

東北地方太平洋沖地震による鉄骨置屋根構造における支承部破断に関する研究

STUDY ON BEARING SUPPORT FAILURE OF STEEL UPPER ROOF DAMAGED BY THE 2011 TOHOKU-CHIHO TAIHEIYO-OKI EARTHQUAKE

建築構造学分野 植田 泰介

東北地方太平洋沖地震において、上部構造と下部構造との支承部の破断が多くの鉄骨置屋根構造の建物で見られた。本論では実構造物を一例として取り上げ、上部構造のみ及び構造物全体の解析モデルを作成し、幾何学的非線形性を考慮した弾性時刻歴応答解析を行うことにより、地震動を受ける支承部の応答性状を把握しそれらを比較する。そして破断原因は上部構造に下部構造を付けたことによる支承部の応答性状の変化であることを示す。

Bearing support failure of steel upper roof is occurred in the 2011 Tohoku-Chiho Taiheiyo-Oki Earthquake. In this study, an existing structure which is consisted of superstructure and understructure is picked up and several analytical models of the structure are performed by time history response analysis taking into account geometrical nonlinearity. And this study reveals response state of bearing support hit by earthquake and shows some comparison. This study also shows that a cause of failure is transition of response state of bearing support by superstructure laid on understructure.

1. 序

鉄骨鉄筋コンクリート造（SRC造）や鉄筋コンクリート構造（RC造）の上に鉄骨置屋根と呼ばれる鉄骨造の屋根が置かれた構造を一般的に鉄骨置屋根構造という¹⁾。上部の鉄骨置屋根と下部構造はアンカーボルトで接合されている。この鉄骨置屋根構造は主に体育館などの大空間を構成する建物に多く使用されている。

2011年3月11日に発生した三陸沖を震源とするM9.0の地震（東北地方太平洋沖地震）において、鉄骨置屋根構造の屋根と柱の接合部のボルト破断が多くの建物で見られた。それにより、本来避難場所として重要な体育館が使用できないという事態に見舞われ、多くの人々の避難に影響を与えた。我が国は常に地震の脅威にさらされており、建物の地震荷重に対する検討が要求されている。近い将来、南海トラフ地震などの巨大地震も想定されており、このような鉄骨置屋根構造の被害を再び出さないような対策が必要である。

被害の特徴として接合部に被害が集中していることが挙げられる。このような接合部破断の被害はこれまで見られなかった特徴的なものとして注目されており、原因究明が課題となっている。その一つとして、福島県K総合体育館は東北地方太平洋沖地震により支承部に大きな力が発生し、全ての支承部でせん断耐力を大きく上回ったことが日隈ら²⁾によって示されている。

本論文では、K総合体育館の被害状況に異方性があ

ることに着目し、その原因究明のため解析モデルを作成し、幾何学的非線形性を考慮した弾性振動解析を行うことで破断の原因について考察する。

2. K総合体育館概要及び被害状況³⁾

K総合体育館は東北地方太平洋沖地震において、支承部の破断により避難場所として使用できなかった施設の一つである。図-1に大体育館外観、図-2に平面図、図-3に軸組図を示す。

支承部はSRC柱内の鋼管の頂部に台座を設け、トラス脚部のベースプレートと合わせる納まりとなっている。トラス脚部とSRC柱内の鋼管を繋ぐアンカーボルトは普通ボルト28φが8本接続されている。支承部は、屋根の四隅はピン支承、その他はルーズホールを設けたローラー支承となっている。可動長さは60mm程度



図-1 K総合体育館 大体育館外観（南西面）

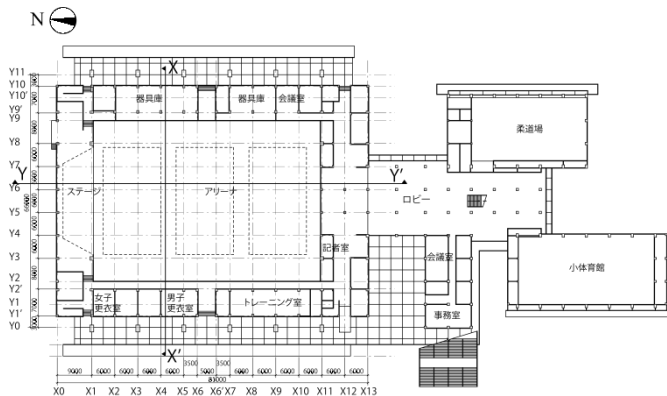


図-2 K総合体育館 1F 平面図

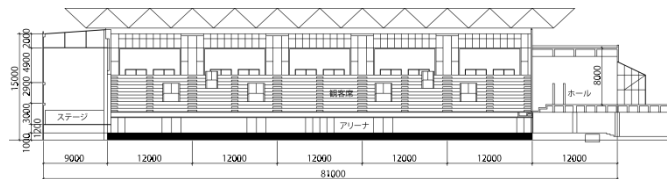
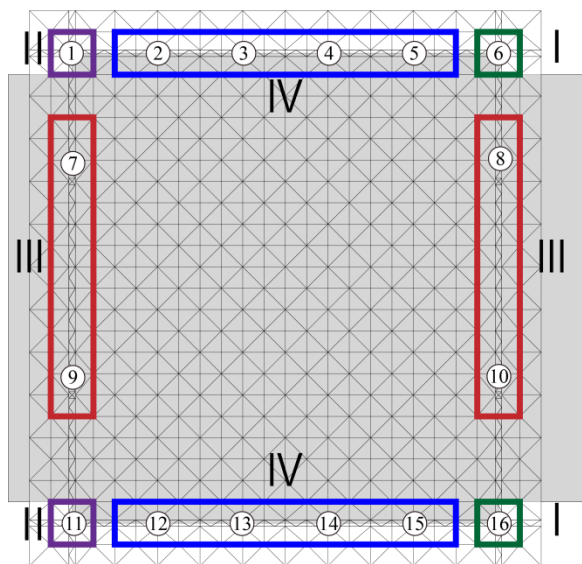


図-3 K総合体育館 YY' 軸組図



I:引き抜きせん断破壊 II:せん断による一部変形
 III:せん断による全数破断 IV:せん断による一部変形

図-4 支承部の被害状況



(i) 鋼管頂部台座



(ii) ボルト破断



(iii) 鋼管頂部台座(2)



(iv) ルーズホール

図-5 支承部の被害状況写真

でベースプレート間にすべり機構を設けていない。ローラー支承としては可動性が不十分で、ピン支承に近い状態であったと考えられる。

次に、2011年に大阪市立大学建築構造学研究室によって行われた調査資料から被害状況について図-4、図-5に示す。被害箇所Iでは支承部のせん断・引張による全数破断、被害箇所IIでは支承部のせん断による一部変形(全ての箇所破断無し)、被害箇所IIIではせん断による全数破断、上下ベースプレートのずれ、被害箇所IVはせん断による一部変形(全ての箇所破断無し)となっている。被害箇所IIIと被害箇所IVの支承部では被害状況が大きく異なっており、被害箇所IIIの支承部に特に大きな力が加わっていることが考えられる。

3. 解析モデル概要

解析モデルとしてA、B、Cの3つのモデルを作成する。モデルAは全ての支承部がピン支持である上部構造のみのモデル(図-6)、モデルBはモデルAの被害箇所IIIと被害箇所IVの支承部がそれぞれX方向、Y方向の一方向ローラーである上部構造のみのモデル(図-6)、モデルCは下部構造を取り付け、上部構造と下部構造との間の支承部をピン接合にしたモデル(図-7)である。モデルCの下部構造は床、耐震壁をブレース置換したものである。モデルCの地面とのs接点は固定支持とする。

自重として作用させる荷重は、構造材重量、床重量(2.4kN/m³)、壁重量(2.4kN/m³)および積載荷重(3.6kN/m²)、屋根の積載荷重(1.0kN/m²)を考慮した等分布荷重とする。構造材重量は、境界支持節点およびトラスの下弦材の節点を除く全節点に作用させる。床重量と積載荷重は床面を構成する各節点に負担面積に応じて作用させる。壁重量は壁面を構成する各節点に面積に応じて作用させる。

屋根部分にはY方向に中央に向かって両端から2.3%のライズがある。

4. 固有振動性状

各モデルの固有振動性状を把握するため非減衰自由振動解析を行い固有周期、有効質量、固有振動モードを算出し、固有振動性状を把握する。

全出力600モードのうち、各モデルの各方向の有効質量比上位3位までのモードの固有周期と有効質量比を表-1に示す。表-1でモデルAが最も固有周期が短く、モデルBが最も長い。これはモデルCのように下部構造を付けたとしても、モデルBのローラー支承の影響の方が大きいことが考えられる。

また、モデルCは下部構造が付いている分、高次モードに有効質量比が卓越するモードが出ていることがわかる。

表-1 固有周期と有効質量比

(i) モデル A

モード 次数	固有周期 (sec)	有効質量比(%)					
		x 方向	順位	y 方向	順位	z 方向	順位
1	0.635	0.000		0.000		37.145	1
2	0.314	0.000		14.694	2	0.000	
3	0.302	51.354	1	0.000		0.000	
4	0.262	23.054	2	0.000		(0.000)	
5	0.231	0.000		64.682	1	0.000	
7	0.181	0.000		0.000		7.651	3
15	0.125	10.571	3	0.000		0.000	
16	0.124	0.000		9.247	3	0.000	
24	0.110	0.000		0.008		12.533	2

(ii) モデル B

モード 次数	固有周期 (sec)	有効質量比(%)					
		x 方向	順位	y 方向	順位	z 方向	順位
1	0.705	0.000		0.000		37.158	1
2	0.350	76.609	1	0.002		0.000	
3	0.325	0.002		69.190	1	0.000	
4	0.309	0.000		10.224	3	0.000	
15	0.126	0.001		11.078	2	0.000	
16	0.126	10.667	2	0.000		0.000	
21	0.114	2.210	3	0.000		0.001	
24	0.111	0.000		0.004		13.479	2
37	0.095	0.000		0.015		7.697	3

(iii) モデル C

モード 次数	固有周期 (sec)	有効質量比(%)					
		x 方向	順位	y 方向	順位	z 方向	順位
1	0.666	0.011		0.000		0.000	
2	0.662	0.001		0.001		3.976	1
5	0.379	0.061		27.986	1	0.000	
6	0.375	17.578	1	0.110		0.002	
13	0.299	0.000		4.868	3	0.001	
21	0.207	0.000		6.994	2	0.000	
23	0.197	4.874	2	0.000		0.018	
185	0.067	2.555	3	0.018		0.004	
388	0.043	0.005		0.003		2.634	2
504	0.036	0.000		0.000		2.339	3

5. 地震応答解析

地震動に対する建物の応答性状を把握するため、幾何学的非線形を考慮した弾性時刻歴応答解析を実施した結果を以下に示す。

5. 1 入力地震波

使用した地震波は、防災科学技術研究所 強震観測網 (K-NET, KiK-net)より頒布される東北地方太平洋沖地震のNS成分(Station Code FKS018)とEW成分(UD成分)の3方向同時入力とする。

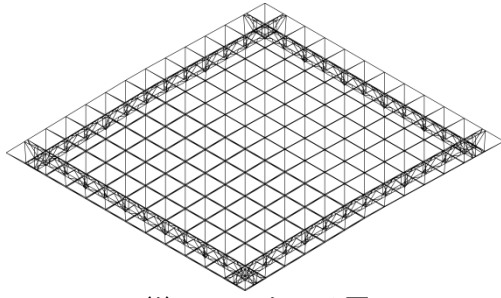
解析の際に入力する地震波には70秒から170秒までの100秒間の加速度波形データを用いる。表-2に地震波最大加速度を示す。

表-2 地震波最大加速度リスト (3月11日)

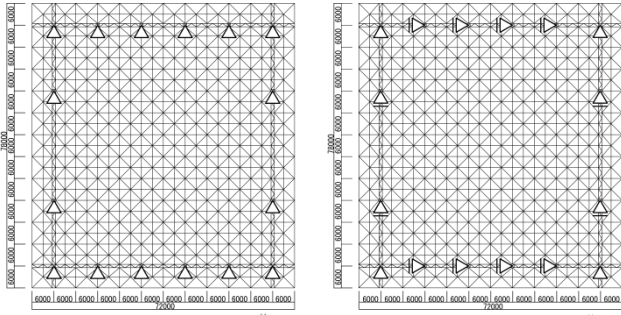
コード	最大加速度 (gal)			三成分合成値 (gal)	計測震度
	N-S	E-W	U-D		
FKS018	745	1069	457	1110	5.9

5. 2 評価方法

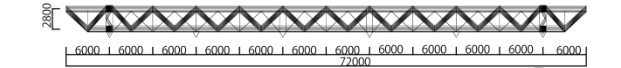
被害状況より支承部は主にボルトの破断による破損が観察されたため、支承部のせん断耐力はボルトの短期



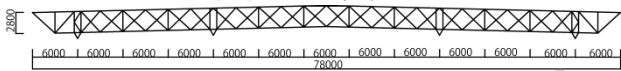
(i) アクソメ図



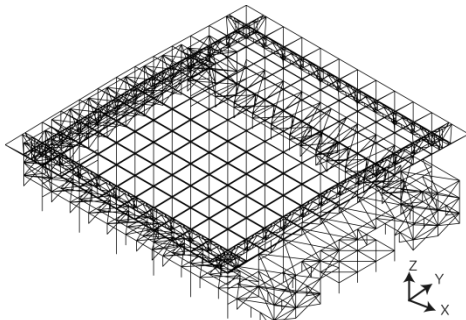
(ii) モデルA 支承部位置 (iii) モデルB 支承部位置



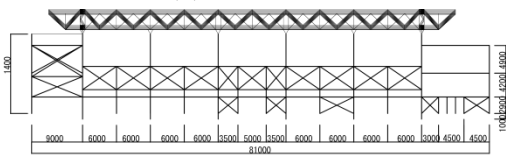
(iv) X 方向軸組図



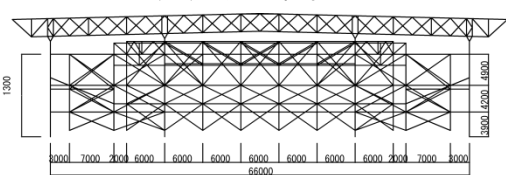
(v) Y 方向軸組図
図-6 モデル A、B



(i) アクソメ図



(ii) X 方向軸組図



(iii) Y 方向軸組図
図-7 モデル C

せん断耐力から算定するものとする。ここで K 総合体育館では 1 支承部につき普通ボルト M28 を 8 本使用していたので、ボルトの短期せん断耐力は一般的なボルト鋼材である SS400 の引張強さ $400\text{N}/\text{mm}^2$ を $\sqrt{3}$ で割ったものとし、それにボルト断面積と本数 8 をかけた式 (1) でせん断耐力とする²⁾。

$$\{(400/\sqrt{3}) \times (14^2 \times \pi)\} \times 8 = 1137.62\text{kN} \quad (1)$$

このせん断耐力に対して以下の 3 つの評価を実施する。初めに 3 モデルに地震波を入力し、式 (1) の耐力を超えるのかを確認するため支承部応力を評価する。また、モデル A、モデル B、モデル C で下部構造が付くことが原因で支承部に大きな応力が生じているのか、支承部の反力の方向に偏りや振れが生じるかを確認する。

次に大きな反力の発生や、偏りがどのモードに由来しているのかを調べる為に応力のフーリエスペクトル、変位のフーリエスペクトルを評価する。

最後に、より詳細に支承部の応力を検討するために各モデルの支承部反力の応答履歴を評価する。

5. 3 支承部応力

表-3 に、各モデルの支承部の最大反力を示す。モデル A、B、C でそれぞれが式 (1) の耐力を超えている支承部は 10 箇所、12 箇所、14 箇所と増えている。下部構造を付けたことにより、支承部に大きな反力が発生していることが確認できる。モデル B はモデル A と比べてローラー部分で一方であるが力に抵抗しないため、その分 4 隅の支承部に応力が集中する。

また、図-8 でモデル A、モデル B では生じない非対称面外変形がモデル C では見られる。このことから、面外に振れるような挙動が推察される。

下部構造が付いたことにより下部が大きく振られることによって支承部に大きな力が発生しているとみられる。モデル A、モデル B とともに引き抜き方向にはほぼ力は働いておらず、これは屋根部の重量が比較的重いことが原因と考えられる。日本建築学会「建築物荷重指針・同解説」⁴⁾によると柱 SRC 梁 S の構造物の単位面積当たりの重量は約 $1.0\text{tf}/\text{m}^2$ でありモデル A 及びモデル B は約 $1.5\text{tf}/\text{m}^2$ と一般の建物よりも重いことが一つの理由と考える。

5. 4 フーリエスペクトル

図-9 に大きな反力が発生する支承部として、支承部 ⑧を取り上げ、各モデルの支承部 ⑧の反力のフーリエスペクトルを示す。図-9 で、赤色の直線が X 方向の有効質量比が高いモードを示しており青色の直線が Y 方向、橙色の直線が Z 方向の有効質量比が高いモードを示している。各モデルのフーリエスペクトルの特徴は、おおよそモデル A はピークが二つ、モデル B はピーク

表-3 各支承部最大反力

支承部位置	最大反力(kN)		
	モデル A	モデル B	モデル C
①(X1Y11)	1167.2	1971.408	2349.614
②(X3Y11)	836.2	620.7381	1227.04
③(X5Y11)	1385.7	1332.866	1715.518
④(X7Y11)	1350.4	1260.562	1633.9
⑤(X9Y11)	826.6	557.2526	1405.183
⑥(X11Y1)	1022.5	1990.722	1669.478
⑦(X1Y8)	1942.9	2621.589	3270.671
⑧(X11Y8)	1769.2	2745.053	3522.836
⑨(X1Y3)	1781.4	2668.972	3092.101
⑩(X11Y3)	1784.5	3048.939	4120.537
⑪(X1Y1)	1066.3	2083.916	2091.751
⑫(X3Y1)	976.0	560.4834	920.8307
⑬(X5Y1)	1609.4	1269.991	1388.929
⑭(X7Y1)	1574.4	1329.622	1452.626
⑮(X9Y1)	900.0	628.3638	998.6229
⑯(X11Y1)	1283.7	1914.384	1697.738

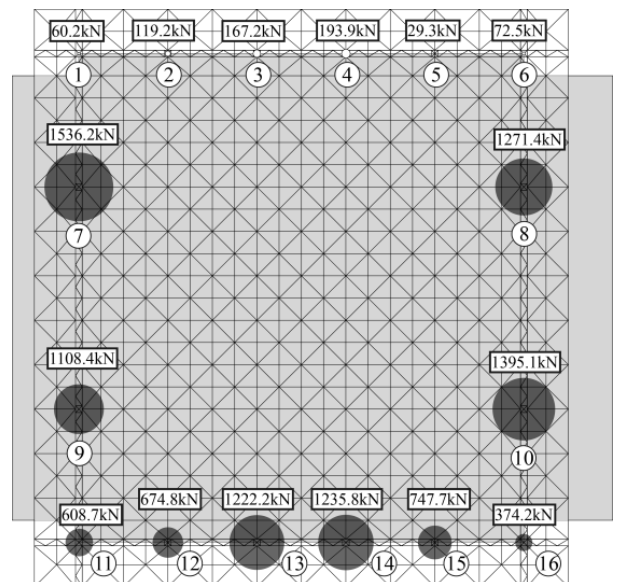


図-8 モデル C 支承部 ⑬破断時の鉛直反力分布

一つ、モデル C はピークが 1~3 つ現れている。この理由としてモデル B はローラー支承があるため、その方向を打ち消すためと考えられる。また、モデル A、モデル B、モデル C の順でピークが長周期の方に移動している。これは構造体の硬さに影響していると考えられる。

ピークに現れているモードに注目すると、モデル A、モデル B は低次モード、モデル C は高次モードが現れており、これはモデル C の質点の数がモデル A、モデル B より多い分高次モードにフーリエスペクトルが現れていると考えられる。モデル A、モデル B では、X 方向は X 方向の有効質量比が高いモード、Y 方向は Y 方向に有効質量比が高いモードというようにフーリエスペクトルが卓越しているが、モデル C では、方向に関係なく Y 方向のモードが卓越しており、Y 方向に振

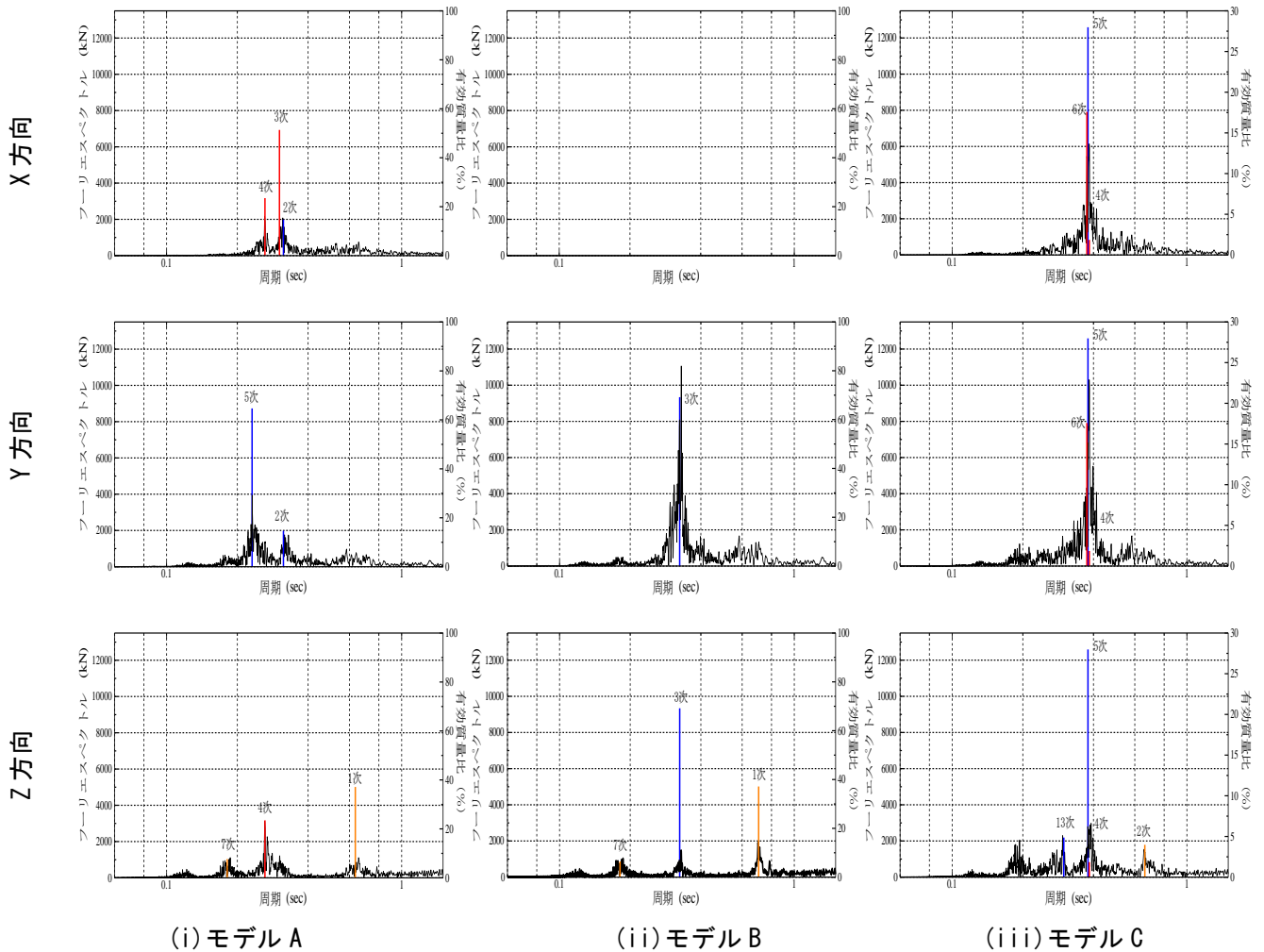


図-9 各モデル支承部⑧の反力フーリエスペクトル

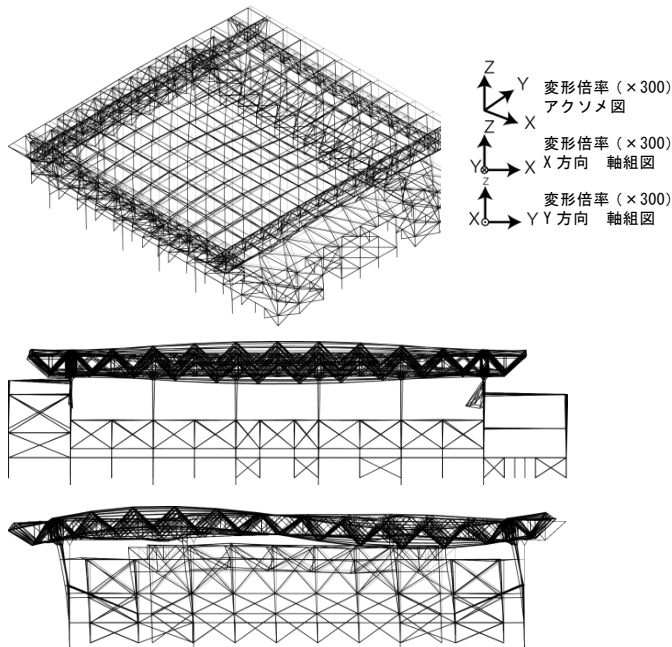


図-10 モデルC 5次モード (Y方向第一位)

動するモードに支配されていることがわかる。これにより、下部構造を付けることによって、Y方向のモードを拾いやすくなるという特徴が見てとれる。図-10に下部構造において支配的なY方向の有効質量比が最

も高い5次モードのモード図を示す。また、変位のフーリエスペクトルについても確認したところ、反力のフーリエスペクトルとほぼ同様の結果が得られた。

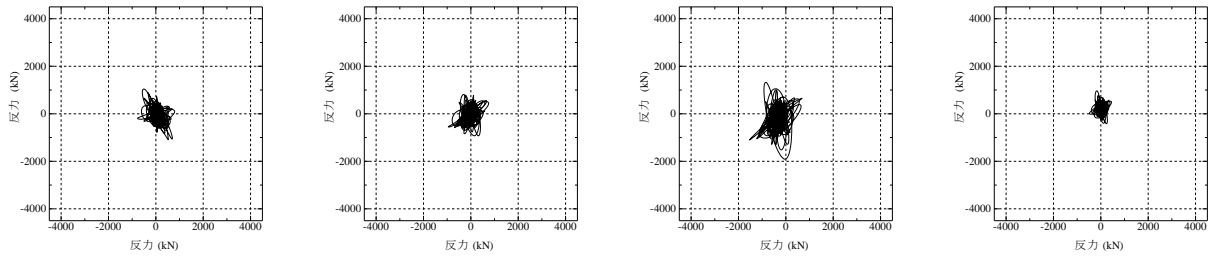
5. 5反力の応答履歴

図-11に図-4のⅢの位置にある支承部⑧とⅣの位置にある支承部⑫の反力の応答履歴を示す。

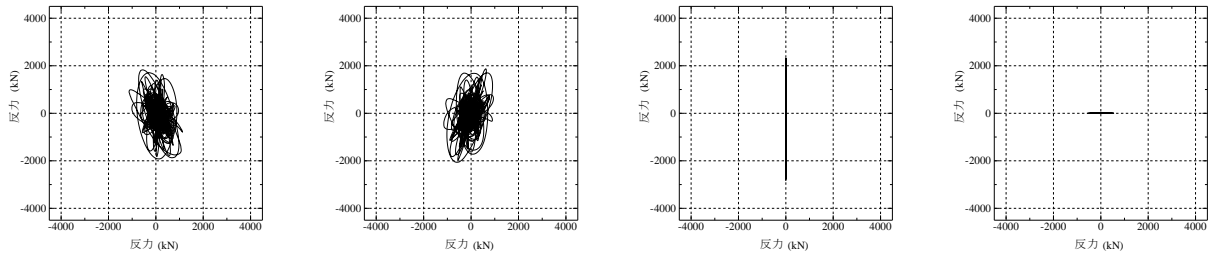
図-9を比較すると、支承部が円を描くように振られていることがわかる。

反力の絶対値は5.3で示したように下部構造を付けることで大きくなるが、被害箇所Ⅳの位置にある支承部⑫では、下部構造を付けたとしても反力はわずかに大きくなるだけであることがわかるが、被害箇所Ⅲの位置にある支承部⑧では、支承部⑫に比べて非常に大きな値が発生している。他の支承部でも同様に、被害箇所Ⅲの位置にある支承部と、被害箇所Ⅳの位置にある支承部では支承部が負担する応力は大きく異なっていることがわかる。

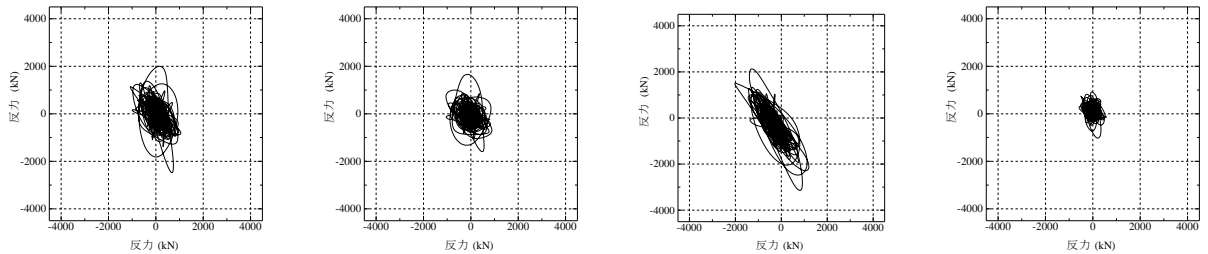
支承部①と⑥を比較すると、モデルBはローラー支承の影響で四隅に大きな反力が発生すると考えられるが、モデルAとモデルCを比較すると、他と同様に支承部⑧と比較するとそれほど大きな支承部反力は発生していないことがわかる。



モデル A 支承部① 支承部⑥ 支承部⑧ 支承部⑫



モデル B 支承部① 支承部⑥ 支承部⑧ 支承部⑫



モデル C 支承部① 支承部⑥ 支承部⑧ 支承部⑫

図-11 反力の応答履歴

6. 結論

- (1) 屋根部だけでも、耐力を超えるような大きな力が支承部にかかっており、支承部の必要な耐力を持っていなかったと考えられるが下部構造を取り付けることによって、さらに大きな応力が支承部にかかる事がわかった。
- (2) 反力のベクトルの向きは、各モデルとも非対称性が見られず、水平面での振れは観察されなかったが、モデル C では面外の振れ挙動が確認された。
- (3) 各モデルのフーリエスペクトルを見ると、上部屋根構造のみの場合には X、Y、Z 方向の様々な振動モードが卓越するが、下部構造を取り付けた場合には Y 方向の振動モードが卓越し、異方性のある被害状況と関連性があると考えられる。
- (4) 反力の応答履歴を見てみると、どの支承部も下部構造を付けることによって反力は大きくなるが、被害箇所Ⅲの位置にある支承部は被害箇所Ⅳや他の支承部に比べて反力が特に大きくなるのがわかる。被害箇所Ⅲの支承部が被害箇所Ⅳに比べて大きいことが理由として考えられる。
- (5) これらの対策として支承部の設計をどの位置

でも同様にするのではなく、被害箇所Ⅲの位置にある支承部に特に大きな力が発生することを考慮しなければならない。

謝辞

本研究の K 総合体育館の図面を提供して頂いた株式会社山下設計に感謝致します。また、数値解析プログラム (SPACE ver3.60)⁵⁾で、名城大学村田賢博士の多大なるご協力を頂きました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 田中礼治「東日本大震災 鉄骨置屋根構造の被害について」建築の研究 建築研究振興協会 p1-p6 2012,6
- 2) 日隈 宏法「既存 RC 造体育館における鉄骨置屋根接合ボルトの破断に関する研究」
日本建築学会大会学術講演梗概集
- 3) 東日本大震災における鉄骨置屋根構造の被害報告書 建築研究振興協会 2012,8
- 4) 日本建築学会「建築物荷重指針・同解説」 1993.6
- 5) SPACE ver3.60 (SPace frame Analysis package for Civil Engineers, researchers and students)

討議

討議 [谷口与史也]

モデルCでは有効質量比がY方向5次モードが卓越しているということと、被害状況がⅢに固まっていることの関係性は何か。また、下部構造の特徴は何か。

回答

K総合体育館は支承部Ⅲ（Y方向）の剛性が支承部Ⅳ（X方向）の剛性より高くなっており、それが原因で大きな応力が発生したと考えられる。

討議 [谷池義人]

下部構造と上部構造の間で捩れは起こっていたか。また、下部構造の壁の比率を同じにすれば上部だけで解析できるのか。

回答

水平面（XY方向）の捩れは確認されず、Z方即ち上部構造の面外の捩れは観察された。下部構造の壁の比率、つまり剛性をXY方向同じにすれば、支承部反力の偏りは発生しないと考えられるが、下部構造をつけることで応力が全体的に大きくなる上、一般的に下部構造の剛性が異なることを考えると方向によって特に大きな応力が発生する箇所があるので、下部構造を含めた解析を行う必要があると考えられる。

討議 [松村政秀]

最大反力が発生する時間の違いがあると考えられる上に、順番破断したらその支承部の反力は無くなるが弾性振動解析で良いのか。

回答

本研究では、弾性範囲のみの検討で、一つ目の支承部の破断までの考慮であるが、全ての支承部が塑性域に入らないとすると、安全側であるが耐力に対する検討は可能であると考えられる。破断の順序などを検証する際には弾塑性解析を行う必要があり、今後の課題である。

討議 [吉中進]

設計事務所もフルモデルでの解析を行っていたと考えられるが、それでも破断があったのは今回の東北地方太平洋沖地震の特有の地震波の特徴があったのか。

回答

本研究で、東北地方太平洋沖地震の地震波がK総合体育館に特に相性が悪かったということが考えられる。それを示すためには、他の地震波を入力するなどの方法が考えられる。