

センシングに基づくモデル更新を利用した被災鋼骨組の耐震性能評価
Post-earthquake Damage Assessment of Steel Buildings through Sensing-Based Model Updating

○倉田真宏・鈴木明子・李小華・峰岸楓・西野博道

○Masahiro KURATA, Akiko SUZUKI, Xiaohua LI, Kaede MINEGISHI, Hiromichi NISHINO

This research presents an integrity assessment method of steel buildings using strain-based model updating method. A comparative study of dynamic strain responses under ambient-vibration for intact and damaged buildings enables the evaluation of the extent of damage such as beam fractures induced by earthquake loadings. Then, the residual seismic performance of the damaged building is estimated by a model updating method using the identified fracture. The performance of the proposed method is evaluated through experimental testing.

1. はじめに

被災建物の健全性は、安全限界状態に対する余裕度として評価できるが、現状では具体的な数値として示す指標に欠け、その客観的診断は困難である。そこで本研究では、鋼構造建物を対象に、微動下の梁の動ひずみ応答に基づく損傷インデックスを用いて梁端部に発生した破断量を推定し、また損傷インデックスを利用して更新した建物解析モデルを用いて、残存耐力と剛性を推定する手法を開発した。開発した手法およびその性能を検証した実験結果の経過について、報告する。

2. 損傷同定のフローチャート

常時微動下の建物の応答は、建物固有振動モードを含んでいる。ここで、あるモードでの入力振動を等価静的外力に換算すると、モード形状の変化が小さい線形構造物に対しては、等価静的外力下での曲げモーメント分布は構造物の各部材の剛性比によって一意に決定される。倉田等は、微小振動下の鋼部材の動ひずみ応答から部材の損傷により局所的に変化する曲げモーメント分布を推定することで、部材の損傷度を評価した (Kurata et al. (2013); Li et al (2014))。この手法では、微振動下で弾性範囲内で応答する無損傷の部材と損傷部材がそれぞれ負担する動ひずみ比の変化は、曲げモーメント比の変化に対応すると仮定し、動ひずみ比の変化に基づく損傷指標 SD を式 (2) で定義している。

$$SD = \frac{R_d^i - R^i}{R^i} \times 100(\%), \quad R^i = \frac{(\varepsilon_{beam}^i)_{RMS}}{(\varepsilon_{reference}^i)_{RMS}} \quad \text{式(1)}$$

ここで R^i は建物内のある 2 点間 (例えば損傷を観察する梁とリファレンスとする部材) の動ひずみ応答 ε_{beam}^i 、 $\varepsilon_{reference}^i$ の比であり、構造物が線形であれば外力の大きさに依存しない。リファレンス部材が無損傷であれば、損傷を受けた梁の損傷指標 SD は、無損傷時の比 R^i を基準としたときの損傷時の比 R_d^i への変化率として表現され、損傷による部材剛性の変化を表す。

3. モデル更新法による耐震性能評価

損傷による動ひずみ低下度を目的関数として、鋼構造骨組の損傷が進展するごとに、数値解析モデルを更新し、耐震性能の低下度を数値化する。

数値解析モデルでは、端部に回転バネをもつ梁のモデルを構築し、破断を模擬した。梁の破断量に対応する回転バネ剛性 k_c の減少率の同定に用いる。目的関数 $J(k_c)$ は、動ひずみ低下度の実験値 SD^T と解析値 SD^S 、目的関数に対する閾値 a を用いて式 (2) で与える。モデル更新においては、目的関数 $J(k_c)$ を用いて、動ひずみ低下度の実験値に対する解析値の誤差が、設定した閾値を満たす最大値 k_c を求める。

$$J(k_c) = \frac{SD^T - SD^S}{SD^T} < a \quad \text{式(2)}$$

4. 実験による検証

動ひずみセンサ網を取り付けた3層鋼骨組模型の振動試験を実施し、提案手法の性能を検証した。図1に示す試験体の寸法は幅4m、奥行き1m、高さ2.6mで、実大の1/4の縮尺模型である。各階には仮想質量を設置し、試験体の総重量は約5000kgとなる。柱と梁はH形鋼で構成されており、写真の長辺方向に载荷した。梁の端部には、図1bに示す損傷リンクと称す集中的に損傷する部材を挿入している。柱梁耐力比は約1.5倍とした。損傷リンクの形状と材料を調整し、試験体のベースシアを0.5とした。

振動台試験では、破断が発生するまで地震動の入力レベルを漸増させ、最大入力時の状態を本震による損傷として定義し、その後入力レベルを徐々に減少して、余震動による損傷の進行を検証した。



(a) 試験体



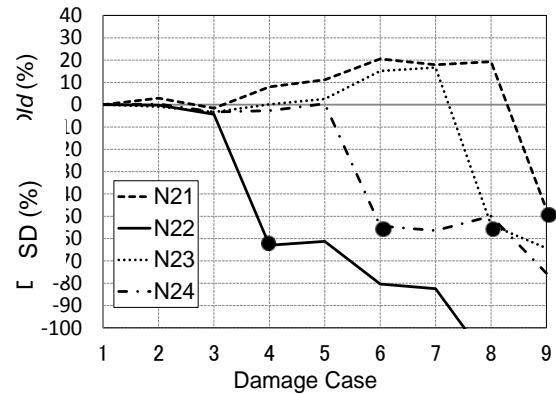
(b) 梁端リンクの損傷

図1 鋼骨組の振動台試験

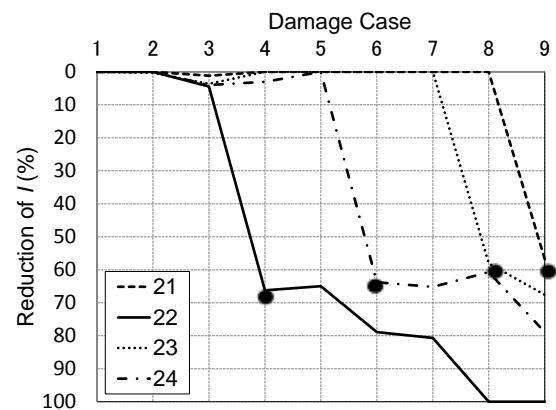
実験結果の一例を図2に示す。図2aは試験体の北構面(図1a手前側)の2階梁端部の微動下の動ひずみ応答から求めた損傷インデックスを示している。図の横軸は载荷ケースを示しており、ケース3が最大入力の本震後の同定結果である。本震時には、北構面の2階の梁端部の1か所で鋼梁の下フランジに破断が生じており、損傷インデックスによる評価と一致した。その後、余震動の繰返し入力により、梁端部の破断が徐々に進行し

ている。

図2bは解析モデルの更新結果である。図2aに示した損傷インデックスを利用して、解析モデルの梁端部の曲げモーメントを更新した。梁端部の損傷状態を模擬した解析モデルを構築し、非線形静的解析を実施することで、骨組の有する耐力や剛性などの残存性能を推定することが可能となる。



(a) 実験結果：損傷インデックス



(b) モデル更新結果：破断面の曲げ剛性

図2 性能評価結果の例

5. 参考文献

- Kurata, M., Li, X., Fujita, K., Yamaguchi, M.: Piezoelectric dynamic strain monitoring for detecting local seismic damage in steel buildings. *Smart Mat. Struct.* 22, 115002, 2013.
- Li, X., Kurata, M., Nakashima, M.: Evaluating damage extent of fractured beams in steel moment-resisting frames using dynamic strain responses. *Earth. Eng. Struct. Dyn.*, Wiley, 2014 (posted online ahead of printing).
- Sinha, J. K., Friswell, M. I., and Edwards, S.: Simplified models for the location of cracks in beam structures using measured vibration data, *J. Sound Vib.* 251(1), 13-38, 2002.