

鉄骨置屋根構造体育館の柱頭支承部応答低減のための下部構造最適化

STRUCTURAL OPTIMIZATION OF SUPPORTING STRUCTURE OF SCHOOL GYMNASIUM
WITH STEEL ROOF FOR SEISMIC RESPONSE REDUCTION OF BEARING REACTION FORCES木村 俊明^{*1}, 大崎 純^{*2}, 佐藤 耕平^{*3}

Toshiaki KIMURA, Makoto OHSAKI and Kohei SATO

An optimization method is proposed for stiffness design of RC columns of a school gymnasium to reduce the interaction forces at bearings between the steel roof and supporting structure under seismic motions. The objective function is the maximum force at the connections, which is evaluated using the response spectrum approach. Constraints are given for the total weight and the interstory drift angles of columns. The sizes of columns are optimized using simulated annealing. It is shown in the numerical examples that the maximum interaction force is drastically reduced to about half of the reference model through optimization.

Keywords : School gymnasium, steel roof with RC substructure, Bearing, Size optimization, Response spectrum method, Simulated annealing

学校体育館, 鉄骨置屋根構造, 支承, 寸法最適化, 応答スペクトル法, 焼きなまし法

1. 序

学校体育館の典型的な形式のひとつに, RC 骨組の下部構造でラチス屋根を支える形式がある。この形式では, 屋根構造は柱頭に設置したピン支承あるいはローラー支承で支えられる。このような形式を置屋根構造といい, 屋内運動場等の耐震性能診断基準¹⁴⁾において, 下部が1層の場合 R1 タイプ, 2層の場合 R2 タイプに分類される。鉄骨置屋根構造は通常下部構造と上部構造を個別に設計し, 設計プロセスが簡便であるが, 地震発生時には, それらの間の支承部に過大な力が作用して損傷が生じる可能性がある。1995 年の阪神大震災で軒梁内側側面のかぶりコンクリートの剥離・脱落, 面内ブレースの座屈や破断などの損傷が確認された。2011 年の東日本大震災でも, 妻壁上の支承部の破壊, 柱頭コンクリートの崩落や, 支承部付近の部材の座屈・破断がみられた。

成田ら¹⁾は, 東日本大震災で被災した R2 タイプ体育館のモデルの時刻歴応答解析を実施し, 妻面壁重量および屋根面剛性の支承部せん断力への影響を検討した。また, 妻面壁上の支承部が破壊する状況を再現し, 妻面壁の構面外応答は支承部破壊の原因となることを示すとともに, 面外方向にローラー支承の場合の変形評価法を提案した。さらに, 成田ら²⁾は, さまざまな規模と剛性の R2 タイプ骨組の地震応答解析を実施し, 支承部せん断力を簡単な 2 質点系モデルで概算する方法を提案した。さらに, 支承部に摩擦ダンパーを設置した場合の効果を検証した¹²⁾。岡田・山下¹³⁾は, 屋根と下部構造それぞれの固有周期を用いて, 妻面で桁行方向の逆位相の振動が生じる条件を導いた。藤田ら⁹⁾は, 屋根面内のつなぎ材による面内剛

性の影響について検討し, 実際の建物では剛床仮定が成り立つことを示した。渡辺ら¹⁰⁾は, アンカーボルトを有するピン支承の復元力特性のモデル化手法を提案した。しかし, バッパ制振装置を使わず, 支持構造の最適化によって屋根応答と支承部応答を低減する方法は十分に検討されていない。

学校体育館を災害時の避難所として使用するためには, 支承部の軽微な損傷やコンクリートの崩落が生じないような設計法の検討が急務である。新規に設計されるラチス屋根を対象として, 設計指針がまとめられた⁵⁾。また, 既存の構造に対しては, 耐震診断・改修の方針がまとめられた⁶⁾。成田ら¹¹⁾は, 妻壁の補強による応答低減効果について検討した。十分なコストをかけることができれば, 屋根支承部への免震装置の導入^{8, 15)}あるいは制振装置の使用によって応答低減が可能である⁷⁾。成田ら¹⁶⁾は等価線形化法を用いた簡易検証法を提案し, 支承部にエネルギー吸収部材を組み込み, 構面外応答を低減した。また, 摩擦ダンパー等の種々のエネルギー吸収機構を支承部に組み込んだ動的載荷実験を行い, 応答制御効果を検証している^{17, 18)}。この他にも Kurata¹⁹⁾らにより実建物の耐震補強で摩擦ダンパーを適用した事例が報告されている。

屋根構造と下部構造は, 同時に設計するのが望ましいが, 構造形式が異なるため, 個別に設計されるのが現状である。そのため, 本論では, 下部構造のみを設計対象とし, 上部構造の部材断面は固定する。第2著者らは, アーチ構造を対象とし, 両端のトラス柱の部材断面積を最適化することにより, 支承部の変位の方法を制御し, 水平方向地震外乱が作用したときの法線方向応答を低減して接線方

^{*1} 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 助教・博士(工学)

^{*2} 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・博士(工学)

^{*3} 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 大学院生

Assist. Prof., Dept. of Archi. and Archi. Eng., Kyoto University, Dr.Eng.

Prof., Dept. of Archi. and Archi. Eng., Kyoto University, Dr.Eng.

Grad. Student, Dept. of Archi. and Archi. Eng., Kyoto University

向に変位させることが可能であることを示した³⁾。

以上のように、鉄骨置屋根構造の体育館の地震応答特性や耐震設計法に関する研究は多く存在するが、屋根支承部の応答を低減するための研究は、エネルギー吸収機構を併用する事例を除くと極めて少ない。本論文では、支持構造の剛性分布をコントロールして支承部せん断力の低減を試みる。具体的には、文献¹⁾のモデルを簡略化したモデルを用い、下部の RC 構造の柱断面を最適化することにより、支承部のせん断力を低減できることを示す。本論文では、入力地震動はレベル 1、材料は線形弾性とし、応答スペクトル法を用いた最適化を実行することにより、支持構造の最適化による支承部の応答低減の可能性について検討する。なお、RC 架構のひび割れ後剛性低下については考慮しない。最適化には発見的手法の一つである焼きなまし法 (SA) を用い、最適化の特徴を、モード形状や有効質量比に基づいて考察する。

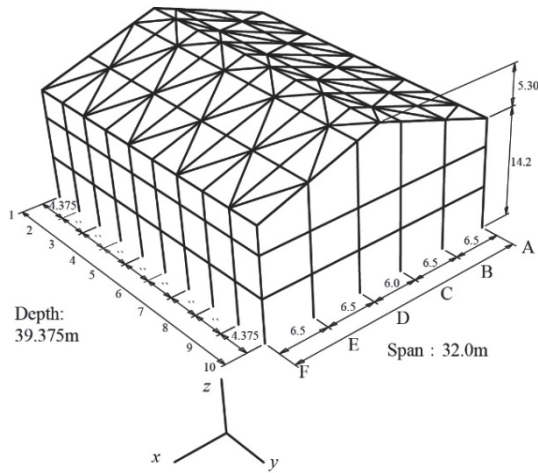


Fig. 1 An R2-type school gymnasium model.

2. 応答評価法と最適化問題

図 1 に示すような R2 タイプの体育館モデルを考える¹⁾。水平 2 方向の地震動が作用したときの屋根構造と下部構造の間の支承部でのせん断力を最小化する問題を考える。支承部は複数あるため、目的関数は、各支承部での水平方向のせん断力の絶対値の最大値（以下、最大せん断力とする）のうち最も大きい値とする。

解析には OpenSees⁴⁾を使用する。梁と柱は弾性範囲とし、Elastic Beam Column 要素でモデル化する。また、 s 個の支承部では Zero Length 要素を配置し、Elastic Uniaxial Material を用いて x 、 y それぞれの拘束方向に十分に大きな剛性 K を設定する。要素端点の変位差と K から支承部に生じるせん断力が算定できる。 i 次モードの変位応答スペクトルの値を S_{Di} とし、 x 、 y 方向の入力に対する刺激係数を β_i^x 、 β_i^y とする。 i 次モードの支承部 k での x 、 y 方向の Zero Length 要素端点の変位差を $d_{xi,k}$ 、 $d_{yi,k}$ とすると、 x 、 y 方向の入力に対する支承部 k での x 、 y 方向の最大せん断力 R_{xk} 、 R_{yk} は、SRSS 法によって以下のように求められる。

$$R_{xk} = \sqrt{\sum_{i=1}^f (S_{Di} \beta_i^x K d_{xi,k})^2}, \quad R_{yk} = \sqrt{\sum_{i=1}^f (S_{Di} \beta_i^y K d_{yi,k})^2} \quad (1)$$

$(k = 1, \dots, s)$

ここで、 f は採用モード次数である。本論文では $f = 40$ とする。支承部 k の最大せん断力 R_k は R_{xk} 、 R_{yk} のうち、大きい値とする。

設計変数は RC 柱のサイズ（1 辺の長さ）であり、 $\mathbf{A} = (A_1, \dots, A_t)$ で表す。ここで、 t は設計変数の数であり、対称性を用いて柱をグループ化する。SRSS 法で評価した柱の最大層間変形角の最大値 $\theta(\mathbf{A})$ に上限値 $\bar{\theta}$ を与える。柱の総重量 $W(\mathbf{A})$ の上限値を $\bar{W}$ 、1 次固有周期 $T(\mathbf{A})$ の上限値を $\bar{T}$ として、最適化問題を次のように定式化する。

$$\begin{aligned} &\text{minimize } f(\mathbf{A}) = \max(R_1(\mathbf{A}), \dots, R_s(\mathbf{A})) \\ &\text{subject to } \theta(\mathbf{A}) \leq \bar{\theta} \\ &\quad W(\mathbf{A}) \leq \bar{W} \\ &\quad T(\mathbf{A}) \leq \bar{T} \end{aligned} \quad (2)$$

最適化問題(2)は発見的最適化手法の一つである焼きなまし法 (SA) を用いて解く。RC 柱の向きを図 2 に示す。RC 柱の断面の短辺の長さの長辺の長さに対する比は固定し、長辺の長さを設計変数とする。SA を用いて最適化するため、設計変数の取り得る値は、25 mm 間隔で区切った離散値とする。例えば、設計変数の実行可能領域の上限を 1200 mm、下限を 450 mm とすれば、設計変数は 31 個の離散値(450, 475, ..., 1175, 1200) (mm)から選択する。

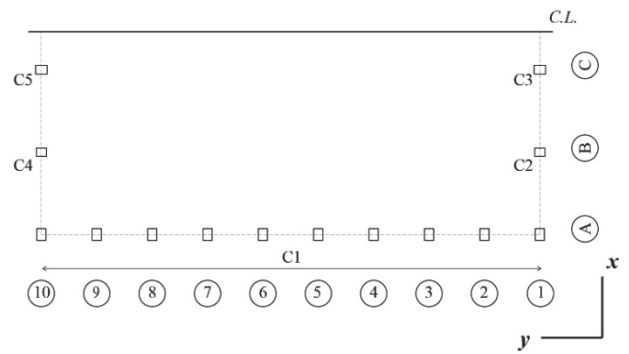


Fig. 2 Layout of RC column of supporting structure.

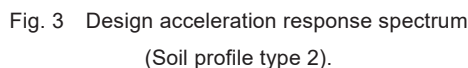
Table 1 Sections of beams and columns.

Column	Size (mm)	Beam	Size (mm)
RC: C1 (1~10, A)	700×900	RC: G82 (2F)	700×750
RC: C2 (10, B)	650×800	RC: G83 (3F)	700×750
RC: C3 (10, C)	500×700	Steel: sG1 (Roof)	H-700×300×13×24
RC: C4 (1, B)	650×800	Steel: sB (Roof)	H-200×100×5.5×8
RC: C5 (1, C)	500×700	Steel: sV (Roof)	L-65×65×6

3. 最適化結果

文献¹⁾に示された茨城県 N 高校体育館を図 1 のように簡略的にモデル化し、最適解を求める。以後これを基準解と呼ぶ。最適化の効果をこのモデルと比較する。基準解の部材断面を表 1 に示す。RC 柱 (C1~C5) は図 2 のように配置する。RC 梁、鉄骨梁、屋根ブレースの断面は表 1 の値で固定する。最適化時の支承部せん断力の伝達経路を明らかにするため、2 階床を省略する。これに伴い、妻面架構

柱 C1～C5 の長辺の長さの上限値はいずれも 1200 mm とする。下限値はそれぞれ 400, 450, 500, 450, 500 mm とする。柱の総重量の上限値 $\bar{W}$ は表 1 の基準解での値とし、層間変形角の上限値 $\bar{\theta}$ は 1/800, 1 次固有周期の上限値 $\bar{T}$ は 0.8 sec とする。図 4 における No. 1～10 の 10 個の支承部せん断力(x , y 方向)を算定する。No. 2, 3, 9, 10 の支承はそれぞれ C2, C3, C4, C5 の柱頭に配置する。その他は C1 の柱頭に配置する。



の境界条件で妻面の RC 柱の対称性を考慮して最適化する。すなわち、C2 と C4 および C3 と C5 のサイズはそれぞれ同一である。Case Af, Case Bf はそれぞれ Type A, Type B の境界条件とし、対称性を考慮せずに最適化する。また、Case Cs は Type C で、妻面柱の対称性を考慮する。これより設計変数の合計は Case As および Case Cs で $t=3$ 、Case Af および Case Bf で $t=5$ となる。SA において、設計変数の変化範囲は温度を更新するごとに 0.99 倍に縮小する。初期ステップにて目的関数が 10%減少した時の受理確率が 0.5 となるように目的関数をスケールリングし、初期温度は $T=1.0$ とする。近傍解は 5 個、温度更新パラメータは 0.96、温度の更新回数は 100 回とする。



	C1	C2, C3	C4, C5
Case As, Case Af	Pin	Pin	Pin
Case Bf		Roller	Pin
Case Cs		Roller	Roller

	Ref. model	Local optimal solutions		
		Min.	Max.	Ave.
Case As	85.2	53.7	53.7	53.7
Case Af	85.2	51.4	52.8	52.0
Case Bf	89.5	54.6	68.4	57.2
Case Cs	78.1	53.7	53.7	53.7

Table 4 Column depths of Ref. model and optimal solutions (mm).

	C1	C2	C3	C4	C5
Ref. model	900	800	700	800	700
Case As	950	450	500	450	500
Case Af	975	450	575	450	500
Case Bf	975	500	500	450	625
Case Cs	975	450	500	450	500

Table 5 Natural periods of Ref. model and optimal solutions (sec).

	Ref. model		Optimal	
	T_x	T_y	T_x	T_y
Case As	0.601	0.465	0.692	0.508
Case Af	0.601	0.465	0.671	0.499
Case Bf	0.602	0.745	0.661	0.748
Case Cs	0.603	0.747	0.677	0.751

基準解を初期解とし、10種類の乱数初期値を用いて最適化を実行する。最適解の支承部最大せん断力を表3に示す。Case Asでは変数が少ないため、10回の最適化の全てで同一の解が得られた。支承部

最大せん断力の最大値は Case As, Case Af および Case Bf で約 40 %, Case Cs で約 30 % 減少している。それぞれのケースで目的関数値が最小となる解の柱せいを表4に、 x 、 y 方向の最低次固有周期を表5に示す。表4より、全てのケースでC1の柱サイズが増え、桁行架構のせん断剛性が増加している。一方、C2～C5のサイズは減少している。表5を見ると、最適化により x 方向の最低次固有周期は約10～15%長くなっている。これは妻面架構のせん断剛性の減少による。 y 方向は殆ど変化していない。

支承部の最大せん断力(x 、 y 方向)を図6に示す。 y 方向の最大せん断力に注目すると、いずれのケースにおいても最大せん断力は減少し、均一に分布するように最適化される。図6(a),(b)を見ると、No.3,10の最大せん断力は大幅に減少している。Case Afに注目すると、No.3で84.5kNから50.3kNに、No.10で85.2kNから49.7kNに減少していることが確認できる。一方でNo.2,では26.0kNから34.9kNに、No.9では22.9kNから48.1kNに増加している。図6(c)のNo.10も同様の傾向が確認できる。Case Csの支承部相対変位に注目すると、No.2,9および10では42.5,33.4,71.1mmから42.0,30.8,67.4mmに減少している。No.3は90.7mmから91.9mmに微増している。 x 方向の最大せん断力はNo.5,6で小さく、それ以外ではほぼ均一となるように最適化される。

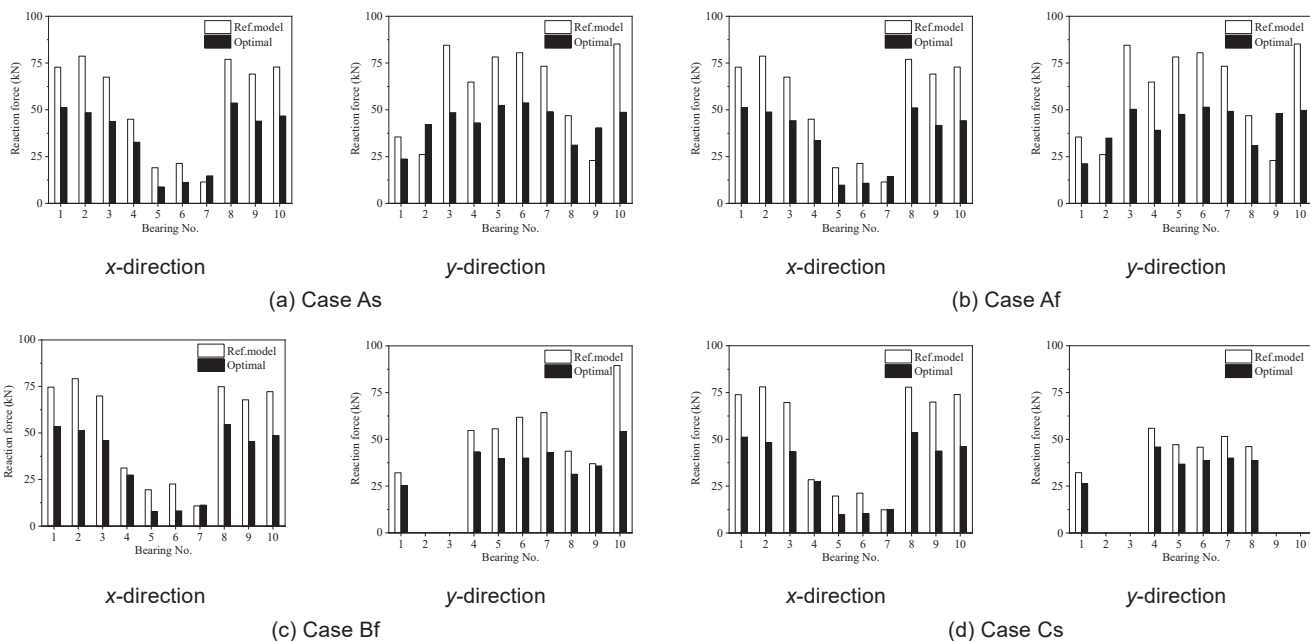


Fig. 6 Max.shear forces of Ref. model and optimal solutions.

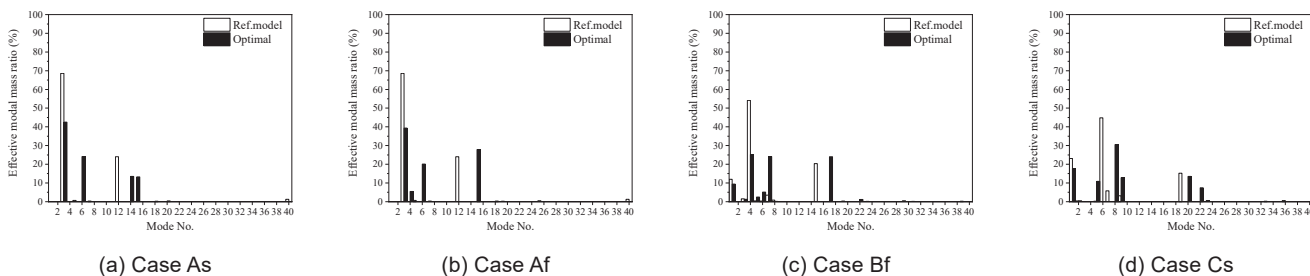


Fig. 7 Effective mass ratios for y-directional input of Ref. model and optimal solutions.

妻面構面外応答が生じる y 方向に注目して考察する。表 6～8 に有効質量比(各方向上位 3 つ)を示す。また、 y 方向(妻面外方向)の有効質量比を図 7 に示す。いずれのケースにおいても、最適解では複数の振動モードが励起しているが、各方向の固有振動数は遠隔しており、SRSS 法の適用は妥当である。

Case As および Case Af の基準解と Case As の最適解の固有モードを図 8,9 に示す。各図とも y 方向の有効質量比で上位 3 つの固有モードを示している。基準解の固有モードを見ると、図 8(a)の妻面架構で片持ち柱の 1 次モードの形状で振動するモードが確認できる。図 9(a)に示す最適解の固有モードを見ると RC 柱の中央部で振動するモードが確認でき、振動モードの形状が入れ替わっている。妻面架構の梁部材の設計では、構面外方向の安全性に注意する必要がある。図 9(b)では片持ち柱が 2 次モードの形状で振動するモードが確認できる。図 9(c)の振動モードは図 8(b)にも見られるが、妻面の脚部に注目すると、最適解では振動モードの開始点が上昇している。また、屋根では上下動応答が励起している。 y 方向支承部最大せん

断力の成分 $S_{D1}\beta_i^y K d_{y,i,k}$ で卓越次数における値を求めると、基準解で 81.3, 26.2, 1.2 kN ($i=3, 12, 40$)、Case As の最適解で 39.9, 35.9, 12.1 kN ($i=3, 6, 14$)となる。妻面の構面外応答が桁行方向で逆位相となるモード(基準解 12 次、最適解 14 次)では 14.1 kN 減少している。一方、最適解の 3 次と 6 次の二乗和は 53.7 kN となり、基準解の 3 次から 27.6 kN (=81.3-53.7)減少している。支承部の構面外応答に対して設計する際、桁行方向と同位相で振動するモードに対して特に配慮する必要がある。Case Af も Case As と同様の傾向が見られる。Case Bf および Case Cs の固有モードをそれぞれ図 10～13 に示す。Case Bf の固有モード(図 10, 11)に注目すると、10 通り側(ピン支持側)の架構は中央部が振動するモードに移行し、支承部の変形が抑制されている。ローラー支持の有無によらず、最適解の妻面の振動モードは Case As や Case Af と共通している。一方、Case Cs の固有モードは最適化前後で大きな違いは見られない(図 12, 13)。Case Cs は最適化により桁行架構の y 方向せん断剛性が増加し、支承部最大せん断力が低減されていると考えられる。

Table 6 Natural periods (sec) and effective mass ratios (%) of Ref. model and optimal solutions for Case As and Case Af.

Ref. model					Optimal solution (Case As)					Optimal solution (Case Af)				
Order	T	$\bar{M}_x$	$\bar{M}_y$	$\bar{M}_z$	Order	T	$\bar{M}_x$	$\bar{M}_y$	$\bar{M}_z$	Order	T	$\bar{M}_x$	$\bar{M}_y$	$\bar{M}_z$
1	0.60	73.9	0.0	0.3	1	0.69	79.5	0.0	0.0	1	0.67	79.2	0.0	0.0
2	0.60	3.2	0.0	6.8	2	0.59	0.0	0.0	7.1	2	0.59	0.0	0.0	7.0
3	0.46	0.0	68.6	0.0	3	0.51	0.0	42.5	0.0	3	0.50	0.0	39.3	0.0
8	0.28	5.3	0.0	0.0	6	0.40	0.0	24.1	0.0	6	0.39	0.0	20.0	0.0
10	0.25	0.0	0.0	1.0	10	0.25	0.0	0.0	1.0	10	0.25	0.0	0.0	1.0
12	0.23	0.0	24.0	0.0	14	0.22	0.0	13.5	0.0	15	0.22	0.0	27.9	0.0
27	0.15	0.0	0.0	1.5	31	0.15	0.0	0.0	2.0	31	0.14	0.0	0.0	2.1
34	0.13	11.6	0.0	0.0	32	0.14	2.5	0.0	0.0	32	0.14	1.8	0.0	0.0
40	0.12	0.0	1.3	0.0	39	0.13	5.6	0.0	0.0	39	0.13	7.9	0.0	0.0

Table 7 Natural periods (sec) and effective mass ratios (%) of Ref. model and optimal solutions for Case Bf.

Ref. model					Optimal solution				
Order	T	$\bar{M}_x$	$\bar{M}_y$	$\bar{M}_z$	Order	T	$\bar{M}_x$	$\bar{M}_y$	$\bar{M}_z$
1	0.75	0.0	11.9	0.4	2	0.66	79.1	0.0	0.0
2	0.60	76.5	0.0	0.0	3	0.59	0.0	1.2	6.7
3	0.60	0.3	1.6	6.7	4	0.46	0.0	25.2	0.0
4	0.42	0.0	54.1	0.0	7	0.37	0.0	24.1	0.0
12	0.25	0.0	0.1	0.7	9	0.29	1.6	0.0	0.0
15	0.22	0.0	20.3	0.0	11	0.25	0.0	0.1	0.9
29	0.15	0.0	0.0	1.7	17	0.22	0.0	24.0	0.0
35	0.13	6.4	0.1	0.0	32	0.14	0.0	0.0	2.2
36	0.13	5.6	0.1	0.0	40	0.13	6.8	0.0	0.0

Table 8 Natural periods (sec) and effective mass ratios (%) of Ref. model and optimal solutions for Case Cs.

Ref. model					Optimal solution				
Order	T	$\bar{M}_x$	$\bar{M}_y$	$\bar{M}_z$	Order	T	$\bar{M}_x$	$\bar{M}_y$	$\bar{M}_z$
1	0.75	0.0	23.1	0.0	1	0.75	0.0	17.7	0.0
3	0.60	76.6	0.0	0.0	3	0.68	79.2	0.0	0.0
4	0.59	0.1	0.0	6.3	4	0.58	0.0	0.0	6.5
6	0.37	0.0	44.8	0.0	8	0.36	0.0	30.5	0.0
11	0.29	4.9	0.0	0.0	10	0.30	1.4	0.0	0.0
13	0.25	0.0	0.0	0.9	12	0.25	0.0	0.0	1.0
19	0.22	0.0	15.2	0.0	20	0.21	0.0	13.5	0.0
31	0.15	0.0	0.0	1.8	34	0.15	0.0	0.0	2.2
37	0.13	11.8	0.0	0.0	35	0.14	2.6	0.0	0.0

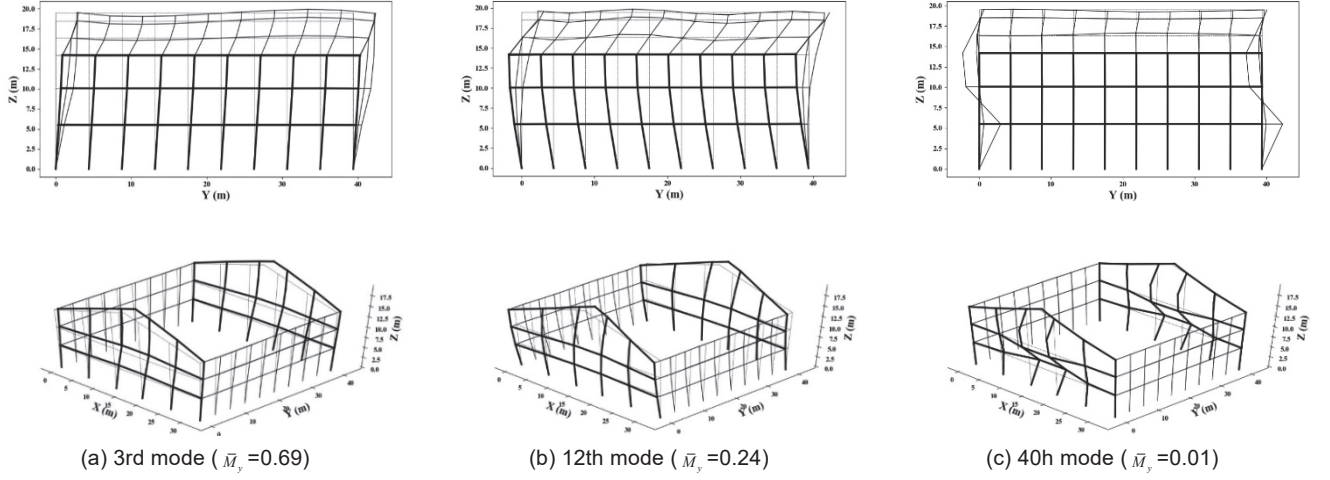


Fig. 8 Eigenmodes of Ref. model in Case As and Case Af.

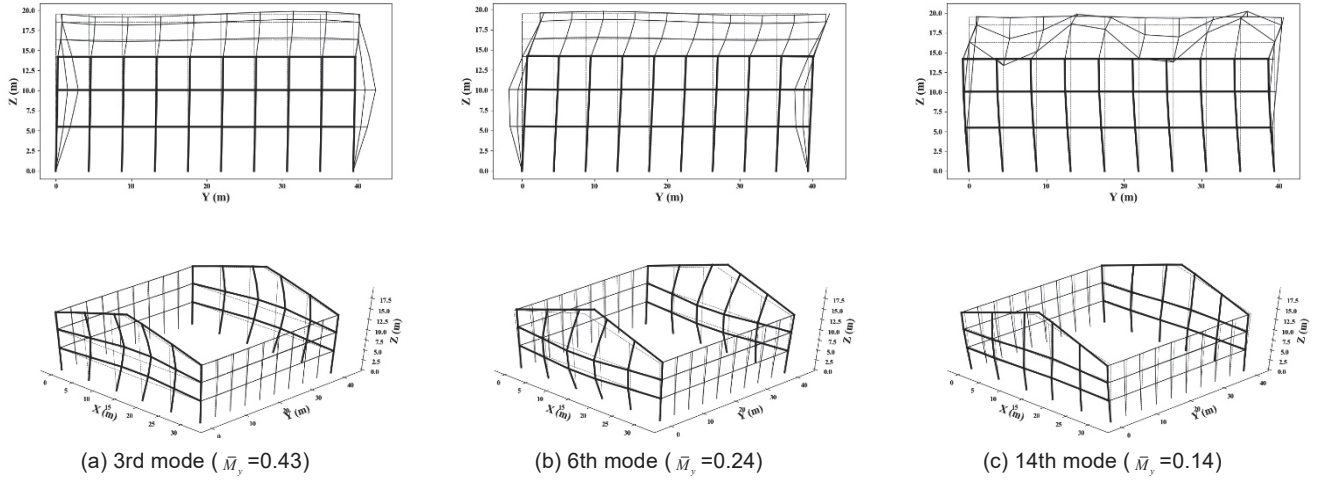


Fig. 9 Eigenmodes of optimal solution for Case As.

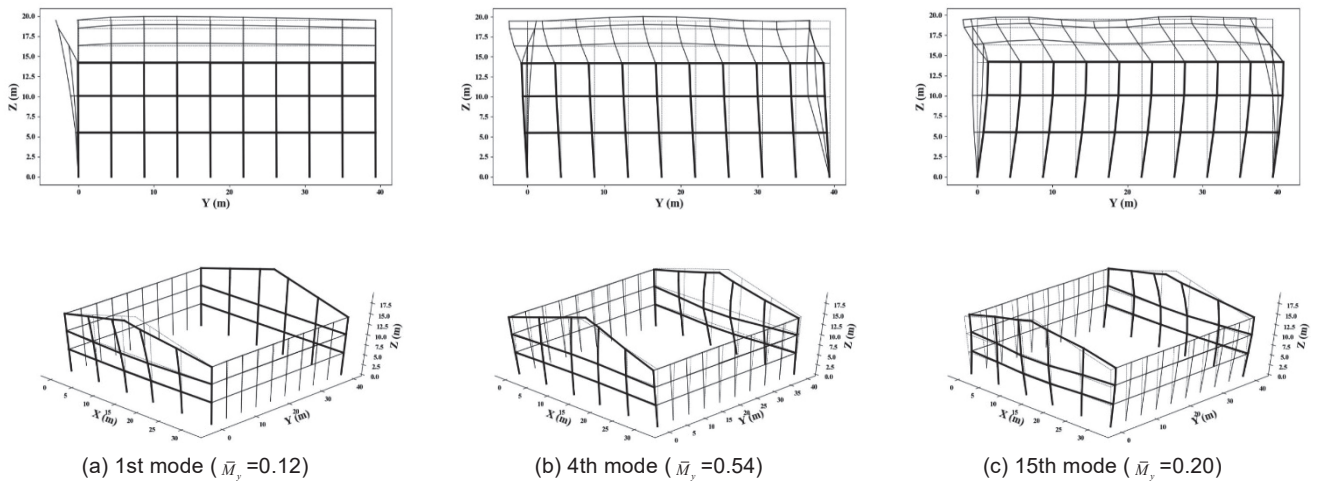


Fig. 10 Eigenmodes of Ref. model for Case Bf.

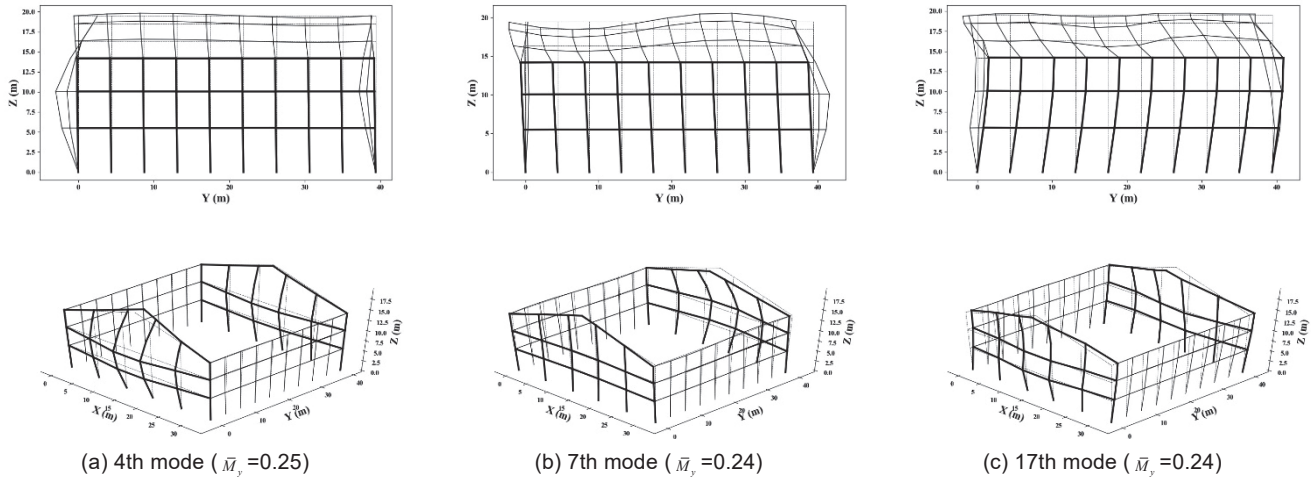


Fig. 11 Eigenmodes of optimal solution for Case Bf.

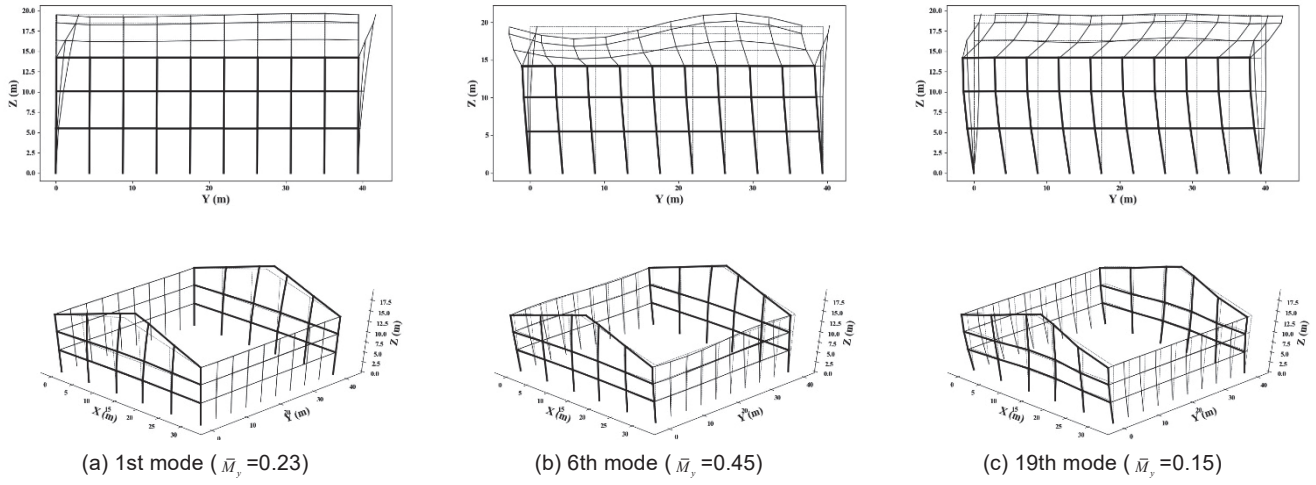


Fig. 12 Eigenmodes of Ref. model for Case Cs.

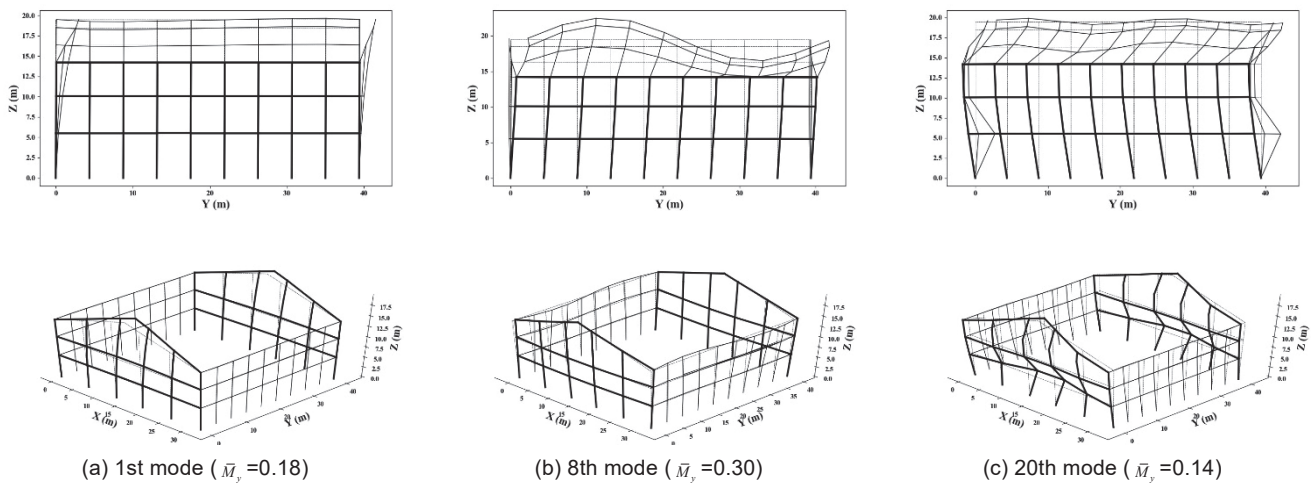


Fig. 13 Eigenmodes of optimal solution for Case Cs.

Table 9 Maximum shear force by Time-history analysis (kN).

Strong motion No.	Case As, Case Af			Case Bf		Case Cs	
	Ref.model	Optimal sol. (Case As)	Optimal sol. (Case Af)	Ref.model	Optimal sol.	Ref.model	Optimal sol.
1	83.2	55.0	55.7	116.5	71.2	81.0	57.2
2	93.9	64.3	73.2	109.0	92.9	93.3	61.6
3	93.1	71.4	74.7	90.6	74.3	89.9	56.6
4	96.9	57.8	63.4	115.7	74.2	84.0	61.1
5	89.6	72.9	66.5	93.0	67.4	91.2	69.9
6	87.0	67.6	61.9	92.2	62.9	71.8	59.6
7	97.8	79.0	84.4	95.6	74.7	96.5	62.5
8	90.1	73.0	64.6	111.3	63.8	80.3	67.8
9	119.9	68.5	63.5	92.2	92.8	77.4	59.5
10	109.4	62.9	64.1	108.7	72.1	66.9	57.2
Min.	83.2	55.0	55.7	90.6	62.9	66.9	56.6
Max.	119.9	79.0	84.4	116.5	92.9	96.5	69.9
Ave.	96.1	67.2	67.2	102.5	74.6	83.2	61.3

Table 10 Maximum total shear forces of Ref. model and local optimal solutions by Time-history analysis (kN).

	Case As, Case Af						Case Bf				Case Cs			
	Ref.model		Optimal sol. (Case As)		Optimal sol. (Case Af)		Ref.model		Optimal sol.		Ref.model		Optimal sol.	
	<i>x</i>	<i>y</i>	<i>x</i>	<i>y</i>	<i>x</i>	<i>y</i>	<i>x</i>	<i>y</i>	<i>x</i>	<i>y</i>	<i>X</i>	<i>y</i>	<i>x</i>	<i>y</i>
Min.	677.2	320.8	639.9	290.6	598.0	286.5	676.9	378.3	578.1	339.7	684.6	533.1	635.2	439.5
Max.	1028	461.3	899.2	401.8	880.5	393.3	1031	501.7	856.0	508.0	1054	694.4	889.4	626.8
Ave.	874.7	369.4	760.0	358.6	716.2	327.8	874.1	446.1	713.6	417.7	891.2	608.8	728.9	559.4

10 波の模擬地震動を用いた地震応答解析で得られた支承部最大せん断力を表 9 に示す。 x 方向入力地震動に対する支承部の x 方向せん断力の時刻歴最大値と、 y 方向入力地震動に対する y 方向せん断力の時刻歴最大値を計算し、大きいほうの値を示している。最適解に対して SRSS 法にて算定した値(Case As: 53.7 kN, Case Af: 51.4 kN, Case Bf: 54.6 kN および Case Cs: 53.7 kN)と比較すると、時刻歴応答解析結果が上回っている。これは卓越モードの減衰が 5 %から離れていることに起因する。同様にして得られた支承部せん断力の総和の時刻歴最大値の最小値、最大値および平均値を表 10 に示す。 y 方向に注目すると、Case As の平均値は基準解とそれとほぼ同じ値であることがわかる。Case Af では約 10 %減少している。これらの基準解と最適解で、支承部せん断力の総和の時刻歴最大値が最大となる入力地震動(y 方向)の変形状(変形倍率 200 倍)を模擬地震動番号と最大値発生時刻と併せて図 14 に示す。Case Af の最適解は図 9(b)で確認されたモードが逆位相で生じている。Case As は基準解と同様の振動モードが出現している。最適化により振動モードを抑制し、支承部最大せん断力を低減していることが地震応答解析の結果からも確認された。

4. 結論

本論文では、鉄骨置屋根形式体育館の屋根支承部で地震時に生じるせん断力の低減を目的として、RC 柱が弾性範囲にとどまるレベル 1 地震入力の範囲において RC 柱の断面サイズを最適化し、支承部せん断力の最大値を最小化する最適設計問題を定式化した。さらに、既存の体育館を簡略化したモデルに最適化を適用し、得られた

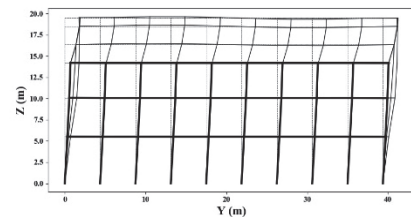
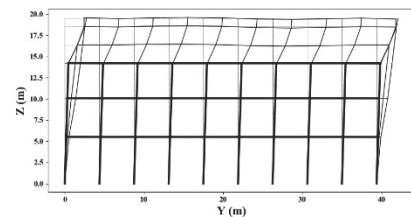
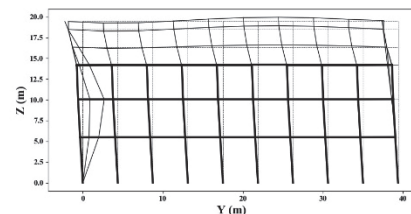
(a) Ref. model in Case As and Case Af (No.8, $t=15.08$ sec)(b) Optimal sol. for Case As (No.7, $t=14.74$ sec)(c) Optimal sol. for Case Af (No.6, $t=16.04$ sec)

Fig. 14 Deformation (magnified by 200 times) of optimal solution for Case As and Case Af.

解の特性を考察した。

本論文で得られた結論は以下のように要約される。

- [1] SRSS 法により求めた支承部最大せん断力を目的関数として、下部構造の RC 柱サイズを最適化することにより、支承部の応答せん断力を低減することができる。
- [2] 最適化により、下部構造の桁行架構の柱サイズが増大し、妻面架構で減少する。これにより、桁行架構のせん断剛性が増大し、妻面支承部分の振動モードが抑制され、支承部最大せん断力が減少する。卓越モードには妻面架構の中央部で振動するモードがあり、梁の構面外方向の安全性に注意する必要がある。
- [3] 最適化により、妻面架構の構面外方向の振動が桁行架構と同位相になる時に支承部せん断力が大きく減少している。支承部の設計を行う際に、この振動モードに対して特に配慮する必要がある。

本論文により、弾性範囲では妻面架構の柱を細くすることが有効であることがわかった。しかしながら、柱の塑性化が生じるレベル 2 地震入力に対しては異なる結果が得られる可能性があるため、今後 RC 柱の弾塑性化を考慮した最適設計を検討する予定である。なお、本論文で用いた学校体育館では 2 階床レベルに剛床仮定を設けておらず、片持ち RC 柱は 14 m を超える長柱となっていることに留意する必要がある。

謝辞

数値解析は大塚陽汰君(元 京都大学)の協力を得ました。ここに深く謝意を表します。

参考文献

- 1) K. Narita, T. Takeuchi and R. Matsui: Seismic performance of school gymnasias with steel roofs supported by cantilevered RC wall frames, *Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ)*, Vol. 78, No. 693, pp. 1895 - 1904, 2013. 11 (in Japanese)
成田和彦, 竹内 徹, 松井良太: RC 妻面架構を有する鉄骨置屋根体育館の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 78, No. 693, pp. 1895-1904, 2013. 11
- 2) K. Narita, T. Takeuchi and R. Matsui: Seismic performance evaluation of cantilevered RC wall frames in school gymnasias with steel roofs, *Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ)*, Vol. 80, No. 708, pp. 273 - 283, 2015. 2 (in Japanese)
成田和彦, 竹内 徹, 松井良太: 鉄骨置屋根構造体育館における RC 片持壁付架構の応答評価, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 80, No. 708, pp. 273 - 283, 2015. 2
- 3) Y. Miyazu, M. Ohsaki and S. Tsuda: Topology optimization of supporting structure for seismic response reduction of an arch, *Sci. China Tech. Sci.*, Vol. 59, No.6, pp.852 - 861, 2016.
- 4) Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees), PEERC, UC Berkeley, <http://opensees.berkeley.edu/>, 2019. 3.20
- 5) AIJ (Ed.): AIJ Recommendation for Design of Latticed Shell Roof Structures, Maruzen, 2016 (in Japanese)
日本建築学会 編: ラチスシェル屋根構造設計指針, 丸善, 2016.
- 6) Institute for Sophisticating Technique of Construction in Japan (Ed.): Concepts for Seismic Diagnosis and Retrofit of Steel Roofs with RC Substructures, Gihodo Shuppan, 2015 (in Japanese)
日本建設技術高度化機構 編: 鉄骨置屋根構造の耐震診断・改修の考え方, 技報堂出版, 2015.
- 7) M. Ohsaki, T. Takeuchi, T. Yamashita: Basic Theory and Design of Shell and Spatial Structures, Kyoto University Press, 2019 (in Japanese)
- 8) S. Kato, S. Nakazawa, M. Uchikoshi, F. Osugi, Y. Mukaiyama: Dynamic response characteristics of domes with large span implemented by hysteresis dampers for earthquake isolation -Effect of the yield shear coefficient of the seismic isolation-, *Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ)*, No. 518, pp. 57 - 64, 1999. 4 (in Japanese)
加藤史郎, 中澤祥二, 打越瑞昌, 大杉文哉, 向山洋一: 入力低減型支持機構を有する大スパンドーム構造物の地震応答性状・免震層の降伏せん断力係数の影響について-, 日本建築学会構造系論文集, No. 518, pp. 57 - 64, 1999. 4
- 9) T. Fujita, Y. Kimura, M. Hando: Effects on stiffness of tie member for seismic damage of gymnasium: Part 2, Study on shear stiffness of roof and RC beam, Summary of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-I, pp. 933 - 934, 2016. 7 (in Japanese)
藤田智己, 木村祥裕, 飯藤将之: 鉄骨置屋根構造の損傷メカニズムにおける横つなぎ材剛性の影響: その 2, 屋根面および RC 梁に関する検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp. 933 - 934, 2016. 7
- 10) S. Watanabe, N. Wada, T. Yamashita: Research on restoring force characteristics of bearings supporting steel roofs: Part 3, Push over analysis of a steel roof structure considering restoring force characteristics of bearings, Summary of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-I, pp. 803 - 804, 2017. 7 (in Japanese)
渡辺俊也, 和田直記, 山下哲郎: 鉄骨置屋根構造ビン支承部の復元力特性に関する研究: その 3, 支承部の復元力特性を反映した鉄骨置屋根構造の静的増分解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp. 803 - 804, 2017. 7
- 11) K. Narita, T. Takeuchi and R. Matsui: Relationship between out-of-plane stiffness of cantilevered RC wall frames and reaction force at bearings of steel roof in gymnasias, Summary of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-I, pp. 1443 - 1444, 2017. 7 (in Japanese)
成田和彦, 竹内 徹, 松井良太: 鉄骨置屋根体育館における RC 片持架構の面外剛性と支承部反力の関係について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp. 1443 - 1444, 2017. 7
- 12) K. Narita, Y. Terazawa, T. Takeuchi, K. Maehara and R. Matsui: Seismic design method of steel roof bearings in school gymnasias with cantilevered RC wall frames, Summary of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-I, pp. 925 - 926, 2016. 7 (in Japanese)
成田和彦, 寺沢友貴, 竹内 徹, 前原 航, 松井良太: RC 片持架構を有する鉄骨置屋根体育館支承部の耐震設計, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp. 925 - 926, 2016. 7
- 13) A. Okada, T. Yamashita: Study on sheer stress of roof bearing in gymnasias with steel roofs with elastic system, Summary of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-I, pp. 927 - 928, 2016. 7 (in Japanese)
岡田淳史, 山下哲郎: 弾性支承を用いた鉄骨置屋根構造体育館支承部のせん断応力に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp. 927 - 928, 2016. 7
- 14) Ministry of Education, Culture, Sports, Science and Technology: Seismic Performance Assessment Criteria for Indoor Sports Ground etc., Research Institute of Educational Facilities, 2006
文部科学省, 屋内運動場等の耐震性能診断基準, 文教施設協会, 2006.
- 15) G. C. Giuliani and M. E. Giuliani: Earthquake Resistant Engineering Structures VII, WIT Trans. On The Builr. Environment, Vol. 104, pp. 327-332, 2009.
- 16) K. Narita, Y. Terazawa, R. Matsui, T. Takeuchi: Response control of cantilevered RC walls in gymnasias with energy-dissipation roof bearings, *Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ)*, Vol. 80, No. 707, pp. 157 - 165, 2015. 1 (in Japanese)
成田和彦, 寺沢友貴, 松井良太, 竹内 徹: エネルギー吸収型支承を用い

た体育館 RC 片持架構の応答制御, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 80, No. 707, pp. 157 - 165, 2015. 1

- 17) K. Narita, Y. Terazawa, K. Maehara, Y. Matsuoka, R. Matsui, T. Takeuchi: Dynamic loading tests and response evaluation of steel roof bearings with friction dampers, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 80, No. 717, pp. 1717 - 1725, 2015. 11 (in Japanese)
成田和彦, 寺澤友貴, 前原 航, 松岡祐一, 松井良太, 竹内 徹: 摩擦ダンパーを用いた鉄骨屋根支承の動的載荷実験および応答評価, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 80, No. 717, pp. 1717 - 1725, 2015. 11
- 18) Y. Inaba, Y. Terazawa, R. Matsui, T. Kumagai, T. Takeuchi: Cyclic loading tests on steel roof bearings and effects on roof responses, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 83, No. 750, pp. 1129 - 1137, 2018. 8 (in Japanese)
稲葉祐介, 寺澤友貴, 松井良太, 熊谷知彦, 竹内 徹: 種々の鉄骨屋根支承部の繰返し載荷実験および屋根応答への影響, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 83, No. 750, pp. 1129 - 1137, 2018. 8
- 19) T. Kurata, S. Sawaki, Y. Konishi, Y. Iwamoto, K. Nishimoto, X. Yan, T. Takeuchi: Design of gymnasium roof structure with energy-dissipation damper bearing, Proc. IASS Symposium 2018, Boston, USA, Int. Assoc. Shell and Spatial Struct., Paper No. 266, 2018.
- 20) AIJ: AIJ Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures revised 2010, 2010
日本建築学会編, 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010, 2010

付録: 最適解 RC 部材の断面検定

最適解 (Case As) の支持構造で構面外応答に対する断面検定を行う。妻面架構(1 通)の C3 (C 通), G83 を検討対象とする。解析モデルは図 14 に示すように 1/2 対称とし, C2, C3 柱頭をピン支持, G82, G83 の梁端および C2, C3 柱脚を固定支持とする。SRSS 法より求めた設計せん断力に対応する荷重を図 14 に示す。地震時曲げモーメント図を図 15 に示す。

G83 は曲げモーメントに対して検定する。図 14 に示すように弱軸方向にそれぞれ 6-D29 ($a_t = 3852 \text{ mm}^2$) を配置する。短期許容引張応力度は $f_t = 390 \text{ N/mm}^2$ (SD390), 有効せい $d = 580 \text{ mm}$, 応力中心間距離 $j = 7/8 d = 507 \text{ mm}$ とする。引張鉄筋比が鈎合鉄筋比以下と仮定して, 短期許容曲げモーメント M_s を次式より求める²⁰⁾。

$$M_s = a_t f_t j = 3852 \times 390 \times 507 / 10^6 = 761 \text{ (kNm)} \quad (\text{A1})$$

式(3)より M_s は存在曲げモーメント(550 kNm)以上である。次に, $f_c = 16 \text{ N/mm}^2$, $n = 15$ (Fc24) として短期の鈎合鉄筋比を次式より求める。

$$p_{tb} = \frac{1}{2(1 + \frac{f_t}{nf_c})[\frac{f_t}{nf_c}\{n + (n-1)\gamma d_{c1}\} - (n-1)\gamma(1 - d_{c1})]} = 1.05 \text{ (\%)} \quad (\text{A2})$$

G83 の引張鉄筋比は $p_t = a_t / bd = 3852 / (750 \times 580) = 0.89\%$ であり, 鈎合鉄筋比以下の仮定が成立する。

C3 は軸力と曲げを考慮して検定する。主筋は 12-D29 ($a_t = 3852 \text{ mm}^2$) とする。柱に生じる軸力は 523 kN である。MN 相關曲線を図 16 に示す。以上より, いずれも想定外力に対して弾性範囲であることがわかる。ただし, 得られた C3 柱の断面せい/高さ比は RC 構造計算規準等の制限値 15 を大きく超えている点に留意する。

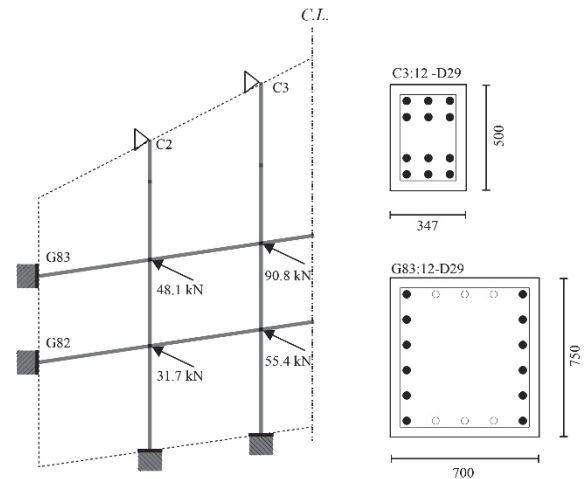


Fig. 14 Numerical model and reinforcement of C3 and G83.

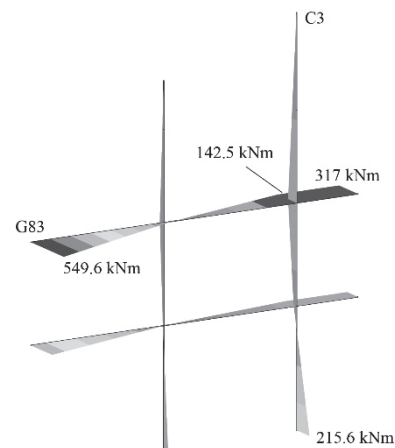


Fig. 15 Bending moment diagram.

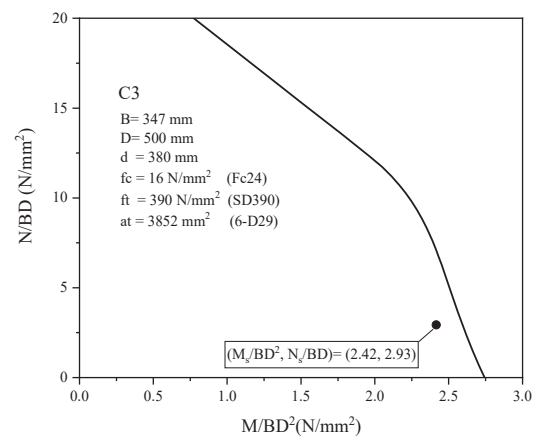


Fig. 16 MN interaction curves and design stress.

STRUCTURAL OPTIMIZATION OF SUPPORTING STRUCTURE OF SCHOOL GYMNASIUM WITH STEEL ROOF FOR SEISMIC RESPONSE REDUCTION OF BEARING REACTION FORCES

Toshiaki KIMURA^{*1}, *Makoto OHSAKI*^{*2} and *Kohei SATO*^{*3}

^{*1} Assist. Prof., Dept. of Archi. and Archi. Eng., Kyoto University, Dr.Eng.

^{*2} Prof., Dept. of Archi. and Archi. Eng., Kyoto University, Dr.Eng.

^{*3} Grad. Student, Dept. of Archi. and Archi. Eng., Kyoto University

Fracture around the connections between the roof and the columns in the supporting wall of a long-span structure was reported as a key issue in the recent earthquake disasters in Japan. A school gymnasium needs highest-level seismic resistance, because it is used as a shelter when in the event of earthquake disaster. Especially for a lightweight steel roof supported by stiff RC structure, deformation concentrates around the connections. Accordingly, slip occurs at the pin/roller supports, and the steel members near the support exhibit plastic buckling and fracture. This kind of damage may be due to vibration of cantilever columns in the gable wall as reported in previous studies. Therefore, it can be prevented by designing the roof and supporting structure simultaneously so that a global vibration mode dominates against seismic motions. However, most of studies focused on the characteristics of seismic response of school gymnasium or the method for seismic design, and few studies have focused on the design to reduce the seismic response of the connections of the steel roof. The second author proposed an optimization approach to design of the supporting columns of a long-span arch to reduce the responses of the arch. It has been shown that flexibility rather than stiffness of the columns reduces the response of upper arch especially in the normal direction of the arch.

In this study, we propose an optimization method for stiffness design of RC columns of a school gymnasium to reduce the interaction forces between the steel roof and supporting structure under seismic motions. The objective function is the maximum force at the connections, which is evaluated using the SRSS method for the seismic motions corresponding to the specified acceleration response spectrum. Constraints are given for the total weight and the interstory drift angles of columns. The sizes of columns are optimized using simulated annealing (SA).

It is shown in the numerical examples that the maximum interaction force is drastically reduced to about half of the reference model through optimization. The property of optimal solution to reduce the interaction force is investigated in detail from the mode shapes, natural periods, and effective mass ratios. It is shown that the depths of the RC columns of the frame in the longitudinal direction increases while the depth of the columns in the transverse direction decreases. As a result, the shear stiffness of the longitudinal frame is increased, the vibration mode of the top of the frame in the transverse direction is suppressed, and the maximum shear force of the bearing is reduced. Furthermore, the accuracy of SRSS estimation is confirmed by the time-history analysis against 10 artificial ground motions compatible to the design response spectrum. It is shown that the maximum interaction forces of optimal solutions using SRSS method is smaller than the average of the time-history analysis due to the difference of the damping factor between the dominant mode and the target value for generating the artificial ground motions. Besides, the results of the time-history analysis also show that the maximum shear force of the bearing is reduced due to the suppression of the dominant vibration mode.

(2019年5月9日原稿受理, 2019年9月30日採用決定)