

## 東北地方太平洋沖地震で被災した鉄骨置屋根構造の被害調査 および常時微動測定結果

東北工業大学大学院生 畑中 友 東北工業大学准教授 船木尚己  
仙台高専助教 藤田智己 東北工業大学名誉教授 田中礼治  
東北大名譽教授 柴田明徳

### 1. はじめに

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）では、宮城県北部で震度7を観測するなど、東日本の広い範囲にわたって非常に大きな揺れを観測した。この地震によって、体育馆等の施設の被害が多数報告されている。その中で、RC造片持ち柱の上に鉄骨の屋根が置屋根状に設置された形態の体育馆施設（以降、鉄骨置屋根構造とする）で多くの構造被害が確認された。今回の地震で、これまで見られなかった特徴的な構造被害が確認されたことから、本報では、その代表的な例として、宮城県内に所在する体育馆を対象に行った被害調査の結果、および体育馆の改修前後で実施した常時微動測定で得られた結果について報告する。

### 2. 建物および被害調査結果の概要

本建物は1979年設計、1981年竣工の地上2階建ての体育馆である。建物外観を写真1に、代表的な伏図を図1に示す。建物のメインアリーナ部分は、50m×50mの正方形、置屋根は鋼管トラス構造で南北方向に架けられている。アリーナを囲む東西の壁面は置屋根とは無関係となっているが、本建物において西側には舞台や葡萄棚などが設けられているため単純な自立壁とはなっていない。これに対し、東側の壁は自立壁となっており、その高さは9mである。

東北地方太平洋沖地震による本建物の主な被害は、鉄骨トラス梁と柱脚部の接合部の損傷、サブトラス・ラチス材の変形や水平プレース材の変形、RC造柱の曲げひび割れ等である。これらの被害の中で特筆すべき点として、置屋根とRC造構面とを結合する部分の被害が挙げられる。屋根面は、C通りとM通りの各柱の柱頭部分で、4本のアンカーボルト（22φ）で結合されているが、C通りではアリーナ平面の中央部分の4～5箇所を除き、ほぼ全ての箇所でアンカーボルトが破断した。各通りの柱頭部の被害がわかるようにC通り、M通り柱の双方について、

柱1本おきの接合部の様子を写真4～9に示す。



写真1 建物外観

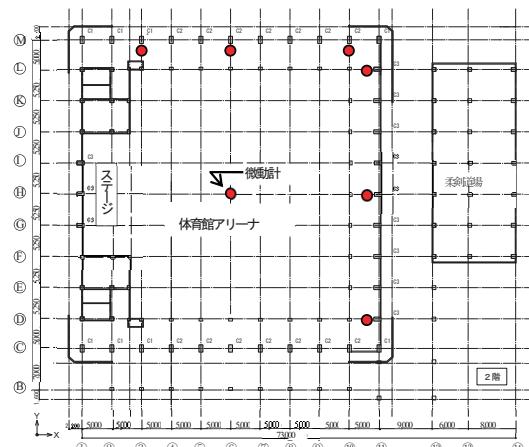


図1 基準階伏図（微動計設置箇所）



写真2 建物内観（東側）



写真3 建物内観（西側）



写真4 1通り柱 (左 : C通り, 右 : M通り)



写真5 3通り柱 (左 : C通り, 右 : M通り)



写真6 5通り柱 (左 : C通り, 右 : M通り)



写真7 7通り柱 (左 : C通り, 右 : M通り)



写真8 9通り柱 (左 : C通り, 右 : M通り)



写真9 11通り柱 (左 : C通り, 右 : M通り)

これらの被害は、片持ち柱の自由端である接合面に比較的大きな回転が強制されたことによりアンカーボルトに強制変形がもたらされ、これによりアンカーボルトが切断された。大きな強制変形によって「栓抜き作用」とも言うべきテコ作用が発生し、これに伴う局部的な圧縮・引張応力によってこれらの被害が生じたものと考えられる<sup>1)</sup>。

C通りについては、ほぼすべての箇所で敷きモルタルが破壊していた。アンカーボルトは、モルタルの分だけ首下が長いため、栓抜き作用による引張のほかに曲げを受けた破壊性状を示している。M通りでは、平面西側のステージから中央部分までは比較的被害が小さく、東側のラーメンほど被害が大きかった。このことから、鉄骨造の屋根がステージ近辺を中心とした回転の挙動を示したものと推定できる。

この他の被害として、片持ち柱の損傷、屋根面の水平プレースの座屈、天井材の落下が確認された。片持ち柱の損傷は、アリーナ周辺のRC柱全般に生じていたが、特に写真10(a)に示すように、妻面の11通りの柱脚

で大きな曲げひび割れが見られた。写真 10(b)に示すような屋根面の水平プレースの座屈は屋根面全体に点在していた。使用部材は、19φ と 22φ の丸鋼と L-75×75×6 と L-65×65×6 の山型鋼である。



(b) 水平プレース座屈

(c) 天井材の落下

(a) 柱の曲げひび割れ

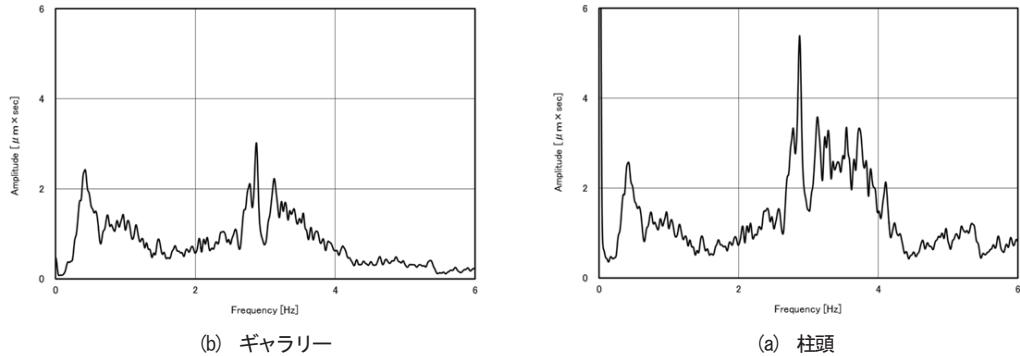
(b) 水平プレース座屈

(c) 天井材の落下

### 3. 常時微動測定

改修による建物の振動特性の変化を確認するために、建物の改修前後で常時微動測定を実施した。図 1 に示す通り、地盤、アリーナ中央部、ギャラリーの床上、柱柱頭に微動計を設置し、主に水平 2 方向に関して測定した。微動計は速度型換振器で、サンプリング周波数を 200Hz、計測時間を 5 分間とした。

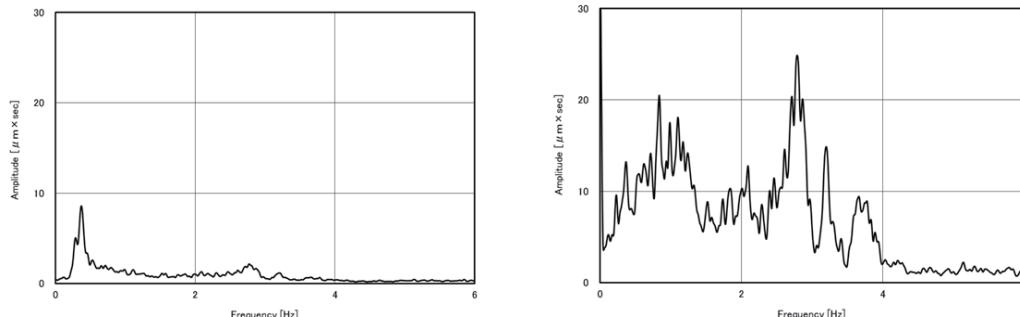
測定記録から求めたフーリエスペクトルを求めた。フーリエスペクトルは、5 分間の測定記録の中から、比較的安定した波形記録を複数個のフレームに分割し、それぞれの平均を相加平均して算出した。得られた結果から、改修前後のフーリエスペクトルを図 2、3 に示す。これらの結果より、ギャラリーと柱頭における固有振動数はほぼ等しい結果となった。また、改修前後で固有振動数はほぼ同じ値を示した。改修後のフーリエスペクトルで、約 1.3Hz 付近にやや長周期成分が卓越する点が見られるが、これは、測定時に、風速 10m 前後



(b) ギャラリー

(a) 柱頭

図 2 フーリエスペクトル (改修前)



(a) ギャラリー

(b) 柱頭

図 3 フーリエスペクトル (改修後)

の北風が吹いていたことが原因と考えられる。

ギャラリーと柱頭の変位量の差、および建物全体の応答挙動の様子を改修前後で比較するため、メイントラス方向（NS 方向）で測定した各通りの応答変位時刻歴波形を図 4 に示す。さらに、測定で得られた変位の時刻歴記録から、各階の振幅レベルを調べた。その結果を図 5 に示す。図は、測地記録から求めた平均的な変位振幅を、1 階アリーナ部の変位振幅で基準化したものである。これらの結果、測定時の気象条件の違いから、改修前後での比較はできないが、いずれも柱頭部の変位が大きくなる傾向を示した。特に、改修後の柱頭部の変位が大きくなっているが、これは測定時に吹いた強風によって屋根面が大きく振られたものと考えられる。これらのことから、地震時も柱頭部の変位が増大し、それにより柱頭部に大きな回転が強制されたことで、前述のような接合部の被害が発生したものと想定される。

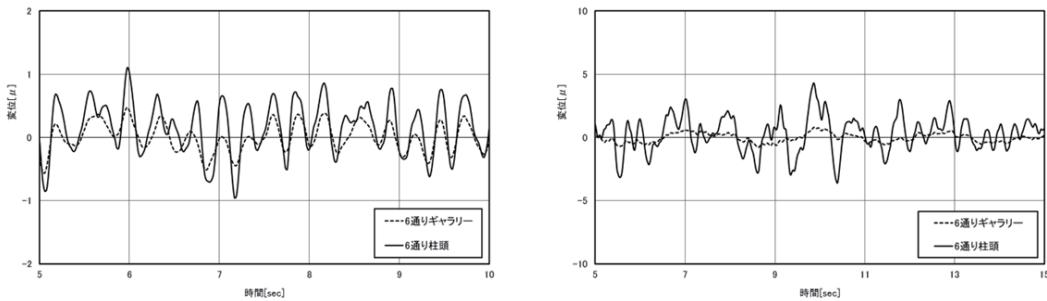


図 4 応答変位時刻歴波形（左：改修前、右：改修後）

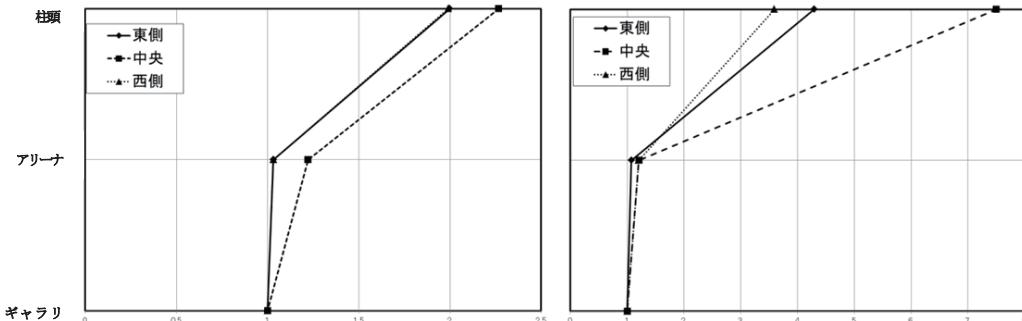


図 5 変位振幅比（左：改修前、右：改修後）

#### 4.まとめ

今回、東北地方太平洋沖地震によって特徴的な構造被害を受けた鉄骨置屋根構造の体育館について、代表的な例として 1 つの物件について被害調査と常時微動測定を行った。被害調査から、柱頭部に生じた被害の原因について考察した。また、改修前後で行った常時微動測定による結果から、建物の実挙動について確認した。建物は、柱頭で応答変位が拡大する挙動を示すことがわかり、測定により、柱頭に生じた被害の発生原因が究明できた。屋根面における振動がステージ付近を中心とした回転の挙動を示すと思われたが常時微動測定の結果からはそのような傾向は見られなかった。建物の動的特性については振動解析により詳細に調べる必要があり、それらについては今後の検討課題としたい。

#### 参考文献

- 1) 小野瀬順一, 平塚正一郎, 古関貞義, 田中礼治: 鉄骨置き屋根構造によるアリーナ建築の被害と耐震補強, 建築技術 2012 年 4 月号, pp.65-69, 2012.4