿海教授）の下部組織である実験検討ワーキングでは、(株)桐井製作所荒井智一氏、(国研)建築研究所石原直氏、東京大学伊山潤准教授、八潮建材工業株式会社岩下裕樹氏、横浜国立大学江口亨准教授、堀江建築工学研究所太田勤氏、三洋工業株式会社金井貴浩氏、(株)オクジュア高岡昌史氏、(株)竹中工務店吉澤睦博氏(50 音順)より、実験計画策定と試験体設計に関し、多数のご助言をいただいた。また、文部科学省大臣官房文教施設企画部施設企画課防災推進室に文教施設に関する情報を多数提供いただいた。ここに記して厚くお礼を申し上げる。

参考文献

- 1) 山田哲，伊山潤，島田侑子，松本由香，長谷川隆，清家剛，中野達也，吉敷祥一：東北地方太平洋沖地震および余震による学校体育館の構造被害，日本建築学会技術報告集，Vol. 20，No. 44，pp. 133-138，2014. 2.
- 2) 清家剛，江口亨，熊谷亮平，佐藤考一，名取発，脇山善夫，井上朝雄，山田哲，島田侑子：東北地方太平洋沖地震および余震による学校施設の校舎と体育館の非構造部材の震動被害，日本建築学会技術報告集，Vol. 20，No. 44，pp. 405-410，2014. 2.
- 3) 山田哲，江口亨，松本由香，清家剛，伊山潤，熊谷亮平，島田侑子：東北地方太平洋沖地震および余震による学校体育館の構造特性と非構造部材の震動被害，日本建築学会技術報告集，Vol. 20，No. 46，pp. 981-986，2014. 10.
- 4) 江口亨，清家剛，熊谷亮平，松本由香，伊山潤，山田哲，梶山健二，楠浩一：東北地方太平洋沖地震および余震による学校施設の校舎における天井の震動被害，日本建築学会技術報告集，Vol. 21，No. 47，pp. 55-59，2015. 2.
- 5) 建築基準法施行令の一部を改正する政令，平成 25 年政令第 217 号。
- 6) 平成 25 年国土交通省告示第 771 号，特定天井および特定天井の耐力上安全な構造方法を定める件。
- 7) 一般社団法人 建築性能基準推進協会：建築物における天井脱落対策に係る技術基準の解説，2013。
- 8) 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，No. 596，pp. 57-64，2005. 10.
- 9) 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の地震応答評価，日本建築学会構造系論文集，No. 619，pp. 97-104，2007. 9.
- 10) 文部科学省：学校施設における非構造部材の耐震対策の推進に関する調査研究報告書一校舎等における非構造部材の耐震対策の推進について一，学校施設における非構造部材の耐震対策の推進に関する調査研究協力者会議，2014。
- 11) 鈴木理恵，佐藤大樹，佐々木智大，青井淳，梶原浩一，田川浩之：Eーディフェンス震動台実験による実大鉄骨造体育館の屋根面の応答性状，日本地震工学会大会 2015 梗概集，pp. 3-13，2015。

DESIGN AND STRUCTURAL RESPONSE OF FULL-SCALE STEEL GYMNASIUM SPECIMEN

E-Defense shake table experiment on collapse mechanism of wide-area suspended ceiling in gymnasium part 1

*Tomohiro SASAKI^{*1}, Atsushi AOI^{*2}, Hiroyuki TAGAWA^{*3},
Koichi KAJIWARA^{*4}, Daiki SATO^{*5}, Toshimi KABEYASAWA^{*6},
Tsuyoshi SEIKE^{*7}, Satoshi YAMADA^{*8} and Hiroshi FUKUYAMA^{*9}*

^{*1} Senior Researcher, Earthquake Disaster Mitigation Division, Natl. Res. Inst. for Earth Science and Disaster Resilience, Dr. Eng.

^{*2} Researcher, R&D Inst., Takenaka Corp, M. Eng. (Former Natl. Res. Inst. for Earth Science and Disaster Resilience)

^{*3} Assoc. Prof., Dept. Arch., Mukogawa Women's Univ, Ph. D. (Former Natl. Res. Inst. for Earth Science and Disaster Resilience)

^{*4} Manager, Earthquake Disaster Mitigation Division, Natl. Res. Inst. for Earth Science and Disaster Resilience, Dr. Eng.

^{*5} Assoc. Prof., FIRST, IIR, Tokyo Tech, Dr. Eng. (Former Natl. Res. Inst. for Earth Science and Disaster Resilience)

^{*6} Prof., Earthquake Res. Inst., The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

^{*7} Assoc. Prof., Dept. Socio-Cultural Env. Studies, The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

^{*8} Prof., FIRST, IIR, Tokyo Tech., Dr. Eng.

^{*9} Director, Housing Dept., Natl. Inst. for Land and Infrastructure Mgt., Dr. Eng.

In the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, many suspended ceilings and other suspended equipment fell down due to the lack of their resistance to earthquakes. To mitigate severe damage to ceiling system caused by earthquakes, new seismic design code for suspended ceiling system was issued by the Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism. However, the mechanism why and how suspended ceiling system falls down during earthquakes has not yet been clarified well. In order to clarify the collapse mechanism of wide-area ceiling system and development of its countermeasure, new research project was launched and the first series of full-scale shake table experiments of wide-area ceiling system in school gymnasium was conducted. This paper presents outline of the full-scale shake table experiment and global response of structural members.

The specimen was designed as the full-scale specimen which can represent real steel school gymnasium on spread foundations built in elementary and junior high schools based on the allowable stress design with base shear coefficient C_0 of 0.2. It had a floor plan dimension of 30m by 18.6m and a height of 9.09m. Because its size was larger than the shake table size of 20m by 15m, it was supported by cantilevered large stiff girders with the overhang of 5m at the maximum. Based on pushover analysis using A_1 distributions, it was confirmed that the base-shear versus displacement relation in the specimen was close to that in the prototype of the specimen. In the specimen, two different types of suspended ceiling were installed; 1) non-seismic ceiling and 2) seismically designed ceilings with seismic coefficient of 1.1G and 2.2G. Fail-safe system consisting of wires and nets to prevent damage caused by suspended equipment to people inside the gymnasium was also installed to evaluate its effectiveness.

Two ground acceleration records were used as imposed motions; 1) K-NET Sendai record observed at K-NET Sendai station during the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake and 2) JMA Kobe record observed at JMA Kobe observatory during 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake. Intensity of imposed motions were 5%, 25% and 50% (twice) of K-NET Sendai record for the specimen with non-seismic ceiling and 5%, 25%, 50%, 80% and 100% of K-NET Sendai record and 100% and 150% of JMA Kobe record for the specimen with seismically designed ceilings.

Based on the shake table experiment, it was found that response accelerations measured at the base of corner columns (the edge of cantilevered stiff girders) were close to the original record in horizontal directions while vertical response accelerations were amplified in the frequency of 10Hz. It showed the response acceleration should be carefully checked in high frequency components.

Based on the whitenoise excitations, natural periods and mode shapes were estimated. It was clarified that the vertical response was coupled with horizontal response and the intensity of vertical response was the maximum value of 32% of the intensity of horizontal response.

Based on the excitations using K-NET Sendai and JMA Kobe records, the maximum response displacement at the roof top was 2.05% (=1/49) and 4.47% (=1/22) of the height of specimen in span and ridge directions, respectively. Only the base of columns yielded, however, no damage was observed in columns, girders and beams. All vertical and horizontal braces yielded and buckled repeatedly, and the deformation in the out-of-plane direction was observed. However, no brace ruptured.

(2016年2月12日原稿受理, 2017年3月16日採用決定)