

建物のリアルタイム微小ひずみ実測に基づく構造性能検証方法の開発と展開

研究代表者 東京大学 大学院工学系研究科 建築学専攻 准教授 伊山 潤

共同研究者 東京電機大学 未来科学部建築学科 准教授 小山 毅

1. 緒論

本研究は、実建物の鉄骨構造部材のひずみを多点・リアルタイムに計測、分析することにより、建築主やユーザーに対して鉄骨構造の耐震性・快適性・安全性を説明し、実感してもらうための技術開発を最終目標とするものである。現在のわが国における建築鉄骨構造技術は極めて高い水準にあり、大地震が来ても倒壊する危険は十分に低いレベルに抑えられている。しかしながら現時点では、構造設計で想定した通りの性能を有しているのかどうかは、大地震が来て損害が生じない限りは確認することができない。このように、構造性能を客観的に検証できないという状態は、建築技術者に対しては高い構造性能への技術的追求の意欲を失わせることになりかねず、ユーザーに対しては建築物の構造性能への無理解や不信感を導く要因となりえる。

近年着目されるようになってきた構造ヘルスマモニタリング技術は、構造性能や安全性を継続的に監視しようとするものであり、このような現状を打開できる可能性がある。ただし、既往研究のほとんどは、加速度計測のみを行って建物の揺れの程度を計測することで、地震被害を推定することに主眼が置かれており、各構造部材の挙動や性能を捉えるには至っていない。その一つの要因は構造部材に加わる力を実建物において計測することが極めて困難な点にある。

一方、鉄骨構造物の応力計測は実験室レベルではそれほど困難ではない。実際、構造実験や振動実験においてはひずみゲージにより局所的な応力やひずみを計測することは一般的な実験技術となっている。しかしながら、現在のところ計測装置が極めて高価であり実建物での計測にはコストがかかりすぎることや、実建物では構造部材が内外装に被覆されていてセンサの設置が困難なことなどから、実建物での実測事例やノウハウが全くなく、この点での鉄骨構造の優位性を生かせていない。

本研究では、近年安価・簡便に利用ができるようになってきた高精度ひずみゲージやMEMS センサなどを組み合わせた安価・簡易な計測システム[1]により実測を行い、実建物の鉄骨構造部材に加わる力や性能を評価する技術の検証を実施する。検証の対象としては、露出されており比較的ひずみ計測が容易な、耐震補強鉄骨ブレースに着目する。建物各層の耐震補強鉄骨ブレースにどの程度の力が加わっているかを調査するとともに、建物全体変形との関係を調査し、耐震ブレースが設計想定通りの挙動をしているかどうか、現実と設計との乖離はどの程度であるかについて、実測データをもとに推定する。

2. 計測システム

本研究における計測対象は、加速度とひずみとする。加速度やひずみの計測は、実験室レベルではごく一般的なものであり、新しい技術ではない。しかし、構造実験や振動実験に用いる市販の計測器は非常に高価であり、実際の建物に設置して運用するには高コストすぎて現実的ではない。そのため、本研究では市販の機器に比べて精度は劣る可能性があるものの安価で単純な測定システムを開発して使用することとする。

第 3 章で後述する対象建物で用いた測定システムの全体概要を図 1 に示す。全体としては、加速度計測ユニット、ひずみ計測ユニット、およびデータの収集を担当するサーバから構成されており、相互はイーサネットにより接続されている。加速度計測ユニットは、Raspberry Pi Zero と MEMS 加速度センサ (ADXL355、アナログ・デバイセズ) が搭載されており、3 軸方向の加速度の計測と送信を担っている。今回の検証では サンプリング周波数 125Hz での計測を行った。ひずみ計測ユニットには、Raspberry Pi Zero と AD コンバータチップ (HX711) が搭載されており、80Hz のサンプリング周波数で 24 ビット精度でのひずみ計測が可能である。加速度測定ユニットとひずみ測定ユニットは、独立に動作して加速度やひずみを計測し、MQTT プロトコルを使用して定期的にサーバにデータを送信する。これらに用いられているセンサや IC チップは、市販の計測器に用いられているものと比較すると精度や信頼性に劣るが、極めて安価でありおよそ 1/10 から 1/100 程度のコストであると想定される。また、互いに同期をとっていない点も、同期専用の配線や特殊通信規格を用いる必要がないため、低コスト化に貢献している。ただし、データ分析の際は精度や時刻の同期がされていない点に注意して分析を行う必要がある。

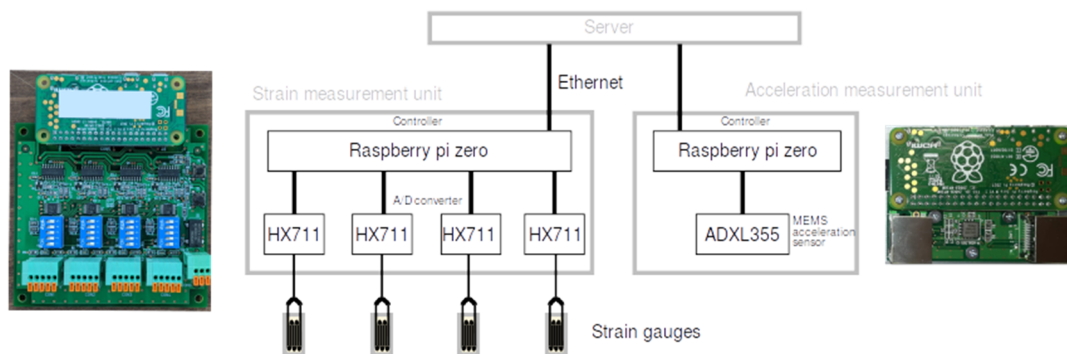


図 1 計測システムの概要

3. 計測対象建物

3.1 計測の概要

評価対象とした建物の概要を図 2 に示す。この建物は 1967 年（昭和 42 年）に建設された鉄筋コンクリート構造の 9 階建て建物であるが、2005 年（平成 17 年）に耐震補強工事が行われており、3 階から 8 階までの鉄筋コンクリート柱梁骨組のなかに、鉄骨ブレース接着工法によって補強鉄骨骨組が組み込まれている。本研究では特に破線部分に設置さ

れた補強鉄骨骨組に着目する。
この鉄骨骨組は特に東西方向
(X 方向) の揺れを抑えるため
に設置されたものであり、耐震
補強検討時の構造計算によると、
補強後の X 方向の固有振動数
は 1.88 [Hz] (固有周期にして
0.532 [秒]) と推定されている。

今回の検証では、6 階に設置
された補強鉄骨骨組部分の加速
度応答とひずみ応答を測定した。
図 3 にはひずみゲージ(E1、
E2、W1、W2、T1～T7)と加
速度計(AU、AL)の位置を示し

ている。ひずみ測定には、微動や小さな地震で発生する小さなひずみの検出を可能とする
ため、高精度の半導体ひずみゲージ (KSN-2-120-E4-11、 共和電業) を用いた。合計で
ひずみ計測 44ch および加速度 6ch (3 軸×2 箇所) の計測を行っている。

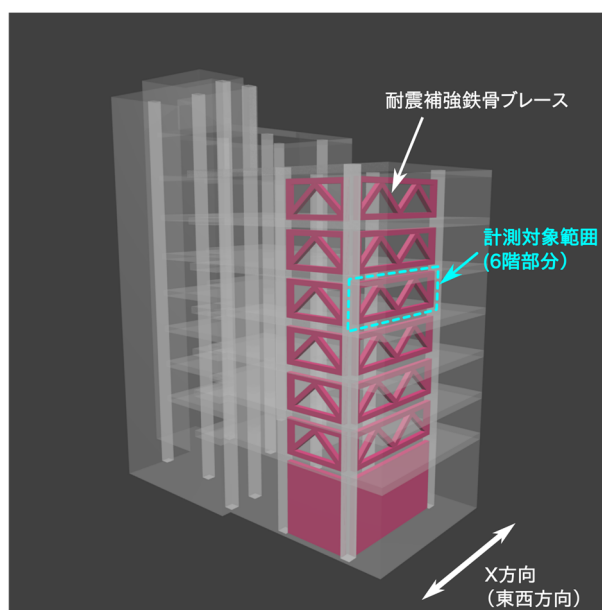


図 2 計測対象建物および補強鉄骨骨組の概要

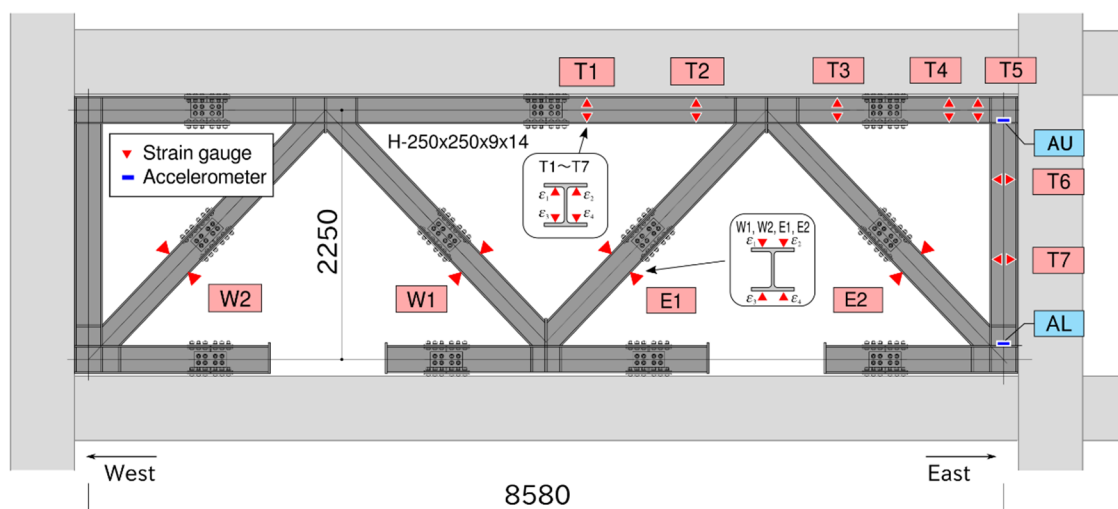


図 3 補強鉄骨骨組の加速度およびひずみ計測位置

3.2 補強鉄骨骨組の応力解析

補強鉄骨骨組に加わっていると考えられる応力分布を把握するため、応力解析を行っ
た。解析モデルの概要を図 4 に示す。今回の解析では鉄骨部材のみを線材要素としてモ
デル化しており、周囲の鉄筋コンクリート (RC) 部材はモデル化していない。鉄筋コン
クリートの柱や梁と、補強鉄骨骨組は接着工法により接合されていることを考慮し、鉄骨

骨組には主として上階の RC 梁からの分布荷重により水平力が伝達するモデルとした。解析結果については、実測結果と合わせて第 4.2 節に示すこととする。

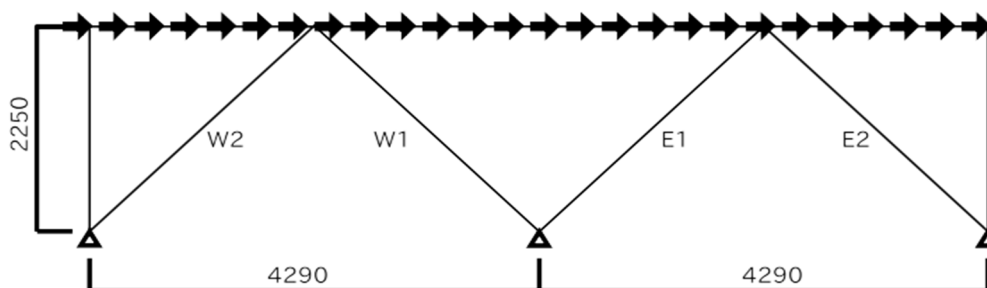


図 4 解析モデル

4. 計測および分析結果

4.1 実測されたひずみの時刻歴およびフーリエ振幅スペクトルの例

本システムにより計測された加速度およびひずみの時刻歴とフーリエ振幅スペクトルの例を図 5 に示す。これは、2020 年 12 月 12 日 16 時 18 分ごろ岩手県沖を震源とする M5.6 の地震によるものであり、建物周辺の気象庁震度は 0 であり、微小な振動ではあるが、この計測システムにより加速度およびひずみが捉えられている。

図 5(a)および(b)に、AL と AU の加速度計測ユニットの時刻歴およびフーリエ振幅スペクトルを示す。AL と AU ではほとんど同形状であり、同じ振動数（以後、卓越振動数 ω_{peak} と呼ぶ。）でピークを示している。およそ十分な精度で計測できているものと思われるが、詳細に見ると加速度時刻歴の図において、AL と AU でわずかに時間ずれがみられる。これは前述のように各計測ユニットはそれぞれ独自の時計で動作しており、誤差の要因として考慮すべきものである。

図 5(c)および(d)に、E1 断面に貼付した 4 枚のゲージ（図中には 01 から 04 と表示）の時刻歴およびスペクトルを示す。この 4 枚のゲージは 1 つの計測ユニットで計測しているため、時計のずれによる時刻ずれは存在しないため、4 つのゲージの時刻歴形状に時間のずれは観察されない。しかし 4 つのゲージはそれぞれ別の AD 変換チップにより計測されていて同期はされていないため、計測時刻は同じではないことには注意が必要である。

図 5(e)には AL と AU のフーリエ振幅の差分を示す。ただし縦軸は次式で計算されるように振動数の二乗 (ω^2) で除して擬似変位 δ として表示している。

$$\delta(\omega) = \frac{|\hat{a}_U(\omega)| - |\hat{a}_L(\omega)|}{\omega^2} \quad (1)$$

上式の分子は、AU のフーリエ振幅（絶対値）と AL のフーリエ振幅を算出し、その差分をとることで算出されているが、厳密な意味では、まず AU と AL のフーリエ変換（複素数）を算出し、その差分を計算してから振幅（絶対値）を取るべきである。ただし、本

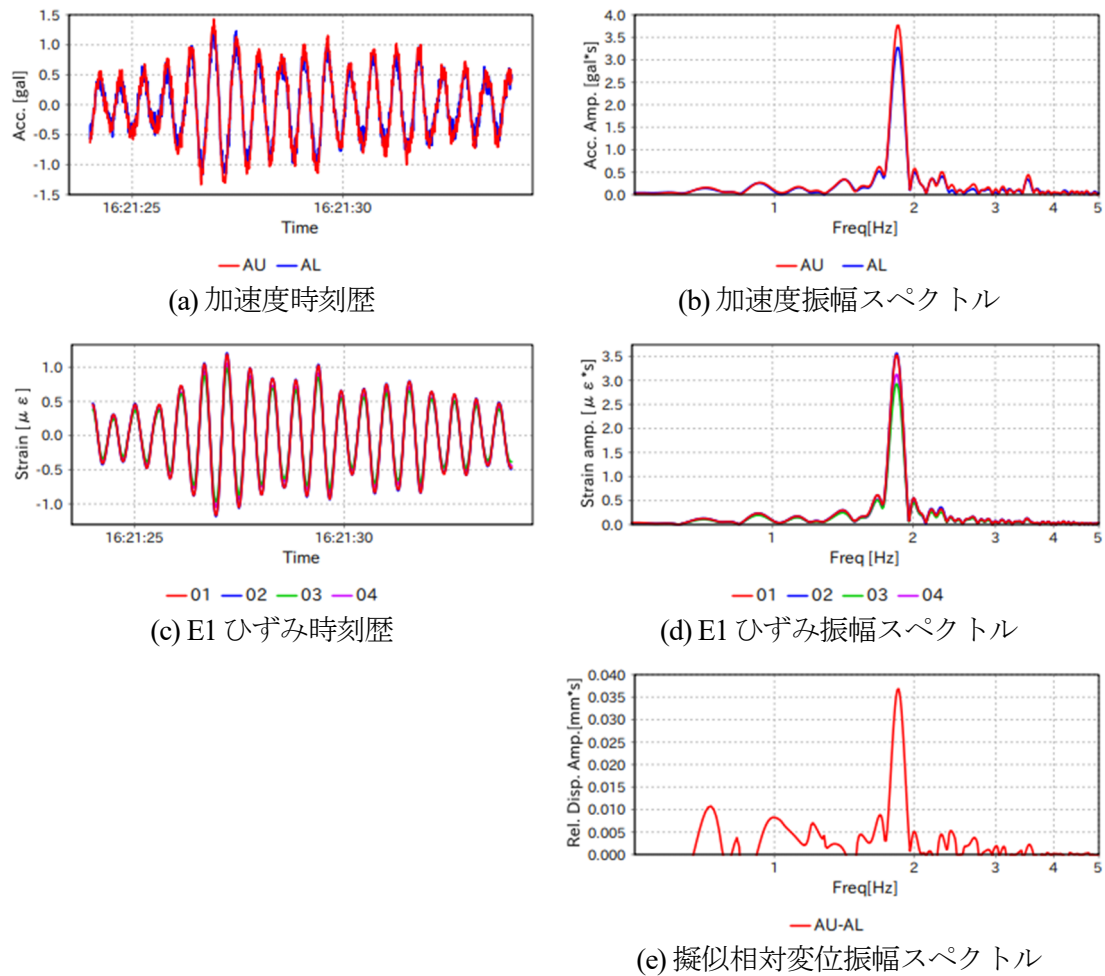


図 5 加速度・ひずみの時刻歴およびスペクトル

システムでは各ユニットの時刻同期がされていないため、位相情報については精度が確保されていない。一方、一般的な建築物においては減衰は小さいことから、固有振動状態での各位置での応答の位相差はほとんど無いものと考えれば、精度が低いことが明らかとなっている位相情報を考慮した演算とするよりも、位相情報を無視してフーリエ振幅（絶対値）を先に計算してから演算したほうが真の値に近いことが予想される。このような考察に基づき、本研究では基本的に(1)式のように、フーリエ振幅（絶対値）を先に計算してから、それを加減算して目的の物理量を算出することにした。

このように算出された図 5(e)に示す擬似相対変位スペクトルは、卓越周波数周辺では図 5(d)に示したひずみ振幅スペクトルとほぼ同じ形状となっている。これらを考慮すると、卓越周波数 ω_{peak} における値 $\delta(\omega_{peak})$ はおおよそ真の値として扱って良いものと思われる。ただし、卓越周波数周辺以外では理想的な条件下でも位相は合致しないため、(1)式の結果は負となることもあるなど、物理的な意味を有しないことに注意が必要である。

4.2 ひずみ実測による補強鉄骨骨組の応力推定

微小な地震動や環境振動により、建物が揺れようとすると、鉄骨骨組は変形し、各部材には軸力（圧縮力と引張力）や曲げモーメントが生じる。本節ではこの軸力や曲げモーメントを鉄骨部材に貼付したひずみゲージによるひずみ計測結果から推定する。図 3 に示したように、鉄骨部材の計測断面には 4 枚のひずみゲージが貼付されており、これらの計測結果を用いて、次式を用いて当該計測断面における軸力 N および曲げモーメント M を算出する。

$$\begin{aligned} N &= EA |\hat{\varepsilon}_a(\omega_{peak})| \\ &= EA \frac{|\hat{\varepsilon}_1(\omega_{peak})| + |\hat{\varepsilon}_2(\omega_{peak})| + |\hat{\varepsilon}_3(\omega_{peak})| + |\hat{\varepsilon}_4(\omega_{peak})|}{4} \end{aligned} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} M &= EZ |\hat{\varepsilon}_b(\omega_{peak})| \\ &= EZ \frac{|\hat{\varepsilon}_1(\omega_{peak})| + |\hat{\varepsilon}_2(\omega_{peak})| - |\hat{\varepsilon}_3(\omega_{peak})| - |\hat{\varepsilon}_4(\omega_{peak})|}{4} \end{aligned} \quad (3)$$

ここで E はヤング係数、 A は断面積、 Z は断面係数である。ただし Z は断面外端ではなく、ひずみ計測位置における値とする必要がある。また、 $|\hat{\varepsilon}_j(\omega_{peak})|$ はゲージ番号 j のひずみ時刻歴 $\varepsilon_j(t)$ のフーリエ変換 $\hat{\varepsilon}_j(\omega)$ を算出し、その ω_{peak} における値を求めたものであり、図 5(d) のピーク値として求められるものである。ひずみの添字 a 、 b はそれぞれ軸力成分、曲げ成分を示す。なお上式の計算においては、本来は各ひずみのフーリエ変換は位相を考慮して加減算を実行しなければならないが、簡単にするため上式では 4 枚のひずみの位相が合致している場合の定式化のみを示している。

上記のようにして求められた軸力 N および曲げモーメント M は、その断面内のみのものであるが、部材長さ方向に線形分布していると考えることにより、軸力分布図および曲げモーメント分布図として表現することができる。ただし、その値は骨組の変形 $\delta(\omega_{peak})$ が大きいほど大きいため、他時刻の計測結果や解析結果との比較の際には、骨組の変形で基準化する必要がある。

図 6 には上記のようにして算出された N や M を δ で除した分布図を示す。対象とした耐震補強部材は、地震時に主として斜材が軸力を負担することにより地震の揺れを低減することが期待されているものであるが、これらの図では実際に斜材の軸力が卓越している様子を読み取ることができ、今回のような小さな地震動についても変形抑制効果を発現していることがわかる。ただし、実測された軸力の値は解析値に比べ 0.5 から 0.7 倍程度とかなり小さい。この理由としては、相対加速度から算出した擬似相対変位計測精度の問題に加え、このような小地震動下では鉄筋コンクリートの柱梁と補強鉄骨骨組部材の間の接合剛性が解析モデルで想定したほどは高くないことが想像される。

一方上弦材（T1～T5）に着目すると、軸力の実測結果は解析結果よりずっと小さいが、逆に曲げモーメントの実測結果は解析結果よりも大きい部分がある。今回の解析モデルでは、地震力は RC 梁から鉄骨骨組上弦材に均等な分布荷重として加わることを想定してい

Figure 10 is a comparison of the analysis and measured internal force diagrams for the beam. The diagram shows a beam with a central vertical support and two inclined segments. Red lines represent the analysis results, and blue lines represent the measured data. The beam is divided into segments with various internal forces labeled. A legend indicates: Red : Analysis, Blue : Measured, unit : kN / mm.

Red : Analysis
Blue : Measured
unit : kNm / mm

図 6 実測結果

現在の我が国の建築鉄骨構造技術は極めて高い水準にあるが、建築後の実建物においてその高い構造性能を検証し、安全性を説明するための実用的な技術は確立できていない。本研究では、より簡便なセンサによる計測を統合して構造性能を評価・検証するための実用的技術の確立を目指し、鉄筋コンクリート建物に設置された耐震補強鉄骨トラス骨組に加速度計、高精度ひずみゲージを複数設置し、小地震時の応答を計測した。この計測にあたっては低コスト性、実用性を確保するため、これまで研究者らが開発してきた極めて単純で安価な計測ユニットおよび計測ネットワーク[1]を活用している。この計測システムでは、加速度センサおよびひずみゲージの計測は同期されておらず、同じ時刻での計測が保証されていない。しかし同じ時間に着目すれば時刻歴およびスペクトル形状がほぼ合致しており、卓越振動数周辺においては相互比較・相互演算が可能であることがわかった。

– 175 –

ことが伺える。本報告には含めていないが、複数回の地震動で同様の検討を行ったが、いずれの結果も同様の結果となっていることから、本システムの計測結果は一定の信頼性を有するものと判断される。しかし、計測された値にはかなりの違いがあり、実骨組内の応力分布が通常の構造計算で用いられるような簡単なモデルよりもかなり複雑な状況となっていることが示唆された。特に柱梁接合部付近では応力分布が直線的ではない部分も観察され、このような部分についてはさらに詳細な計測を行う必要性も示された。

今回の計測では、独自開発した簡易な計測ユニットの採用により、市販の計測装置と比較すると数分の1程度のコストで実用的な結果を得られているが、それでも実建物に広く適用するには、分析手法の一般化、計測誤差の定量的把握に加え、さらなるコスト低減や計測位置の最適化等の検討が必要である。今後さらに計測実績とデータ蓄積を進め、より実用性の高い構造性能評価方法の確立を目指したい。

謝辞

本研究は「公益財団法人 JFE21 世紀財団」の研究助成によって行われた。記して謝意を示す。

参考文献

- [1] 福田知広、伊山潤、福島佳浩、坪井洸太: 耐震補強鉄骨部材の微動ひずみ応答計測、日本地震工学会・大会・2019 梗概集、2019