

異なる耐震設計法を用いた鉄骨置屋根体育館における 屋根トラス部材の損傷評価比較

Comparison of Seismic Damage Design Criteria of Space Frame Roofs Supported by RC Substructures

寺澤 友貴*¹

岸澤 竜之介*²

竹内 徹*³

Yuki TERAZAWA*¹

Ryunosuke KISHIZAWA*²

Toru TAKEUCHI*³

ABSTRACT In steel roof gymnasiums with RC substructures, space frame roof members are damaged by out-of-plane response of Cantilevered RC walls and vertical response of roof.

In this paper, numerical analysis models are constructed for two gymnasiums that have suffered damage such as buckling, post-buckling fracture and fallings of truss members in the 2016 Kumamoto earthquake. For the roofs, bearings, and RC substructures, various design methods such as the old design method, the current design method, and the design method using the guidelines are applied. The seismic response of each model is analyzed by time history response analysis, and the damage of the truss members is evaluated.

Keywords: 立体トラス, RC片持架構, 部材破断, 熊本地震, 学校体育館

Space Frame, Cantilevered RC wall, Member Fracture,

Kumamoto Earthquake, School Gymnasium

1. 序

鉄骨造の屋根をRC造の躯体で支持する体育館は鉄骨置屋根体育館と呼ばれる。鉄骨置屋根体育館では、アリーナ床から片持ちで立ち上がるRC架構(以下RC片持架構)が地震時に構面外に応答するため、鉄骨屋根とRC片持架構を接続する支承部に強制変形が生じ、均しモルタルのひび割れやアンカーボルトの引張降伏、RC部材の側方破壊や曲げひび割れ、RC片や非構造部材の落下などの被害が生じる。また、2016年の熊本地震においては、球体ノードと鋼管部材をボルト接合した形式のシステムトラス屋根を有する体育館において、支承部に接続する鋼管トラス部材の著しい局部座屈、鋼管の部材中央の局部座屈部の破断、接合部ボルトの引張破断、部材落下といった被害が報告されている。この被害を受けて、著者らは文献[1]にて支承部のルーズホール端接触や、鋼管トラス部材の座屈と破断を模擬した被災体育館のモデル化お

よび時刻歴応答解析を行い、前述のRC片持架構の構面外応答と、梁間方向入力に対する立体トラス屋根の鉛直振動が、当該体育館における損傷プロセスの起点であることを明らかにした。

一方、鉄骨置屋根体育館に関して、東北地方太平洋沖地震以後に耐震設計と応答制御手法に関する精力的な検討の成果が文献[2], [3] (以下置屋根指針, ラチスシェル指針と呼ぶ) にまとめられているものの、これらの指針を適用して設計された架構の耐震性能や地震応答は未検証である。また、実務の設計では、これらの指針を参照せず、現行の設計クライテリアである保有水平耐力計算に則ってRC片持架構の構面外応答の確認が行われているが、この設計法を適用した場合の耐震性能も確認されていない。

本研究は、2016年の熊本地震で実際に被災した2棟の体育館[1]を対象に、一部個別の各種設計法を適用し設計された場合の耐震性能の差異を数値解析により比較する。そして鋼管トラス部材の損傷(座屈・破断)防止および屋根支承部とRC片持架構の応答制御に有効な設計法を分析する。具体的な設計法は(a)1981年以前の、1次設計のみによる設計法である「原設計」、(b)1981年以降の、保有水平耐力計算法に基づく設計法である「現行設計」、(c)ラチスシェル指針に基づく設計法の「指針設計」、また(b)、(c)に対しては、摩擦ダンパ

*1 第2種正会員

博士(工学) 東京工業大学大学院 環境・社会理工学院建築学系 助教 (〒152-8550 東京都目黒区大岡山 2-12-1-M1-29)

*2 東京工業大学大学院 環境・社会理工学院建築学系 修士課程

*3 博士(工学) 東京工業大学大学院 環境・社会理工学院建築学系 教授

一支承を用いて鋼管トラス部材に伝わる支承部反力を制御する設計法も加えて扱う。

2. 検討体育館および対象とする設計法

2.1 検討体育館

図1に検討対象のA体育館、B体育館の概要を示す。検討対象の体育館は円筒アーチ型のシステムトラス屋根を有する鉄骨置屋根体育館であり、それぞれ1996年と1997年に建設された。両体育館はアリーナ床から2層分のRC片持架構を有し、トラス屋根は4隅のピン支承と梁間方向にルーズホールが切られたローラー支承によって支持されている。A体育館は桁行方向の寸法が大きく、桁面壁の構面外振動が大きく発生し実被害における損傷の起点となることが文献[1]における検討の結果により示されている。またB体育館は梁間方向スパンが大きく、妻面壁の構面外応答と屋根部の鉛直振動が発生しやすく、損傷の起点となることが示されている。

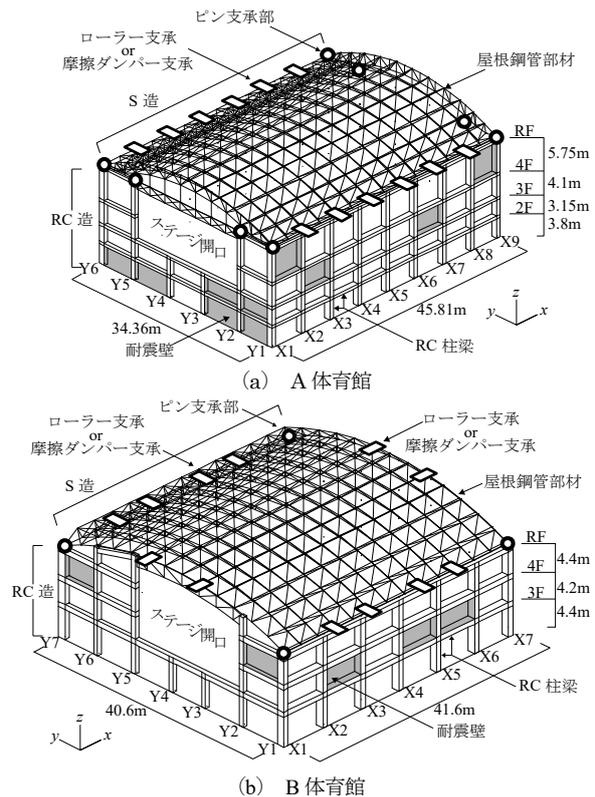


図1 検討体育館概要

2.2 設計法概要

本節では、屋根トラス、下部RC架構、および摩擦ダンパー支承に関する設計法を概説する。各設計法の組み合わせは表1に、各設計法における設計外力の概要、モデル名称を表2に示す。

表1 検討設計法組み合わせ一覧

		トラス屋根設計法		
		R0 原設計	R1 現行設計	R2 指針設計
RC 架構 設計法	F0 原設計	A-R0F0D0 B-R0F0D0		
	F2 指針設計		A-R1F2D0	A-R2F2D0
			下部構造の重要度係数を下げる	
			B-R1F2D0	B-R2F2D0
	摩擦支承 滑り耐力	$\frac{Q_{dh}}{2}$ B-R1F2D0.5	$\frac{Q_{dh}}{2}$ B-R2F2D0.5	
		Q_{dh} B-R1F2D1.0	Q_{dh} B-R2F2D1.0	

表2 設計荷重の決定に用いる諸量

①屋根設計法	基準加速度 A_{eq} 算出用諸元			検討用荷重	
	ベースシア係数 C_0	構造特性係数 D_s	重要度係数 I		
R0:原設計	0.3	-	1	一樣水平外力	
R1:現行設計	1.0	0.55	1.25	一樣水平外力	
R2:指針設計	1.0	0.55	1	等価静的地震荷重 ^③	
②下部RC設計法	ベースシア係数 C_0	構造特性係数 D_s	重要度係数 I	検討方法	
F0:原設計	0.3	-	1	一次設計	
F2:指針設計	1.0	0.55	B-R2	1	保有水平耐力計算 (自立検定 ^③)
			その他	1.25	
③ダンパー耐力設定法	滑り耐力	モデル名称		④:体育館	
D0	0(なし)	B-R1F2D0.5		①:屋根設計法	
D0.5	$Q_d/2$			②:下部RC設計法	
D1.0	Q_d			③:ダンパー耐力設定法	

2.2.1 屋根トラスの設計法

屋根トラスの設計は以下の3種類を検討する。

- R0 (原設計)**: 初めに屋根を剛体と見做したときのRC下部構造の軒高(屋根支持層)の層せん断力係数 C_R (1次設計相当の $C_0 \leq 0.3$) を計算し、水平方向の静的地震荷重 (= C_R 相当の水平加速度 × 各節点質量) に対して屋根部材を許容応力度設計する。
- R1 (現行設計)**: 初めに屋根を剛体と見做したときのRC下部構造の軒高(屋根支持層)の層せん断力係数 C_R (2次設計の $C_0 = 1.0$, D_s 値 0.55, 重要度係数 $I = 1.25$) を計算し、水平方向の静的地震荷重 (= C_R 相当の水平加速度 × 各節点質量) に対して屋根部材を許容応力度設計する。
- R2 (指針設計)**: 初めに屋根を剛体と見做したときのRC下部構造の軒高(屋根支持層)の層せん断力係数 C_R (2次設計の $C_0 = 1.0$, D_s 値 0.55, 重要度係数 $I = 1.00$) を計算し、日本建築学会ラチスシェル屋根構造設計指針[3]に示さ

れる、水平と鉛直方向の等価静的地震荷重に対して屋根部材を許容応力度設計する。

図2に等価静的地震荷重の概要を示す。ライズ

を有するラチスシエル屋根構造では、水平の地震動入力に対して逆対称の屋根鉛直応答が励起される動的応答特性が一般に知られており、ラチスシエル屋根構造設計指針[2]の等価静的地震荷重では、この動特性を水平と鉛直の静的荷重として模擬する。図2に示すように、等価静的地震荷重の計算手順は、初めに屋根を剛体と見做したときのRC下部構造の軒高(屋根支持層)の層せん断力係 C_R から基準加速度 A_{eq} を計算し、次に質量比 R_M (=建物全体の質量/屋根部の質量)と周期比 R_T (=建物全体の倒れ込み周期/屋根面モデルの逆対称1波モード周期)に基づき、式(1)、式(2)に示す屋根部の応答増幅率 F_H 、 F_V を計算する。

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

$$F_V = \begin{cases} 3C_V\theta & (0 < R_T \leq 5/16) \\ (\sqrt{5/R_T - 1})C_V\theta & (5/16 < R_T \leq 5) \\ 0 & (5 < R_T) \end{cases} \quad (2)$$

本検討では、体育館全体が梁間方向に倒れ込む固有振動モードの有効質量が図17(a)、(b)、(c)のように多くともモデル全体質量の3割以下であることに基づき、 R_M は屋根質量を全体質量の3割で除した値とした。また、本検討のモデルはいずれも $R_M > 1.2$ かつ $R_T < 1.5$ であるため、式(3)、式(4)を用いて F_H 、 F_V を割り増しする。

$$F_H' = \sqrt{F_H^2 + \frac{1}{(1 - R_T^2)^2 + (1/R_M)^\theta}} \quad (3)$$

$$F_V' = \sqrt{F_V^2 + \frac{1}{(1 - R_T^2)^2 + (1/R_M)}} \quad (4)$$

最後に図2に示す分布に従って表3に示す増幅率 F_H' 、 F_V' と基準加速度 A_{eq} を屋根節点質量に乘じ、静的な節点外力として設定し、応力解析を行う。

なお、B体育館では、屋根トラスをR2設計とした場合のRC架構の設計について、経済性の観点から重要度係数を1.25から1.0へ落として設計を行うこととする。

各設計法に従って決定されたトラス屋根部材の諸元は表4に示す通りである。

2.2.2 下部RC片持架構の設計法

下部RC架構の設計は以下の2種類を検討する自立検定の概略は図3に示す通りである。

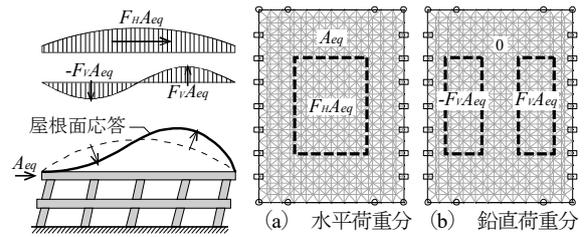


図2 ラチスシエルの地震応答, 地震荷重分布

表3 各モデル等価静的地震荷重諸元

体育館	モデル名称	R_T	R_M	梁間方向 A_{eq} (m/s ²)	F_H'	F_V'
A体育館	A-R2F2D0	1.08	8.77	1.11	1.94	2.77
B体育館	B-R2F2D0	0.74	9.07	1.01	1.70	2.01
	B-R2F2D0.5	0.77	8.79	1.12	1.72	2.10
	B-R2F2D1.0	0.77	8.44	1.13	1.71	2.08

表4 各モデル使用鋼管リスト

モデル	部材断面 (mm)	ボルト径	ボルト破断耐力 (kN)	モデル	部材断面 (mm)	ボルト径	ボルト破断耐力 (kN)
A-R0F0D0 (原設計)	◎-60.5×3.2	M20	107	A-R1F2D0, A-R2F2D0 (再設計)	◎-76.3×3.2	M20	107
	◎-76.3×3.2	M20	107		◎-89.1×3.2	M24	154
	◎-89.1×3.2	M24	154		◎-101.6×3.5	M27	200
	◎-101.6×3.5	M27	200		◎-114.3×4.5	M30	244
	◎-114.3×4.5	M30	244		◎-139.8×4.0	M36	355
	◎-139.8×4.5	M30	244		◎-165.2×5.0	M42	488
	◎-139.8×4.5	M36	355		◎-190.6×4.5	M42	488
B-R0F0D0	◎-60.5×2.3	M16	68	B-R1F2D0, B-R1F2D0.5, B-R1F2D1.0, B-R2F2D0, B-R2F2D0.5, B-R2F2D1.0,	◎-76.3×3.2	M20	107
	◎-76.3×2.8	M18	84		◎-89.1×3.2	M24	154
	◎-89.1×3.2	M22	132		◎-101.6×3.5	M27	200
	◎-101.6×3.5	M24	154		◎-114.3×4.5	M30	244
	◎-114.3×4.5	M30	244		◎-139.8×4.0	M33	302
	◎-139.8×4.0	M33	302		◎-165.2×4.5	M30	244
					◎-190.7×5.3	M45	571
			◎-216.3×5.8	M45	571		
			◎-267.4×5.8	M42	488		

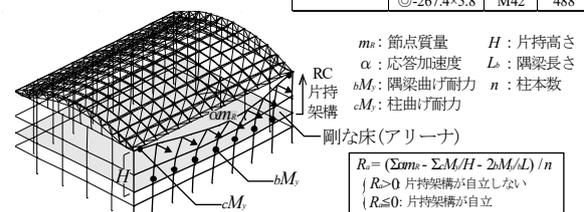


図3 RC片持架構の自立検定概要

- F0** (原設計) : 1次設計相当の $C_0 \leq 0.3$ の水平力分布を地震荷重とした許容応力度設計。
- F1** (現行設計) : 本論では実施せず。
- F2** (指針設計) : 初めに下部RC架構の保有水平耐力が、Ai分布に従う $C_0 = 1.0$ の水平力分布にDs値0.55を乗じて計算した必要保有水平耐力を上回るか確認する。次に荷重制御の静的増分解析を行い、外力が必要保有水平耐力に達した時点でRC片持架構の柱脚部に塑性ヒンジが発生しないことを確認する。最後に置屋根ガイドラインに示されるRC片持架構の自立検定を満たすことを確認する。

なお、現行設計に対応するF1設計は、RC片持架構の構面外応答を考慮しておらず、F0設計と同

等の応答・損傷となると考えられるため省略する。

また、重要度係数 1.25 を考慮し強度抵抗型の再設計を行った A 体育館に対し、B 体育館の再設計では後述する摩擦ダンパー支承を用いたエネルギー吸収型の設計を想定し、重要度係数を 1.0 とした設計を許容する。両者はコスト上も同等となる。

各設計法に従って決定されたトラス屋根部材の諸元は表 4 に示す通りである。

本検討の範囲では、RC 片持架構を F2 設計とする場合に構面外方向に対して考慮すべき弾性設計の軒高の水平加速度は 1.0~1.4G 程度となる。

2.2.3 摩擦ダンパー支承の設計法

下部構造を F2 設計とした場合について、B 体育館では、桁壁上の支承部に摩擦ダンパーを挿入することで、屋根支承部における地震応答の低減、RC 片持架構の構面外応答が原因で屋根面に伝達される反力の制限（ヒューズ効果）、RC 片持架構の柱断面の縮小化を試みる。図 4 に片持架構の不足耐力から、摩擦ダンパーに負担させる滑り耐力の算出方法を示す。クライテリア時必要柱曲げ耐力と原設計時の柱曲げ耐力の差をアリーナ床からの片持高さで割った値（F2-D1.0）またはその半分（F2-D0.5）を摩擦ダンパーの滑り耐力とし、保有水平耐力計算時に水平加力の反対方向に滑り耐力を集中荷重として柱頭に加力することで、柱断面を小さく設計する。摩擦ダンパー支承の耐力設定法は以下の 3 種類を検討する。

- 1) **F2-D0** : RC 片持架構のみで必要保有水平耐力を満足し、摩擦ダンパーは挿入しない。（前項の F2 設計の説明は F2-D0 に相当）
- 2) **F2-D0.5** : 片持架構の不足耐力の半分を負担する滑り耐力を有する摩擦ダンパーを挿入する。
- 3) **F2-D1.0** : 片持架構の不足耐力の全てを負担する滑り耐力を有する摩擦ダンパーを挿入する。

なお、摩擦ダンパー支承を用いる場合は、図 5 に示すように、屋根面の静的地震荷重と、摩擦ダンパーの滑り耐力に等しい屋根支承部節点の集中荷重（=支承部反力）を組合せて屋根トラスを設計する。以上のように設計した屋根トラス、下部 RC 架構、摩擦ダンパーの諸元は表 5 に示す通りである。

3. 数値解析モデルと解析法概要

3.1 数値解析モデル

図 6 に 3 次元数値解析モデルの概要を示す。モデルは節点数約 600、部材数 1800 の規模を有し、屋根トラスの動的応答への影響が小さいアリーナ

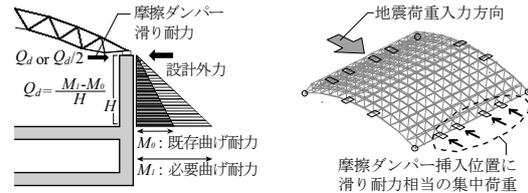


図 4 滑り耐力設定法 図 5 ダンパー反力加算法

表 5 各モデル諸元

体育館	モデル名称	屋根質量 (ton)	全体質量 (ton)	桁面3F 柱断面 B×D (mm)	柱曲げ耐力 My (kNm)	柱初期剛性 k _B ×10 ³ (kNm)	摩擦ダンパー耐力 (kN)	ルーズホール長さ (mm)	支承部反力評価値 (kN)
A	A-R0F0D0	178	5773	700×1000	1012	681	-	±44	156
	A-R1F2D0	194	6700	1000×1800	2582	3601	-	±120	-25
	A-R2F2D0	194	6700	1000×1800	2582	3601	-	±120	-25
B	B-R0F0D0	145	4272	800×1200	1469	1202	-	±50	195
	B-R1F2D0	156	5518	1300×2000	5108	7318	-	±120	-113
	B-R1F2D0.5	161	5359	1400×1600	3754	4384	230	-	-1.0
	B-R1F2D1.0	168	5070	900×1200	1973	1563	460	-	208
	B-R2F2D0	156	5154	1000×1400	3076	2819	-	±120	-4
	B-R2F2D0.5	160	5104	1200×1500	2889	3144	84	-	17
	B-R2F2D1.0	163	4967	1200×1400	2696	2704	168	-	39

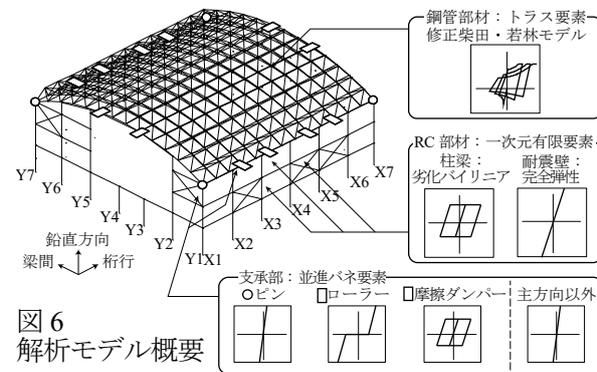


図 6 解析モデル概要

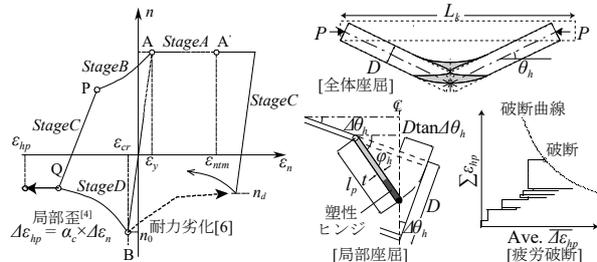


図 7 トラス部材履歴

図 8 破断判定概要

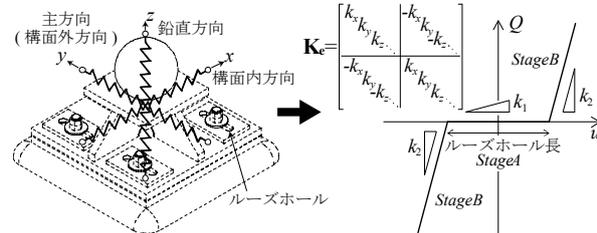


図 9 並進バネ要素概念図・荷重変位関係

表 6 並進バネ要素諸元

種類	体育館/位置	ルーズホール長さ(mm)		接触後剛性k ₂ (kN/mm)	種類	初期剛性 (kN/mm)	二次剛性 (kN/mm)
		原設計	再設計				
ローラー	A/桁壁	±44	±120	25.2	ダンパー	125	0.125
	B/桁壁	±30	±120	9.5			
	B/妻壁	±50	±120	20.1			

フロア以下の層内にある武道場等の教室空間は簡略化し、アリーナフロア内に存在する外壁の節点の回転を固定し簡易的な剛床とする。各節点には屋根部の等分布荷重および RC 柱、梁および壁の負担部相当の集中質量を設定する。

屋根トラスの鋼管部材は一部材一要素としてモデル化し、復元力特性は図 7 に示す引張降伏後の座屈耐力劣化を考慮した修正柴田若林モデル (降伏応力度 300N/mm^2 とする[1]) を設定したトラス要素とする。初期座屈耐力には既往の検討[4]等において架構の損傷を精度よく再現可能であった、両端ピンとして計算した短期許容圧縮軸力を用いる。また図 8 に示した著者らの提案する力学モデル[5]を用いて、部材全体の軸変形量から母材中央局部座屈部の塑性歪を評価し、レインフロー法によって平均と累積の塑性歪振幅値に変換した後に SS400 の鋼材疲労曲線と比較して亀裂発生を判定する。また、文献[1]と同様、実被害でボルト破断を生じた部材は引張軸力が表 4 に示す破断耐力を上回った時点で破断と判定する。破断後は文献[7]の手法を用いて、当該部材の部材剛性を $1/1000$ とし、軸力を零値に置き換えて部材破断を模擬する。

RC 柱梁部材は一次元有限要素 (ファイバー要素) を用いて材軸方向の変形、2 軸方向の曲げ変形、材軸回りの捩れ変形を考慮する。ファイバー要素の復元力特性は曲げ変形に対して武田モデルにおける割線剛性および曲げ耐力を再現するような剛性・耐力を有するバイリニアを設定する。耐震壁は水平剛性が等価な弾性筋交いとしてモデル化する。

支承部は図 9 に示す並進バネ要素としてモデル化する。それぞれのバネは独立した復元力特性を有する。四隅のピン支承、およびそれ以外の支承部の構面内方向・鉛直方向には弾性の履歴を設定する。構面外方向には、ローラー支承の場合には図に示すルーズホール内滑走挙動をする Stage A とルーズホール端部にアンカーボルトが接触し反力が発生する Stage B により構成される履歴を設定する。Stage B における剛性は文献[8]における部材実験結果を参照する。また摩擦ダンパー支承の場合には、文献[9]における実験値に基づくバイリニアの履歴を設定する。表 6 に支承部の諸元を示す。

3.2 入力地震波と固有振動特性

入力地震波は図 10 に示す JMA Kobe 位相の告示適合波と、熊本県が 2016 年 4 月 16 日に観測した被災体育館付近の地上観測波を用いる。観測波

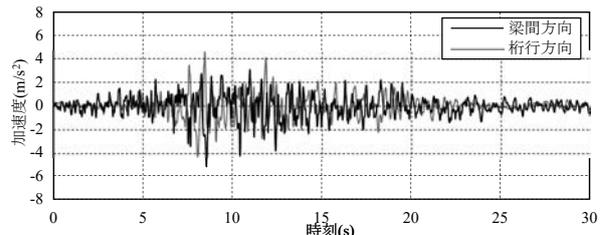


図 10 告示波加速度時刻歴

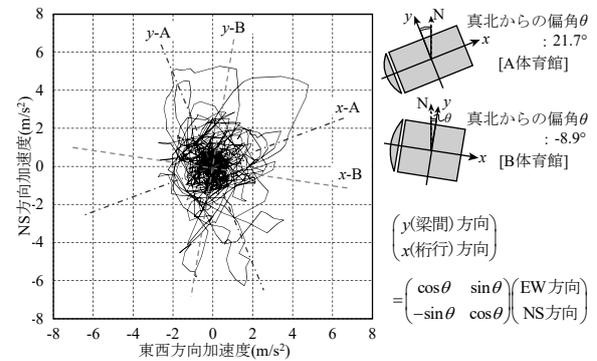


図 11 観測地震波の角度補正概要

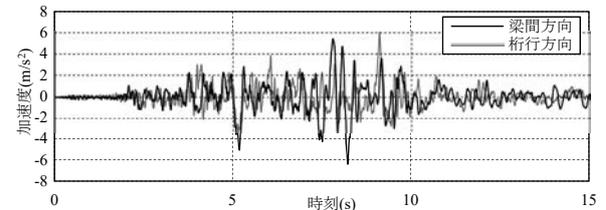


図 12 A 体育館用熊本地震波加速度波形

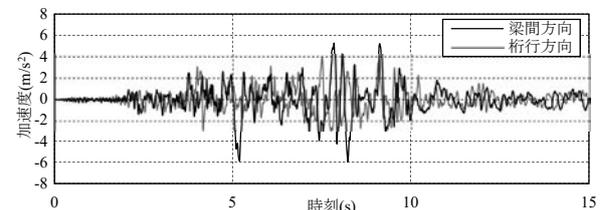


図 13 B 体育館用熊本地震波加速度波形

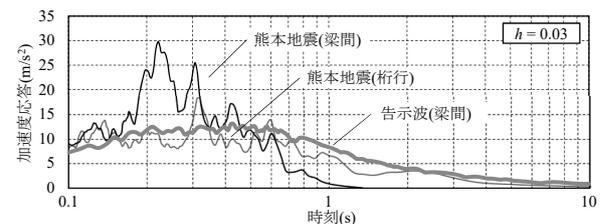


図 14 A 体育館用地震波加速度応答スペクトル

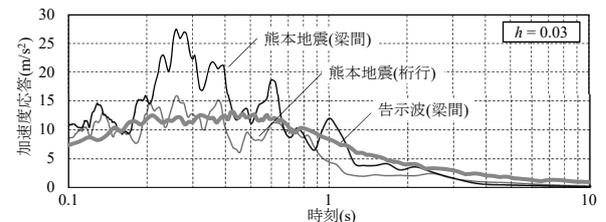


図 15 B 体育館用地震波加速度応答スペクトル

である熊本地震波に関しては文献[10]における手法を参照し、図 11 のようにして各体育館の方角に

対する平面的な角度を補正する. 図 12, 13 に角度補正後の熊本地震波の入力加速度時刻歴を, 図 14, 15 に告示波および補正後の熊本地震波の加速度応答スペクトルを示す. 時刻歴応答解析の比例減衰マトリクスは, 1 次および 2 次モードに対して減衰定数 0.03 の初期剛性比例型 (全体剛性マトリクスから支承部剛性成分を除くことで, 支承部の比例減衰は 0 とする.) のレーリー減衰としてモデル化する. 固有値解析は幾何剛性マトリクスを考慮し, 屋根トラスのみのモデル及び下部 RC 躯体を含んだ全体モデルで行い, ローラー支承部は完全離間, 摩擦ダンパー支承はピン接合として解析する.

図 16, 17 に, A 体育館の各モデルの主な卓越固有振動モードを梁間方向の有効質量比の降順に, 次数, 固有周期と共に示す. 有効質量比が最上位のモードを比較すると, 屋根モデルでは 0.258 s →

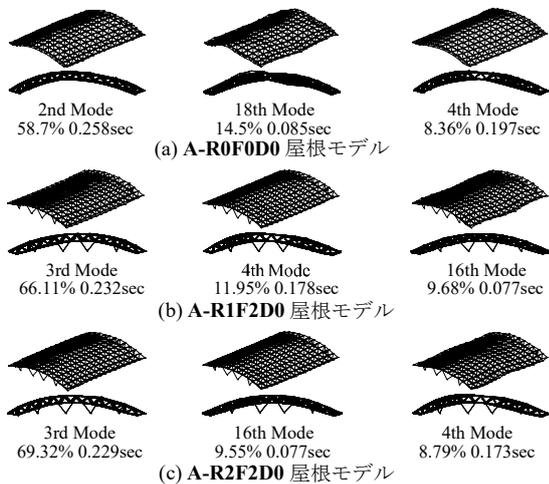


図 16 A 体育館屋根モデル梁間方向卓越モード

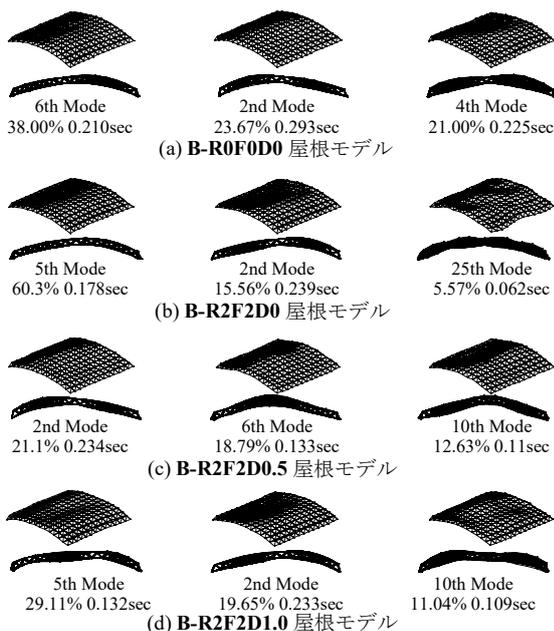


図 18 B 体育館屋根モデル梁間方向卓越モード

0.232 s, 0.229 s, 全体モデルでは 0.495 s → 0.223 s, 0.222 s と, 再設計のモデルは原設計のモデルからの剛性上昇にしたがい短周期化する. 再設計モデルにおいても RC 片持架構の構面外応答モードが約 20% の最も大きな有効質量比を占めるモードとなり, 屋根トラス部材の座屈に影響する, RC 架構と屋根面の連成振動モード (図 17 (b), (c) の第 2 位) や屋根面の鉛直振動モード (図 17 (b), (c) の第 3 位) も 10% 前後となる上位の有効質量比を占める. また図 18, 19 に, B 体育館の主要各モデルの主な卓越固有振動モードを示す. 屋根モデルの場合は, D0 に対して D0.5, D1.0 と摩擦ダンパーを用いたモデルでは, 例えば R2 設計では図 18 (b), (c), (d) 中の 2 次モードの比較で 0.239 s → 0.234 s, 0.233 s と, 設計用荷重が大きくなるため屋根面剛性が高くなり短周期化する.

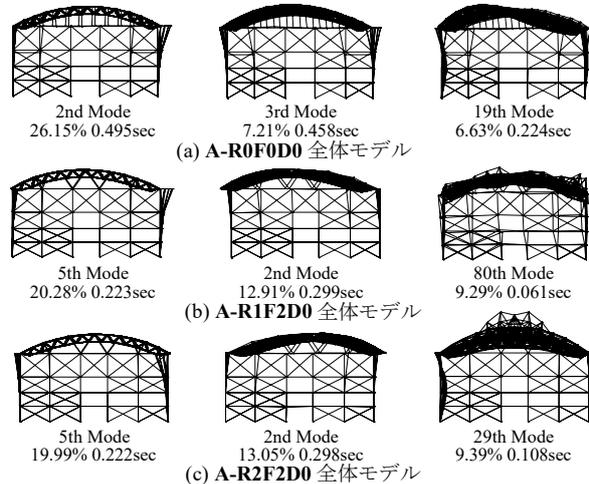


図 17 A 体育館全体モデル梁間方向卓越モード

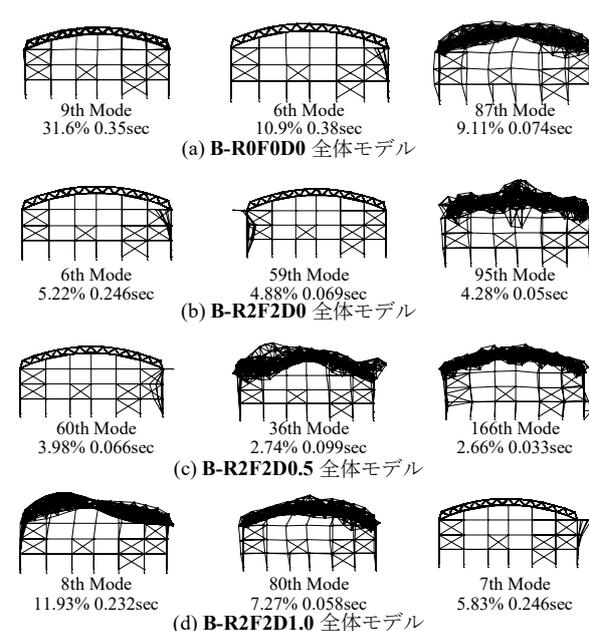


図 19 B 体育館全体モデル梁間方向卓越モード

4. 再設計したA 体育館の地震応答

4.1 梁間方向入力に対する応答

図20に、原設計モデルおよび各再設計モデルの支承部構成節点の最大応答値を示す。R1, R2のいずれの再設計モデルでも、RC架構の剛性・耐力の増加によって片持構面上の支承部を構成している

(a) RC側 (b) 屋根支持節点の梁間方向の最大水平変位が減少し、支承部の相対変位はルーズ長の44mmを下回り、端部の接触による反力は発生しない応答となる。図21に各モデルの最終的な屋根部材の損傷経験図を示す。R0の原設計モデルでは屋根面全体で多数の部材が座屈を経験し、引張軸力によるボルト破断・座屈後引張破断といった脆性的な損傷が発生していたが、R1, R2の再設計モデルは、告示入力に対しては屋根トラス部材に損傷が発生せず、弾性範囲内の応答に抑えられている。熊本地震の観測波入力の場合はX9通りのピン支承周辺に屋根鉛直振動による座屈部材が発生するが、R2の指針設計を用いた場合にはR1の現行

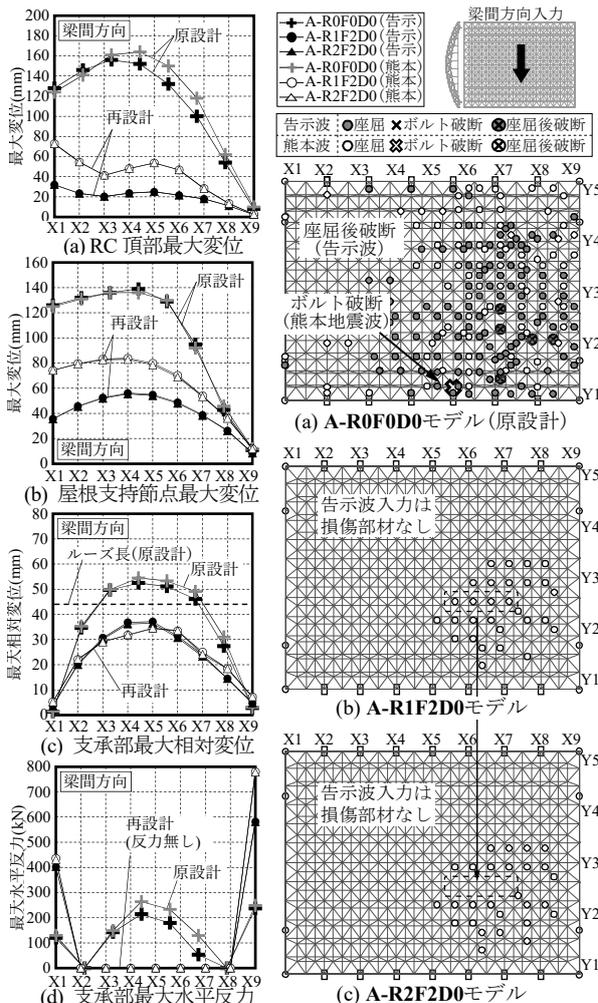


図20 節点最大応答 A 体育館-梁間方向入力

設計モデルと比較して座屈部材数が数本減少する。

4.2 2方向同時入力に対する応答

図22に、地震波を梁間方向・桁行方向同時に入力した場合の原設計モデルおよび各再設計モデルの支承部構成節点の最大応答値を示す。前節の梁間方向単一入力と比較して、入力されるエネルギーが大きくなったことで、原設計モデルの支承部の特に屋根側節点の応答が僅かに大きくなるが、再設計モデルでは単一方向入力と同等に抑制される。一方、図23の各モデルの最終的な屋根部材の損傷経験図に示す通り、告示波の単一方向入力に対して無損傷であった再設計モデルR1, R2において座屈部材が現れ、熊本地震波入力の場合の座屈部材数が増加する。しかし、図22(c), (d)に示すように、ローラー支承部のルーズホール端接触による反力は発生せず、構面外応答を起因とした損傷拡大は防がれている。また、2方向入力の場合も、R2の指針設計を用いた場合は、R1の現行設計に比較して座屈部材数が数本減少する。

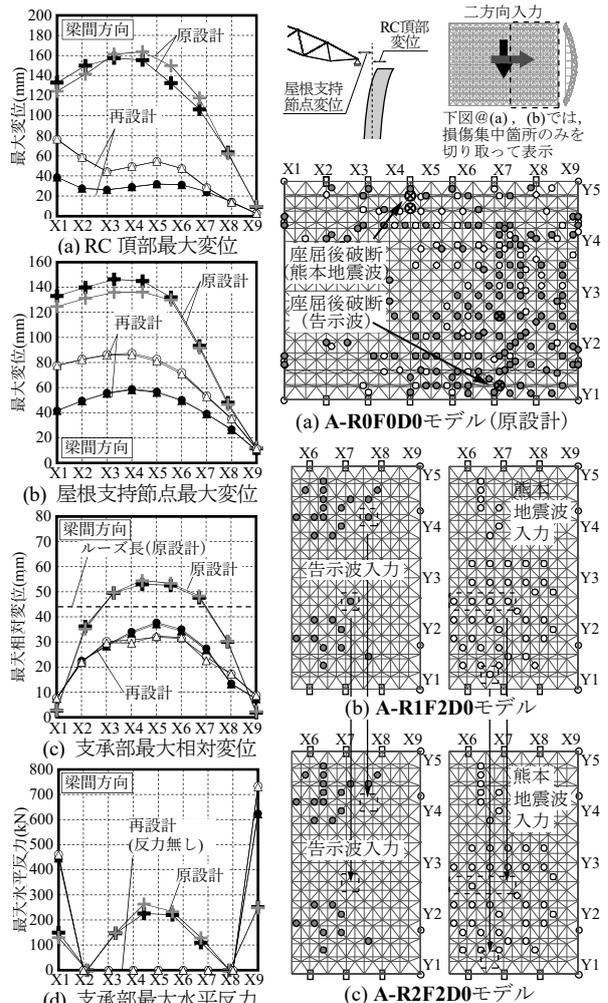


図22 節点最大応答 A 体育館-二方向入力

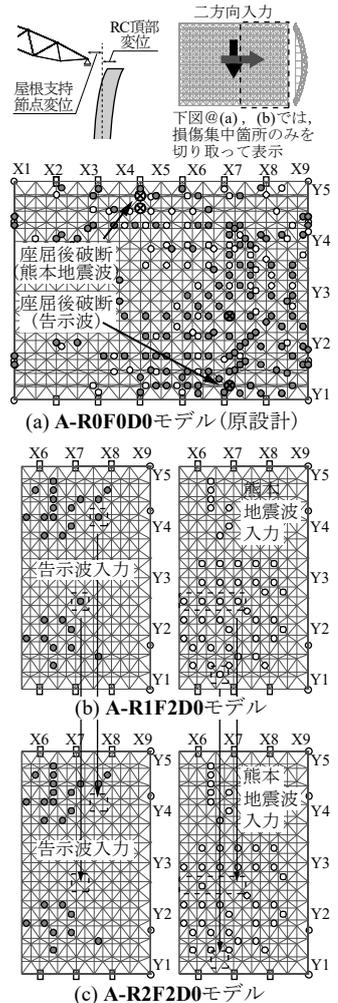


図23 屋根損傷 A 体育館-二方向入力

5. 再設計した B 体育館の地震応答

5.1 梁間方向入力に対する応答

図 24, 25 に, 原設計モデルおよび各再設計モデルの支承部構成節点の最大応答値を示す. 何れの再設計モデルでも, RC 架構剛性の増大により屋根節点および RC 架構頂部の節点の最大応答値は減少する. 再設計モデルの間で応答値を比較すると, **D0** モデルでは相対変位は原設計時のルーズ長以下に低減され支承部反力は発生しなくなる. また **D0**→**D0.5**→**D1.0** と遷移するに従い支承部の摩擦ダンパーの耐力が上がり RC 架構の要求曲げ剛性が低くなるため, RC 架構頂部の応答は大きくなるが, 摩擦ダンパーの拘束力により, 原設計モデルのような大きな相対変位はいずれのモデルでも発生しなくなる. 以上の傾向は告示波入力, 熊本地震波入力どちらにおいても概ね同様である.

図 26 に各モデルの最終的な屋根部材の損傷経験図を示す. 何れの再設計モデルでも, 原設計と比べ

て損傷部材数は大きく減少している. **D0** の支承部ローラーモデルでは支承部反力が発生せず, **D0.5**, **D1.0** モデルにおいて摩擦ダンパー支承に発生する反力は摩擦ダンパーの滑り荷重以下に制御されるため, 何れの再設計モデルにおいても, 支承部周辺材からの逐次的な損傷拡大は防がれている.

また, 屋根トラスの設計を現行の **R1** としたモデルにおいて, **D0** モデルでは損傷が生じない位置に座屈部材数が増加し, その傾向は特に **R1-D0.5** モデルにおいて顕著となる. これは摩擦ダンパーの挿入により支承部の拘束条件がピン支承に近い状態となり, 鉛直応答が励起されるためであり, 大きな入力である熊本地震波入力の場合に顕著である. 一方, ラチスシエル指針の等価静的地震荷重を用いて屋根鉛直応答を考慮する設計 (**R2** モデル) は, **R1** と比べて損傷部材数が減少し, 熊本地震波入力の場合でも屋根中央部に多数の座屈部材が発生することを防ぐことが可能となっている.

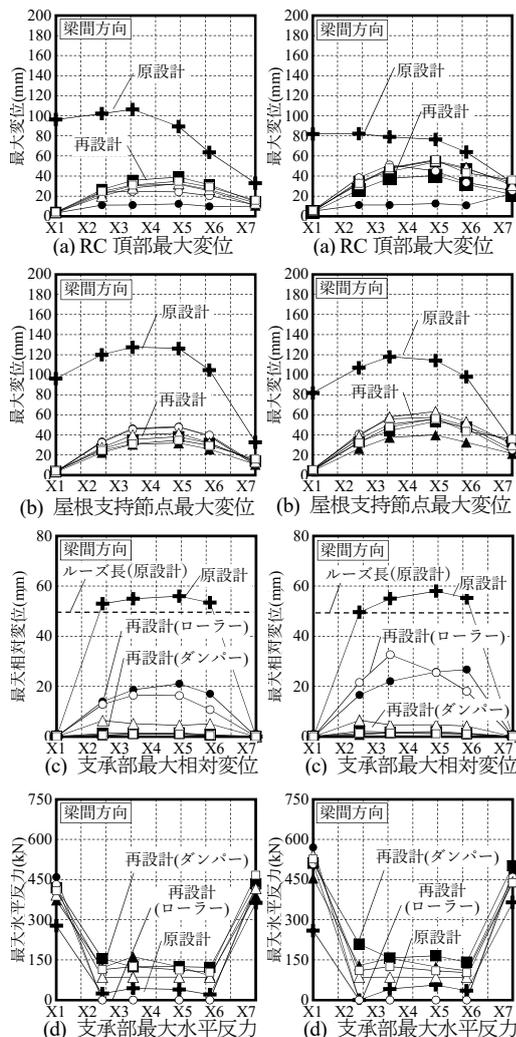


図 24 節点最大応答 B 体育館-梁間-告示波
図 25 節点最大応答 B 体育館-梁間-熊本波

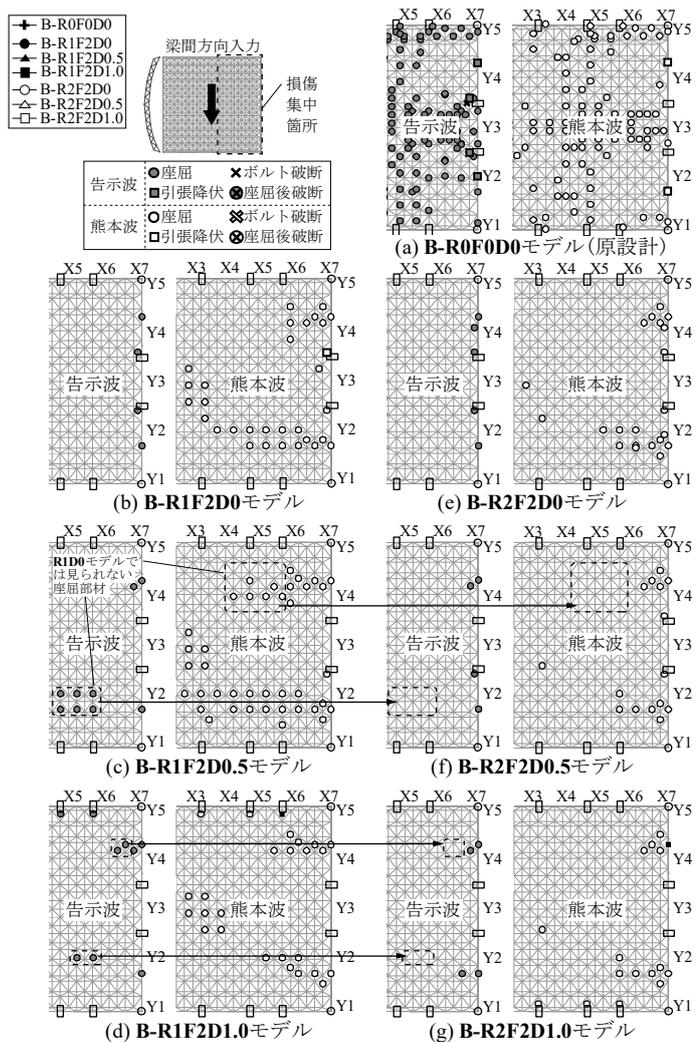


図 26 屋根損傷 B 体育館-梁間方向入力

5.2 二方向入力に対する応答

図27, 28に, 原設計モデルおよび各再設計モデルの支承部構成節点の最大応答値を示す. 原設計モデルの支承部節点応答は, 梁間方向単一入力の場合よりも僅かに大きい最大値をとるが, 再設計後の**D0**モデルではRC架構剛性の増大により支承部相対変位がルーズ長以下に収まることで支承部反力が発生せず, **D0.5**および**D1.0**モデルでは摩擦ダンパーの滑り耐力以下の反力が支承部に発生する点でも, 梁間単一方向入力の場合と同程度に応答を抑制することができている.

図29に各モデルの最終的な屋根部材の損傷経験図を示す. **B** 体育館の損傷拡大のメカニズムは, X7 通りの妻面壁上支承部に接続する下弦材のボルト接合部に破断が生じることで, 負担軸力の増えた周辺部材が逐次的に損傷してゆくことに起因していた[1]. 再設計モデルにおいては RC 架構の剛性増大と, およびトラス部材の耐力増加によ

て, X7 通りの妻面壁上支承部における当該部材のボルト破断は発生せず, 結果屋根面全体への損傷拡大は防がれている. Y1 および Y5 通りの桁面上支承部においても, 前節同様反力を制御できているため, 損傷拡大は発生しない. 二方向入力の場合は梁間方向単一入力の場合に比べて入力のエネルギーが増えるために座屈部材数は増加し, 大きい入力である熊本地震波入力の場合にその傾向が顕著となる. 一方で2方向入力の場合でも, **R2**モデルは**R1**モデルと比較して下部RC架構設計の安全率を下げたモデルでありながら, 鉛直振動を考慮した屋根設計荷重を用いることで損傷部材数を低減しており, その傾向は摩擦ダンパー支承を用いたモデル, 特に **D0.5**モデルにおいて顕著である.

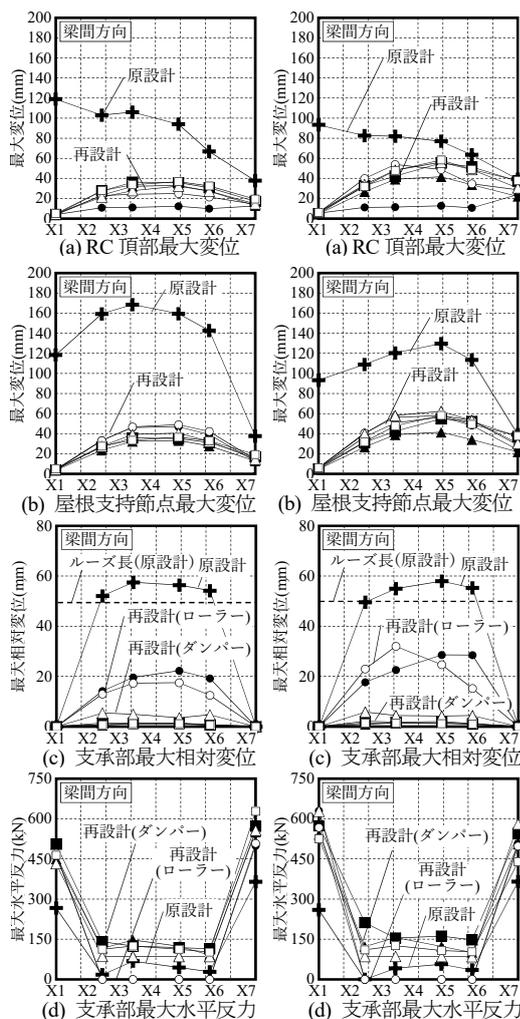


図27 節点最大応答 B 体育館-二方向-告示波
図28 節点最大応答 B 体育館-二方向-熊本

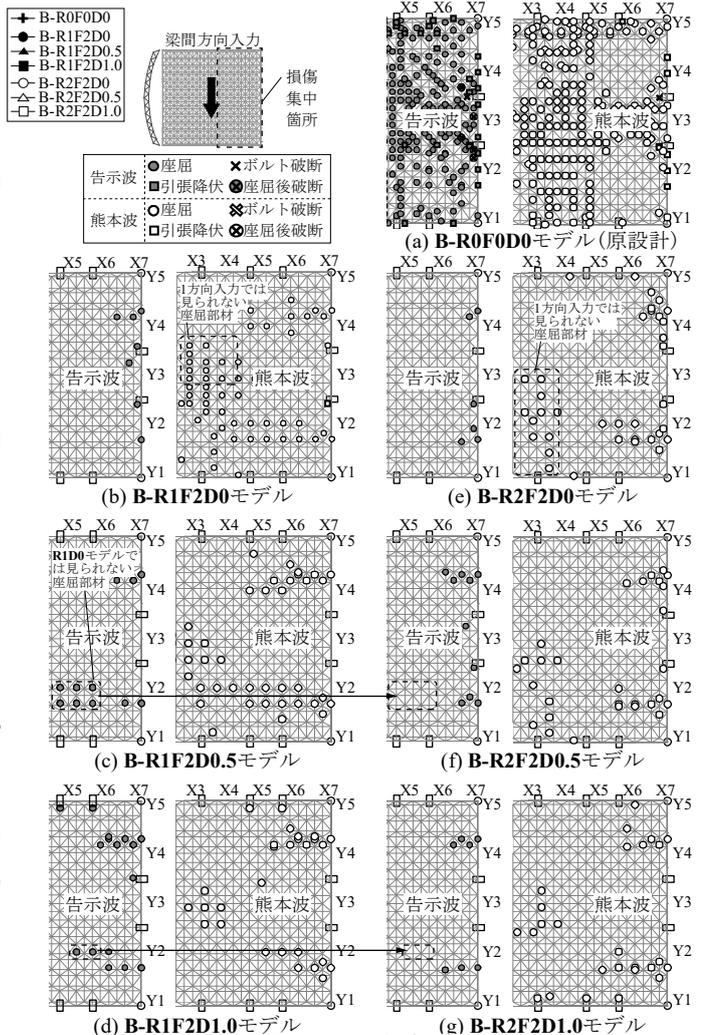


図29 屋根損傷 B 体育館-二方向入力

6. 結

本研究では、システムトラスを有する鉄骨置屋根体育館に対し、屋根トラスの損傷、特に部材破断を防止するための設計法を提案し、それらを実際に被災した2種類の体育館を模擬したモデルに一部異なる方法を含んで適用した場合の、RC柱梁部材の塑性化や屋根トラスの部材破断、ローラー支承部の履歴等を考慮した詳細な解析により、耐震性能、部材損傷を比較した。限定された事例に対する検討であるが、以下に得られた知見を示す。

- 1) RC片持架構を、構面外応答を考慮する学会指針を適用した設計とすることで、ローラー支承部のルーズホール端部接触による反力が発生しなくなる。それにより支承部に接続する屋根部材の座屈、破断および部材落下といった脆性的な損傷は防がれる。
- 2) 学会指針を適用した設計によりRC片持架構が構面外に自立するならば、屋根トラスを現行基準の保有水平耐力計算に基づく一様水平外力で設計した場合でも、告示レベルの入力に対しては屋根面全体を軽微な損傷で抑えることができる。
- 3) 告示レベルの入力を2方向同時に受ける場合や、本論で用いた熊本地震の観測波のような大きいレベルの入力に対しては、支承部の反力が生じなくとも、屋根面の鉛直動により座屈を生じる部材が発生するが、そのような場合でも学会指針を適用し鉛直動を考慮した設計とすることで、特にB体育館の様なスパンが大きく鉛直振動が励起されやすい体育館において、座屈部材数を低減することができる。
- 4) 支承部に摩擦ダンパーを用いる場合には、摩擦によって接続する屋根トラス部材へ伝達される反力を設計時に考慮することで、RC片持柱の曲げ耐力を低く抑えながら、トラス部材の損傷を低減する設計が可能である。

謝辞

本研究は日本防災協会「システムトラスによる立体トラス屋根構造の耐震性の確保に向けた検討委員会（主査：竹内徹，委員：山下哲郎，山田哲，松井良太，坂下雅信，長谷川隆，石原直，実石明，小西克尚，協力委員：松本潤朗，井上昌士，中村聡宏）」平成30年度検討において行われた分析の一部をまとめたものです。関係者のご助言，ご協力に深謝します。また，本研究は一部に一般社団法人日

本鋼構造協会2018年度鋼構造研究助成事業の助成を戴きました。ここに謝意を記します。

参考文献

- [1] 寺澤友貴，稲永匠悟，松井良太，竹内徹：鉄骨置屋根体育館における立体トラス屋根の地震被害分析，日本建築学会構造系論文集，第83巻，第754号，pp.1789-1799，2018.12
- [2] 日本建設技術高度化機構：鉄骨置屋根構造の耐震診断・改修の考え方，2015.9
- [3] 日本建築学会：ラチスシェル屋根構造設計指針，2016.11
- [4] 竹内徹，中村悠，松井良太，小河利行，今村晃：部材破断を考慮した鋼管トラス鉄塔の耐震性能，日本建築学会構造系論文集，第76巻，第669号，pp.1971-1980，2011.11
- [5] Takeuchi, T. and Matsui, R.: Cumulative Deformation Capacity of Steel Braces under Various Cyclic Loading Histories, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.141, No.7, pp.04014175-1-04014175-11, 2015.7
- [6] 谷口元，加藤勉，中村紀吉，高橋泰彦，佐伯俊夫，広谷勉，相川勇治：鉄骨X型ブレース架構の復元力特性に関する研究，構造工学論文集，Vol.37B，pp.303-316，1991.3
- [7] 松井良太，竹内徹：部材破断を考慮したブレース付ラーメン骨組のエネルギー吸収性能，日本建築学会構造系論文集，第76巻，第665号，pp.1337-1345，2011.7
- [8] 野原大樹，伊藤賢治，和田直記，山下哲郎：鉄骨置屋根構造ピン支承部の復元力特性に関する研究，鋼構造年次論文報告集，第25巻，2017.11
- [9] 稲葉祐介，寺澤友貴，松井良太，熊谷知彦，竹内徹：各種支承を有するRC支持架構付き円筒ラチスシェルの応答評価，日本建築学会構造系論文集第83巻，第751号，pp.1263-1272，2018.9
- [10] 和田章，広瀬景一：2方向地震動を受ける無限均等ラーメンの弾塑性応答性状，日本建築学会構造系論文報告集，第399号，pp.37-47，1989.5

(2020年1月24日原稿受理)