

鉄骨屋根体育館における RC 片持壁付架構の応答評価

SEISMIC RESPONSE EVALUATION OF CANTILEVERED RC WALL FRAMES IN SCHOOL GYMNASIA WITH STEEL ROOFS

成田和彦^{*1}, 竹内 徹^{*2}, 松井良太^{*3}
Kazuhiko NARITA, Toru TAKEUCHI and Ryota MATSUI

In the 2011 Tohoku Earthquake, a large number of school gymnasia suffered damage and were unable to be used as shelters. One of the most typical damage observed in steel roof gymnasia supported by RC frame were failures at the anchored connections of steel roof bearings on RC frames. In the previous paper, we have discussed on the response of cantilevered RC walls supporting steel roofs using analytical model of a damaged gymnasium in the 2011 Tohoku earthquake, and the obtained analytical results were evaluated on the observed damage. In this paper, the action of cantilevered RC walls supporting steel roofs is investigated using parametric analysis model of various school gymnasia. Based on the analytical results, a simple response evaluation method for the cantilevered frames and reaction forces at roof bearings are proposed.

Keywords: School gymnasium, Cantilevered RC walls, Seismic performance, Anchored bearings, Roof brace, Steel roof

学校体育館, RC 片持壁, 耐震性能, 定着, 屋根面ブレース, 鉄骨置屋根

1. 序

学校体育館は震災時に地域の避難拠点となるため耐震性確保の必要性が指摘され、昭和 56 年以前に建設された多くの学校体育館に耐震診断及び耐震補強が実施されてきた。しかし 2011 年に発生した東北地方太平洋沖地震では、従来耐震改修を要しないとされてきた新しい学校体育館においても多くの被害が見られた。特に図 1 に示すような RC 片持架構と鉄骨屋根を有する学校体育館（以降、鉄骨置屋根体育館と称する）では、RC 片持架構周辺の鉄骨部材及び支承部の損傷が多く発生し、屋根スラブの無い RC 片持壁付架構の構面外の応答がその原因の一つとして指摘されている^{1), 2)}。耐震診断及び改修設計においては、RC 片持壁付架構の構面外方向の応答評価や鉄骨置屋根とのアンカー部の設計方法は示されていない。これは各層の剛床仮定を前提とした新耐震設計法においても同様である。

筆者らは、前論文³⁾において、東北地方太平洋沖地震において被災した鉄骨置屋根体育館を模擬した数値解析モデルを構築し、RC 片持壁付架構の構面外地震応答、及び屋根面ブレースとの定着部に生じる応力・変形を時刻歴応答解析により分析し、実際の被害状況との比較を行った。その結果、鉄骨置屋根体育館では RC 片持架構と鉄骨屋根面の定着部の破壊は主に RC 片持壁付架構の構面外振動により説明できることを示し、屋根面各列の応答加速度及び RC 片持架構と屋根面の定着反力について A₁ 分布に基づく簡易な評価方法を提案し、応答加速度及び定着反力が概ね評価できることを示した。しかしながらこれらは特定建物についての検討であり、規模や平面

形状の異なるより広い範囲での分析が必要である。本研究では、様々な規模や平面形状に対応させ、建物の幅、奥行き、RC 躯体部層数を変化させた数値解析モデルを構築し、屋根面ブレースによる剛性、躯体剛性、屋根小梁の座屈の有無などをパラメータとして変化させた解析を行い応答加速度、定着部反力についての詳細な検討を行う。また、RC 片持壁付架構、側面、屋根架構を単純な振動モデルで表現することで、同種の体育館の地震時の挙動を明らかにし、鉄骨置屋根体育館に適用できる屋根面加速度、定着反力算定式等を策定し、耐震設計・補強設計を行うための簡便な手法の提案を試みる。

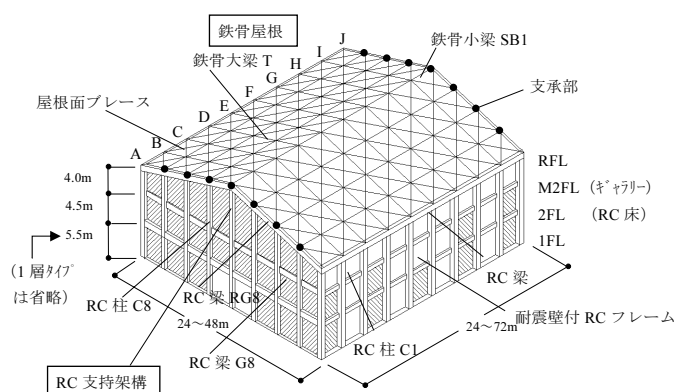


図 1 検討対象学校体育館

*1 茨城県庁 修士(工学)

*2 東京工業大学理工学研究科建築学専攻 教授・博士(工学)

*3 東京工業大学理工学研究科建築学専攻 助教・博士(工学)

Ibaraki Prefectural Office, M. Eng.

Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Assistant Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

2. 検討モデルの設定

屋根面加速度及び定着部反力を評価するため、立体モデルを用いた時刻歴応答解析で屋根面の加速度を求め、それを2質点モデルにより評価する。まず立体解析モデルについて以下に述べる。

2.1 解析モデルの種類

様々な規模の鉄骨置屋根体育館に対応するため、検討モデルは図2のモデルを基準にスパン長 W 、桁行長 L 、躯体部層数を変化させる。スパン長は24m, 32m, 48mとし、桁行長は24m, 36m, 48m及び72mとする。躯体部層数は競技場の下にRC床付架構が1層あるR2タイプと、下層階の無いR1タイプとし、棟部での高さはR2タイプでは19m, R1タイプでは高さを13.5mで統一する。各モデルの一覧を図3に、検討モデル名称を図4に示す。各モデルの標準タイプの解析モデル諸元を表1に、解析モデル部材諸元を表2に示す。さらに表3に示すように、各モデルについて躯体剛性比 k_w 、屋根面剛性比 k_R をパラメータとして変化させる。躯体剛性比 k_w は図5で1Gの水平加速度応答時の変形を δ_w として式(1)で、屋根面剛性比 k_R も同様に棟部変形を δ_R として式(2)で定義する。

$$k_w = \frac{H/\delta_w}{1200} \quad (1) \quad k_R = \frac{L_w/\delta_R}{1200} \quad (2)$$

設定時の屋根面剛性は水平ブレースのみ（形鋼のため圧縮側剛性も考慮）を考慮し、各ブレース間の変形が一定となるブレース配置を標準とする。屋根面平均重量及び妻壁平均重量を表4に示す。表5に標準タイプのRC片持壁棟柱(H=13.5m)の耐震指標及び桁フレーム側の水平ブレース引張応力の検定値を示す。

応答解析に用いる地震波は、兵庫県南部地震におけるJMA-Kobe波の位相を用い、建築基準法告示に従い作成したレベル2地震波(第2種地盤相当(図6))とする。

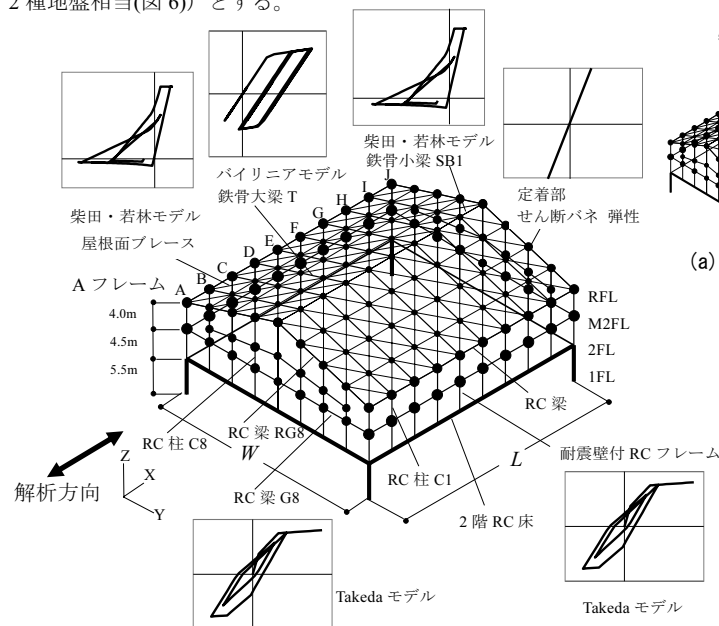


図2 数値解析モデル図 (R2W32L36 の場合)

R2W32L36

L: 桁行長(m)
W: スパン長(m)
R: RC 躯体層数

図4 検討モデル

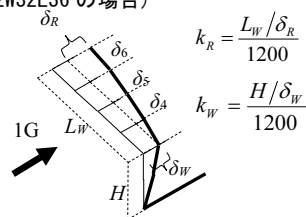


図5 解析パラメータ k_R k_w

2.2 解析モデルの概要

前論文³⁾と同様、鉄骨置屋根体育館のRC片持壁付架構とブレース付き屋根面架構を模擬した数値解析モデルを構築する(図2)。

妻面架構は梁・柱を曲げ要素で構成し、その交点に節点を設ける。M2FLとRFLの間には耐震壁を模擬するため柱の中央に壁重量を含んだ質点を配置し、壁を等価な曲げ要素としてモデル化する。柱は2FLから剛接で自立したRC片持柱とし、梁は桁フレームに剛接とする。屋根架構には梁間方向にH-700×300の鉄骨大梁を山形に配置し、間に鉄骨造の小梁、水平ブレースを配置する。質点は大梁と小梁の交点に配置する。小梁は座屈しないように大きな断面及び断面2次モーメントとし(H-200×100×5.5×8の1.5倍)、水平ブレースは屋根面剛性比 k_R に応じてL-65×65の断面積及び断面2次モーメントに係数をかけ各ブレース間変形が同一となるような断面とする(表1)。桁方向1F, 2Fは耐震壁付RCラーメン架構で壁厚150mmの耐震壁が標準タイプでは1Fで片側4枚, 2Fで片側3枚程度の剛性とした。剛性を表1の K_1, K_2, K_3 に示す。

構成部材のモデル化と履歴特性について述べる。妻面A, J通りのRC柱、梁は、「梁要素」とし、柱は軸力を考慮し、梁は軸力を考慮しないひび割れモーメント及び降伏モーメントを持つ材端非線形ばねを導入し、履歴特性はTakedaモデル⁴⁾とする。屋根面の水平ブレース及び鉄骨小梁はトラス要素とし、座屈履歴特性を柴田・若林モデル^{5), 6)}で表現する。鉄骨大梁は材端非線形バネを有する梁要素とし水平方向振動の履歴特性として弱軸廻りの降伏モーメントを持つパイリニアとする。なお、屋根の面内剛性は屋根面ブレースが支配的であると考え大梁の弱軸曲げ耐力に対する鉛直荷重の影響は考慮しない。桁方向M2FのRC柱、1F, 2Fの耐震壁付きのRCフレームはx方向の自由度を持つせん断バネ要素としTakedaモデルの履歴特性とする。

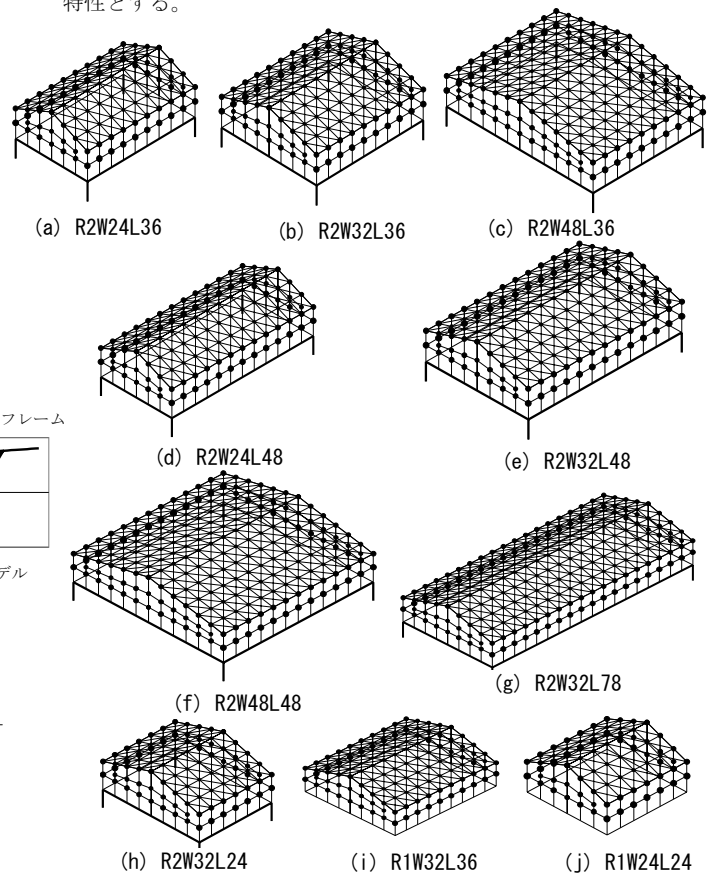


図3 解析モデル一覧

表 1 解析モデル諸元

		a) R2W24L36 ($k_R=0.85$ $k_R=1.15$)				b) R2W32L36 ($k_R=0.82$ $k_R=1.22$)				c) R2W48L36 ($k_R=0.78$ $k_R=1.27$)				d) R2W24L48 ($k_R=0.88$ $k_R=1.21$)				e) R2W32L48 ($k_R=0.86$ $k_R=1.28$)			
		質量(kg)	剛性 K_i (kN/mm)	ブレース断面積 (cm^2)	1/層間変形角	質量(kg)	剛性 K_i (kN/mm)	ブレース断面積 (cm^2)	1/層間変形角	質量(kg)	剛性 K_i (kN/mm)	ブレース断面積 (cm^2)	1/層間変形角	質量(kg)	剛性 K_i (kN/mm)	ブレース断面積 (cm^2)	1/層間変形角	質量(kg)	剛性 K_i (kN/mm)	ブレース断面積 (cm^2)	1/層間変形角
屋根面+妻壁	9									55,000	198	3.1	1,500								
	8									109,400	597	9.4	1,520								
	7																				
	6	56,200	174	3	1,360	55,400	187 (559)	3.1 (9.2)	1,440 (4307)	105,800	987	15.6	1,520					61,800	220	2.7	1,520
	5	109,000	515	8.9	1,380	109,000	560 (559)	9.2 (9.2)	1,460 (1453)	102,200	1,370	21.6	1,530	62,800	204	2.7	1,440	121,800	658	8.1	1,530
RC躯体	4	109,000	515	8.9	1,380	103,600	918 (559)	15.1 (9.2)	1,470 (892)	98,600	1,740	27.5	1,540	122,200	606	7.9	1,450	116,400	1,080	13.3	1,540
	3	101,800	840	14.6	1,390	98,200	1,260 (914)	20.8 (15.1)	1,480 (1068)	95,000	2,100	33.2	1,540	115,000	992	12.9	1,460	111,000	1,490	18.4	1,530
	2	234,000	648		530	232,000	746			232,000	942		482	304,000	828		560	302,000	944		540
	1	352,000	3,040		1,630	352,000	3,290		1,590	352,000	3,790		1,510	460,000	3,870		1,670	460,000	4,160		1,630
	0	1,214,000	5,820		1,580	1,518,000	6,840		1,560	2,128,000	8,900		1,520	1,538,000	7,480		1,610	1,912,000	8,750		1,590
		f) R2W48L48 ($k_R=0.82$ $k_R=1.34$)				g) R2W32L72 ($k_R=0.90$ $k_R=1.37$)				h) R2W32L24 ($k_R=0.76$ $k_R=1.14$)				i) R1W32L36 ($k_R=0.66$ $k_R=1.22$)				j) R1W24L24 ($k_R=0.44$ $k_R=1.07$)			
		質量(kg)	剛性 K_i (kN/mm)	ブレース断面積 (cm^2)	1/層間変形角	質量(kg)	剛性 K_i (kN/mm)	ブレース断面積 (cm^2)	1/層間変形角	質量(kg)	剛性 K_i (kN/mm)	ブレース断面積 (cm^2)	1/層間変形角	質量(kg)	剛性 K_i (kN/mm)	ブレース断面積 (cm^2)	1/層間変形角	質量(kg)	剛性 K_i (kN/mm)	ブレース断面積 (cm^2)	1/層間変形角
屋根面+妻壁	9	61,200	232	2.8	1,580																
	8	121,800	700	8.3	1,600																
	7	118,200	1160	13.8	1,600	74,600	285	2.3	1,630	49,000	154	3.8	1,350	55,400	187	3.1	1,440				
	6	114,600	1600	19.1	1,610	147,200	853	7	1,650	96,000	462	11.4	1,360	109,000	560	9.2	1,460	49,600	143	3.7	1,280
	5	111,000	2050	24.3	1,620	141,800	1,400	11.6	1,660	90,800	755	18.6	1,370	103,600	918	15.1	1,470	95,800	423	11	1,290
RC躯体	4	111,400	2470	29.4	1,630	136,400	1,950	16	1,670	85,400	1,040	25.6	1,380	98,200	1,260	20.8	1,480	88,600	687	17.9	1,300
	3	302,000	1180		514	443,000	1,340		579	162,000	546		461				509	163,000	329		338
	2	458,000	4760		1,570	672,000	5,920		1,680	246,000	2,400		1,510	232,000	746						
	1	2,664,000	11,300		1,560	2,702,000	12,600		1,630	1,124,000	4,940		1,500	352,000	3,280		1,590	246,000	1,540		1,100
	0																				

※b)の(c)内は屋根面ブレースが外周 2L、内部 L を示す。ブレース断面積は 1 区画内の引張ブレースの断面積を示す。

表 2 解析モデル部材諸元

	使用部材	解析モデル									
	部材断面 (mm)	細長比 λ	断面面積 A (cm ²)	断面2次モーメント I (cm ⁴)	降伏 応力度 (N/mm ²)	ヤング率 E (N/mm ²)	ひび割れ時 モーメント M_e (KNm)	降伏モー メント M_y (KNm)	ひび割れ 後剛性低 減率	要素の種類	履歴
RC柱(妻壁M2F) C10	650×400		2600	1139700	コンクリート	19710	104.8	257.9	0.29	梁要素	Takeda モデル
RC柱(妻壁2F) C10	650×400		2600	1193700	20.6		130.3	367.6	0.37	梁要素	
RC柱(桁B-L,M2F) C1	900×700		6300	3355900	(圧縮強度)		264.1	780	0.32	せん断バネ	
RC柱(桁A-J,M2F) C2	900×700		6300	3070800	鉄筋		238.3	468.7	0.23	せん断バネ	
RC梁(妻 RF) G8	750×620		4650	1698600	344		136.2	188.5	0.15	梁要素	
RC梁(妻 2F) G8	750×350		2625	312900	(SD295)	44.5	94.9	0.2	梁要素		
鉄骨大梁 T	H-700×300×13×24	61.1	231.5	10800	258 (SS400)	205000	座屈荷重	169.44	引張降伏	梁要素	バイリニア
鉄骨小梁 sB1	H-200×100×5.5×8	195	26.67	134			141.5	688	トラス要素	柴田・若林モデル	
水平ブレース	L-65×65×6	444	7.527	12.2			7.02	194			

表 4 平均重量

	平均重量 (kN/m^2)	備考
RC妻壁	7.2	壁厚15cm 柱梁上含
鉄骨屋根	1.3	天井、大梁 小梁含

表 5 耐震指標 (R2W32L36)

RC妻壁棟柱	C	F	I_s
	0.14	3.2	0.45
屋根面	k_n	Q (kN)	σ/f_y
ブレース	0.7	2512	0.37

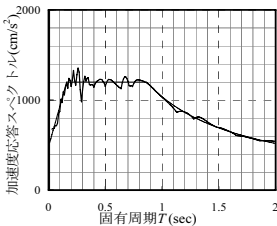
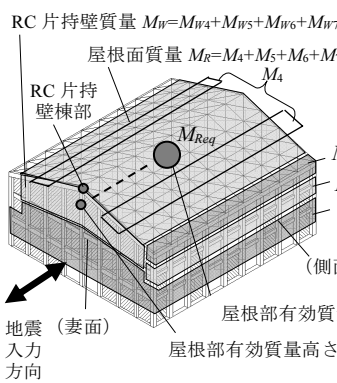


図 6 採用地震波 ($h=0.05$)



(a) 質量配分図

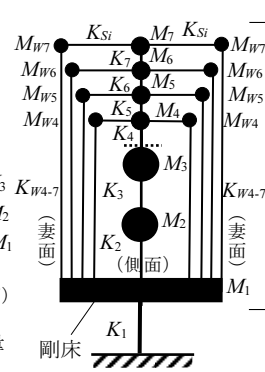
表 3 解析パラメータ k_R , k_W (R2W32L36 の場合)

比率	0.3	0.5	0.7	0.9	1	1.1	1.3	1.5	1.7	2	3	5
k_R	0.37	0.61	0.85	1.1	1.22	1.34	1.59	1.83	2.07	2.44	3.66	6.1

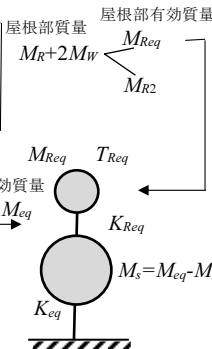
比率	0.5	0.75	1	2	3
k_W	0.41	0.62	0.82	1.64	2.46

※網掛けは標準タイプを示す。

※網掛けは標準タイプを示す。



(b) 多質点モデル (R2W32L36)



(c) 2 質点モデル

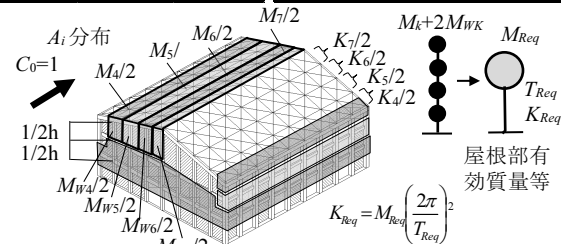


図 8 屋根有効質量 M_{Req} の算出 (R2W32L36 の場合)

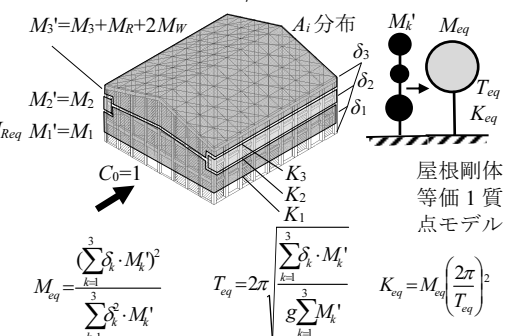


図 9 有効質量 M_{eq} の算出 (R2W32L36 の場合)

時刻歴応答解析はニューマーク β 法とし、時間刻みは 0.001sec とする。減衰定数は初期剛性比例型のレイリー減衰を採用し 1 次、2 次共に 0.03 とする。

3. 応答加速度の評価

竹内ら^{7)~10)}は、支持架構付ラチスドーム等の屋根部の応答加速度について、系を簡易質点系モデルに置換し、固有周期比 $R_T=T_{eq}/T_R$ (T_{eq} :1 質点モデルの固有周期, T_R :屋根部の代表 1 次固有周期)の関数とし、1 質点モデルの応答加速度 A_{eq} に対する屋根架構の最大水平・鉛直応答加速度 A_{Hmax} , A_{Vmax} の応答増幅率 F_H , F_V の評価式を提案して

いる。この分析では $R_T=1$ 近傍で屋根架構の振動が全体系の振動と共振し増幅するとしている。

今回対象としている RC 片持架構を有する鉄骨屋根体育館では、鉄骨屋根を支持する RC 妻壁が片持ち架構となり剛床とならないことから、支持架構付ラチスドーム等の屋根架構とは応答性状が異なることが予想される。そこで屋根面の応答加速度を表す関数を求め、それを用いて時刻歴応答解析の結果を分析し、静的な簡易計算で片持壁棟部の加速度を求める方法を検討する。

3.1 2 質点モデルの構築

妻壁の加速度を評価するため、等価な 2 質点モデルを構築する。初めに、図 7(a)の質量配分に従い振動特性を考慮して図 7(b)の多質点モデルを作成する。多質点モデルでは RC 躯体部質量を M_1, M_2, M_3 、鉄骨屋根部質量は棟部と対称な各列の和を $M_4 \sim M_7$ とし $M_R = \sum M_i$ とする(図 8)。妻壁質量は屋根面と同位相で振動する上部 1/2 の範囲の $M_{W4} \sim M_{W7}$ とし $M_W = \sum M_{Wi}$ とする。多質点モデルからさらに妻壁と屋根からなる屋根部と RC 躯体部の 2 質点モデル(c)を構築する。

3.2 加速度評価式

RC 片持壁棟部(図 7(a))の水平応答増幅率 F_R (以下、「棟部応答増幅率」という)は式(3)、加速度 (以下、「棟部最大加速度」という)は式(4)で評価する。

$$F_R = 1 + f_w \cdot f_R \cdot \frac{R_M - 1}{\sqrt{R_M} \cdot \left(R_T^2 + \frac{1}{R_T^2} \right) + 2} \quad (3)$$

$$A_{R\max} = F_R \cdot S_a \quad (4)$$

また、RC 片持壁における屋根部有効質量高さの水平応答増幅率 F_G (以下、「有効質量高さ応答増幅率」という)は式(5)、加速度 (以下、「有効質量高さ最大加速度」という)は式(6)により評価する。なお、 R_M は質量比で式(7)より、 R_T は周期比で式(8)から求める。

$$F_G = 1 + f_w \cdot \frac{R_M - 1}{\sqrt{R_M} \cdot \left(R_T^2 + \frac{1}{R_T^2} \right) + 2} \quad (5)$$

$$A_{G\max} = F_G \cdot S_a \quad (6)$$

$$R_M = \frac{M_{eq}}{M_{Req}} \quad (7) \quad R_T = \frac{T_{eq}}{T_{Req}} \quad (8)$$

ここに、 M_{Req} は屋根部有効質量(式(9))、 T_{Req} は屋根部固有周期(式(10))、 K_{Req} は屋根部等価剛性(式(11))とし、図 8 に示すように屋根部のみを等価な 1 質点に置換しモデル化したものである。 δ_k は地上からの変形で A_i 分布を適用し求める。

$$M_{Req} = \frac{\sum_{k=1}^N \delta_k \cdot (M_k + 2M_{Wk})^2}{\sum_{k=1}^N \delta_k^2 \cdot (M_k + 2M_{Wk})} \quad (9) \quad T_{Req} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^N \delta_k \cdot (M_k + 2M_{Wk})}{g \sum_{k=1}^N (M_k + 2M_{Wk})}} \quad (10)$$

$$K_{Req} = M_{Req} \left(\frac{2\pi}{T_{Req}} \right)^2 \quad (11)$$

M_{eq} は有効質量(式(12))、 T_{eq} は等価固有周期(式(13))、 K_{eq} は等価剛性(式(14))で図 9 に示すように屋根部を剛体とし全体を等価 1 質点に置換したものである。 δ_k は地上からの変形で A_i 分布を適用し求める。

$$M_{eq} = \frac{\sum_{k=1}^3 \delta_k \cdot M_k'^2}{\sum_{k=1}^3 \delta_k^2 \cdot M_k'} \quad (12) \quad T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^3 \delta_k \cdot M_k'}{g \sum_{k=1}^3 M_k'}} \quad (13)$$

$$K_{eq} = M_{eq} \left(\frac{2\pi}{T_{eq}} \right)^2 \quad (14)$$

式(3)の f_R はブレースの屋根面剛性分布による RC 片持壁棟部増幅係数で式(15)で求める。 f_w は屋根部桁方向増幅係数で式(16)で求める。 R_{MW} は RC 片持壁質量比で式(17)で求める。 S_a は等価 1 質点系(図 9)の最大応答加速度で、設計用スペクトルから式(18)の 2 質点系の 1 次固有周期 T_1 に対応する値を求める。

$$f_R = \frac{\sum_{k=1}^N \delta_k \cdot (M_k + 2M_{Wk})}{\sum_{k=1}^N \delta_k^2 \cdot (M_k + 2M_{Wk})} \cdot \delta_R \quad (15) \quad f_w = 1 + \frac{R_{MW} - 1}{2(\sqrt{R_{MW}} + 1)} \quad (16)$$

$$R_{MW} = \frac{M_{Req} / 2}{M_{Weq}} \quad (17)$$

$$T_1 \approx \sqrt{1 + \frac{R_T^3}{\sqrt{R_M}}} \cdot T_{Req} \quad (18)$$

以下、式(3)～(18)で用いた評価式の誘導過程について説明する。

3.3 2 質点モデルにおける水平応答増幅率 F

図 7(c)の 2 質点系の上部質点の水平応答増幅率 F は付録 1 に示すように、モード計算を応用して近似的に式(19)で表わすことができる。

$$F = 1 + \frac{R_M - 1}{\sqrt{R_M} \cdot \left(R_T^2 + \frac{1}{R_T^2} \right) + 2} \quad (19)$$

3.4 RC 片持壁棟部増幅係数 f_R

式(19)の F は、2 質点モデルの水平応答増幅率であり、屋根部を有効質量により 1 質点とした場合の水平応答倍率である。式(15)に示す f_R は桁フレーム上部を基準として、屋根部各列を多質点系と考えた場合の 1 次モードの刺激係数と棟部の変位の積であり、桁フレーム上部を基準とした屋根面水平応答の増幅係数である。桁フレーム上部の応答加速度は時刻歴応答解析では R1, R2 シリーズ共に 9～11m/sec² 程度で、最大加速度が 12m/sec² の入力地震波に対して水平応答増幅率は 0.8～0.9 となることから定式化においては、桁フレーム上部の水平応答増幅率を 1 と見なして第 2 項に f_R を乗じる。なお、 f_R は屋根面各ブレース間変形角が同一となるブレース配置 (標準ブレース配置) の場合 1.45 程度、外周 2L-65×65、内部 L-65×65 配置の場合 1.25 程度となる。

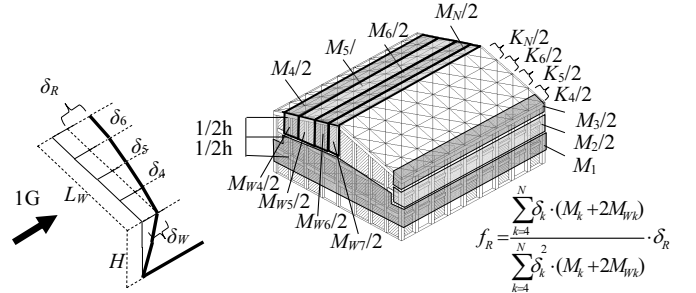


図 10 RC 片持壁棟部増幅係数 f_R の算出

3.5 屋根部桁方向増幅係数 f_w

図 11 に時刻歴応答解析より得られた屋根面棟部の桁行方向の応答加速度分布を示す。応答加速度は桁行方向で一様ではなく、妻壁部で最大となり中央で小さくなる。また $L=24\text{m}, 36\text{m}, 48\text{m}$ を比較すると桁行長 L が大きくなるにつれて差が大きくなる傾向がある。これは RC 片持壁が 2 階床から片持架構として振動し屋根面に影響を及ぼすためと考えられる。これを説明するため、図 12 に示す屋根部桁方向振動モデルを設定する。(a)に示すように屋根面と RC 片持壁を質点に置換する。これをモデル化したものが(b)の屋根部桁方向 3 質点モデルである。3 質点モデルは、妻壁柱の桁方向剛性 K_W が屋根面の桁方向剛性 K_S より十分小さい場合に(c)の屋根部桁方向 2 質点モデルに近似できる。なお、時刻歴応答解析の結果では左右の妻壁の最大加速度は水平ブレースなど非線形部材があり一致していないが、最大加速度は左右の妻壁がほぼ同位相の場合であることから屋根面の質量を 1/2 とし片面をモデル化する。

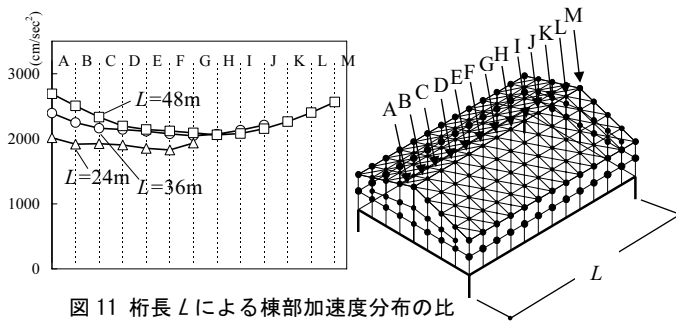


図 11 桁長 L による棟部加速度分布の比

2 質点モデルについて、3.3 項で検討した結果を適用し、式(19)で R_M を R_{MW} に、 R_T を R_{TW} に置き換えると、屋根部桁方向増幅係数 $f_W(R_{MW}, R_{TW})$ は式(25)で表される。ここで K_S は主に小梁の軸剛性とと考えられるが、屋根ブレース剛性も関与しており、 R_{TW} (式(24))は単純には求められない。そこで、安全側の評価として式(25)の最大値 (式(26))を採用する。

$$T_W = 2\pi \sqrt{\frac{M_{Weq}}{K_S}} \quad (20)$$

$$M_{Weq} = M_W \cdot \frac{M_{Req}}{M_R + 2M_W} \quad (21)$$

$$T_{Req} = 2\pi \sqrt{\frac{M_{Req}}{K_{Req}}} \quad (22)$$

$$R_{MW} = \frac{M_{Req}/2}{M_{Weq}} \quad (23)$$

$$R_{TW} = \frac{T_{Req}}{T_W} = \sqrt{\frac{K_S \cdot M_{Req}}{K_{Req} \cdot M_{Weq}}} \quad (24)$$

$$f_W(R_{MW}, R_{TW}) = 1 + \frac{R_{MW} - 1}{\sqrt{R_{MW}} \cdot \left(\frac{3}{R_{TW}} + \frac{1}{3} \right) + 2} \quad (25)$$

$$f_W = 1 + \frac{R_{MW} - 1}{2(\sqrt{R_{MW}} + 1)} \quad (26)$$

f_W : 屋根部桁方向増幅係数

R_{MW} : 屋根部の RC 片持壁に対する質量比

R_{TW} : 屋根部の RC 片持壁に対する固有周期比

K_S : 鉄骨小梁等屋根面剛性

K_{Req} : 屋根部等価剛性

K_W : RC 片持壁柱の面外剛性(K_S に比べ小さく無視できる)

M_{Weq} : RC 片持壁有効質量

M_{Req} : 屋根部有効質量

なお、図 12(b)において K_W が K_{Req} に比べ小さい場合、妻壁部の応答が屋根部より大きくなり、図 12(c)に示す妻壁質量が屋根面質量に上位で接続する 2 質点モデルで近似することができる。一方、妻壁剛性 K_W が K_{Req} より大きい場合は逆に屋根面質量が妻壁質量に接続するモデルとなり屋根面の応答が妻壁より大きくなる。今回設定した標準モデルでは $K_W=8\text{kN/mm}$ 、 $K_{Req}=191\text{kN/mm}$ と K_W が K_{Req} に比べ小さい場合に該当する。

表 6 に $L=24\text{m}$ 、 36m 、 48m 、 72m とした場合の f_W を示す。解析結果は棟の妻部 (A 位置) の加速度を屋根面棟部の加速度の平均 (A~J 位置等の平均) で除したものを示す。式(26)による f_W の評価は桁行長 $L=24\text{m}$ 、 $R_{MW}=1.4$ で 1.09 程度、 $L=48\text{m}$ 、 $R_{MW}=1.77$ で 1.17 程度であり

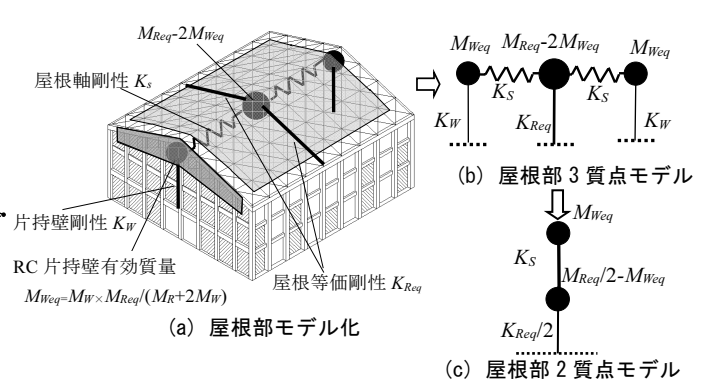


図 12 屋根部桁方向振動モデル

表 6 屋根部桁方向増幅係数 (f_W , L 関係)

		R2W32L24	R2W32L36	R2W32L48	R2W32L72
桁行長	L (m)	24	36	48	72
屋根部質量	$M_R + 2M_W$ (kg)	321,400	366,200	410,800	500,200
妻壁質量	M_W (kg)	116,000	116,000	116,000	116,000
屋根部有効質量	M_{Req} (kg)	255,400	291,000	326,400	398,000
RC片持壁有効質量	M_{Weq} (kg)	92,200	92,200	92,200	92,300
RC片持壁質量比	R_{MW}	1.39	1.58	1.77	2.16
屋根部桁方向増幅係数	式(26)	1.09	1.13	1.17	1.23
	解析結果	1.06	1.11	1.18	1.26

時刻歴応答解析と良い一致を示す。

4. 応答解析結果と提案評価式の比較

図 13 に各モデルにおける棟部応答増幅率の応答解析と提案値の比較を示す。また表 7 に、提案評価式による算定値、解析結果及び解析結果と算定値の比を示す。

(A) R2W32L36 (標準ブレース配置)

図 13(A)は R2W32L36 の標準ブレース配置について躯体剛性比 k_W 毎に、屋根面剛性比 k_R を変化させた場合の解析結果●と提案式による値を破線で示す。縦軸は棟部応答増幅率 $F_R=A_{max}/S_a$ (棟部加速度/1 質点モデルの応答加速度)、横軸は R_T^2 とする。提案式は $R_M=5.15$ 、 $f_W=1.13$ 、 $f_R=1.44$ となり $R_T=1$ で最大応答増幅率 $F_{Rmax}=2.03$ となる。(Aa) の $k_W=0.41$ では R_T^2 が小さい範囲で解析値が提案値より大きい、全体的に解析値と提案式はピークも含め良く対応している。

(B) R2W32L36 (外周 2L-65×65、内部 L-65×65 配置)

図 13(B)は R2W32L36 の外周 2L-65×65、内部 L-65×65 とした場合を示す。実在する体育館で採用されていたブレース配置であり、表 2 b)の ()内に示すように、棟両側列の剛性が他の列に比べ相対的に高く棟部とその周辺が一体的に振動することから f_R が標準配置より小さい。 $f_W=1.13$ 、 $f_R=1.25$ 、 $R_M=4.76$ 、 $R_T=1$ で $F_{Rmax}=1.83$ と標準ブレース配置に比べ応答は小さい。解析値は提案式よりやや小さめの値を与える。

(C) R2W32L48 (桁行長 48m の場合)

図 13(C)は桁行長が 48m の場合を示す。標準タイプに比べ桁行長 L が長く躯体部に対し妻壁の上半分を含んだ屋根部の質量が相対的に小さくなり R_M が 5.8 と増大すること及び妻壁質量が屋根面質量に比べ相対的に小さくなることによる R_{MW} の増加による f_W の増大 ($f_W=1.17$) のため、提案式は $R_T=1$ で $F_{Rmax}=2.18$ と標準タイプに比べ応答が大きい。 R_T 、 k_W の小さな場合を除き解析値と良く対応している。

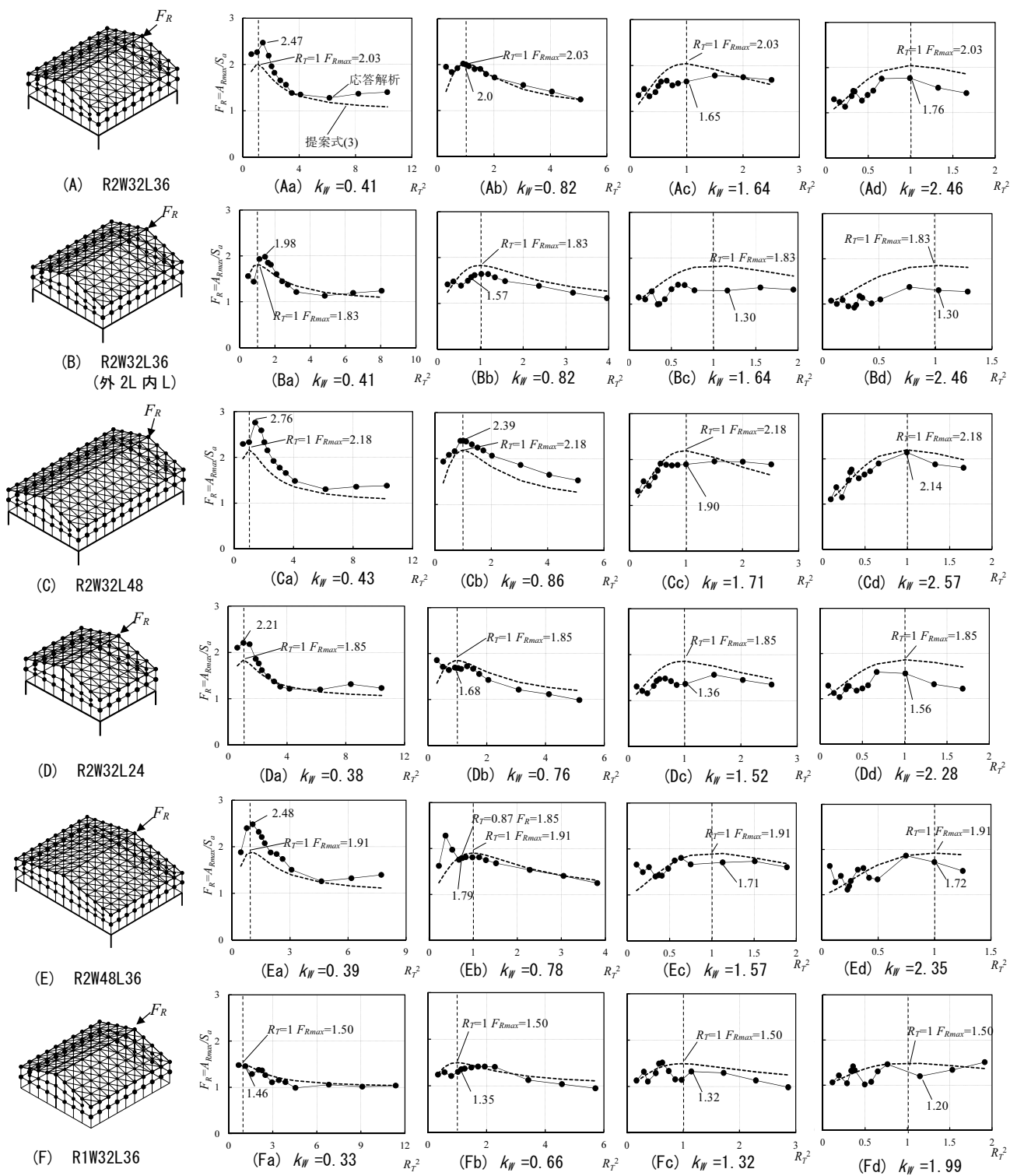


図 13 棟部応答増幅率の応答解析値と提案値の比較

表 7 解析結果と提案式による評価値一覧

ケース		提案式による評価値									解析結果	解析結果/評価値
		k_R	k_W	R_M	R_T	R_{MW}	f_W	f_R	F_R	F_{Rmax}	A_{Rmax}/S_a	解析結果/ F_R
Ab	R2W32L36	1.22	0.82	5.15	1	1.58	1.13	1.44	2.03	2.03	2	0.99
Bb	R2W32L36(外2L内L)	1.12	0.82	4.76	0.89	1.58	1.13	1.25	1.79	1.83	1.57	0.88
Cb	R2W32L48	1.28	0.86	5.78	1	1.77	1.17	1.44	2.18	2.18	2.39	1.10
Db	R2W32L24	1.14	0.76	4.34	1.01	1.39	1.09	1.44	1.85	1.85	1.68	0.91
Eb	R2W48L36	1.27	0.78	4.4	0.87	1.57	1.13	1.46	1.85	1.91	1.79	0.97
Fb	R1W32L36	1.22	0.66	2.59	1.07	1.58	1.13	1.44	1.49	1.5	1.35	0.91

以上をまとめて、図 19 に棟部最大加速度、定着部反力及び屋根面小梁軸力算定のフローを示す。

6. 結

RC 片持壁付架構を有する鉄骨造置屋根体育館について、建物の幅、長さ、躯体部層数を変化させたモデルを設定し時刻歴応答解析を行った。さらに 2 質点モデルを用いて RC 片持壁付架構の応答評価式の誘導、提案を行った。得られた知見を以下に示す。

- 時刻歴応答解析の結果、RC 片持壁架構棟部の最大応答加速度は妻壁を含む屋根部と等価 1 質点系の固有周期比 $R_T=T_{eq}/T_{Req}$ が 1 付近で最大となり、固有周期比が 1 より増加、又は減少するに従い小さくなる。同じ屋根面剛性比 k_R の場合でも屋根面ブレース配置が標準の場合にくらべて、外周 2L、内部 L とした場合のほうが応答加速度は小さくなるなど屋根面ブレース配置の影響をうける。同じスパン長の場合は桁行長が増加すると最大応答加速度は大きくなる。躯体部が 1 層構造の場合は 2 層構造の場合に比べ最大応答加速度は小さい。
- 2 質点モデルのモード解析を応用し上部質点の水平応答増幅率 F について質量比 R_M と固有周期比 R_T をパラメータとする簡易な評価式を導いた。評価式はモード解析と良い一致を示し、水平応答増幅率は固有周期比 R_T が 1 で最大となり、質量比 R_M が増加するほど大きくなる。
- 桁行長が長くなると RC 片持壁架構棟部の応答加速度が増加するのは、主に桁方向振動時に RC 片持壁の質量が屋根部に比べ相対的に小さくなるためである。屋根部桁方向増幅係数 f_W は RC 片持壁と屋根の 2 質点モデルを用い、屋根部有効質量と RC 片持壁有効質量の比 R_{MW} で表現できる。
- 2 質点モデルに屋根部桁方向増幅係数 f_W 、RC 片持壁棟部増幅係数 f_R を組み合わせて、棟部応答増幅率 F_R 、棟部最大加速度 A_{Rmax} の実用的な評価法を提案し解析結果と良く適合することを確認した。本評価式で 1) で示した応答特性が合理的に説明できる。
- 有効質量高さ応答増幅率 F_G による応答加速度 A_{Gmax} を用いて、定着部反力の評価式を提案した。定着部反力は評価式の 1.2 倍でほぼ安全側の評価ができる。
- RC 片持壁付架構を有する鉄骨造置屋根体育館では RC 片持壁付架構が地震時に鉄骨屋根圧縮側に応答することにより屋根面小梁に大きな軸力が作用する。屋根面鉄骨小梁の最大軸力は、定着部反力評価式の 1.6 倍でほぼ安全側の評価ができる。

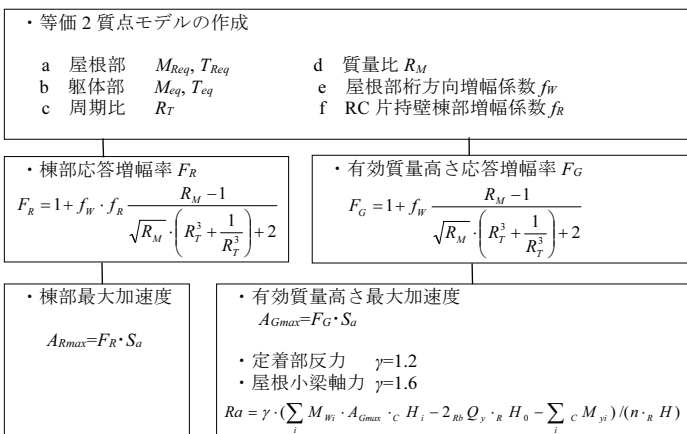


図 19 フローチャート

参考文献

- 日本建築学会大会PD資料：大空間施設の総合的耐震性能を考える－東日本大震災を経験して、2012.9
- (社)建築研究振興協会東北耐震診断改修委員会鉄骨置屋根耐震検討WG 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
- 成田和彦、竹内 徹、松井良太：RC 表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、第 693 号、pp.1895-1904、2013.11
- Takeda, T., Sozen, M. A., Nielsen, N. N.: Reinforced concrete response to simulated earthquakes, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.96, ST12, pp.2557-2563, 1970.12
- 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
- 柴田道生・若林 實：鉄骨筋違の履歴特性の定式化-その 2 応答解析への適用-、日本建築学会論文報告集、第 320 号、pp.29-34、1982.10
- 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 第 78 巻、第 579 号、pp.71-78 2004.5
- 竹内 徹、小河 利行、中間 明子、熊谷 知彦：弾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
- 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セ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
- 竹内 徹、熊谷 知彦、岡山 俊介、小河 利行：ライズの高い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 73 巻、第 629 号、pp.1119-1126 2008.10

付録 1 2 質点モデルの水平応答増幅率 F

図 7(c)の 2 質点モデルにおいて、式(19)を導く。上部の質量を M_{Req} 、下部の質量を $M_S = M_{eq} \cdot M_{Req}$ とし、周期比 R_T 及び質量比 R_M を式(A1)、(A2)で定義すると、1 次固有円振動数 ω_1 は式(A4)で表される。ここで ω_{Req} は T_{Req} に対応する固有円振動数(式(A3))とする。

$$F = 1 + \frac{R_M - 1}{\sqrt{R_M} \cdot \left(R_T^3 + \frac{1}{R_T^3} \right) + 2} \quad (\text{再掲 } 19)$$

$$R_T = \frac{T_{eq}}{T_{Req}} \quad (A1) \quad R_M = \frac{M_S}{M_{Req}} \quad (A2) \quad \omega_{Req} = \sqrt{\frac{K_{Req}}{M_{Req}}} \quad (A3)$$

$$\omega_1 = \sqrt{\frac{R_{M1}(1 + R_T^2) - \sqrt{R_{M1}^2(1 + R_T^2)^2 - 4R_{M1}^3 R_T^2/(1 + R_{M1})}}{2R_{M1}^2 R_T^2/(1 + R_{M1})}} \omega_{Req} \quad (A4)$$

このとき、下部質点 M_S の振幅を 1 とした場合の 1 次振動モードは式(A5)となり、刺激係数 ${}_1\beta$ は式(A6)となる。

$$\begin{pmatrix} {}_1\phi_1 \\ {}_1\phi_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{1}{K_{Req} - \omega_1^2 M_{Req}} \\ \frac{M_S + \frac{K_{Req} M_{Req}}{K_{eq} - \omega_1^2 M_{Req}}}{M_S + \left(\frac{K_{Req}}{K_{eq} - \omega_1^2 M_{Req}} \right)^2 \cdot M_{Req}} \end{pmatrix} \quad (A5)$$

$${}_1\beta = \frac{\sum_i {}_1\phi_i M_i}{\sum_i {}_1\phi_i^2 M_i} = \frac{M_S + \frac{K_{Req} M_{Req}}{K_{eq} - \omega_1^2 M_{Req}}}{M_S + \left(\frac{K_{Req}}{K_{eq} - \omega_1^2 M_{Req}} \right)^2 \cdot M_{Req}} = \frac{M_S}{M_{Req}} + \left(\frac{K_{Req}}{K_{eq} - \omega_1^2 M_{Req}} \right) \quad (A6)$$

ここで、 M_{Req} の振幅 ${}_1\phi_2$ を B とおくと刺激係数 ${}_1\beta$ は式(A7)となる。

$${}_1\beta = \frac{R_{M1} + B}{R_{M1} + B^2} \quad (A7)$$

B は式(A9)の C を用いて式(A10)で表される。

$$B = \frac{K_{Req}}{K_{Req} - \omega_1^2 M_{Req}} = \frac{\frac{K_{Req}}{K_{eq}}}{\frac{K_{Req}}{K_{eq}} - \omega_1^2 \frac{M_{Req}}{K_{eq}}} = \frac{\frac{K_{Req}}{K_{eq}}}{\frac{K_{Req}}{K_{eq}} - \omega_1^2 \frac{M_{Req}}{K_{eq}}} = \frac{1}{1 - \frac{\omega_1^2}{\omega_{Req}^2}} \quad (A8)$$

$$\frac{\omega_1^2}{\omega_{Req}^2} = C \quad (A9) \quad B = \frac{1}{1 - C} = 1 + \frac{C}{1 - C} \quad (A10)$$

上部質点の 1 次モードの応答増幅率を F' とおくと F' は ${}_1\beta$ に M_{Req} の振幅 B を乗じて、式(A11)で表わされる。

$$F' = {}_1\beta_1 \phi_2 = \frac{R_{M1} + B}{R_{M1} + B^2} B = 1 + \frac{R_{M1}(B-1)}{R_{M1} + B^2} = 1 + \frac{R_{M1} \left(\frac{C}{1-C} \right)}{R_{M1} + \left(1 + \frac{C}{1-C} \right)^2}$$

$$= 1 + \frac{R_{M1}}{\left(\frac{C}{1-C} \right) + \frac{1 + \left(\frac{C}{1-C} \right)^2 + \frac{2C}{1-C}}{\left(\frac{C}{1-C} \right)^2}}$$

ここで $X = \frac{1-C}{C}$ (A12) とおくと式(A11)は式(A13)となる。

$$F' = {}_1\beta_1 \phi_2 = 1 + \frac{R_{M1}}{X(R_{M1} + 1) + \frac{1}{X} + 2} \quad (A13)$$

$$F' \text{が最大となる } X \text{ は} \quad X_{\max} = \frac{1}{\sqrt{R_{M1} + 1}} \quad (A14)$$

$$\text{で最大値は} \quad F'_{\max} = 1 + \frac{R_{M1}}{2(\sqrt{R_{M1} + 1} + 1)} \quad (A15)$$

となる。

この時の R_T は $C = C_{\max}$ とおくと式(A12), (A14), (A4)から式(A16)に示す R_T についての方程式が得られる。これを解くと $R_T = 1$ が求まる。以下に過程を示す。

$$C_{\max} = \frac{1}{X_{h2\max} + 1} = \frac{\sqrt{R_{M1} + 1}}{1 + \sqrt{R_{M1} + 1}} = \frac{(1 + R_T^2) - \sqrt{(1 + R_T^2)^2 - \frac{4R_{M1}R_T^2}{1 + R_{M1}}}}{\frac{2R_{M1}R_T^2}{1 + R_{M1}}} \quad (A16)$$

$$d = 1 + R_{M1} \quad \text{とおき整理すると} \quad (1 + R_T^2) - \frac{2R_{M1}R_T^2}{d} \cdot \frac{\sqrt{d}}{1 + \sqrt{d}} = \sqrt{(1 + R_T^2)^2 - \frac{4R_{M1}R_T^2}{d}} \quad (A17)$$

両辺を 2 乗して整理すると

$$\frac{R_{M1}R_T^2}{d(1 + \sqrt{d})^2} - \frac{(1 + R_T^2)}{\sqrt{d}(1 + \sqrt{d})} = -\frac{1}{d} \quad (A18)$$

$$(1 + \sqrt{d})(R_T^2 - 1) = 0 \quad (A19) \quad R_T = 1 \quad (A20)$$

式(A20)から F' が最大となる周期比は $R_T = 1$ となり質量比 R_{M1} によらないことがわかる。また、式(A13)で F' は $X=0, X=\infty$ で 1 となるが、 $X \rightarrow 0$ は、 $C \rightarrow 1, \omega_1/\omega_{Req} \rightarrow 1, K_{eq} \rightarrow \infty$ を表し上部 1 質点の状態を示し、また、 $X \rightarrow \infty$ は、 $C \rightarrow 0, \omega_1/\omega_{Req} \rightarrow 0, \omega_{Req} \rightarrow \infty, K_{Req} \rightarrow \infty$ を表し上部質点と下部質点为一体となり 1 質点の状態を示す。

次に F' を R_T の簡単な関数で表すことを試みる。付図 1 に F' と R_T^2 との関係を示す。 F' は C の関数であり、 C は式(A4)右辺の根号内で表される複雑な関数である。

式(A13)で X を式(A21)と Y で表すと式(A22)となる。

$$X = \frac{Y}{\sqrt{R_{M1} + 1}} \quad (A21)$$

$$F' = 1 + \frac{R_{M1}}{\sqrt{R_{M1} + 1} \left(Y + \frac{1}{Y} \right) + 2} \quad (A22)$$

このとき、 F' は $R_T = 1$ で最大となること、及び式(A22)では分母に $Y + 1/Y$ が有ることから $Y = 1$ で最大となる。従って Y は $R_T = 1$ で 1 となる必要がある。そのような関数の中で調整のための変数を 1 つ含むものとして $Y = R_T^n$ を選定する。 $Y = R_T^n$ と仮定して n が整数で精解と最も良く対応する n を付図 1 から求める。

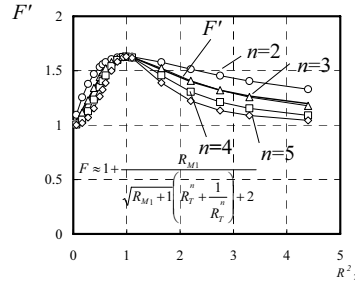
付図 1 に $R_{M1} = 4.1$ の場合について $n = 2, 3, 4, 5$ とした場合の F' との適合状況の例を示す。 $R_{M1} = 4.1$ では $n = 3$ で最適と考えられる。 R_{M1} をパラメータに検討すると $R_{M1} = 2$ では $n = 2 \sim 3$ の間、 $R_{M1} = 3.5$ では $n = 3$ 、 $R_{M1} = 8$ では $n = 3 \sim 4$ 、 $R_{M1} = 17$ では $n = 4$ となる。RC 片持壁を有する鉄骨屋根体育館では $R_{M1} = 3 \sim 5$ 程度であることから $n = 3$ とする。この時 F' は式(A23)で近似される。

また、 $\omega_1^2/\omega_{Req}^2$ は式(A25)の C' で近似される。付図 2 に $R_{M1} = 4.1$ の場合の $\omega_1^2/\omega_{Req}^2$ と C' との関係を示す。両者はよい一致を示していることから以降(A25)の C' を用いて F を評価する。

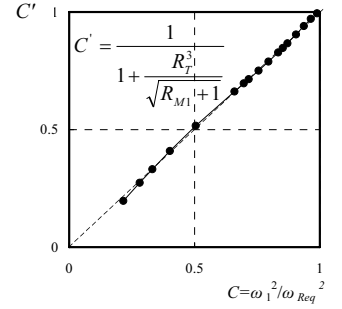
$$F' \approx F = 1 + \frac{R_{M1}}{\sqrt{R_{M1} + 1} \cdot \left(R_T^3 + \frac{1}{R_T^3} \right) + 2} \quad (A23)$$

$$Y = \sqrt{R_{M1} + 1} \cdot X \approx R_T^3 = \sqrt{R_{M1} + 1} \cdot \frac{1 - C'}{C'} \quad (A24)$$

$$C = \frac{\omega_1^2}{\omega_{Req}^2} \approx C' = \frac{1}{1 + \frac{R_T^3}{\sqrt{R_{M1} + 1}}} \quad (A25)$$



付図 1 $F-R_T$ 関係 ($R_{M1}=4.1$)



付図 2 $C'-C$ 関係 ($R_{M1}=4.1$)

式(A23)において、 $R_{M1} + 1$ を既往の研究に合わせて R_M と表記すると式(A27)となる。

$$R_M = \frac{M_{eq}}{M_{Req}} = R_{M1} + 1 \quad (A26)$$

$$F = 1 + \frac{R_M - 1}{\sqrt{R_M} \cdot \left(R_T^3 + \frac{1}{R_T^3} \right) + 2} \quad (A27)$$

以上の過程により F が R_T と R_M で表現された。

付録 2 2 次モードを考慮した棟部加速度評価式

棟部加速度評価式 F の誘導において、本文では 3 章式(19)に示すように 1 次モードのみを用いている。これは、通常の躯体剛性、屋根面剛性の場合 2 次モードの影響が小さいこと、及び提案式が複雑になるためである。しかし、図 13 (Aa), (Ca), (Da)などで極大となる $R_T = 1$ における $F_{R\max}$ が解析値より小さい傾向が見られることから 2 次モードの影響を評価する。

2 質点モデルの 2 次モードの上部質点の振幅 F_2 は式(A32)で表される。

$$F = 1 + \frac{R_M - 1}{\sqrt{R_M} \cdot \left(R_T^3 + \frac{1}{R_T^3} \right) + 2} \quad (A28)$$

2 質点系では式(A29)が成立する。ここで ${}_2\beta$ は 2 次モードの刺激係数、 ${}_2\phi_2$ は 2 次モードの上部質点の振幅を表す。

$${}_1\beta_1 \phi_2 + {}_2\beta_2 \phi_2 \quad (A29)$$

$$F = {}_1\beta_1 \phi_2 \quad (A30) \quad F_2 = {}_2\beta_2 \phi_2 \quad (A31)$$

$$F_2 = 1 - F = -\frac{R_M - 1}{\sqrt{R_M} \cdot \left(R_T^3 + \frac{1}{R_T^3} \right) + 2} \quad (A32)$$

したがって f_W と f_R を考慮すると 2 次モードの片持壁棟部の水平応答倍率 F_{R2} は式(A33)となる。

$$F_{R2} = -f_W \cdot f_R = \frac{R_M - 1}{\sqrt{R_M} \cdot \left(R_T^3 + \frac{1}{R_T^3} \right) + 2} \quad (A33)$$

SRSS を適用すると棟部応答加速度は式(A34)で表される。

$$A_{R\max} = \sqrt{(F_R \cdot S_a)^2 + (F_{R2} \cdot S_a)^2} \quad (A34)$$

ここで ${}_2S_a$ は T_2 に対応する等価 1 質点系の応答加速度を示す。なお、2 次の固有周期 T_2 は以下により式(A38)で近似できる。

2 質点モデルの 1 次及び 2 次の固有円振動数の 2 乗 ω_1^2, ω_2^2 は式(A35)の解であり根と係数の関係から式(A36)となる。

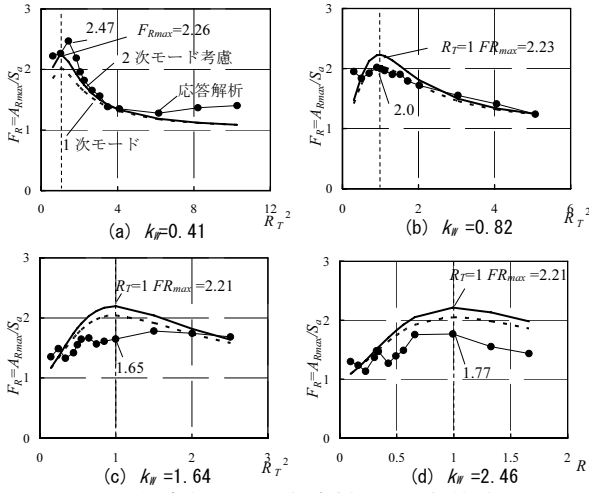
$$\lambda^2 - \lambda \left(\frac{K_{Req}}{M_{Req}} + \frac{K_{eq} + K_{Req}}{M_S} \right) + \frac{K_{eq}}{M_S} \cdot \frac{K_{Req}}{M_{Req}} = 0 \quad (A35)$$

$$\omega_1^2 \cdot \omega_2^2 = \frac{K_{eq}}{M_S} \cdot \frac{K_{Req}}{M_{Req}} = \frac{\omega_{Req}^2 \cdot R_M}{R_T^2 (R_M - 1)} \omega_{Req}^2 \quad (A36)$$

$$\left(\frac{T_{Req}}{T_1} \right)^2 \left(\frac{T_{Req}}{T_2} \right)^2 = \frac{R_M}{R_T^2 (R_M - 1)} \quad (A37)$$

$$T_2 = \sqrt{\frac{R_T^2 (R_M - 1)}{R_M}} \cdot \frac{T_{Req}}{T_1} \quad (A38)$$

付図 3 に R2W32L36 の場合について式(A34)による棟部水平応答増幅率と応答解析の結果を示す。1 次モードのみによる図 13(Aa)に比べ、(a)では R_T が 1 近傍で 2.05 から 2.26 と大きくなり、応答解析値 2.47 に良い対応を示している。これは特に躯体剛性比 k_W の小さいケースでは屋根面剛性が小さくなると 2 次固有周期 T_2 が増加し、加速度応答が大きくなり 2 次モードの影響が大きくなるためと考えられる。このことは他のケースでも同様であり、躯体剛性



付図 3 2 次モードを考慮した RC 片持壁棟部水平応答増幅率 (R2W32L36)

比 k_W が小さく R_T が 1 に近い範囲で応答が増加する主な要因が 2 次モードの影響であることが推測される。一方、躯体剛性比 k_W が増加すると 1 次モードのみによる方が解析結果と適合性が良い。

付録 3 A_i 分布を用いた加速度簡易評価式

3 章で提案した式(3)は水平応答増幅率に等価 1 質点系の応答加速度を乗じて RC 壁棟部の加速度を評価している。提案式は様々な規模について時刻歴応答解析の結果をよく近似しているが、併せて鉄骨屋根部を剛床とし、最上層(鉄骨屋根支持部)の A_i に棟部増幅係数 F_{RAi} 及び有効質量高さ増幅係数 F_{GAi} を乗じるにより棟部最大加速度 A_{Rmax} 、有効質量高さ最大加速度 A_{Gmax} を評価する方法も検討する。なお、定着部反力、小梁軸力算出には有効質量高さ最大加速度を用いる。

鉄骨屋根部を剛床とした 2 質点モデルは付図 4(b)となり、質量比を R_M (式(A43))とすると桁部の水平応答増幅率 $F_{M3}(=A_3)$ は式(A44)となる。また、質量比を R_M' (式(A45))とすると棟部応答増幅率 F_{Rmax} は式(A46)となる(付図 2(c))。なお、3 章では R_M の評価に有効質量を用いているが、ここでは簡略化し質量を単純化としている。このとき桁部を基準とした棟部最大増幅係数 F_{Rmax} を式(A48)とする。 $R_T^2=1$ で最大、 $R_T^2=0$ で 1、 $R_T^2 \geq 4$ で 1 として直線で補間すると式(A41)が得られる。付図 5 に R2W32L36 の例を示す。同様に有効質量高さ増幅係数 F_{GAi} は式(A42)となる。なお、 R_T は図 5 の δ_R 、 δ_W を用いて式(A50)で近似できる。

$$A_{Rmax} = F_{RAi} \cdot Z \cdot R_i \cdot A_i \cdot C_0 \cdot g \quad (A39) \quad A_{Gmax} = F_{GAi} \cdot Z \cdot R_i \cdot C_0 \cdot g \quad (A40)$$

$$F_{RAi} = \begin{cases} 1 + \frac{(F_{Rmax} - 1) \cdot R_T^2}{3} & 0 \leq R_T^2 < 1 \\ \frac{(1 - F_{Rmax})}{3} (R_T^2 - 4) & 1 \leq R_T^2 < 4 \\ 1 & R_T^2 \geq 4 \end{cases} \quad (A41) \quad F_{GAi} = \begin{cases} 1 + \frac{(F_{Gmax} - 1) \cdot R_T^2}{3} & 0 \leq R_T^2 < 1 \\ \frac{(1 - F_{Gmax})}{3} (R_T^2 - 4) & 1 \leq R_T^2 < 4 \\ 1 & R_T^2 \geq 4 \end{cases} \quad (A42)$$

$$R_{M3} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_R + 2M_W}{M_3 + M_R + 2M_W} \quad (A43)$$

$$F_{M3} = 1 + \frac{R_{M3} - 1}{2(\sqrt{R_{M3}} + 1)} \approx A_3 \quad (A44)$$

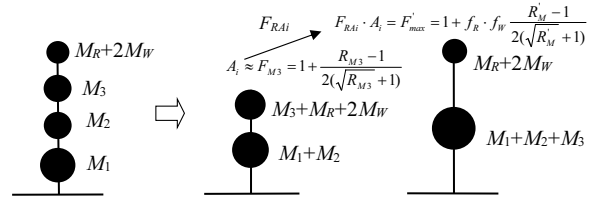
$$R_M' = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + M_R + 2M_W}{M_R + 2M_W} \quad (A45)$$

$$F_{Rmax}' = 1 + f_R \cdot f_W \cdot \frac{R_{M3}' - 1}{2(\sqrt{R_{M3}'} + 1)} \quad (A46) \quad F_{Gmax}' = 1 + f_W \cdot \frac{R_{M3}' - 1}{2(\sqrt{R_{M3}'} + 1)} \quad (A47)$$

$$F_{Rmax} = \frac{F_{Rmax}'}{F_{M3}} \quad (A48) \quad F_{Gmax} = \frac{F_{Gmax}'}{F_{M3}} \quad (A49)$$

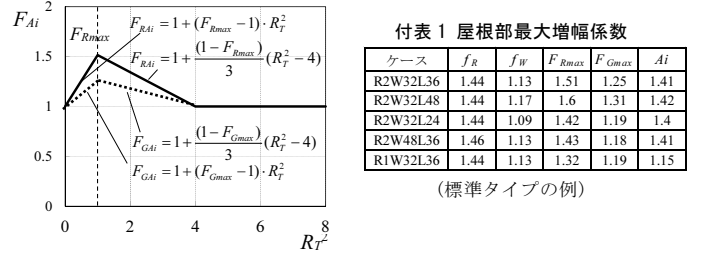
$$R_T = \frac{T_{eq}}{T_{Req}} \approx \sqrt{\frac{\delta_W}{\delta_R}} \quad (A50)$$

付図 6 に R2W32L36 の場合について式(A39)で $C_0=1.2$ (応答解析で用いた第 2 種地盤の応答スペクトルと対応)とした場合の棟部加速度と応答解析の結果を示す。(d)躯体剛性比 $k_W=2.46$ では A_i による評価が大きめとなっているが、

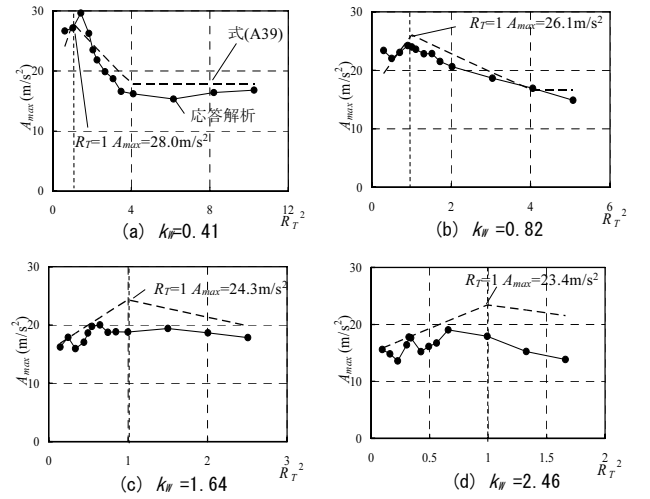


(a) 多質点モデル (b) 桁部評価 2 質点モデル (c) 屋根部評価 2 質点モデル

付図 4 桁部及び屋根部水平応答増幅率の評価 (R2W32L36)



付図 5 屋根部増幅係数 (R2W32L36)



付図 6 A_i 分布を用いた RC 片持壁棟部加速度の評価 (R2W32L36)

これは固有周期が 0.16 以下の短周期の場合の応答加速度スペクトルの減少が A_i では再現できないためである。全般的に式(A39)は解析結果と概ね良い対応を示している。

SEISMIC RESPONSE EVALUATION OF CANTILEVERED RC WALL FRAMES IN SCHOOL GYMNASIA WITH STEEL ROOFS

*Kazuhiko NARITA^{*1}, Toru TAKEUCHI^{*2} and Ryota MATSUI^{*3}*

^{*1} Ibaraki Prefectural Office, M. Eng.

^{*2} Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

^{*3} Assistant Prof., Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

1. Introduction

In the 2011 Tohoku Earthquake, a large number of school gymnasia suffered damage and were unable to be used as shelters. One of the most typical damage observed in steel roof gymnasia supported by RC frames were failures at the anchored connections of steel roof bearings on RC frames. Such failures were observed in not only aged but recently designed gymnasia, which implies that a further design guideline is strongly required.

2. Time history Analysis models

To investigate the behavior of the steel roof gymnasia with cantilevered RC Walls, Nonlinear time history analysis models of the gymnasia of various width, length, were carried out.

The used ground motion is an artificial wave (Kobe-phase): modified from JMA Kobe NS (1995). The stress-strain relationship of RC beams, columns in the substructure employs hysteresis with Takeda-model, and braces in the roofs employs Shibata-Wakabayashi model.

3. Static Analysis models

Simple mass models were also proposed to explain the dynamic characteristics of the structures and the analysis results. The model was composed with the roof-mass and the RC substructure-mass to assess the dynamic response.

4. Acceleration formula of RC Walls

The acceleration of cantilevered RC Walls are emphasized by resonance between the steel roofs and the RC Walls. Formulae to evaluate the acceleration were derived includes these effects using the proposed simple mass models. The investigation on the accuracy of the validity of the proposed acceleration formula was carried out by comparing with the results of the time history analysis.

5. Reaction forces at the anchored bearings

In General, the reaction forces at anchored bearings increase as response acceleration at roof and mass of RC wall increase. Using the proposed acceleration formulae, a simple collapse model to evaluate the reaction forces at the anchored connections were also proposed, which were confirmed to be consistent with the time history analysis results.

6. Conclusions

Based on the analytical results of various school gymnasia with cantilevered RC Walls, simple response evaluation method for the cantilevered frames and reaction forces at roof bearings were proposed. The proposed method captured the complicated response characteristics of the structure with some varieties.

(2014年5月27日原稿受理, 2014年11月6日採用決定)