

RC 妻面架構を有する鉄骨屋根体育館の耐震性能

SEISMIC PERFORMANCE OF SCHOOL GYMNASIA WITH STEEL ROOFS SUPPORTED BY CANTILEVERED RC WALL FRAMES

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

At 2011 Tohoku Earthquake, many school gymnasia suffered damages owing to not only Tsunami but the consequent shake. One of the most typical damages observed in steel roof gymnasia supported by RC frame are failures at the anchored connections of Steel roof bearings to RC frames. Such failures were observed in not only aged structure but recently designed gymnasia, which mean that further guideline is strongly required. However, evaluation of reaction forces at these connections is not easy because of complicated response characteristics between steel roofs and cantilevered concrete walls. In this paper, the action of cantilevered RC walls supporting steel roofs is researched using analytical model of actual damaged gymnasium in 2011 earthquake. The obtained analytical results are evaluated on the observed damages, and response characteristics of cantilevered RC walls are discussed, followed by proposal of easy design methods for these connections.

Keywords: School gymnasium, Cantilevered RC Walls, Seismic Performance, Anchored bearings, Roof brace

学校体育館, RC 壁, 耐震性能, 定着, 屋根面ブレース

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。特に鉄筋コンクリート造躯体に鉄骨造の屋根が乗る学校体育館では, 妻面壁周辺の鉄骨部材および支承部の損傷が多く発生した¹⁾²⁾。その主要原因のひとつとして, 妻面独立 RC 壁の構面外方向の応答が考えられる。同部位は耐震診断でも補強が必要となることが多く水平庇や垂直壁 (バットレス) を設け補強する場合が多いが, その効果は明らかになっていない。耐震診断および改修設計においては, 抛り所として文献 3)あるいは文献 4)が使用されることが多いが, 妻面独立 RC 壁の構面外方向の設計方法や鉄骨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。学校体育館の耐震性能評価に関しては, 加藤ら⁵⁾, 山下ら⁶⁾により, 耐震ブレースの座屈挙動が体育館架構の挙動に与える影響について精力的に研究されている。しかし RC 妻面壁の構面外地震応答性状について調査・分析した研究は現在までほとんど見られない。

鉄骨屋根が RC 構造で支持された R 型¹⁾の学校体育館では, ブレースにより一体化された屋根面がアンカーにより RC 妻面壁や桁フレームと一体化されるため構造物の固有周期は短周期となる場合が

多い。しかし地震動によりアンカーが破壊された場合には, RC 妻面壁が独立して振動するため固有周期が長くなり大きく変形することが予想される。その結果妻面壁が曲げ破壊したり, 大変形することにより鉄骨屋根や天井等に被害をもたらす。このような RC 妻面壁の設計および耐震改修においては, その荷重を屋根面ブレースで桁架構まで伝達する手法, またはローラー支持し変形を逃がす方法が考えられる。しかし支承部に発生する反力およびローラー支持した場合の変形量を評価する手法は確立していない。

そこで, 本研究では, 東北地方太平洋沖地震において被災した図 1 に示すような R 型の実在学校体育館を模擬した数値解析モデルを

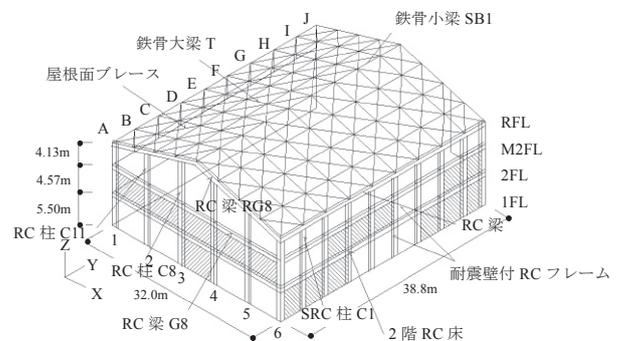


図 1 検討対象学校体育館

*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.

構築し、RC 妻面壁の構面外地震応答、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う。さらに兵庫県南部地震(1995)等、直下型地震との応答特性の差、妻面壁の応答に妻構面の重量や鉄骨屋根面の剛性がどのように影響するかについて分析し、妻面壁の耐震設計、補強設計を行うための簡便な手法の提案を試みる。

2. 検討モデルの設定

2.1 RC 妻構面の振動による被害例

検討対象として設定する体育館は実在する 1984 年設計、翌年竣工の地上 2 階、屋根 S 造・下部 RC 造の高校体育館である。本建物は茨城県の北部で水戸市から約 5km の距離に位置する。

建物の概要を図 1 に、屋根伏図を図 2(a)に、軸組図を図 2(b)に示す。1 階(1F)は RC の壁付きラーメン構造であり、武道場とピロティとして使用されている。2 階(2F)はスパン 32m、桁行 38.8m のアリーナとなっており、中 2 階(M2F)はギャラリーとなっている。妻面の A 通り、J 通り架構は壁付き RC 架構、残りの B~I 通り架構は鉄骨山形ラーメンで柱は SRC となっている。桁方向の 1, 6 通りは 1F

部分と 2F 部分が厚 150mm の耐震壁を有するラーメン架構で、M2FL の上は壁のないラーメン架構となっている。このため桁行き方向では 1F, 2F は剛性が高く、M2F から上は剛性が低くなっている。屋根面は 10 列の山形架構により屋根が構成されており、桁方向に H-200×100 の小梁が配置され、水平ブレースは L-65×65×6、外周部は 2L-65×65×6 となっている。

2011 年東北地方太平洋地震における被災状況を写真 1~3 に示す。1 階の RC 部には大きな被害は見られなかったが、屋根面では妻構面付近で RC 架構と鉄骨架構間の屋根ブレースが全面的に座屈し(写真 2)、屋根ブレースの妻面定着部アンカーが破断・抜けるなど多くの位置で損傷し、妻面壁付近で鉄骨定着部材が脱落したことにより屋根が陥没した。アンカーの一部は約 100~150mm 近く引き抜けた(写真 3)。また妻面の RC 架構柱に多くの曲げひび割れが観察された(写真 1, 図 3)。本体育館において、妻面 A 通りは M2F 部分が壁のないラーメン架構で 2FL から片持ちの自立壁となっており、舞台側の妻面 J 通りは全面が W15 のコンクリート耐震壁を有するラーメン架構で 2FL から片持ちの自立壁となっている。このため、桁方向

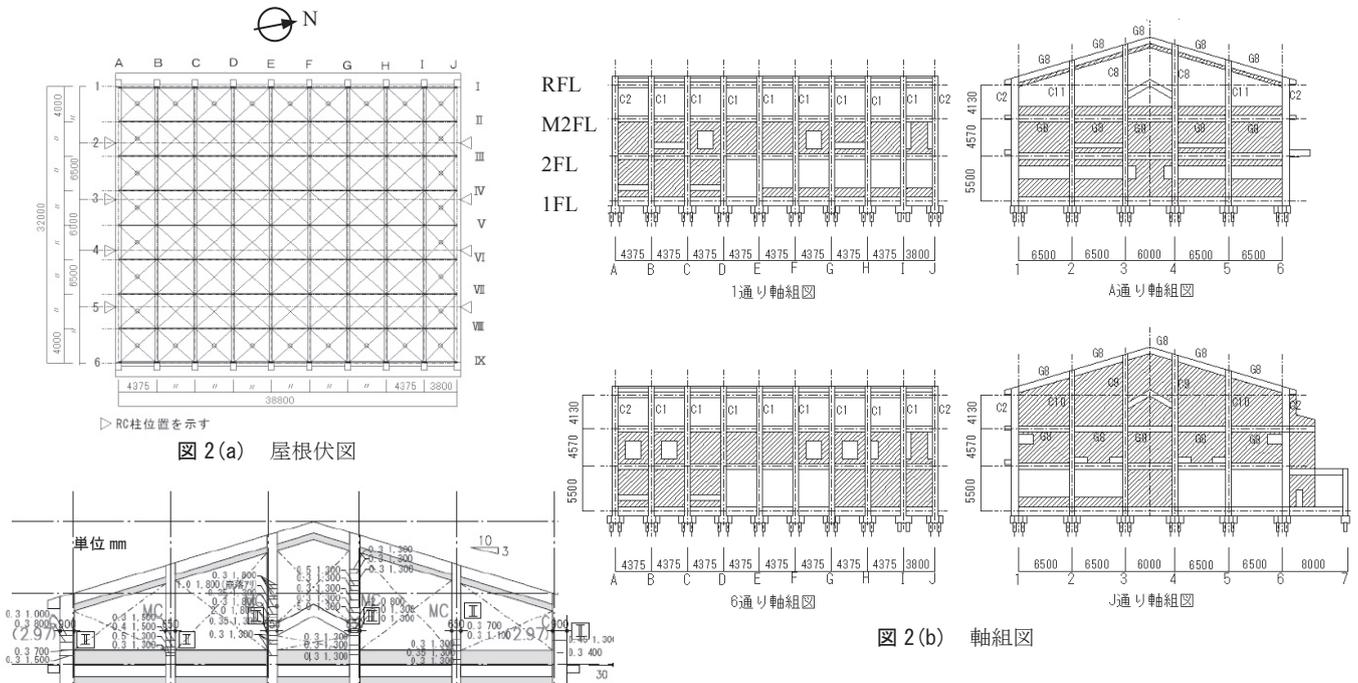


図 3 妻構面(A 通り) 柱ひび割れ状況

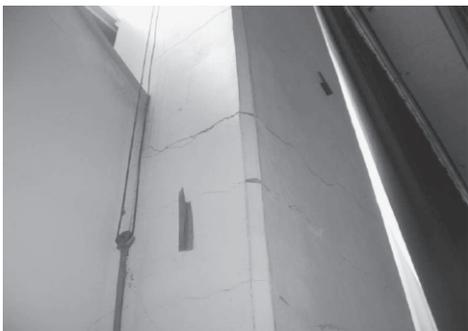


写真 1 妻構面(A 通り) 柱ひび割れ



写真 2 J 通り屋根ブレース座屈

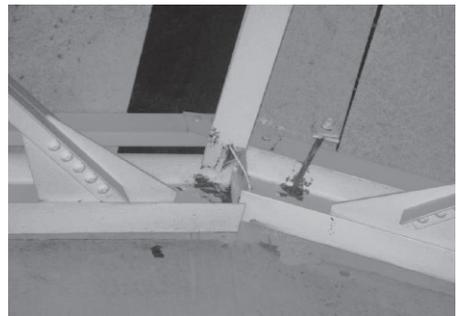


写真 3 J 通りアンカー引き抜け

の地震動によりこれらの RC 妻面壁が構面外方向に大きく変形し、鉄骨屋根架構との応答の差により定着部に過大な力が加わり、妻面近傍のブレースおよびアンカーを損傷させたものと考えられる。なお、アリーナ部ではエキスパンドメタルで構成された重量システム天井が全面的に落下した。

2.2 解析モデルの概要

被害建物の地震応答性状を分析するため、RC 壁を含む妻面架構とブレース付き屋根架構を模擬した図 4 の数値解析モデルを構築する。

A, J 通りの妻面架構は梁・柱を曲げ要素で構成し、その交点及び、RC 梁に鉄骨小梁の取り付け部分に節点を設ける。柱は 2FL から剛接で自立するものとし、梁は桁フレームに剛接とする。A 通りは M2FL から下が耐震壁のあるラーメン架構であり柱・梁で囲まれた壁面については、中央に節点を配置し、壁を等価な梁としてモデル化する。J 通りは耐震壁が全面に取り付いており、柱・梁で囲ま

れた壁面の中央に節点を配置し壁を等価な梁としてモデル化する。壁の取り付け柱・梁には中間にも節点を設け、負担領域の質量を与える。

屋根架構には張り間方向に H-700×300 の鉄骨大梁を山形に配置し、間に H-200×100 の小梁、L-65×65 の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。

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、梁はそれぞれ (x, θ_z) , (x, θ_y) の自由度をもつ曲げ要素に材端非線形ばねを導入し、端部の塑性化を考慮する。材端ばねは Takeda モデル⁷⁾の履歴特性とする。

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⁸⁾⁹⁾で表現する。S 造大梁は材端非線形ばねを有する梁要素とし弱軸周りの剛性を評価し (x, θ_z) の自由度を持つバイリニアの履歴特性とする。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ばね要素と

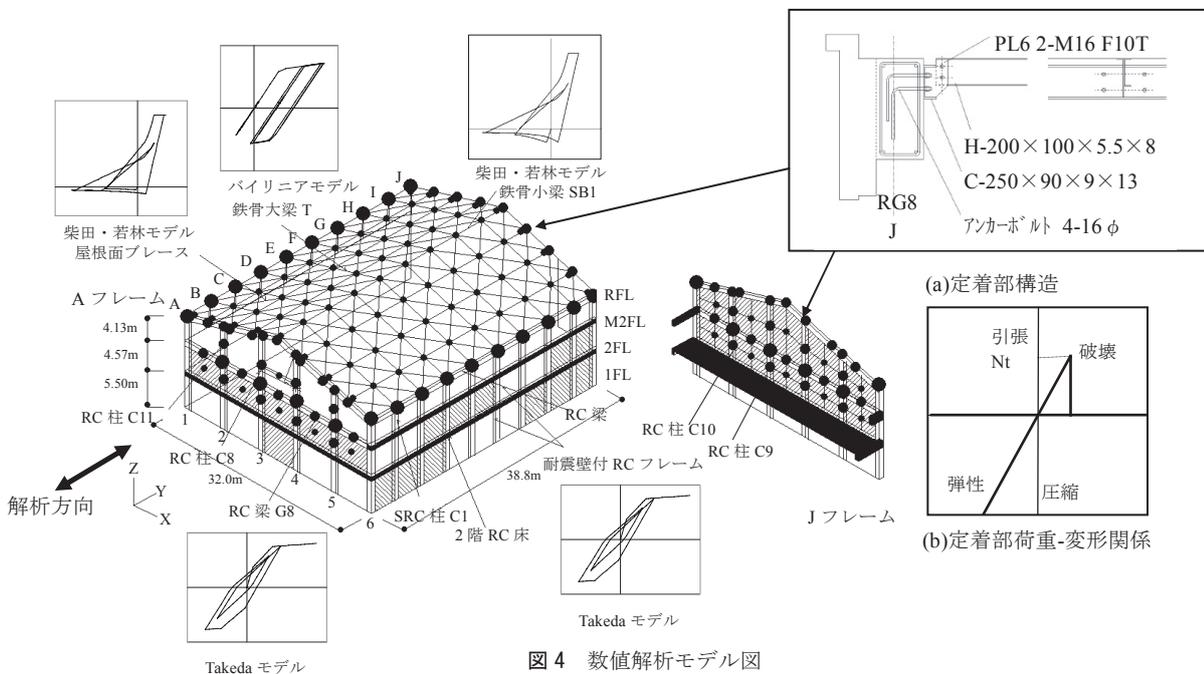


図 4 数値解析モデル図

表 1 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(A-2.3F) C11	650×500	61.1	3250	887900	コンクリート 20.6 (圧縮強度) 鉄筋 344 (SD295)	19710	101.7	374.4	0.39	梁要素	Takeda モデル	
RC柱(A-2.2F) C11	650×500		3250	887900			122.1	414.5	0.41			梁要素
RC柱(A-3.3F) C8	650×500		3250	887900			102.1	375.2	0.39			梁要素
RC柱(A-3.2F) C8	650×800		5200	3548000			281	832.9	0.37			梁要素
RC柱(J-2.3F) C10	650×650		4225	1806000			164.2	432.1	0.31			梁要素
RC柱(J-2.2F) C10	650×650		4225	1886000			198.7	580.5	0.38			梁要素
RC柱(J-3.3F) C9	650×400		2600	465300			75.1	299.6	0.43			梁要素
RC柱(J-3.2F) C9	650×700		4550	2522000			251.8	853.7	0.44			梁要素
RC梁(妻A.J通 3F) G8	750×620		4650	2599000			133.8	185.6	0.16			梁要素
RC梁(妻A.J通 2F) G8	750×350		2625	300900			47.2	94.9	0.21			梁要素
RC柱(桁1.6通B-1.3F) C1	900×700		6300	3236600			257.5	772.2	0.34			せん断ばね
RC柱(桁1.6通A.J.3F) C2	900×700		6300	2952000			232.8	461.8	0.24			せん断ばね
鉄骨大梁 T	H-700×300×13×24		61.1	231.5			10800	258 (SS400)	205000			座屈荷重
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 (外周)	2L-65×65×6	444	15.05	24.4	14.03	388	トラス要素					
水平ブレース (内部)	L-65×65×6	444	7.527	12.2	7.02	194	トラス要素					

し Takeda モデルの履歴特性とする。

主な使用部材の諸元を表 1 に示す。コンクリート強度は被災度判定報告書に記載されている強度とする。RC 部材の降伏モーメント M_y は軸力を考慮し平面保持を仮定して算定する。柱、梁共に主筋は D25(SD30(旧規準))を使用しており降伏応力は RC 耐震診断基準¹⁰ に従い、 $\sigma_f=344\text{N/mm}^2$ とする。ひび割れモーメント M_c も同様に平面保持を仮定した断面計算により算定し、ひび割れ強度は $0.56\sqrt{F_c}$ とする。ひび割れ後の剛性低下率は、妻面壁柱のシアスパン比が規準式の範囲を超えるため、規準式によらず降伏時の断面 2 次モーメントと初期断面 2 次モーメントの比とし、初期剛性には鉄筋も考慮する。剛性低下率は柱では 0.4 程度、梁では 0.2 程度となる。終局モーメントとの比較から M_y 後の剛性低下率は 0.001 とする。

鉄骨部材(SS400)の降伏応力は 258N/mm^2 とする。表 1 には大梁 T の M_y は弱軸周りの降伏モーメントを、小梁は軸方向の座屈耐力・引張耐力を記載している。なお、水平ブレースは外周がアングル 2 本となっている。

屋根鉄骨架構の妻面定着部のモデル化について述べる。定着部の構造を図 4(a)に示す。アンカーボルトは梁に L 字型に 60cm 定着しており、繰返外力により定着が失われその後屈曲部で破断し抜け出したものとネジ部で破断したものが混在していると仮定した。破壊耐力はネジ部の有効断面積を考慮したアンカーボルト 4 本分の降伏耐力 $N_f=141\text{kN}$ で評価した。剛性は表面から 30mm 分の軸変形が寄与したものと仮定し、破壊後は剛性をほぼ零 (1.0×10^{-8}) とし、圧縮方向剛性も零とした。(図 4(b))。なお、破壊までの剛性による定着部の変形は小さく、全体の挙動にはほとんど影響を与えないと考えられる。

検討パラメータは屋根架構-妻面壁 RC 構面間の定着部の形式とし、以下の 3 種を設定する。

- ① 定着部が固定されていると想定した As モデル
- ② 定着部が離間していると想定した Af モデル
- ③ 定着部が最初剛性を有するが、一定の引張り力が加わると破断し、応力を解除する Ab モデル

検討ケース名称について図 5 に示す。

各検討ケースの固有周期を表 2 に示す。As, Ab では屋根ブレースの剛性の影響により弾性 1 次固有周期は約 0.25 秒となっている。屋根と妻面壁との定着を外した Af モデルでは、J 妻面壁が面外方向に卓越して振動するモードが 0.627 秒、A 妻面壁が卓越するモードが 0.525 秒となっている。応答解析に用いる地震波は、検討建物の直近の水戸市金町において観測された地上波 (NS 方向、以降 Tohoku-Mito 波) を用いる。また、地震波の違いについて比較するため、兵庫県南部地震における JMA-Kobe 波を次章で採用し比較する。図 6 に減衰定数 $h=0.03$ 及び 0.05 に対する Tohoku-Mito 波及び JMA-Kobe 波の加速度応答スペクトルを示す。

時刻歴応答解析はニューマーク β 法とし、時間刻みは Tohoku-Mito 波では 0.00125sec, JMA-Kobe 波では 0.002sec とする。減衰係数は初期剛性比例型のレーリー減衰を採用し、減衰定数は 1 次 2 次共に 0.03 とする。ただし、定着部が破壊するケースでは、最初の定着が破壊した時点で減衰マトリックスを Af のものに再設定する。

Tohoku-Mito 波における RC 妻面 A, J フレーム棟部の面外応答加速度、変位を As, Af, Ab について図 7(a)~(d)に示す。最大応答加

速度は定着部固定ケース As では A フレームにおいて壁面の中央部になるほど大きく、桁に近い部分では 1500gal 程度に対して、棟付近では 3000gal 程度となっている (図 7(a)○印)。J フレームも同様の傾向を示し、棟付近では 2700gal となっている (図 7(c) ○印)。一方定着が離間し壁が独立して応答するケース Af (図 7(a),(c)△印) では加速度は 700gal~1500gal 程度と小さい。最大応答変位は棟の部分に近づくほど大きな値を示し、A フレームの As では最大 7cm 程度だが、Af では壁が独立して振動するため 9.5cm と As に比べ大き

A b

- s : 定着強度大
- f : 定着無
- b : 定着破壊

図 5 検討ケース

表 2 各ケースの固有周期

	As,b	Af
1次	0.248	0.627
2次	0.199	0.525
3次	0.176	0.220
4次	0.155	0.186

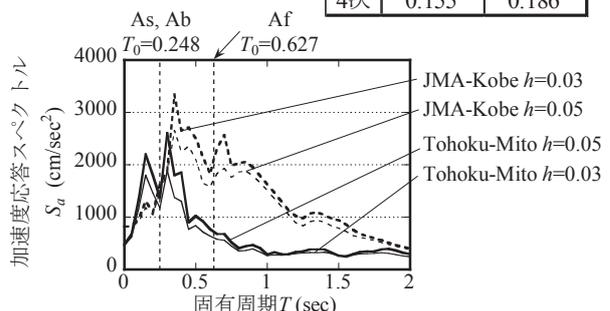


図 6 採用地震波加速度応答スペクトル

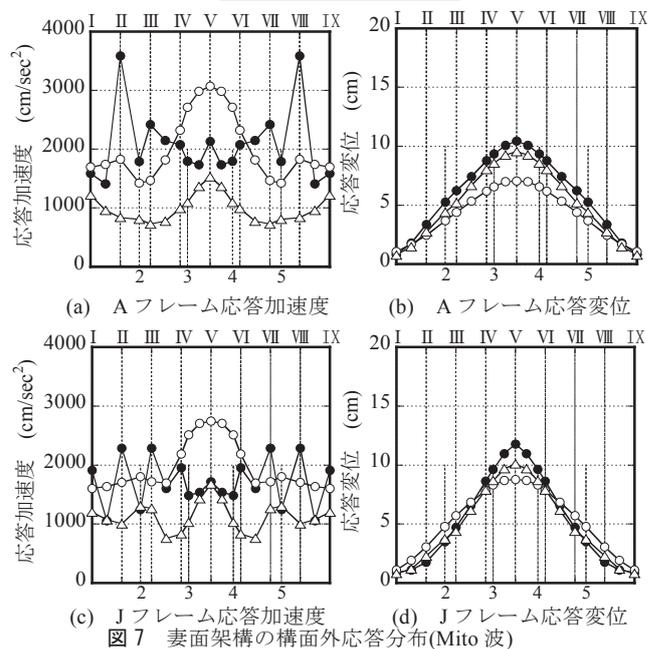


図 7 妻面架構の構面外応答分布(Mito 波)

● Aフレーム ○ Jフレーム --- 破断強度

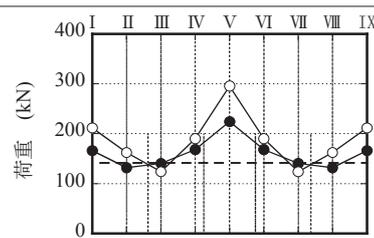


図 8 屋根架構定着部の反力分布(定着部固定 As)

い。J フレームは壁が多く質量が大きいため、As でも 9cm、Af では 10cm と A フレームに比べてやや大きな変形となっている(7(b),(d))。定着部を途中で破壊させた Ab のケースでは、妻面の加速度は不規則で棟部以外でも大きな値を示している。(図 7(a)~(d)●印)。また、変位は Af を上回る値となっている。

定着部を固定した As ケースにおける RC 梁 RG8 とブレースとの定着部最大反力を図 8 に示す。As では定着部は破壊しないものとして解析しているが、A, J フレーム共に I, IV, V, VI, IX 通りでアンカーの想定破壊耐力(141.7kN)に達していることがわかる。

各ケースにおける部材損傷状況を図 9(a)~(c)に示す。各図において●印は RC 柱、梁が曲げ降伏していることを示す。○印は曲げひび割れしているが曲げ降伏には達していないものを示す。図中の数字は塑性率を示す。

図 9(a)に定着部固定ケース As の損傷性状を示す。妻面 RC 梁、柱には多くの曲げひび割れと一部降伏が見られる。屋根面の鉄骨架構は妻面近傍で小梁・ブレースが座屈に到る。一方、図 9(b)に示す定着部離間ケース Af では妻面は RC 梁が多少曲げひび割れを生ずるものの屋根面の損傷は少ない。図 9(c)に示す定着部破壊ケース Ab では妻面架構では As, Af を上回る損傷がみられ、鉄骨屋根架構では Af を上回る損傷が見られる。As の屋根面損傷は重量のある RC 妻面壁と一体的に応答したため妻面壁の圧縮力により発生したものと考えられる。Ab において破壊した定着部を✕印で示す。定着部破壊位置は写真 2, 3 で観察された被害状況と一致している。定着部破壊の順番を図 9(c)中に数字で示す。初めに J フレームの棟部から破壊が始まり順次破壊が生じていることがわかる。A フレームでは 2, 3 通りの C8, C11 の M2F で塑性率が 0.2~0.7 となり曲げひび割れが発生し実際の被害を表現している (図 3, 写真 2)。

鉄骨屋根架構では AB 間, IJ 間の水平ブレース, 小梁に座屈変形が生じており写真 2 で観察された被害状況と一致する。

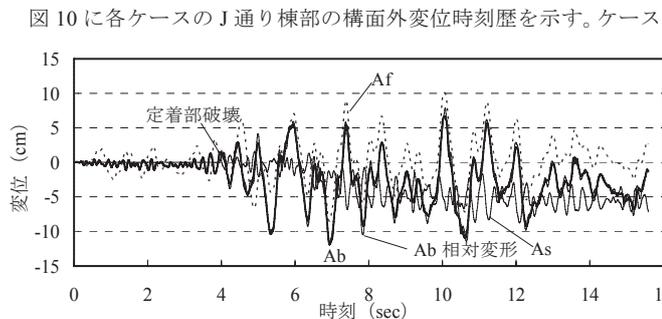


図 10 各ケースにおける J 妻面架構棟部の変位応答時刻歴

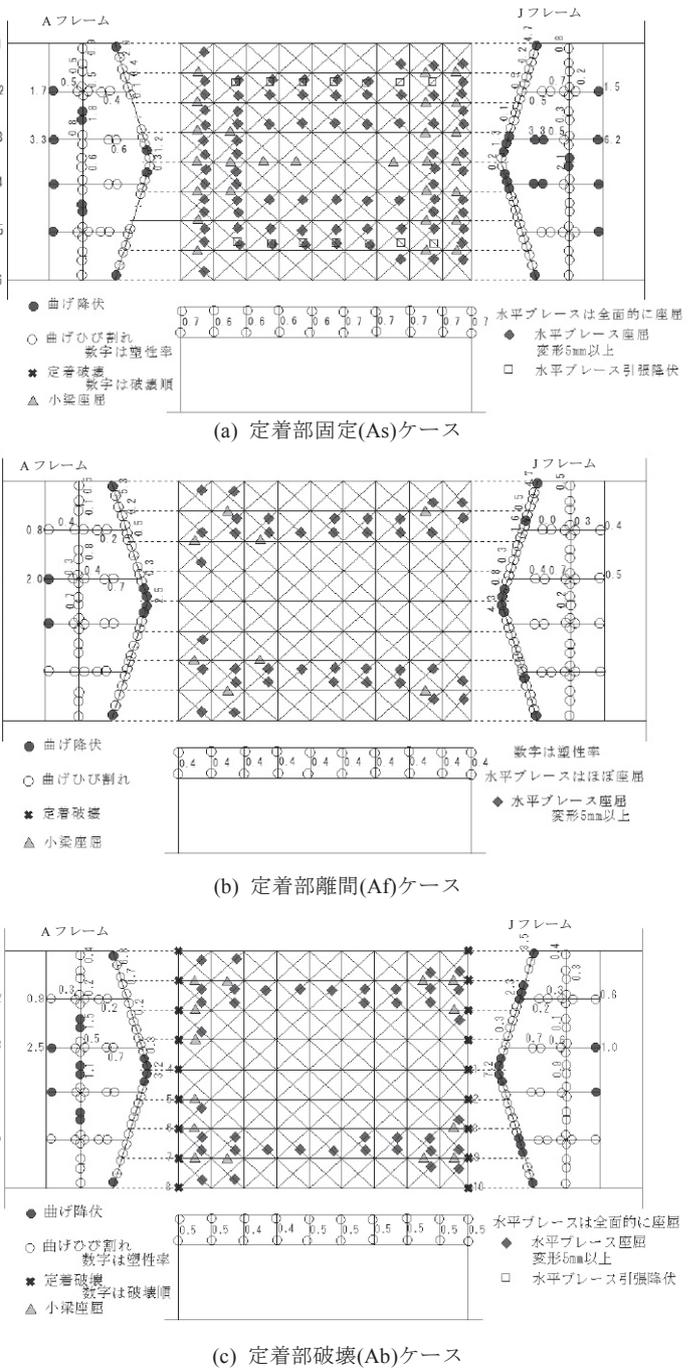
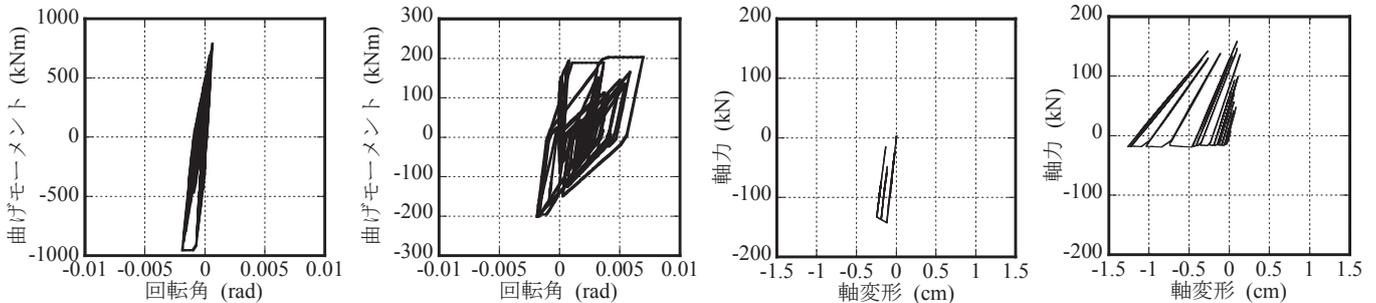


図 9 各ケースの破壊状況



(a) A3 通り C8 RC 柱 (b) A 通り 1, 2 間 RC 梁 (c) A, B 通り 2, 3 間 S 小梁 (d) A, B 通り 1, 2 間 S ブレース
図 11 Ab ケースにおける各部材の曲げモーメント-回転角, 軸力-軸変形関係

As では変位は小さく抑えられ、ケース Af では大きく振動する様子がわかる。ケース Ab では定着部が 4sec 前後で破壊し、妻面架構が大きく振動し最大変形量は 100mm を超えている。同図中に示すケース Ab での J 通り妻面壁と鉄骨フレームの相対変位は抜け出したアンカーの変形量(写真 3)と同様の値となっている。

図 11(a)~(d)にケース Ab における各部材要素の荷重-変形関係を示す。図 11(a)に A-3 通り柱 C8 の 2FL 柱脚の履歴を示す。材端バネは曲げ降伏モーメント($M_p=830\text{KNm}$)に達し、Takeda モデルの履歴特性を示す(塑性率 2.5)。図 11(b)に A 通り 1, 2 間の RC 梁が桁フレームに剛接している梁の履歴を示す。材端バネは曲げ降伏し大きく回転している(塑性率 6.8, $M_c=136\text{KNm}$, $M_j=185\text{KNm}$)。RG8 梁は構面外方向には、引っ張り鉄筋が 2D-25 しかなく剛性、耐力共に低くあまり剛性には寄与していない。図 11(c)に A, B 通り間・2,3 通り間の S 小梁の履歴を示す。同部材は座屈荷重($f_c=141\text{kN}$)に達するが、引張降伏はしていない。図 11(d)に A, B 通り間・1,2 通り間のプレースの履歴を示す。座屈荷重($f_c=14\text{kN}$)を超え最大軸変形は 1.3cm に達するが、引張り降伏はしていない。

以上、得られた結果はいずれも概ね実際の被害状況を再現しており、解析モデルは妥当と判断される。

3. RC 妻面架構の応答特性

前章において設定した解析モデルを用いて、様々な異なる条件下における RC 妻面架構の応答特性を分析する。

3.1 地震波特性の影響

まず前章と同じモデルにおいて、JMA-Kobe 波に対する応答解析を行う。図 12(a), (b)に J フレームの妻面棟部の面外方向の加速度、変位の比較を示す。

最大応答加速度は、As では Tohoku-Mito 波が JMA-Kobe より大きな応答を示している。Af ではどちらの場合も 900gal から 1500gal 程度の応答となっており、As に比べ差が少ない。最大応答変位は、Af は Tohoku-Mito で 9cm に対して JMA-Kobe では 39cm と大きく M2FL からの変形角で 1/25 となっている。As では 5cm 以下と Tohoku-Mito 波以下となっている。定着部が破壊する Ab では、加速度は定着部で大きく、変形も 52cm と 2FL からの変形角で 1/19 となっている。Af での差は主に図 6 に示すスペクトルの差に起因していると考えられる。

図 13(a)に Ab の部材破壊状況を示す。妻面壁は特に J フレームで屋根部の RC 梁がほぼ曲げ降伏しており塑性率も大きい。RC 柱脚においても A フレームでは 2FL・C8 で 14, J フレームでは M2FL・C8 で 14 と大きな損傷が発生している。図 13(b)に J 通り棟部の構面外変位時刻歴を示す。定着破壊後に大きな振幅となり内側に 52cm の最大変形を示し、残留変形も 20cm 程度発生している。これらのことから定着部が破壊した場合、J フレームは大きく損傷する可能性が高い。

以上より、検討建物のような鉄筋コンクリート架構で支持された体育館では妻面壁の振動対策が重要であり、定着部破壊を防止するには定着部を強固にする必要がある。ただし As において妻面壁の応答により水平プレースの座屈や引張降伏、小梁の座屈変形など鉄骨屋根面の損傷が見られたことから屋根面の補強が共に必要となる。妻面壁の影響を受けない Af では屋根面の損傷はあまり見られない

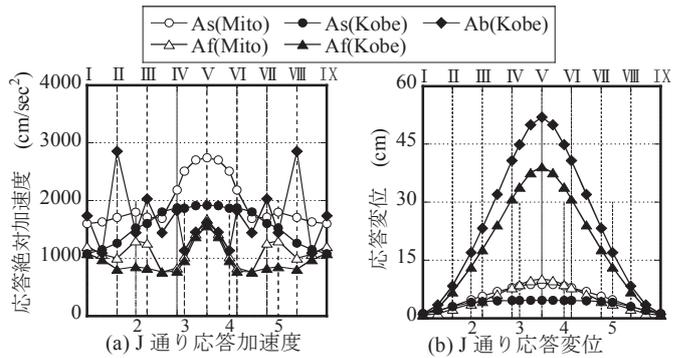


図 12 妻面架構の構面外応答分布

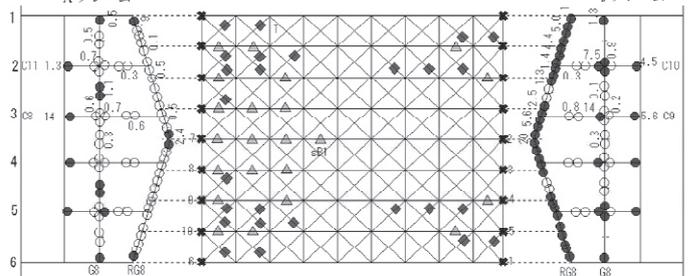


図 13(a) 定着部破壊(Ab)ケースの部材破壊状況

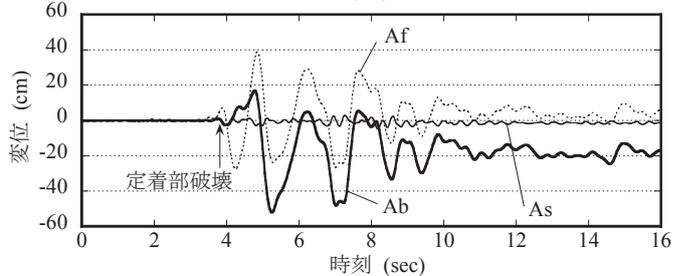


図 13(b) JMA-Kobe 波による J 妻面架構棟部の変位応答時刻歴

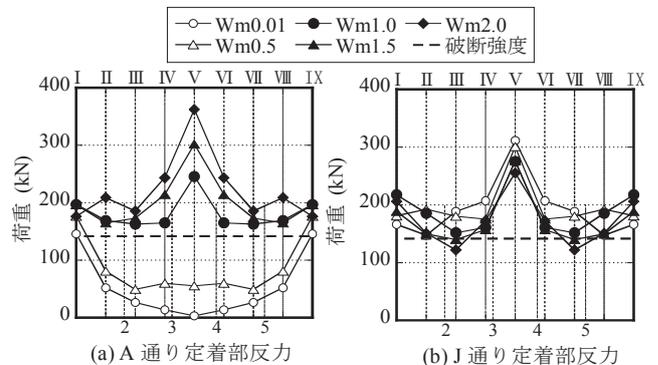


図 15 妻壁重量が定着部反力に及ぼす影響

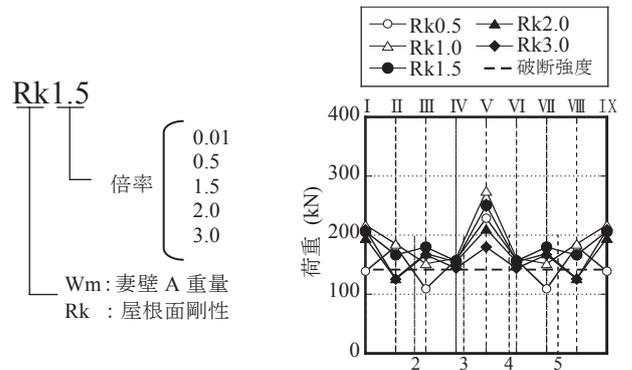


図 14 検討ケース 図 16 屋根剛性が定着部に及ぼす影響

が、定着部の相対変位は過大となることが想定される。

そこで、以降被害の大きかった JMA-Kobe 波を用いて As を標準とした妻面壁重量および屋根剛性をパラメータとした定着部必要耐力の検討、および Af を標準として定着部を解放した場合の相対変位量の検討を行う。

検討ケースを図 14 に示す。Rk は屋根ブレースの断面をパラメータとしたもので、Wm は A フレームの妻面壁の重量をパラメータとしたものである。

3.2 定着部反力への妻面壁重量の影響

図 15(a) は 2 章の検討モデル As の A フレーム妻面壁の重量を規準に A フレーム妻面壁の重量比を $W_m=0.01, 0.5, 1.5, 2.0$ と変化させた場合を示す。なお、J フレームの重量は変化させていない。

A フレームでは重量の増加に従い、定着部の反力が増加している。 $W_m=0.01$ では桁部分を除き定着部反力は零に近づいている。

一方、J フレームでは、定着部の反力には大きな変化は見られない (図 15(b))。このことは、壁面重量が当該部分の定着部反力に主に影響することを示している。

3.3 定着部反力への屋根面剛性の影響

図 16 は 2 章の検討モデル As の屋根剛性を規準に屋根面ブレースの断面積および断面 2 次モーメントをそれぞれ同じ比率で増減した場合の J 通りの反力を示す。屋根面剛性比 $R_k=2.0\sim 3.0$ と剛性が増加するに従い定着部反力は減少し一定の値に近づく傾向が見られる。 $R_k=0.5$ では反力分布が他と異なり、屋根面剛性が小さい場合には応答性状が複雑に変化している。

3.4 屋根面加速度の評価

前節までの検討で屋根面剛性が応答に深く関係することが判明した。そこで本節では、As モデルに対する屋根面剛性比 R_k による妻面棟部の最大加速度を評価する。図 17 に結果を示す。□が A フレーム、△が J フレームを示す。屋根面剛性比 R_k が増加するほど棟部の加速度は減少し屋根面が一体で応答するようになり、 $R_k=4.0$ で 1300gal 程度に低減される。一方、屋根面剛性が低くなると棟部の加速度は大きくなり、 $R_k=1.1$ 付近で 2300gal と最大になり、屋根面の一体性が崩れて棟部がより大きな応答を示す。その後さらに剛性が低くなると急速に加速度は減少し $R_k=0.5$ では 1800gal 程度となる。

これに対し、柏井らのモデル¹¹⁾ を利用し A_i 分布を用いた屋根面各部の加速度の評価を試みる。屋根面は、図 18 に示すように剛性が低下するに従い剛床 ($R_k=4$) から徐々に分離して多質点となるものと仮定し A_i 分布を適用して屋根面の加速度を算出する。JMA-Kobe 波

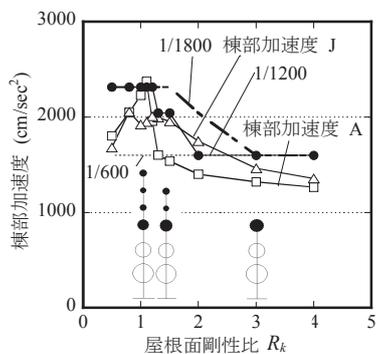


図 17 屋根面剛性比-棟部加速度関係

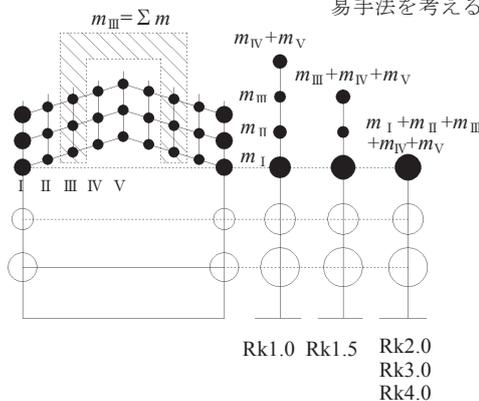


図 18 設計用せん断力算定用屋根面質点モデル

に対する比較のため $C_0=1.0$ で検討を行い、応答解析結果が良く説明できる境界となる屋根面剛性を特定する。なお設計用せん断力算定の質量は図 2(a) の I, II ・ ・ 通りごとに桁方向に足し合わせて求める。

屋根面に 1G の水平力をかけた場合の小梁間の変形角を水平ブレース層間変形角と定義する。図 19 に屋根面剛性比と屋根面各列の水平ブレース層間変形角の関係を示す。屋根面質量が分離する変形角を境界変形角と定義する。変形角が境界変形角以下の領域については一つの質点としてモデル化し、境界変形角以上の領域については、I 通り、II 通りなどの構面毎に別々の質点としてモデル化する。境界変形角を $1/1200$ とすると屋根部は $R_k=2.0$ 以上で 1 質点、 $R_k=1.5$ で 3 質点、 $R_k=1.0$ で 4 質点となる。各モデルに A_i 分布を適用して算出した棟部の加速度を図 17 の図中に●で示す。応答解析により得られた屋根面の加速度を上記モデルで近似できることがわかる。

境界変形角を $1/600, 1/1800$ とした場合の結果を図 17 中に併せて示す。 $1/600$ の場合は $R_k=1.0$ 以上で 1 質点となるため加速度が小さくなり、また $1/1800$ の場合は、 $R_k=2.0$ で 3 質点となり A_i 分布による加速度が大きくなりすぎ応答解析の加速度をうまく再現できない。これらのことから、今回のケースでは 1G で変形角 $1/1200$ 程度を境界変形角とすることが妥当と考えられる。

3.5 定着部反力の評価

前節で求めた A_i 分布による加速度を用い定着部反力を算定する。図 20 は横軸に A 通り妻面壁の質量に棟部の最大加速度を乗じたもの、縦軸を定着部反力としたものである。各ケースとも概ね原点を通る直線上に分布している。このことは、定着部に作用する反力が妻面壁の重量と棟部の加速度の積に比例することを示している。

以上の結果から図 21 に示すような、定着部反力評価モデルによる評価を試みる。反力 Ra は同図中式(1)より妻面壁の柱脚廻りのモーメントの釣合いから算出する。Ra は棟部で最大となる。

図 22 に解析値と算定値の比較を示す。解析値/算定値は Rk シリーズ(図中○)では $0.77\sim 0.99$ となっている。Wm シリーズ(図△)では $0.48\sim 0.92$ となる。Wm2.0 は解析値/算定値が $363/551=0.66$ となるが妻面壁の重量を 2 倍としたモデルであり現実の体育館からはややかけ離れたモデルといえる。全般的に提案評価方法は安全側で解析値と整合している。

3.6 RC 妻面壁の変形評価

最後に、RC 妻面壁と鉄骨屋根面との定着部を滑り支承とする場合など、RC 妻面壁を独立して振動させた場合の変形を評価する簡易手法を考える。図 23 に RC 妻壁変形評価モデルを示す。柱と梁か

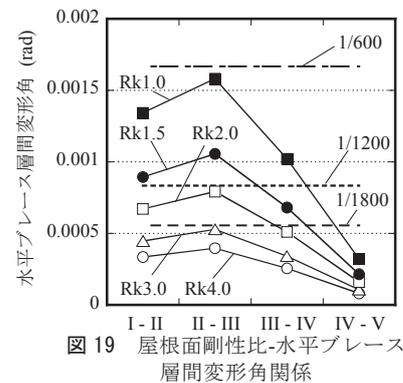


図 19 屋根面剛性比-水平ブレース層間変形角関係

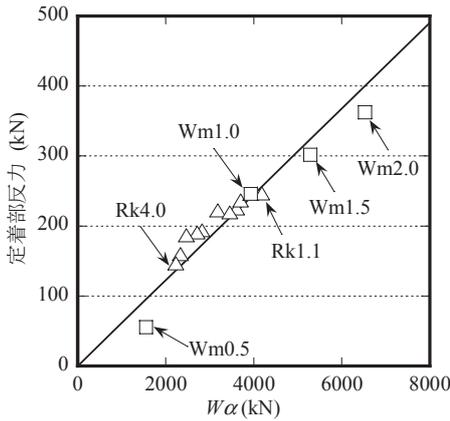


図 20 定着部反力-妻壁質量(W)×棟部加速度(α)関係

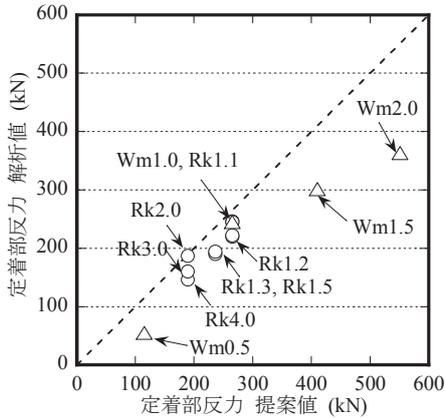


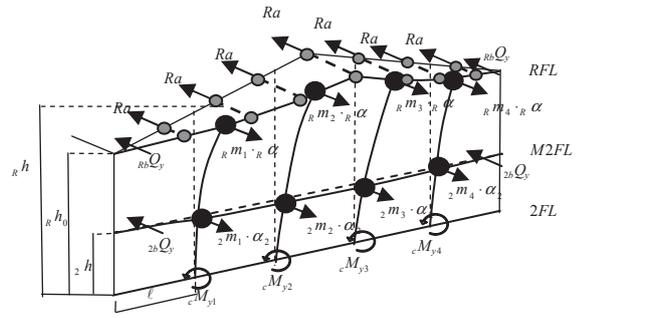
図 22 定着部反力の解析値と提案評価方法との比較

らなる 2 質点系を想定し、 m_1 、 m_2 を当該柱が負担する中間部及び上部の質量としてモデル化する。最大変形は棟部に最も近い柱の上部から算定する。(2)～(7)にひび割れ後剛性マトリックス及び固有周期の算出方法を示す。柱、梁の剛性低下率 α は 1/3 とする。表 3 に提案方法で算出した J 通り妻壁 A、B 点の変形を示す。①は提案モデルを用い Ai 分布を適用して $C_0=1.0$ で水平力を求め(3)式の剛性から算定した変形量であり、②は提案モデルに JMA-Kobe 波の変位応答スペクトルで $h=5\%$ として 1 次モードのみを用いて算定した変形量である。A、B 点の変形はそれぞれ Ai 分布によるものは 39cm、14cm、応答スペクトルによるものは 41cm、20cm といずれも JMA-kobe の Af モデルによる応答解析値と同程度となった。応答スペクトルによるものは 2 次モードを用いないでも十分良い近似となっている。本検討事例では、剛性低下率を 1/3 とし Ai 分布より求めた頂部変形が時刻歴応答解析の値と同程度となったが、これは JMA-Kobe 波の加速度応答スペクトル値がひび割れ後固有周期の周りで $C_0=1.0$ に対応する加速度となるためと考えられる。

以上の検討は今回対象とした体育館架構に基づいて行われている。上記の応答評価手法を一般化するためには、架構形式の影響、RC 部材の剛性低下率・減衰の評価を含めたより詳細な検討が必要と考えられ、今後の課題としたい。

4. 結

東日本大震災で被害を受けた RC 妻構面を有する鉄骨造屋根体育館



$$Ra = (\sum_R m_i \cdot R \cdot \alpha \cdot h + \sum_2 m_i \cdot \alpha \cdot h - 2_{Rb} Q_y \cdot h_0 - 2_{2b} Q_y \cdot h - \sum_c M_{y1}) / (n \cdot h) \quad (1)$$

Ra : 最大定着部反力 (kN) Rh : 屋根部質量の重心高さ (m)
 Rm_i : 屋根部 i 番目の質点質量 (kg) $2h$: M 2階の高さ (m)
 $2m_i$: M 2階 i 番目の質点質量 (kg) n : 屋根部支点数
 $R\alpha$: 屋根棟部の加速度 (m/s^2) cM_{y1} : 柱脚の降伏モーメント (kNm)
 2α : M 2階の加速度 (m/s^2) RbQ_y : 屋根部梁のせん断力 $= Rb M_y / \ell$
 $2bQ_y$: 2階部梁のせん断力 $= 2b M_y / \ell$

図 21 定着部反力評価モデル

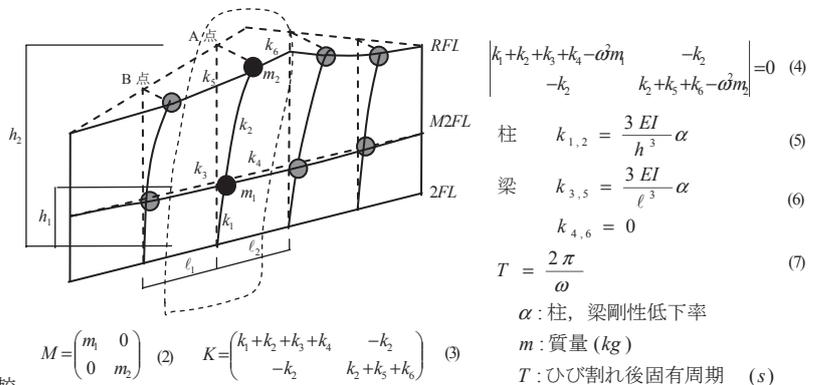


図 23 RC 妻壁変形評価モデル

表 3 J 通り妻壁の振動特性と変形評価

位置	ひび割れ後固有周期 $T(s)$	変形(cm)	
		応答解析	提案モデル
A	1.31	33.9	①Ai分布
			②JMA-Kobe
B	0.63	13.3	13.6
			19.6

(R 型体育館) について、RC 妻構面の面外変形を考慮した時刻歴応答解析を行い、RC 妻面壁が架構に与える影響を調べ、実際の被害と比較検討した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 東北地方太平洋沖地震において対象建築物近傍で観測された地震波 (Tohoku-Mito 波) による時刻歴応答解析で定着部の破壊、妻面柱の面外曲げひび割れ及び水平ブレースの被害を再現することができた。
- 2) RC 妻面壁を有する R 型体育館では RC 梁と鉄骨造屋根面の定着部の破壊は主に RC 妻面壁の面外振動により説明できることを確認した。妻面壁が大きく面外変形することが、屋根ブレースの変形、天井の落下など、実際に発生した被害の主要因となり得ると考えられる。
- 3) JMA-Kobe 波による解析では定着の無い場合 (固有周期 0.63sec) に RC 妻面壁が最大 39cm (変形角 1/25) と大きな応答を示すことが確認された。この場合、梁・柱などに今回の地震を上回る大きな被害が生ずる可能性がある。
- 4) 屋根面各列の応答加速度については、水平ブレースの剛性を

評価し、質点モデルとする方法により良い近似を得た。一体的に応答するとみなせる水平ブレース層間剛性の境界値は今回の検討例では概ね 1G の水平加速度に対し 1200 分の 1 となった。水平ブレース層間剛性がこれより大きい場合には屋根面は一体的に応答し、応答加速度及び定着部反力が小さくなるなど耐震性が向上する。

- 5) RC 妻面壁と屋根面の定着反力は妻面壁の重量と棟部の最大応答加速度に比例することを確認し、 A_i 分布に基づく簡易な評価方法を提案した。定着反力の簡易算定値は解析値と良い一致を示した。
- 6) RC 妻面壁が独立した場合に対し、妻面壁の一部を 2 質点に置き換えた簡易モデルを提案した。柱、梁のひび割れ後の剛性を考慮した固有周期を求め、 A_i 分布又は変位応答スペクトルを適用することにより妻面壁柱上部の変形が適切に評価できることを確認した。

なお、本研究では応答加速度の算出にあたり A_i 分布の適用を前提に境界変形角を定義し、屋根面の一体性の観点より評価を行った。応答加速度に影響する要因としては屋根面剛性の他、固有周期に対する地震波の加速度応答スペクトルの特性、ブレースの引張降伏の有無などが考えられ、これらの詳細については今後の課題とした。

謝辞

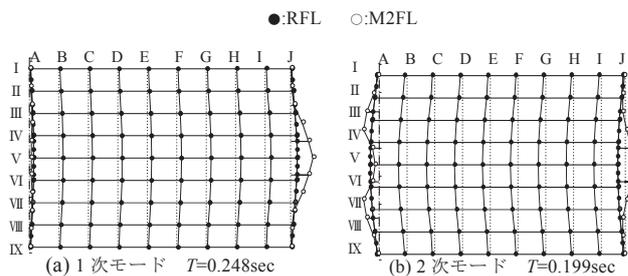
被災度判定を実施した青山建築設計事務所（茨城県土浦市）には写真、図版を提供いただきました。深謝いたします。

参考文献

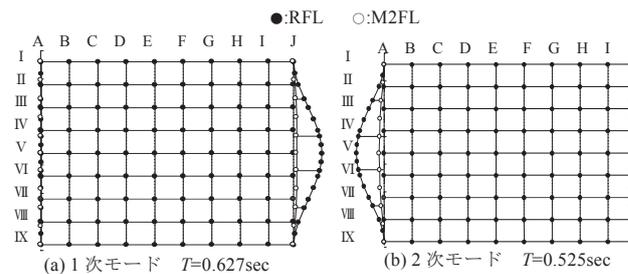
- 1) 日本建築学会大会PD資料：大空間施設の総合的耐震性能を考える－東日本大震災を経験して、2012.9
- 2) (社)建築研究振興協会東北耐震診断改修委員会鉄骨置屋根耐震検討WG 東日本大震災における鉄骨置屋根構造の被害調査報告、2012.8
- 3) 文部科学省：屋内運動場等の耐震性能診断基準、(社)文教施設協会、2006.9
- 4) (社)日本建築防災協会：既存学校体育館等の耐震改修の手引と事例、2004.8
- 5) 加藤史郎、中澤祥二、大家貴徳、柏井恭平：弾塑性地震応答解析に基づく体育館等のブレースの動的靱性指標の検討、日本建築学会構造系論文集、第 75 巻、第 647 号、pp.129-135、2010.1
- 6) 山下哲郎：本震と余震に対する体育館の耐震性に関する検討：X 型ブレースの地震応答解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-1 分冊、pp.883-884、2008.7
- 7) 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
- 8) 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
- 9) 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
- 10) 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説 財団法人 日本建築防災協会 2001 年改訂版 p.12
- 11) 柏井恭平・中澤祥二・加藤史郎・大家貴徳：弾塑性地震応答解析に基づく体育館の耐震補強時の靱性指標評価の検討、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-1、構造 I、pp.779-780、2010.9

付録 1 振動モードについて

As, Af の 1 次, 2 次モードについて付図 1, 2 に示す。Af では、1 次モード $T=0.627\text{sec}$ は J 妻面が応答するモードとなり、2 次モード $T=0.525\text{sec}$ は A 妻面が応答するモードとなる。



付図 1 As の振動モード



付図 2 Af の振動モード

付録 2 建物の質量および質量分布

屋根面等の質量を付表 1 に示す。ここで、屋根面において I~V は図 2(a) に示す各通りにおいて鉄骨屋根の A~J 通りの質量の合計を示している。また各層の保有水平耐力を付表 2 に示す。

付表 1 屋根面等重量 (kN)

	A	屋根面	桁, 床等	J	計	
RF	V	71	194		136	400
	IV	200	388		287	874
	III	112	388		202	701
	II	159	388		217	763
	I	215		1877	231	2324
M2F	918		5116	1118	7151	
2F			13481			

付表 2 保有水平耐力

(a) X 方向 (検討方向)

	Σw_i	A_i	D_s	F_{es}	Q_{un}	Q_u	Q_u/Q_{un}
M2F	5,062	1.63	0.35	1.11	3,207	7,484	2.33
2F	12,213	1.30	0.4	1	6,346	14,929	2.35
1F	25,694	1.00	0.45	1	11,562	25,387	2.20

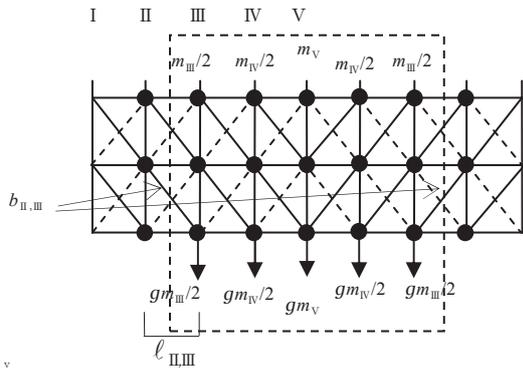
(b) Y 方向

	Σw_i	A_i	D_s	F_{es}	Q_{un}	Q_u	Q_u/Q_{un}
M2F	5,062	1.63	0.4	1.5	4,953	8,886	1.79
2F	12,213	1.30	0.55	1	8,726	17,725	2.03
1F	25,694	1.00	0.45	1.98	22,893	30,141	1.32

付録 3 境界変形角について

境界変形角は、図 18 による A_i 分布の屋根面質点モデルを決定する上での屋根面剛性の閾値として定義し、変形角が境界変形角以下の領域については一つの質点としてモデル化し、境界変形角以上の領域については、I 通り、II 通りなどの構面毎に一つの質点としてモデル化している。

付図 3 で一例として II, III 間について考えると、下方に 1G の加速度がかかるものとして、II, III 間に作用する力は $g \times (m_{II} + m_{IV} + m_V)$ となる。ここで、 m_j は図 18 に従い棟の両側の質量の和、 b_{II} , b_{III} は II, III 間のブレース引張剛性である。こうして式 (付 1) より求めた θ_{II} , θ_{III} が小梁 II, III 間の変形角となる。今回は変形角 $1/1200$ を閾値として「境界変形角」とし A_i 分布を適用するモデル化の際に質点を分離することとしている。



付図3 水平ブレース層間変形角の求め方

$$\delta_{i,i+1} = \frac{g \sum_{j=i+1}^V m_j}{2b_{i,i+1}}$$

$$\theta_{i,i+1} = \frac{\delta_{i,i+1}}{\ell_{i,i+1}} \quad (\text{付 1})$$

$$g = 9.8(m/s^2)$$

$b_{i,i+1}$: 桁面から $i, i+1$ 間のブレース引張剛性の和 (N/m)

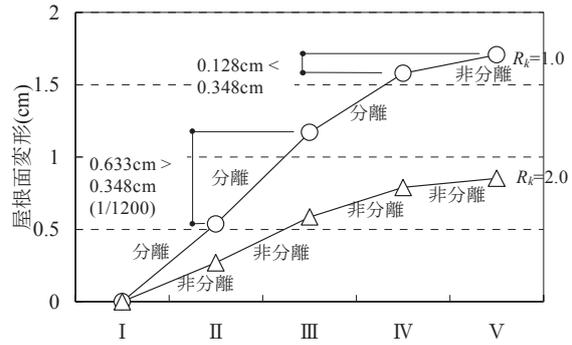
m_j : 桁面から j 番目の質量 (kg 図18に従い両側の和)

$\ell_{i,i+1}$: 桁面から $i, i+1$ 間の小梁間距離 (m)

$\theta_{i,i+1}$: 桁面から $i, i+1$ 間の変形角 (rad)

付録4 Ai 分布による加速度の算出

Ai 分布の適用について境界変形角 1/1200 を適用してモデル化した場合の例を $R_k=1.0$ と $R_k=2.0$ について付図4に示す。a) $R_k=1.0$ ではIV, V間が分離しないため、IV Vの質量が1つになる。また、b) $R_k=2.0$ ではIからV全てが分離しないためIからVの質点が1つになる。Ai 分布による加速度の算出結果を付表3に示す。



付図4 1Gでの屋根面変形と分離状況

付表3 Ai 分布モデル化と棟部加速度の関係
(a) $R_k=1.0$

階	$g m_i$ (kN)	w_i (kN)	Σw_j (kN)	A_i	R_i	C_i	Q_i (kN)	P_i (kN)	α_i
V	400								
RF	IV	874	1274	2.36	1	2.36	3009	3009	2.36
III	701	701	1975	2.08	1	2.08	4113	1104	1.57
II	763	763	2738	1.91	1	1.91	5221	1108	1.45
I	2324	2324	5062	1.63	1	1.63	8254	3033	1.31
M2F	7151	7151	12213	1.30	1	1.30	15866	7611	1.06
2F	13481	13481	25694	1.00	1	1.00	25694	9828	0.73

(b) $R_k=2.0$

階	$g m_i$ (kN)	w_i (kN)	Σw_j (kN)	A_i	R_i	C_i	Q_i (kN)	P_i (kN)	α_i
V	400								
RF	IV	874							
III	701								
II	763								
I	2324	5062	5062	1.63	1	1.63	8254	8254	1.63
M2F	7151	7151	12213	1.30	1	1.30	15866	7611	1.06
2F	13481	13481	25694	1.00	1	1.00	25694	9828	0.73

(2013年4月6日原稿受理, 2013年8月12日採用決定)