

2 方向地震動を受ける鉄骨置屋根構造の屋根支承部への作用応力

阿部彩加(仙台高等専門学校専攻科) 藤田智己(仙台高等専門学校)
船木尚己(東北工業大学) 飯藤將之(仙台高等専門学校)

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震や2016年熊本地震など、近年多発している地震によって鉄骨置屋根構造を有する空間構造物が構造的被害を受け、避難所としての機能を果たせなくなっていることが問題となっている¹⁾。これまでに被害の発生メカニズムの検討²⁾⁻⁵⁾が精力的に行われ、耐震診断法⁶⁾の提案もされているが、これらの成果は1方向の地震入力の結果が基であり、2方向地震動の影響については考慮されていない。

本研究では立体解析モデルによる地震応答解析を実施し、2方向地震動入力による影響について、置屋根支承部に作用するせん断応力(以降、支承部反力とする。)を明らかにするとともに、その推定方法について検討を行う。

2. 解析モデルの概要

解析には構造システム SNAP Ver.7を使用する。解析モデルを図1示す。鉄骨屋根を支持する下部構造が梁間方向(Y方向)41.5m、桁行方向(X方向)40.0mのRC造架構、屋根は円形鋼管を用いた山形の立体トラス構造で、比較的規模の大きな公共施設の体育館を想定している。また、支承部をY1とY9構面の柱頭に1構面9カ所の計18

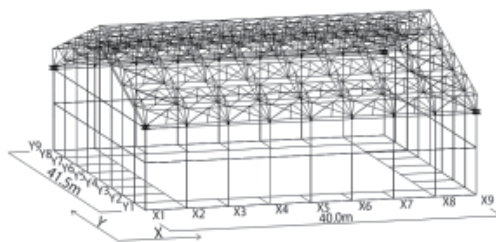


図1 解析モデルの概要

カ所で屋根を支持する2辺支持型モデルを設定している。屋根勾配は3/10となっており、妻面はトラス梁下までRC造壁が立ち上がっている。断面寸法は柱:B×D=700×1,200、基礎梁:b×D=550×1,500、メイントラス(中央部)は上下弦材:267.4φ×9.0、斜材:139.8φ×4.0、束材:101.6φ×3.2、メイントラス(端部)は上下弦材:267.4φ×6.0、斜材:139.8φ×4.0、束材:101.6φ×3.2、屋根ブレース:L-75×75×6で構成されている。架構を構成するすべての部材は弾性と仮定し、減衰は瞬間剛性比例型として、減衰定数はRC下部構造を3%、S造の屋根部分を2%に設定している。アンカーボルトを用いた従来の支承部についてはピン接合と仮定し、せん断および軸方向に対して十分に大きな剛性を付与した回転スプリングによりモデル化している。

地震波応答解析に用いる入力地震動は、最大速度を50cm/secに基準化した1940年Imperial Valley地震(エルセントロ波)、1952年Ken County地震(タフト波)、1968年十勝沖地震(八戸波)、1978年宮城県沖地震(東北波)、BCJ-L2の5種類とし、入力方向は梁間方向、桁行方向、2方向入力の3種類としている。

* Stresses acting on the roof bearing of gymnasium structure subjected to earthquake motion in two directions by Sayaka ABE, Tomomi FUJITA, Naoki FUNAKI, Masayuki HANDOU

3. 固有値解析結果

本構造の基本的な振動特性を確認するために固有値解析を行った。固有値解析により得られた主要な 15 次モードまでの固有周期と有効質量の一覧を表 1 に、主要な固有モードを図 2~3 (Y 構面, Z 構面) に示す。

X 方向の主要な振動モードである 1 次, 6 次モードは, 屋根部および Y1, Y9 構面の下部構造は振動せず, X1, X9 構面の妻面の壁だけが独立して振動するモードとなっている。また, 10 次モードは屋根と桁行の架構が振動し, 屋根面は中央ではらみだすモードとなる。

Y 方向の主要なモードである 8 次, 15 次モードは, とともに中央ではらみだすような形状で振動し, 屋根は逆対称の振動モードとなっている。

4. 地震応答解析結果

X, Y 方向の地震入力に対して発生する X, Y 方向の支承部反力の最大値を表 2 に、各入力方向に対して全支承部の中で最大反力を記録する同時刻の支承部反力分布を図 4 に示す。なお図 4 は、代表的な例として、エルセントロ波、八戸波を示す。

X, Y 方向それぞれの地震入力に対して、支承部反力は X, Y 両方向発生している。X 方向入力の場合では、X 方向支承部反力は X2 から X8 で同程度な値となり、X1, X9 はその半分程度にな

表 1 固有値解析結果

次数	周期 [sec]	有効質量比(%)		
		M _X	M _Y	M _Z
1	0.59	25.77	0	0
2	0.59	0	0	0
3	0.40	0	0	0
4	0.40	0	0	0
5	0.35	0	0	8.50
6	0.30	9.94	0	0
7	0.30	0	0	0.01
8	0.24	0	34.12	0
9	0.29	0.04	0	0
10	0.29	19.33	0	0
11	0.22	0	0	0
12	0.22	0	0.11	0
13	0.18	0	0	0
14	0.18	0	0	0.10
15	0.18	0	4.42	0

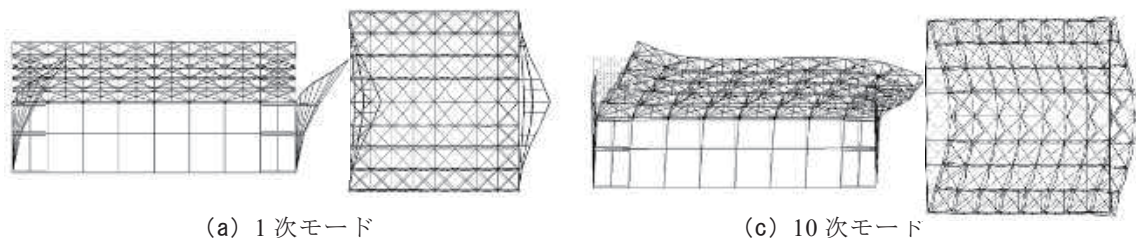


図 2 X 方向主要モード (Y 構面, Z 構面)

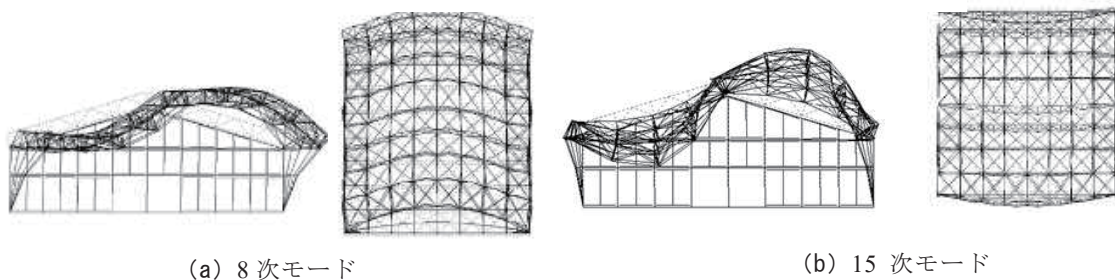


図 3 Y 方向主要モード (Y 構面, Z 構面)

っている。また、Y方向支承部反力はX5で0、X4からX2およびX6からX8にかけて徐々に大きくなり、X1、X9は極めて大きな値を示している。また、その大きさと向きはX5を中心とした点対称となっており、回転作用にとまなうものと示唆される。

Y方向入力の場合では、X方向支承部反力はX5で0、X4からX2およびX6からX8にかけて徐々に大きくなっており、X1、X9はX2、X8の2/3程度となっている。Y方向支承部反力はX5を中心に線対称となっており、X1、X9は極めて大きな値を示している。

両方向の地震入力に対してX1、X9支承部には極めて大きなY方向反力が発生することが確認できた。また、その際の振動モードは、固有値解析結果の8次、10次の振動モードであった。

表2 各支承部反力の最大値 [kN]

(a) エルセントロ波

入力方向	反力方向	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9
X	X	91.04	183.85	185.96	178.69	178.33	178.74	186.06	183.98	91.13
	Y	393.52	43.78	8.74	3.53	0	3.37	8.85	43.69	394.25
Y	X	107.74	150.51	133.76	70.47	0	70.47	133.76	150.51	107.74
	Y	843.25	60.71	37.05	42.79	50.19	42.79	37.05	60.71	843.25

(b) 八戸波

入力方向	反力方向	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9
X	X	72.53	149.03	148.16	143.3	144.22	143.26	148.06	148.9	72.44
	Y	306.6	32.33	7.31	1.38	0	1.33	7.44	32.24	305.88
Y	X	46.58	60.99	49.45	24.07	0	24.07	49.45	60.99	46.58
	Y	365.27	28.7	18.63	13.57	15.53	13.57	18.63	28.7	365.27

(c) タフト波

入力方向	反力方向	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9
X	X	92.53	183.05	180.58	175.71	177.03	175.66	180.48	182.92	92.43
	Y	389.54	40.39	8.16	2.56	0	2.72	8.03	40.3	388.82
Y	X	86.78	112.7	90.71	44.97	0	44.97	90.71	112.7	86.78
	Y	682.85	47.9	33.28	25.46	30.74	25.46	33.28	47.9	682.85

(d) 東北波

入力方向	反力方向	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9
X	X	46.6	102.12	100.16	94.06	93.48	94.02	100.06	101.99	46.5
	Y	167.66	36.33	7.58	1.24	0	1.26	7.71	36.24	166.94
Y	X	58.7	75.25	59.24	27.75	0	27.75	59.24	75.25	58.7
	Y	463.89	30.78	20.58	13.38	15.84	13.38	20.58	30.78	463.89

(e) BCJ波

入力方向	反力方向	X1	X2	X3	X4	X5	X6	X7	X8	X9
X	X	80.47	160.7	155.97	150.64	151.68	150.68	156.07	160.83	80.56
	Y	336.41	39.81	8.03	2.53	0	2.41	8.15	39.72	337.13
Y	X	85.47	109.52	86.1	41.27	0	41.27	86.1	109.52	85.47
	Y	674.52	43.28	26.6	25.46	31.17	25.46	26.6	43.28	674.52

5. 現行耐震診断法と地震応答解析の比較

本解析モデルの地震応答解析結果において極めて大きな支承部反力が発生した X1, X9 支承部の Y 方向反力について、現行の耐震診断法の結果と地震応答解析結果の比較を行う。

現行の耐震診断法⁶⁾は、屋根と RC 下部構造の柱頭が一体となっているピン支承の場合、図 5 に示すような構面外応答に対して、置屋根を支持する RC 片持架構の自立性を、応答加速度 α_R に片持架構上部の重量 m_{Ri} を乗じて得た地震力 $\alpha_R m_{Ri}$ を柱の耐力との比較により検討する。地震力が柱の耐力を上回り、RC 片持架構が自立しない場合には、図 6 に示すように不足分の応力として下部構造から屋根に伝わる水平力 R_a として支承部および屋根ブレース構面を通じて側面架構に伝達される。側面支承部には、この水平力 R_a と屋根に作用する地震力 Q_R が作用し、側面支承部の耐力と比較されることとなる。

現行の耐震診断法⁶⁾に倣って算出した X1, X9 の Y 方向支承部反力 R_b について、本解析モデルの構成部材を弾性と仮定しているため、RC 片持架構が自立したケースとして、屋根に作用した地震力 Q_R のみが側面架構へ伝達されるケース (CASE1), RC 片持架構が自立しないケースとして、屋根に作用した地震力 Q_R に RC 片持架構に作用する地震力 $\Sigma \alpha_R m_{Ri}$ をすべて加えたケース (CASE2) の 2 ケースを算出する。

本解析モデルにおいて α_R は、 $F_{G Ai}(R_t)=1.4, Z=1.0, R_t=1.0, A_i=1.0, F_h=1.0, C_0=1.0$ として、

$$\alpha_R = F_{G Ai}(R_t) \times Z \times R_t \times A_i \times F_h \times C_0 = 1.4 \quad (1)$$

となり、RC 片持架構として Y1, Y9 構面に作用する地震力 $\Sigma \alpha_R m_{Ri}$ は 1222.84kN となる。ここで、 $F_{G Ai}(R_t)$ は RC 片持架構の応答増幅係数、 Z は地域係数、 R_t は振動特性係数、 A_i は地震層せん断力分布係数、 F_h は応答低減係数、 C_0 はベースシア係数である。また、屋根に作用する地震力 Q_R は、 $Z=1.0, R_t=1.0, A_i=1.0, C_0=1.0$ 、屋根部の増幅¹⁾として中央部に水平応答率 $F_H=1.6$ を考慮して、2024.13kN となる。

X1, X9 支承部の 1ヶ所あたりの支承部反力は、屋根に作用した地震力 Q_R のみが側面架構へ

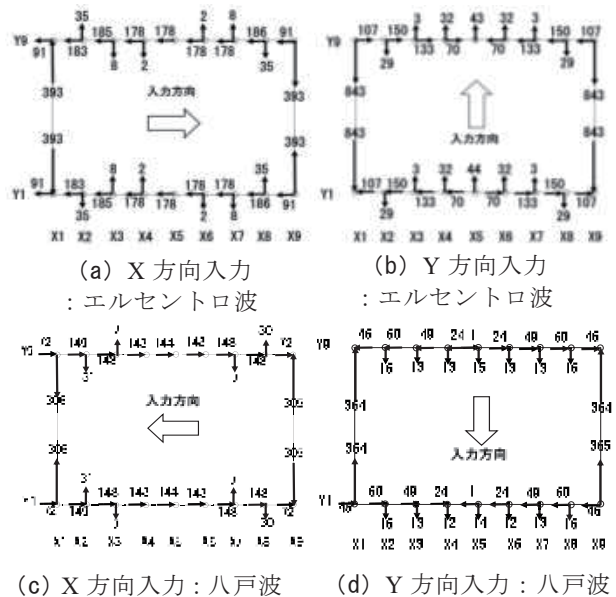


図 4 支承部反力分布 [kN]

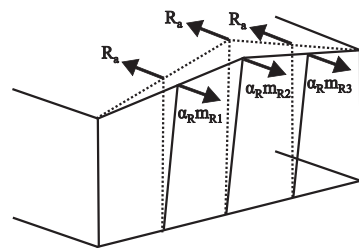


図 5 RC 片持ち架構の構面外応

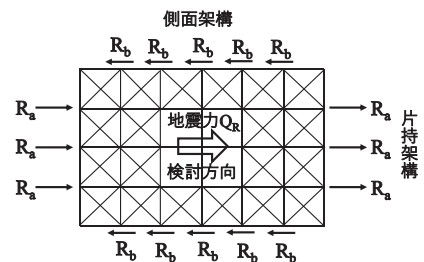


図 6 側面支承部反力への伝達

伝達されるケース（CASE1）では、

$$2024.13 \text{ kN} / 4 \text{ ヶ所} = 506.03 \text{ kN} \quad (2)$$

屋根に作用した地震力 Q_R に、RC 片持架構に作用した地震力 $\sum \alpha_R m_{Ri}$ をすべて加えたケース (CASE2)では、

$$506.03 + 1222.84 / 2 \text{ ヶ所} = 1117.45 \text{ (KN)} \quad (3)$$

となる。

現行の耐震診断法⁶⁾に倣って算出した X1 支承部の Y 方向反力について、屋根に作用した地震力のみが伝達された CASE1, 屋根に作用した地震力と RC 片持架構妻面に作用した地震力すべてが屋根に伝わり加わった CASE2 とともに、地震応答解析によって得られた、Y 方向および 2 方向入力の結果を図 7 に示す。

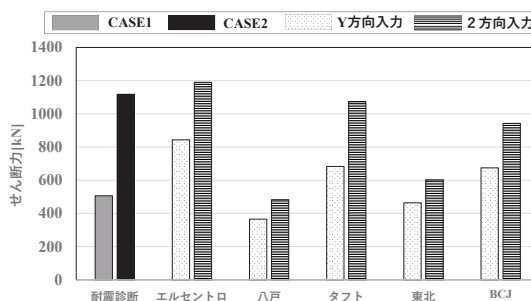


図 7 X1 支承部の Y 方向反力

すべての地震波において、Y 方向入力に比べ 2 方向入力の支承部反力は大きくなっている。

また、2 方向入力の結果は、現行の耐震診断法⁶⁾で安全性を過大評価した CASE2 の結果より大きくなるケースも確認でき、現行の耐震診断法⁶⁾をはじめ、1 方向入力の結果に基づき設計し安全性が確保された支承部では、耐力不足により被害が発生する可能性が高い。

6. 妻面支承部反力の推定

本解析モデルにおける Y 方向入力時に発生する X1, X9 支承部の Y 方向反力は、現行の耐震診断法⁶⁾で評価され、その妥当性も検証されている¹⁾が、X 方向入力で発生する支承部反力は考慮されない。ここでは、本解析モデルにおいて X 方向入力に対して発生する妻面 (X1, X9 支承部) の Y 方向支承部反力を以下 2 つの方法により推定を試みる。

6.1. 推定方法その 1

図 4 より確認された X5 支承部を中心とした点対称の支承部反力分布を考慮し、屋根面の地震力に起因する Y1 構面の回転作用 (曲げモーメント) を利用して推定する。

X 方向入力に対して、屋根部の各節点には慣性力 F_{Xi} が

$$F_{Xi} = m_i \cdot \ddot{x}_i \quad (4)$$

として作用する。ここで、 m_i は屋根の節点重量、 \ddot{x}_i は屋根各節点の絶対加速度である。この慣性力 F_{Xi} は Y1 構面に対し

$$M = \sum_{i=1}^N F_{Xi} \cdot L_{yi} \quad (5)$$

のモーメントを作用させるものと考えられる。ここで、 L_{yi} は慣性力が作用する位置から Y1 構面までの距離である。Y1 構面に生じるモーメント M を X1 から X9 支承部までの長さ L_x で除することで X1, X9 支承部の Y 方向反力が求められる。

6.2. 推定方法その 2

本構造を材料力学的な観点に基づき、図 8 に示す様な矩形の薄肉中空閉断面材と仮定し、薄肉断面材の力学（せん断流理論）を利用して推定する。

矩形の薄肉中空閉断面材に X 方向のせん断力が作用した場合、板厚の中心線に沿うせん断力を τ とすれば、これに板厚 t_w を乗じたせん断流れ ($q = \tau \times t_w$) が板厚の中心線に沿って流れ、その応力分布図は図 8 のようになる。本解析モデルにおいて、X 方向入力に対して、平行な Y1 と Y9 構面には、壁の長さに比例したせん断力が流れ、壁 1m あたりに作用するせん断力の応力分布は $q = 36.35 \text{ kN}$ となる。4 隅の Y 方向支承部反力はせん断応力分布図（図 8）における三角形の面積として求められる。

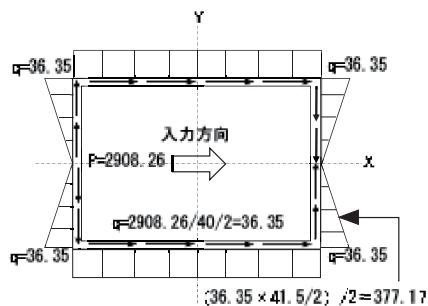


図 8 せん断力応力分布図
：エルセント波

6.3. 解析結果と推定方法の比較

表 3 に地震応答解析結果および上述した 2 つの推定方法で求めた Y 方向支承部反力を示す。両推定方法とも解析結果の 1 割程度の誤差であり、推定方法その 1 については、安全側の評価として推定可能であることがわかった。

表 3 X1 支承部の Y 方向反力 [kN]

	解析結果	推定方法 1	推定方法 2
エルセントロ	393.53	469.98	377.17
八戸	306.60	329.66	302.66
タフト	389.54	448.89	372.65
東北	167.66	222.66	201.50
BCJ-L2	336.41	375.45	322.76

7. おわりに

地震の入力方向に対し直行する方向の支承部反力の存在が明らかとなり、特に X1, X9 支承部の Y 方向反力は 2 方向の地震入力の影響を受けて極めて大きな反力となることがわかった。加えて、本論で提案する推定方法により、支承部反力の推定が可能であることを確認できた。

謝辞

本研究は、科学研究費補助金・基盤研究(C)（課題番号：21K04617，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) 一般社団法人日本建設技術高度化機構 他：鉄骨置屋根構造の耐震診断・改修の考え方，技報堂，2015.9
- 2) 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誌，第 78 巻，pp.1895-1904，2013.11
- 3) 山田哲，松本由香 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誌，第 79 巻，pp.1687-1697，2014.11
- 4) 藤田智己，鈴木敦詞，木村祥裕：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
- 5) 伊藤賢治，山下哲郎，渡辺俊也：置屋根支承部の繰返しせん断加力実験と耐力評価，日本建築学会構造系論文誌，第 84 巻，pp.649-657，2019.5
- 6) 日本建築学会：ラチスシエル屋根構造設計指針，2016.11