

# 論文 RC 下部構造と鉄骨置屋根の接合部への作用応力に関する横つなぎ材剛性の影響

藤田 智己\*1・木村 祥裕\*2・飯藤 将之\*3

**要旨：** 本論文では、東北地方太平洋沖地震で被害を受けた RC 下部構造の上に鉄骨屋根が置屋根状に設置された形態の空間構造物についてモデル化を行い、基本モデルとして損傷過程の概略を調べた後、解析モデルの各構面を繋ぐ部材のせん断剛性をパラメータとした静的増分解析を実施した。その結果、せん断剛性の高低により、各構面の RC 下部構造と鉄骨置屋根の接合部に作用する水平力が変化し、妻構面の接合部損傷時のベースシア係数に大きく影響を与えることを確認した。特に、屋根面のせん断剛性が高くなる場合には、RC 下部構造に作用した地震力が屋根面に伝達されることで接合部の損傷を助長することを明らかにした。

**キーワード：** 鉄骨屋根, RC 下部構造, 損傷メカニズム, 静的増分解析, せん断剛性

## 1. はじめに

2011 年の東北地方太平洋沖地震において、トラス構造等で構成された鉄骨屋根が屋根支持部まで立ち上がった RC 柱の上に露出柱脚形式で接合された空間構造物（以降、鉄骨置屋根構造とする）で地震被害が確認された。被害は RC 下部構造と鉄骨置屋根の接合部（以降、置屋根支承部とする）におけるアンカーボルトの引抜け、破断、敷モルタルの圧壊、RC 部の側方破壊である<sup>1)2)</sup>。置屋根支承部の損傷は余震時の屋根部滑落の危険性を有し、避難所としての機能を失う致命的要因となり得る。

置屋根支承部は露出柱脚と同様な接合形式であるが、地震時における作用応力および変形状態は必ずしも露出柱脚に対応するわけではなく、鉄骨置屋根構造の損傷メカニズムは十分に明らかにされていない<sup>3)~10)</sup>。

置屋根支承部の力学的特性を検討した事例として、高松らは、RC 部のコンクリート破壊に着目した露出柱脚の載荷実験を実施し、コンクリートの剥離、落下が生じる可能性を確認している<sup>4)</sup>。白鳥らは、置屋根支承部の接合形式および支承部の接合面と水平荷重作用位置の距離をパラメータとした静的漸増試験を行い、その力学特性と破壊挙動を明らかにしている<sup>5)</sup>。山田らは、アンカーボルトの端あき、敷きモルタルの厚さ、アンカーボルト周りでの中子筋の有無等をパラメータとした静的漸増試験を行い、各パラメータが支承部の側方破壊に及ぼす影響を精査している<sup>6)</sup>。

建物全体として鉄骨置屋根構造の損傷メカニズムを検討した事例として、成田らは、妻構面に柱頭支承部が配置された鉄骨置屋根構造を取り上げ、妻面独立 RC 壁の構面外振動による置屋根支承部の損傷を明らかにしている<sup>7)</sup>。同じく成田らは、建物形状および屋根面プレー

スの剛性、屋根小梁の座屈の有無をパラメータとした解析を実施し、屋根面の応答加速度および柱頭支承部の定着部反力を簡易的に評価する手法を提案している<sup>8)</sup>。しかし、これらは妻構面の面外振動に関する検討であり、本論で対象としている桁行構面に置屋根支承部が配置された構造物に対して適用できるかについては明らかになっていない。

著者らは、これまでに東北地方太平洋沖地震で被害を受けた桁行構面に置屋根支承部が配置された体育館を取り上げ、実建物を詳細に模擬した立体解析モデルに対する静的増分解析、地震応答解析を行い、RC 下部構造の妻構面と中央構面の水平剛性の違いに起因する妻構面置屋根支承部への地震力の集中現象を明らかにしている<sup>9)~11)</sup>。

妻面における置屋根支承部への応力集中は、中央構面で作用した地震力が屋根面を通じて伝達されることで発生する。そのため、各構面を繋ぐ部材のせん断剛性が置屋根支承部の損傷メカニズムに大きく影響を与える。そこで、本論文では、各構面を繋ぐ屋根面ブレースおよび構面に直交する RC 梁のせん断剛性をパラメータとした静的増分解析を実施し、各置屋根支承部への地震力の伝達メカニズムを明らかにする。

## 2. 解析モデルの概要

解析には弾塑性地震応答解析プログラム Frame-D<sup>12)</sup>を基に新たに作成したものをを用いる。本プログラムでは柱・梁部材を図-1(a)に示す剛域、曲げばね、せん断ばねで構成される部材モデルで置換する。曲げばね(図-1(b))およびせん断ばね(図-1(c))の履歴モデルはトリリニア型とし、各パラメータは鉄筋コンクリート構造

\*1 仙台高等専門学校 建築デザイン学科 准教授 博士 (工学) (正会員)

\*2 東北大学大学院 東北大学未来科学技術共同センター 教授 博士 (工学)

\*3 仙台高等専門学校 建築デザイン学科 教授 博士 (工学) (正会員)

計算規準<sup>13)</sup>に基づき表-1(a), (b)に示すように設定している。ここで、図-1(c)に示すせん断ばねは、最大耐力 $sQ_y$ 以後の耐力低下を考慮し、耐力低下終点の耐力 $sQ_u$ を $10s_d_y$ に達した時点で $sQ_c$ として与えている。なお、各記号については表-1(a), (b)に示す通りある。

解析モデルは実際に被災した建物を基に構築し、以降、基本モデルと呼ぶ。基本モデルの基となる部材諸元を表-2に示す。モデル化した建物はアリーナ部分が $50\text{m} \times 52\text{m}$ のほぼ正方形の体育館で、置屋根の主架構は鋼管トラス構造でNS方向に架けられ、C、M通りのRC柱の柱頭部分で4本のアンカーボルトで結合されている。

主架構はNS方向に11構面あり、各構面は屋根面での水平ブレースおよびRC下部構造での柱頭レベルと2階床レベルでRC梁により結合されている。RC下部構造に関して、1通り、11通りは耐震壁が多く存在し水平剛性が高い構面となっている。2~10通りはギャラリーが設けられ、それより上部は高さ9mの片持ち形式の柱で構成される。

解析モデルは6通り構面を中心に対称モデルと仮定し、1~6通り構面のみを1/2モデルとしている。各構面のフレームモデルは、図-1(a)に示す部材モデルで構成する。図-2(a)に1通りフレームモデルを、図-2(b)に2~6通りフレームモデルを示す。各フレームモデルにおいて、トラス屋根は曲げ剛性が等価となる弾性線材モデルに置換している。立体モデル(図-2(c))は、各フレームモデルをトラス屋根の屋根面せん断剛性を模擬する線形のせん断ばねと、RC梁を模擬する線形のせん断ばねで連結し構成される。屋根面せん断剛性は、事前にトラス屋根部分を取り出したモデルに関する有限要素解析<sup>9)</sup>から1-2通りで $3.82 \times 10^3 \text{N/mm}$ 、2-6通りで $1.75 \times 10^3 \text{N/mm}$ と設定した。

屋根質量は、補修工事時にジャッキアップした際の質量を参考に $150 \text{kg/m}^2$ と設定した。また、RCの柱、梁、壁および床スラブの質量は単位体積質量を $2400 \text{kg/m}^3$ として算定している。

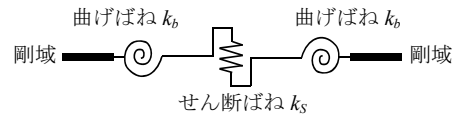
解析方向はNS方向の1方向とし、解析に用いる水平荷重は $A_i$ 分布に基づき定め、各構面の重量比に合わせて、図-2(a)および図-2(b)の矢印で示すトラス屋根レベル、RC柱頭レベル、2階床レベルの3か所に作用させた。解析は変位制御とし、トラス屋根の屋根面せん断剛性、RC下部構造の柱頭レベルにおいて各構面に直交するRC梁のせん断剛性をパラメータとして、6通り3層変形角が1/100に達する時点、もしくは全ての置屋根支承部が損傷する時点まで増分変位を与えた。

置屋根支承部に関する履歴モデルについて、本論文では既往研究の知見<sup>9~11)</sup>を基に、置屋根支承部の損傷をアンカーボルトの破断と定義し、アンカーボルトのせん断

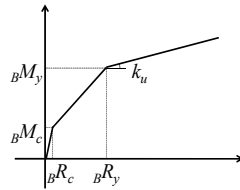
と曲げの特性により定める。せん断については、終局せん断耐力 $Q_U$ とせん断剛性 $GA_b n_b$ を用いた完全弾塑性型のバイリニアモデルを設定する。終局せん断耐力 $Q_U$ は、

$$Q_U = \frac{\sigma_u \cdot A_b \cdot n_b}{\sqrt{3} \kappa} \quad (1)$$

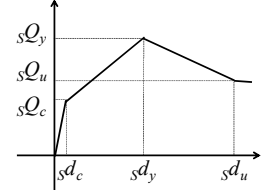
により求めている。



(a) 部材モデル

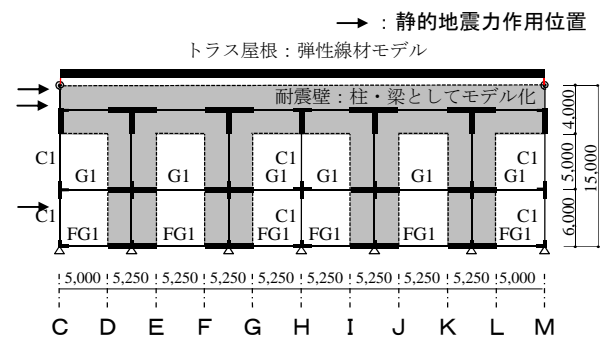


(b) 曲げばね履歴モデル

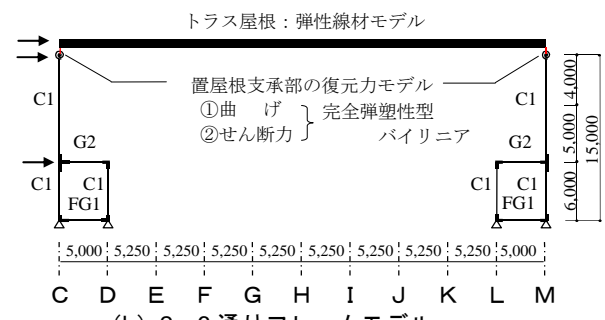


(c) せん断ばね履歴モデル

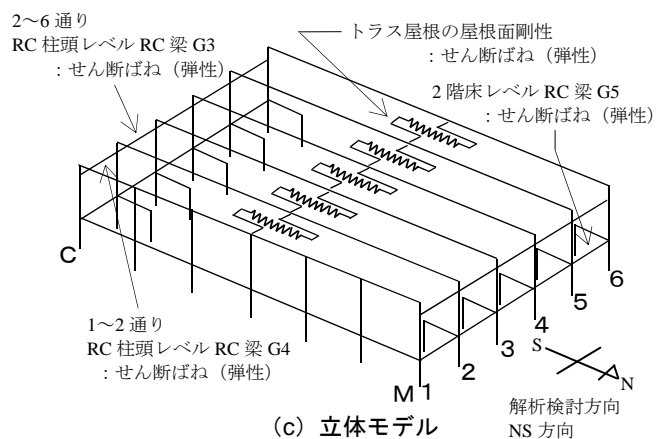
図-1 線材モデル<sup>11)</sup>



(a) 1通りフレームモデル



(b) 2~6通りフレームモデル



(c) 立体モデル

図-2 解析に用いる基本モデル

ここで、 $\sigma_u$ はアンカーボルトの引張強度[N/mm<sup>2</sup>],  $A_b$ はアンカーボルトの軸断面積[mm<sup>2</sup>],  $n_b$ は全アンカーボルトの本数,  $\kappa$ は形状係数(円形断面の場合は 4/3)である。

曲げについては、回転剛性  $K_{BS}$ と終局曲げ耐力  $M_U$ を用いた完全弾塑性型のバイリニアモデルを設定する。 $K_{BS}$ および  $M_U$ は鋼構造接合部設計指針<sup>14)</sup>の露出柱脚として、

$$K_{BS} = \frac{E \cdot n_t \cdot A_b \cdot (d_t + d_c)}{2 \cdot l_b} \quad (2)$$

$$M_U = T_U d_t + \frac{(N + T_U) D}{2} \left( 1 - \frac{N + T_U}{N_U} \right) \quad (3)$$

により求めている。ここで、 $E$ はアンカーボルトのヤング係数[N/mm<sup>2</sup>],  $n_t$ は引張側アンカーボルトの本数,  $A_b$ はアンカーボルトの軸断面積[mm<sup>2</sup>],  $d_t$ は柱断面図心より引張側アンカーボルト断面群の図心までの距離[mm],  $d_c$ は柱断面図心より圧縮側の柱フランジ外縁までの距離[mm],  $l_b$ はアンカーボルトの長さ[mm],  $N$ は置屋根支承部に作用する圧縮軸力[N],  $T_U$ は引張側アンカーボルト

の終局引張耐力 ( $T_U = n_t \cdot A_b \cdot F$ ) [N],  $N_U$ は基礎コンクリートの終局圧縮耐力 ( $N_U = 0.85 \cdot B \cdot D \cdot F_c$ ) [N],  $F$ はアンカーボルトの引張強度[N/mm<sup>2</sup>],  $B$ はベースプレートの幅[mm],  $D$ はベースプレートの長さ[mm],  $F_c$ はコンクリートの設計基準強度[N/mm<sup>2</sup>]である。

(1)式~(3)式より、終局せん断耐力  $Q_U$ はC通りで210kN, M通りで210kN, 回転剛性  $K_{BS}$ はC通りで8.48×10<sup>3</sup>kNm, M通りで9.68×10<sup>3</sup>kNm, 終局曲げ耐力  $M_U$ は、C通りで123kNm, M通りで129kNmとなる。

### 3. 鉄骨置屋根構造の静的増分解析

#### 3.1 基本モデルの特性

各フレームモデルおよび立体モデルに対して静的増分解析を行った。図-3(a), (b)に各モデルに対するベアス係数(最下層の層せん断力総和を全質量で除した値)および置屋根支承部に作用するせん断力(以降、柱頭せん断力とする。)とRC頂部の変位を階高で除した変形角(以降、3層変形角とする。)の関係を示す。なお、図-3(b)の横軸については6通りの値を用いている。ま

表-1 部材モデル諸元

(a) 曲げばね履歴モデル

部材	ひび割れモーメント ${}_B M_c$ [Nmm]	終局モーメント ${}_B M_y$ [Nmm]	変形角 [rad]		剛性低下率 $\alpha_y$	降伏後剛性 $k_u$
			ひび割れ ${}_B R_c$	終局 ${}_B R_y$		
柱	$0.56\sqrt{\sigma_b} Z_e + ND/6$	$0.8\alpha_y D + 0.5ND(1 - N/bDF_c)$	${}_B M_c l / 1200EI$	$\left\{ (1/\alpha_y - 1) - 1 \right\} {}_B M_y l / 6EI$	$(0.043 + 1.64m_p + 0.43a/D + 0.33\eta_0)(d/D)^2$	$6EI / 1000l$
梁		$0.9\alpha_y \sigma_y d$				

ここで、 $\sigma_b$ : コンクリート圧縮強度[N/mm<sup>2</sup>],  $Z_e$ : 断面係数[mm<sup>3</sup>],  $N$ : 軸方向圧縮力[N],  $D$ : 部材せい[mm],  $a$ : 引張鉄筋断面積[mm<sup>2</sup>],  $\sigma_y$ : 引張鉄筋の降伏点[N/mm<sup>2</sup>],  $b$ : 部材幅[mm],  $F_c$ : コンクリートの設計基準強度[N/mm<sup>2</sup>],  $d$ : 有効せい[mm],  $l$ : 部材長さ[mm],  $E$ : ヤング係数[N/mm<sup>2</sup>],  $I$ : 断面2次モーメント[mm<sup>4</sup>],  $n$ : ヤング係数比,  $P_t$ : 引張鉄筋比,  $a$ : シアスパン長さ[mm],  $\eta_0$ : 軸力比

(b) せん断ばね履歴モデル

部材	ひび割れ耐力 $sQ_c$ [N]	最大耐力 $sQ_y$ [N]	耐力低下終 点 $sQ_u$ [N]	変形角 [rad]		
				ひび割れ $s d_c$	最大耐力 $s d_y$	$s d_u$
柱	$\frac{0.065k_c(50 + \sigma_b) b j}{M/Qd + 1.7}$	$\left\{ \frac{0.052P_t^{0.23}(18 + \sigma_b)}{M/Qd + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \sigma_y} + 0.1\sigma_0 \right\} b j$	$sQ_c$ と同値	$sQ_c/GA$	1/250	$10s d_y$
梁		$\left\{ \frac{0.052P_t^{0.23}(18 + \sigma_b)}{M/Qd + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \sigma_y} \right\} b j$				

ここで、 $k_c$ : 断面寸法による補正係数,  $\sigma_b$ : コンクリートの圧縮強度[N/mm<sup>2</sup>],  $M/Qd$ : せん断スパン比,  $b$ : 部材幅[mm],  $j$ : 応力中心距離[mm],  $P_t$ : 引張鉄筋比,  $\sigma_0$ : 柱の軸方向応力度[N/mm<sup>2</sup>],  $P_w$ : あばら筋比または帯筋比,  $\sigma_y$ : せん断補強筋の降伏点[N/mm<sup>2</sup>],  $\sigma_0$ : 柱の軸方向応力度[N/mm<sup>2</sup>],  $G$ : せん断弾性係数[N/mm<sup>2</sup>],  $A$ : 部材の断面積[mm<sup>2</sup>]

表-2 解析モデル部材諸元

	部材	部材断面 [mm]	ヤング率 [N/mm <sup>2</sup> ]	強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	履歴特性
RC 下部構造	RC 柱 (C1)	1200×650	2.1×10 <sup>4</sup>	コンクリート: 圧縮強度 21 鉄筋: 降伏応力度 295	曲げ: 図-1(b)に示すモデル せん断: 図-1(c)に示すモデル
	RC 梁 (G1)	800×400			
	RC 梁 (G2)	1200×500			
	RC 梁 (FG1)	1400×400			弾性せん断ばね
	耐震壁	厚さ: 180			
	構面間の RC 梁 (G3)	800×450			
トラス屋根	メイントラス (STK400)	弦材: φ267×6.6 東材: φ191×5.3 斜材: φ165×4.5	2.1×10 <sup>5</sup>	降伏応力度 245	曲げ剛性を等価とした弾性線材モデル
	水平ブレース (SS400)	L-75×75×6 22φ		降伏応力度 245	弾性せん断ばね
	置屋根支承部	アンカーボルト (SS41)		22φ	引張強度 400

た、図中には損傷が発生した箇所を併記している。

図-3(a)より、1 通りフレームモデルでは、ベースシア係数が 1.8 の時に置屋根支承部がせん断破壊に至る。その後ベースシア係数が 2.0 を超えると、1 層目の耐力壁でせん断破壊が発生しはじめ、保有耐力（ベースシア係数 2.2）に達する。2~6 通りフレームモデルでは、ベースシア係数が 0.1 時にギャラリー部から立ち上がった RC 柱の柱脚部で曲げひび割れが発生する。その後、ギャラリー部の RC 梁、RC 基礎梁が曲げ破壊に至る。置屋根支承部は、変形角 1/100 までの間に損傷は発生しない。1 通りと 2~6 通りのフレームモデルを比較すると、1 通りは他の通りの保有耐力で約 6 倍、初期剛性で約 100 倍となっている。

立体モデルでは、図-3(b)に示すように、1 通りの柱頭せん断力が早期に終局せん断耐力に達し（ベースシア係数 0.1）、その後中央構面（6 通り）に向けて順に置屋根支承部の損傷が発生する。ベースシア係数が 0.5 付近において、4 通りの置屋根支承部がせん断破壊すると同時に、6~4 通りのギャラリー部の RC 梁（G2）、RC 基礎梁（FG1）で曲げ破壊が生じる。変形角 1/100 までに置屋根支承部は 5 通りまでせん断破壊する。

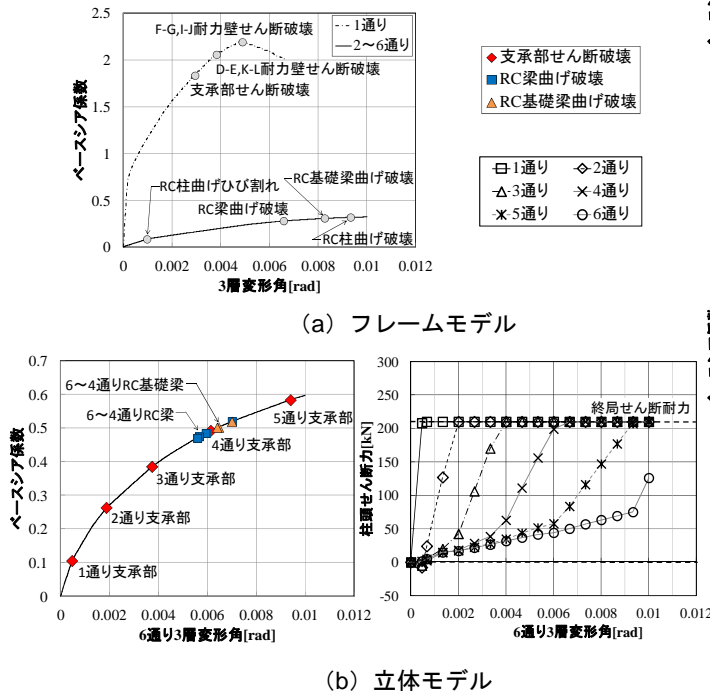


図-3 ベースシア係数および柱頭せん断力と 6 通り 3 層変形角の関係

### 3.2 屋根面のせん断剛性の影響

基本モデルに対し、屋根面のせん断剛性を 10 倍（≒剛床）、0.001 倍（≒水平ブレース無）、0.1 倍にした場合の計 4 ケースに対して解析を実施した。ベースシア係数および柱頭せん断力と 6 通り 3 層変形角の関係を図-4 に示す。図中には損傷が発生した箇所を併記している。

また、最初に置屋根支承部がせん断破壊した時点の各通りの柱頭せん断力を表-3 に示す。表-3 内の上段には屋根面に作用した水平力のみによる柱頭せん断力、下段には RC 下部構造に作用した水平力のみによる柱頭せん断力、右端にはその時のベースシア係数を示している。なお、置屋根支承部のせん断破壊は、表中の上段と下段の和が 210kN に達した時点で発生することとなる。

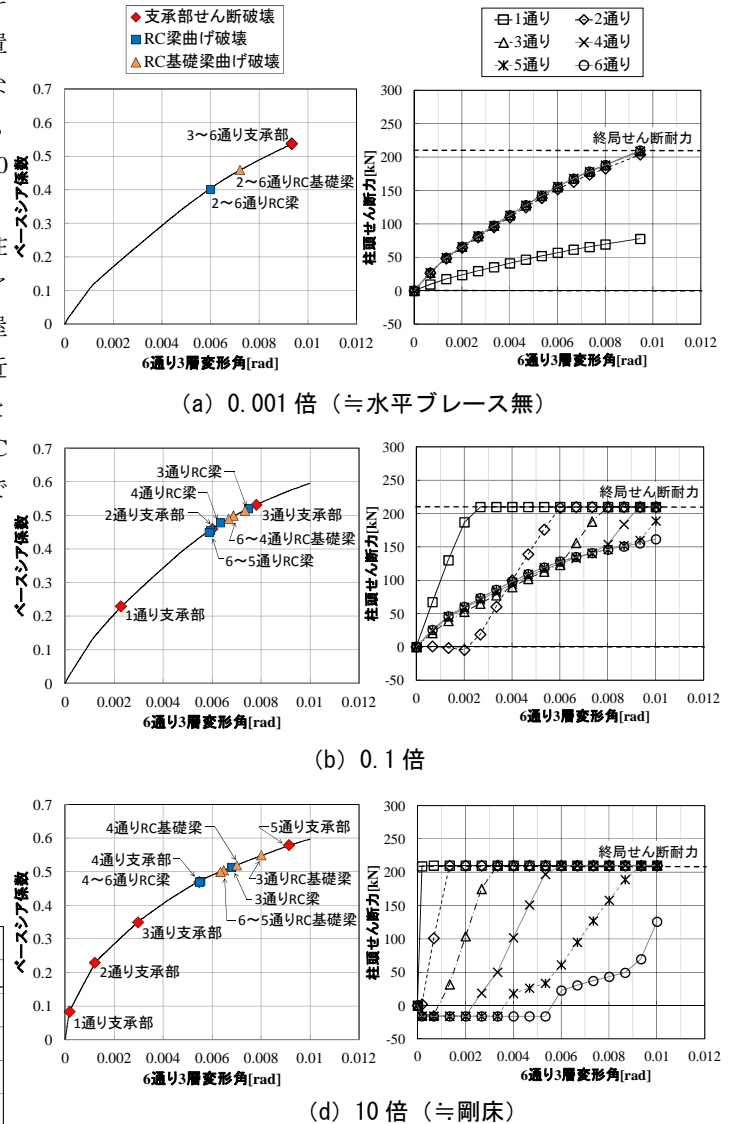


図-4 ベースシア係数および柱頭せん断力と 6 通り 3 層変形角の関係  
解析パラメータ：屋根面せん断剛性

表-3 置屋根支承部損傷時の柱頭せん断力分布 [kN]：屋根面

せん断剛性	1 通	2 通	3 通	4 通	5 通	6 通	ベースシア係数
0.001 倍	72.5	207	210	210	210	210	0.545
	5	-3	0	0	0	0	
0.1 倍	119	37.8	72	77	78	78.4	0.227
	91	-43.8	-14.5	-13.5	-12.5	-12.6	
基本モデル	117	13.2	16.6	18.7	19.8	20.2	0.105
	93	-20.9	-21.7	-20.3	-18.5	-18.8	
10 倍	120	14.6	7.2	6.7	6.8	6.8	0.084
	90	-12.5	-21.6	-22.6	-22.5	-22.8	

※置屋根支承部の終局せん断耐力は 210kN

せん断剛性 0.001 倍 (≡水平ブレース無) の場合、置屋根支承部の損傷に先行してギャラリー部の RC 梁、基礎梁で曲げ破壊が生じる。その後、3~6 通りの置屋根支承部が同時にせん断破壊する。この時の柱頭せん断力は、表-3 に示すように各構面の屋根面に作用する水平力のみとなり、ベースシア係数は 0.545 と最大になる。損傷する順序は、図-3(a)に示す 2~6 通りフレームモデルの結果と傾向は同じであるが、2~6 通りの RC 下部構造に作用する水平力が RC つなぎ梁を介して 1 通りへ流れるため、損傷する時のベースシア係数はフレームモデルより増加する。

せん断剛性 10 倍 (≡剛床) の場合、損傷の発生個所・時期は基本モデルと同様の傾向であり、基本モデルが剛床に近い屋根面剛性を有することがわかる。剛床の場合、屋根面に作用する水平力は妻構面へ流れやすくなるとともに、RC 下部構造に作用する水平力が屋根面を通じて妻構面の置屋根支承部に作用する。その結果、せん断剛性 10 倍では、1 通り置屋根支承部がせん断破壊する時のベースシア係数が 0.084 と基本モデル (0.105) より低下する。加えて、この場合には屋根面水平ブレースにも RC 下部構造から伝達される水平力が作用することになるため、屋根面の損傷も危惧される。

表-3 より、3~6 通りの中央構面では、屋根面せん断剛性が低くなるほど、RC 下部構造に作用する水平力に起因する柱頭せん断力は減少し、屋根面に作用する水平力に起因するものが支配的となる。屋根面せん断剛性が低い場合、RC 下部構造に作用する水平力は屋根面に流れにくくなり、RC 下部構造で負担する。また、各構面の屋根に作用する水平力は 1 通りへ伝達されず、各置屋根支承部で負担する。その結果、置屋根支承部がせん断破壊する時のベースシア係数は高くなる。

基本モデルでは、4, 5, 6 通りの柱頭せん断力がそれぞれ-1.6kN, 1.3kN, 1.4kN となっており、他のモデルと比較して小さく零に近い値となっている。このような場合、屋根面に作用した水平力のほとんどは、妻面に伝達されるものと考えることができる。

### 3.3 RC つなぎ梁のせん断剛性の影響

基本モデルに対し、RC 下部構造における柱頭レベルの RC つなぎ梁のせん断剛性を 100 倍 (≡剛体)、0.1 倍 (≡つなぎ梁無)、10 倍にした場合の計 4 ケースに対して解析を実施した。図-4 および表-3 と同様、ベースシア係数および柱頭せん断力と 6 通り 3 層変形角の関係を図-5 に、最初に置屋根支承部がせん断破壊した時点における各通りの柱頭せん断力を表-4 に示す。

せん断剛性 0.1 倍 (≡つなぎ梁無) の場合、1 通り置屋根支承部がせん断破壊する時のベースシア係数は

0.093 と基本モデル (0.105) より低下する。つなぎ梁のせん断剛性が低い場合、RC 下部構造における水平剛性の高い妻構面 (1 通り) とその他通りの水平剛性の差が大きくなり、屋根面に作用する水平力が 1 通りの置屋根支承部に集中する。加えて、RC 下部構造に作用している水平力は、相対的に剛性が高い屋根面へ伝達され、1 通りの支承部に集中する。これらの現象は、3.2 節で示した屋根面剛性 10 倍 (≡剛床) と同様の傾向である。

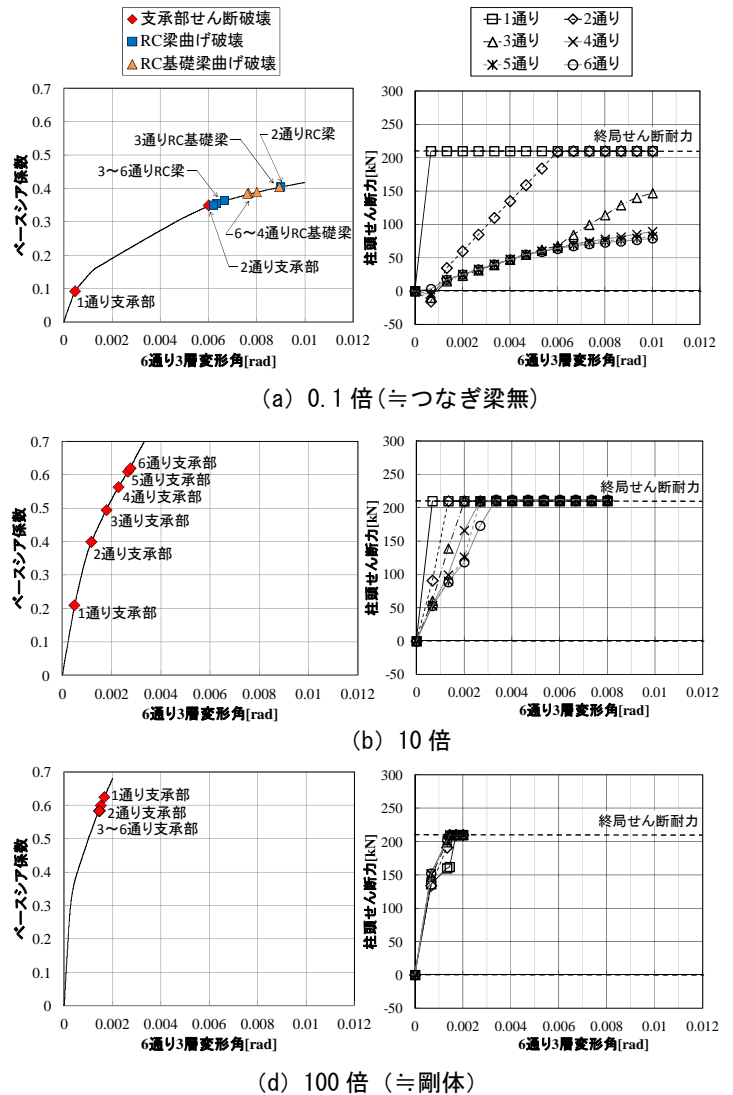


図-5 ベースシア係数および柱頭せん断力と 6 通り 3 層変形角の関係  
パラメータ：RC つなぎ梁せん断剛性

表-4 置屋根支承部損傷時のせん断力分布 [kN] :RC つなぎ梁

せん断剛性	1 通	2 通	3 通	4 通	5 通	6 通	ベースシア係数
0.1 倍	116	8	12.2	14.6	15.9	8.2	0.093
	94	-23.6	-22.2	-20.4	-19.1	-19.2	
基本モデル	117	13.2	16.6	18.7	19.8	20.2	0.105
	93	-20.9	-21.7	-20.3	-18.5	-18.8	
10 倍	132	47	54.5	57	58	58.2	0.202
	78	-14.3	-17.6	-18.3	-18.3	-18.4	
100 倍	188	170	208	210	210	210	0.584
	-25	29	-2	-1	0	0	

※置屋根支承部の終局せん断耐力は 210kN



しかし、1通りの置屋根支承部がせん断破壊した後は、2～6通りが同一モデルであるため、水平剛性の高い妻構面(1通り)のRC下部構造と屋根面が離間することで、屋根面を介した水平力の伝達が小さくなる。その結果、2通りの支承部がせん断破壊する際のベースシア係数(0.35)は基本モデル(0.28)より大きくなる。

つなぎ梁のせん断剛性が高くなると、RC下部構造における各構面の水平剛性が相対的に均一化し、屋根面に作用する水平力は各構面に均等に分配されるようになる。その結果として、置屋根支承部がせん断破壊するまでのベースシア係数は増加する。せん断剛性100倍(≒剛体)の場合には、RC下部構造に作用する水平力はRCつなぎ梁を通じて1通りに伝達され、柱頭せん断力は屋根面に作用する水平力のみとなる。このとき、置屋根支承部は各通りでほぼ同時にせん断破壊に至り、5通りと6通りの支承部損傷時のベースシア係数は0.584と最大になる。この傾向は3.2節の屋根面剛性を0.001倍(≒水平ブレース無)にした場合と同様である。

#### 4. まとめ

本論文では、各構面を繋ぐ屋根面ブレースおよびRCつなぎ梁のせん断剛性をパラメータとした静的増分解析を行った。得られた知見を以下に示す。

1. 屋根面のせん断剛性の高低は、水平剛性の高い妻構面における置屋根支承部への水平力の集中に影響を及ぼす。特に、屋根面せん断剛性が高い場合、RC下部構造に作用した地震力が屋根面を通じて妻構面の置屋根支承部に作用し損傷を助長する。
2. 各構面に直交するRCつなぎ梁のせん断剛性が高い場合、中央構面の水平剛性が水平剛性の高い妻構面(1通り)に相対的に近づくため、屋根面に作用する水平力は各構面の置屋根支承部で均等に分配されるようになる。その結果、置屋根支承部損傷時のベースシア係数は増加する。
3. 2～6通り構面におけるRC下部構造の水平剛性を屋根面のせん断剛性に比べ相対的に高くすることで、妻構面の置屋根支承部への応力集中を緩和することができる。
4. 鉄骨置屋根構造は屋根面の剛床仮定が成立しない構造であるが、基本モデルに代表されるように剛床に近い屋根面せん断剛性を有する可能性がある。この場合、置屋根支承部への作用応力は、屋根面に作用した地震力が各構面のRC下部構造の水平剛性の比に合わせて分配される水平力と、RC下部構造に作用した地震力が屋根面に伝達され各構面に分配される水平力の組み合わせで評価する必要がある。

#### 謝辞

本研究は、科学研究費補助金・基盤研究(C)(課題番号:15K06316, 研究代表者:藤田智己)の助成を受けて実施されました。ここに記して謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) 日本建築学会:東日本大震災合同調査報告 建築編3 鉄骨造建築物/シェル・空間構造, 2014.9
- 2) 一般社団法人 建築研究振興協会:東日本大震災における鉄骨置屋根構造の被害調査報告, 2012.8
- 3) 藤田智己 他:RC下部構造を有する鉄骨置屋根空間構造物の被害調査と被害発生機構の分析, コンクリート工学年次論文集, 第36巻, pp.1297-1302, 2014.7
- 4) 高松隆夫 他:露出柱脚の復元力特性に及ぼす基礎コンクリート破壊の影響, 鋼構造年次論文報告集, 第13巻, pp.189-196, 2005.11
- 5) 白鳥和希 他:鉄骨空間構造上層と下部RC躯体をつなぐ支承部の繰り返し加力実験 その2繰り返し荷重に対する挙動, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.931-932, 2013.8
- 6) 山田哲 他:繰り返し荷重を受ける鉄骨置き屋根定着部の実験 鉄骨置き屋根定着部に関する研究その1, 日本建築学会構造系論文 No.705, PP.1687-1697, 2014.11
- 7) 成田和彦 他: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, 第78巻, pp.1895-1904, 2013.11
- 8) 成田和彦 他: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, 第80巻, pp.273-284, 2015.2
- 9) 藤田智己 他:静的増分解析による鉄骨置屋根空間構造物の損傷メカニズムの検討, 鋼構造年次論文報告集第22巻, PP.447-452, 2014.11
- 10) 藤田智己 他:RC下部構造を有する鉄骨置屋根空間構造物の損傷メカニズムに関する解析的検討, コンクリート工学年次論文集, 第37巻, pp.1069-1074, 2015.7
- 11) 鈴木敦詞 他:東北地方太平洋沖地震で被害を受けた鉄骨置屋根形式を有する体育館の損傷メカニズム, 鋼構造論文集第23巻第91号 PP.17-29, 2016.9
- 12) 志賀敏男 他:東北大学工学部建設系研究棟の強震応答実測とその弾塑性応答解析, 日本建築学会論文報告集, 第301号, pp.119-128, 1981.3
- 13) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 2010
- 14) 日本建築学会:鋼構造接合部設計指針, 2012.3