震災後の安全確認に用いる鋼構造梁端部破壊確率のベイズ更新 BAYESIAN UPDATING OF FAILURE PROBABILITY OF BEAM-TO-COLUMN CONNECTIONS FOR POST-EARTHQUAKE INSPECTION OF STEEL FRAMES

日下 彰 宏*, 岡野 創**, 中島 正 愛***
Akihiro KUSAKA, Hajime OKANO and Masayoshi NAKASHIMA

This study proposes a formulation for applying Bayesian updating for safety inspection of steel frames suffered from strong ground motion in which beam-to-column connections are potentially fractured. In the proposed method, probability distributions of deformation demand and capacity of connections are modeled as that their variations are divided into those of the average error as whole building, and those of deviations from the average. Then, Bayesian updating is applied for the former alone. In order to use for the proposal method, the variations in demand and capacity of connections are examined. For demand, MCS (Monte Carlo simulation) for time history analysis shows that the variation of the maximum rotation at beam-to-column connections is estimated to be 12 to 14% as logarithm standard deviation. For capacity, about 20 % as logarithm standard deviation is statistically estimated from past structural tests for cumulative plastic deformation ratio. Finally, an MCS for a 9-story plan frame is presented as an illustrative example to examine the accuracy of the proposed method.

Keywords : *Earthquake Disaster, Steel Structure, Safety Inspection, Bayesian Updating, Randomness*

震災, 鋼構造, 安全確認, ベイズ更新, ばらつき

1. はじめに

大都市には多数の建物が集中しており、地震後に安全を確認できる構造技術者が不足することで速やかな建物の再利用を阻害される可能性が指摘されている¹⁾。

これに対し、二次被害防止の観点からの応急対応として、建物全体としての被災度を判定する震災直後の応急判定マニュアル²⁾などが整備されている。また、いわゆる地震モニタリングやシステム同定により建物の損傷を検知する研究^{3)~6)}なども進められているが、局所的な損傷部位を正確に特定できる段階には至っていない⁷⁾。そこで現状では、これらの技術を補完する意味でも、構造技術者が実物を確認する余地が残されているが、とくに鋼構造建物では、仕上げや耐火被覆が躯体を覆っているため、目視確認には相当の費用や時間が必要であり、できるだけ少ない検査箇所而建物の安全を確認できる方法や検査すべき範囲の判断基準を構築することが望まれる。

構造物の検査戦略に関する既往研究は、残余リスクに基づく検査戦略を概念的に検討した研究⁸⁾のほか、経年的な劣化を考慮した信頼性解析⁹⁾、検査結果を利用して劣化曲線を更新して検査計画を修正する研究¹⁰⁾などが行われてきた。文献10)では、検査を効率的に進めるために、一部の検査結果を利用して未検査範囲の破壊確率をベイズ更新して、その後の検査計画を反映する方法が提案されてい

る。

地震被害に関連しては、被害調査の結果を利用してフラジリティ曲線のパラメタをベイズ更新する研究¹¹⁾、情報の多寡や詳細さを考慮してフラジリティ曲線のパラメタを更新する研究¹²⁾がある。また、こうした構造物としての破壊確率を対象とする研究のほか、破壊位置を特定するために、非破壊試験の結果を利用して剛性などの構造パラメタを更新する研究¹³⁾もあるが、建物の部材レベルの破壊を記述できる自由度の高いモデルは開発の途上である。

これらの既往の研究に対して、本研究では、構造技術者による現地検査を支援するため、より少ない検査で建物の安全を確認するための検査戦略を構築することを目指す。

本報では、鋼構建造物の梁端部の破断の有無を確認するために各梁端の目視検査を実施する状況を想定し、その検査過程において、既検査部位の結果を反映して、検査部位の破壊確率を更新する方法を定式化する。その際、何らかの方法で部材の最大応答と変形能力が推定されていることを前提とするが、検査結果に応じたその後のシナリオを予め設定しやすいように、既往研究¹¹⁾のように予測モデルそのものを更新して構造解析をやり直すことはせずに、予測値と真値の比をモデル化した確率変数の母数をベイズ更新する手法を検討する。また、この検討に用いるために、平面骨組の地震応答解析

本研究は、文献27)で発表した研究に新たな検討を加えて加筆したものである。

* (株)小堀鐸二研究所 工修

** (株)小堀鐸二研究所 博士(工学)

*** 京都大学防災研究所 教授・Ph. D.

Kobori Research Complex Inc., M. Eng.

Kobori Research Complex Inc., Dr. Eng.

Prof., Disaster Prevention Research Institute, Kyoto Univ., Ph. D.

と鉄骨造の柱梁仕口部の変形能力について統計的性質を整理する。最後にケーススタディを行い提案手法の効果を示すとともに、結果の考察から実用化に向けた課題を整理する。

2. 既検査結果を反映するための定式化

2. 1 想定した検査手順のイメージ

本手法は、建物の全ての梁端の一部を検査した段階で、未検査の梁端に破断が潜在する可能性を、確率を用いて定量的に提供するものである。例えば「未検査の梁端 40 箇所のうち 2 か所以上が破断している確率は 10%」などといった情報が得られるので、「建物に梁端破断が潜在する可能性を 5%以下とする」などの安全水準を設定すれば、限られた検査箇所の情報から合理的な意思決定に繋げることができる。また、本手法は検査箇所を随時反映するため、建物に破断が生じていないケースでは、安全水準に達するために事前情報だけで決めた検査箇所すべてを検査しなくても同じ判断に至ることが利点である。なお、安全水準は、構造工学上の観点に加え、建物の利用状況や所有者の価値観などを反映して決まるものと考えられるが、ここでは別の検討により与えられるものとする。

以下に、想定する検査手順を示す。

- ① 立地付近で観測した地震動記録を入力として地震応答解析を行い、この結果と部材の変形能力から各梁端の破断確率を計算する。この破断確率が、別途定めた安全水準に達しない建物が以下の目視確認の対象となる。
- ② 図 1 の平面骨組に模式的に例示したように、破断確率の大きい順に優先順位を付け、優先順位が 1 位の梁端を検査する。
- ③ それまでの検査結果を用いて、後述する方法で未検査梁端の破断確率を更新する。
- ④ 更新後の梁端の破断確率が、安全水準を下回れば検査を終了する。そうでなければ、更新後の破断確率が一番大きい梁端を検査して③に戻る。

6	11		12
4	9		10
2	7		8

図中の番号は検査開始前の破断確率の大きさの順位を上位 12 か所までを記載した例。

図 1 検査順序の模式的イメージ

2. 2 破断確率のベイズ更新による定式化

問題を次のように簡略化して考える。すなわち、建物が大きな揺れを受けたあと、破断の可能性を考慮すべき部位が n 箇所あるとし、各部位 i ($i = 1, \dots, n$) の応答 (例えば、梁端の最大変形角) θ_{S_i} と破断を支配する物理量の閾値 (同じく、破断に至るまでの変形能力) θ_{R_i} に対して、それぞれの推定値 $\hat{\theta}_{S_i}$ と $\hat{\theta}_{R_i}$ はわかっているものとする。また、各部位を個別に確認すれば、破断の有無は判明するものとする。このとき、未確認部位の破断確率がある一定値以下になるようにするには、例えば、破断確率の大きな部位をすべて確認してもよいが、効率化のために既検査部位の結果を使って、未検査部位の破断確率

をベイズ更新することを考える。

まずは、定式化にあたり、以下の仮定をおく。

仮定 1

θ_{S_i} と $\hat{\theta}_{S_i}$ には以下の関係がある。

$$\ln \left(\frac{\theta_{S_i}}{\hat{\theta}_{S_i}} \right) = \varepsilon_i \quad (1)$$

ここで、 ε_i は正規分布 $N(M_S, \sigma_S^2)$ に従う。また、 $i \neq j$ のとき、 ε_i と ε_j は統計的に独立である。

仮定 2

ε_i の標準偏差 σ_S は既知であるが、平均 M_S には不確定性があり、検査前には、正規分布 $N(\mu_{M_S}, \sigma_{M_S}^2)$ に従う。

上記の仮定は閾値についても同様に考え、例えば(1)式の θ_{S_i} を θ_{R_i} とするように、添字 S を R に置き換えて記述する。

この 2 つの仮定は、応答や閾値について、真値と推定値の比が対数正規分布に従うこと、また、これらの各部位での比のばらつきを、対象建物の各部位が平均的にもつ値 M_S (または M_R 、以下同様) のばらつき σ_{M_S} と建物内での部位間でのばらつき σ_S に分離できることを仮定するものである。これらの仮定の妥当性や具体的なばらつきの大きさについては、鋼構造梁端部を対象として、第 3 章と第 4 章で検討する。

次いで、部位 i の状態を、 $X_i = 1$ で破壊、 $X_i = 0$ で破壊していないことを示す確率量 X_i で表すものとする。また、次の仮定をおく。

仮定 3

応答 θ_{S_i} と閾値 θ_{R_i} は統計的に独立である。

仮定 1 と 3 から、 $M_S = \mu_S$ と $M_R = \mu_R$ であるときに部位 i が破壊していない確率 $P(X_i = 0 | \mu_S, \mu_R)$ は(2)式で表される。

$$P(X_i = 0 | \mu_S, \mu_R) = 1 - \Phi \left(- \frac{\ln(\hat{\theta}_{R_i}) + \mu_R - \ln(\hat{\theta}_{S_i}) - \mu_S}{\sqrt{\sigma_S^2 + \sigma_R^2}} \right) \quad (2)$$

ここで、 $\Phi(\cdot)$ は標準正規分布関数である。

応答と閾値を分離せず、安全余裕の平均として確率変数 $M = M_R - M_S$ を考えると、 M は仮定 2 と仮定 3 から正規分布 $N(\mu_M, \sigma_M^2)$ に従う。このとき、 $\mu = \mu_{M_R} - \mu_{M_S}$ 、 $\sigma_M^2 = \sigma_{M_R}^2 + \sigma_{M_S}^2$ である。また、(2)式の条件は次のように積分すれば外すことができる。

$$P(X_i = 0) = \int_{-\infty}^{+\infty} P(X_i = 0 | \mu) \varphi \left(\frac{\mu - \mu_M}{\sigma_M} \right) d\mu \quad (3)$$

ここで、 $\varphi(\cdot)$ は標準正規確率密度関数である。また、破壊している確率 $P(X_i = 1 | \mu)$ は(4)式で計算できる。

$$P(X_i = 1 | \mu) = 1 - P(X_i = 0 | \mu) \quad (4)$$

さて、 $(k-1)$ 番目 ($k = 2, \dots, n$) の部位までの検査が進み、その結果が $(x_{k-1}, \dots, x_1)$ であるとき、上記と同様に考えれば、 k 番目の部位の状態が x_k である確率 $P(X_k = x_k | x_{k-1}, \dots, x_1)$ は、(5)式で表現できる。

$$P(X_k = x_k | x_{k-1}, \dots, x_1) = \int_{-\infty}^{+\infty} P(X_k = x_k | \mu, x_{k-1}, \dots, x_1) \cdot f_{M|X_{k-1}, \dots, X_1}(\mu | x_{k-1}, \dots, x_1) d\mu \quad (5)$$

X_k の確率分布は、仮定 1 から他の部位の検査結果によらず μ により定まるから、(5)式の被積分項のうち、第一項は(6)式ようになる。

$$P(X_k = x_k | \mu, x_{k-1}, \dots, x_1) = P(X_k = x_k | \mu) \quad (6)$$

第二項は、 $X_{k-1} = x_{k-1}, \dots, X_1 = x_1$ を条件とした M の条件付き確率密度関数であり、仮定 2 とベイズの定理から(7)式ようになる。

$$\begin{aligned} f_{M|X_{k-1}, \dots, X_1}(\mu | x_{k-1}, \dots, x_1) d\mu &= P(\mu | X_{k-1} = x_{k-1}, \dots, X_1 = x_1) \\ &= \frac{P(X_{k-1} = x_{k-1}, \dots, X_1 = x_1 | \mu)}{P(X_{k-1} = x_{k-1}, \dots, X_1 = x_1)} \varphi\left(\frac{\mu - \mu_M}{\sigma_M}\right) d\mu \end{aligned} \quad (7)$$

(7)式第 1 項の分子は、仮定 1 と 3 により(8)式のように単純な積で計算できる。

$$P(X_{k-1} = x_{k-1}, \dots, X_1 = x_1 | \mu) = \prod_{i=1}^{k-1} P(X_i = x_i | \mu) \quad (8)$$

(7)式第 1 項の分母は、(3)式と同様に (8)式で得られる条件付き確率に M の確率密度関数を乗じて積分すれば、条件を外すことができる。このように、この定式化では、各部位の予測と真値の比が、建物で平均的に生じている部分と部位間でばらつく部分に分離してモデル化したことで、(6)～(8)式に示すように多数の検査結果を条件とした(5)式の多重積分を実施することなく計算ができるという特長を有している。

3. 地震応答解析による建物内の応答のばらつきの評価

3.1 地震応答解析におけるモデルエラーの既往研究

地震応答解析による応答予測の誤差評価については数多の研究がなされている。例えば時刻歴解析による最大応答の予測におけるモデルエラーの影響を扱った研究として、7 階建壁付き鉄筋コンクリート造建物を対象に実際の設計で用いられる時刻歴応答解析プログラムで評価した結果を、入力地震動を共通として 12 チームで比較した事例では、レベル 2 地震動を入力としたときの最大応答変形角は平均に対して 30%～205%の開きがあり、誤差の最大の要因は骨格曲線の設定の仕方によるものであった¹⁴⁾。また、米国における鋼構造耐震設計ガイドライン¹⁵⁾の技術資料¹⁶⁾では、多数の平面骨組の解析結果に基づく値として、時刻歴非線形解析から計算される最大応答変形角の対数標準偏差として 15～25%が提示されている。しかし、これらの研究が扱ったばらつきは、建物全体で考えたときの最大応答の予測のばらつきであり、第 2 章の定式化における対象建物の各部位での平均的な誤差のばらつきと誤差の部位間のばらつきが組合わさって生じたものである。

3.2 建物内のばらつきの評価

3.2.1 モデル設定

(1)式に示す ε_i の統計的性質は、対象とする建物の規模や構造計画、入力地震動レベル、建物や入力地震動について得られている情報の多寡などによって異なると考えられるが、このような建物内での応答予測精度の分布のばらつきを扱った研究はみられない。そこで、一例として、部材の構造的性質にばらつきを与えた平面骨組の時刻歴解析を多数実施し、定式化で述べた仮定 1、2 の確からしさを確認するとともに ε_i の標準偏差 σ_S を評価した。

対象骨組は、鋼構造限界設計設計例¹⁷⁾に記載された 9 階建事務所建築の設計例をもとに設定した、図 2 に示す基礎固定の骨組である。

梁と柱の断面性能をそれぞれ表 1、2 に示す。各部材の復元力特性は、曲げについては、図 3 に示す二次勾配を初期剛性の 1/1000 としたバイリニア型とし、せん断については弾性変形を考慮した。

梁端が破断すると、その端部が負担していた応力がほかの部材に再配分され、破断が生じていないとは、その後の応答が変化するが、その影響の大きさは、入力地震動レベル、変形能力、破断後の耐力などによって異なる。一方、地震動強さレベルの設定について後述するように、本論文の想定する状況では、破断していないケースが多数を占めることから、ここでは、最低限の基本的な値を求める目的で、破断により耐力が低下する影響は考慮せず評価した。

構造特性のばらつきは応答のばらつきに最も大きな影響がある降伏耐力 $M_y = Z \cdot \sigma_y$ についてのみ考えることにして、このばらつきは鋼材の降伏点 σ_y のばらつきによりもたらされるものとした¹⁸⁾。実際の建物では、同一断面の部材が同一ロットの鋼材から製作されている場合、降伏耐力には高い相関性があると考えられる。しかし、この相関が部材間での応答予測のばらつきに与える影響は、降伏耐力の相関の高い部材の存在の仕方によって異なるので、ここでは基本的な値を求める目的で独立を仮定して評価した。

鋼材の材料定数は、縦弾性係数 $E = 2.05 \times 10^5$ (N/mm²)、せん断弾性係数 $G = 7.90 \times 10^4$ (N/mm²)、ポアソン比 $\nu = 0.3$ で一定とした。また、各階に作用する重量を表 3 に示す。

入力地震動は El Centro(1940)の NS 方向成分を最大速度 50cm/s に規準化して振幅を調整した加速度波形とし、時刻歴解析は市販の構造解析ソフトウェア SNAP¹⁹⁾を用いて実行した。減衰は瞬間剛性比例型で 3%とし、数値積分は $\beta=1/4$ の Newmark 法を用い、積分時間刻みは 0.02 秒とした。

ε_i の分布形と標準偏差 σ_S は、ばらつきを含む骨組のサンプルを次のように生成して評価した。まず、鋼材に 400N 級を想定して、す

図 2 モンテカルロシミュレーションの対象骨組

すべての部材の σ_y を設計基準強度の 235N/mm^2 とした骨組モデルの時刻歴解析を行い、108 箇所の梁端の最大応答変形角の「推定値」 $\hat{\theta}_{S_i}$ ($i = 1, \dots, 108$)を求める。次に、近年の鋼材の機械的性質について整理した文献²⁰⁾に示されている SN400B の統計量を参考に、降伏点として平均 300 N/mm^2 、変動係数 6%とする対数正規分布に従う独立な擬似乱数を柱、梁部材の数だけ発生させて、各部材に割り当てて、降伏耐力にばらつきを与えた骨組モデルを生成する。

この骨組モデルに対して時刻歴応答解析を行い、各梁端の最大変形角 θ_{S_i} に対して、(1)式の実現値である $\ln(\theta_{S_i}/\hat{\theta}_{S_i}) = \varepsilon_i$ を計算したものを一組のサンプルとする。このようにばらつきを与えた骨組のサンプルを 100 組生成して、 ε_i の分布形やばらつきの大きさを検討した。また、上記の SN 材を想定したものをケース 1 とし、鋼材に SS 材を想定して、降伏点を降伏点平均 300 N/mm^2 、変動係数 12%としたケース 2、ケース 1 で入力地震動を 75cm/s で規準化した加速度波形としたケース 3 も同様に検討した。 σ_S は地震動強さのレベルによって変わると考えられるが、想定している安全確認が実施される状況は、建物被害が疑われる一方で安全検査をするまでもなく破壊が明らかな事態ではないことを考慮して設定したものである。表 4 に検討ケースをまとめる。

3.2.2 評価結果

(1) 標準偏差 σ_S の評価

建物内のばらつきは、 ε_i の不偏標準偏差 σ_S として(9)式で計算することができる。

$$\sigma_S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\varepsilon_i - \bar{\varepsilon})^2} \quad (9)$$

$$\text{ここで、} \bar{\varepsilon} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \varepsilon_i \quad (10)$$

表 1 梁断面一覧

階	断面積 $A(\text{mm}^2)$	断面二次 モーメント $I(\text{mm}^4)$	塑性断面係数 $Z_p(\text{mm}^3)$
R	1.20×10^4	4.77×10^8	2.32×10^6
9	1.20×10^4	4.77×10^8	2.32×10^6
8	1.20×10^4	4.77×10^8	2.32×10^6
7	1.31×10^4	5.38×10^8	2.61×10^6
6	1.31×10^4	5.38×10^8	2.61×10^6
5	1.31×10^4	5.38×10^8	2.61×10^6
4	1.43×10^4	5.98×10^8	2.89×10^6
3	1.43×10^4	5.98×10^8	2.89×10^6
2	1.43×10^4	5.98×10^8	2.89×10^6

3 ケース、各 100 サンプルに対して σ_S を計算し、ケース別に平均と不偏標準偏差を計算したところ、ケース 1 では平均 0.117、不偏標準偏差 0.011、ケース 2 では平均 0.127、不偏標準偏差 0.016、ケース 3 では平均 0.136、不偏標準偏差 0.018 となった。部材耐力のばらつきが大きい場合や平均的に大きな塑性変形を被る場合には、ややばらつきが大きくなる傾向がみられるが、ここで検討した範囲では先に述べた既往の研究で示されている最大応答のばらつきよりも相当小さな値が得られた。これらの結果を表 5 にまとめて示す。表 5 には、後述する正規性の確認の結果も記載している。また、各ケースにおける最大変形を生じた梁端の塑性率の平均は、ケース 1 とケース 2 が 2.29、ケース 3 が 3.06 であった。

なお、ここで求めた値には、先述の破断後の応答変化の影響のほか、建物の 3 次元的な挙動の影響も含まれていない。その他、ここで示すモデルでは考慮していない要因が、建物内の応答分布に与える影響が大きいと考えられる建物を対象とする場合、適切なモデルで改めてシミュレーションを行うことが望ましいが、次善にはシミュレーションで考慮しきれない要因の影響として、上記の値よりも幾分か大きめのばらつきを設定することも考えられる。

(2) 正規性の確認

次に定式化において仮定した ε_i の正規性を確認する。ここでは、検定統計量 JB が漸近的に自由度 2 のカイ 2 乗分布に従うことを利用した Jarque-Bera 検定²¹⁾により正規性を検定した。

$$JB = \frac{n}{6} \left\{ S^2 + \frac{1}{4} (K - 3)^2 \right\} \quad (11)$$

上式において、 S 、 K はそれぞれ次式で定義される標本歪度 S (skewness)と標本尖度 K (kurtosis)である。正規分布では $S = 0$ 、 $K = 3$ であり、 ε_i が正規分布に従うとすれば JB は 0 に近い値となる。

表 2 柱断面一覧

階	断面積 $A(\text{mm}^2)$	断面二次 モーメント $I(\text{mm}^4)$	断面係数 $Z(\text{mm}^3)$
R	2.90×10^4	7.02×10^8	4.14×10^6
9	2.90×10^4	7.02×10^8	4.14×10^6
8	2.90×10^4	7.02×10^8	4.14×10^6
7	3.33×10^4	7.95×10^8	4.72×10^6
6	3.33×10^4	7.95×10^8	4.72×10^6
5	3.33×10^4	7.95×10^8	4.72×10^6
4	3.75×10^4	8.83×10^8	5.28×10^6
3	3.75×10^4	8.83×10^8	5.28×10^6
2	4.17×10^4	9.66×10^8	5.82×10^6

表 3 各階重量

階	重量 $W_i(\text{kN})$
8	2085
9	1478
8	1478
7	1478
6	1478
5	1478
4	1478
3	1478
2	1498

図 3 部材の曲げ復元力特性

表 4 検討ケース一覧

ケース	降伏点の 変動係数	入力地震動の 規準化速度
1	6%	50cm/s
2	12%	50cm/s
3	6%	75cm/s

表 5 モンテカルロシミュレーションによる σ_S の統計値と正規性を示す統計量

ケース	σ_S		JB検定統計量	
	平均	標準偏差	平均	標準偏差
1	0.117	0.011	0.388	0.196
2	0.127	0.016	0.257	0.152
3	0.136	0.018	0.319	0.104

$$S = \frac{1}{n} \frac{\sum_{i=1}^n (\varepsilon_i - \bar{\varepsilon})^3}{\hat{\sigma}_\varepsilon^3} \quad (12)$$

$$K = \frac{1}{n} \frac{\sum_{i=1}^n (\varepsilon_i - \bar{\varepsilon})^4}{\hat{\sigma}_\varepsilon^4} \quad (13)$$

ここで、 $\hat{\sigma}_\varepsilon$ は各サンプルにおいて計算される標本標準偏差であり、(1)式の不偏標準偏差とは次式の関係がある。

$$\hat{\sigma}_\varepsilon = \sigma_s \sqrt{\frac{n-1}{n}} \quad (14)$$

ケース 1 では 100 ケースの JB の平均が 0.388、標本標準偏差が 0.196 であった。また、同じくケース 2 では平均 0.257、標本標準偏差 0.152、ケース 3 では、平均 0.319、標本標準偏差 0.104 となった。

帰無仮説を H_0 「標本が正規分布に従う」として有意水準 5% で検定する場合、 JB が 5.991 以上のときに帰無仮説が棄却されるが、いずれのケースでもそのようなサンプルはなく、正規分布に従わないとはいえないことが確認できた。図 4 に、一例としてケース 1 における、あるサンプルの ε_i の累積確率分布を正規分布のそれと比較して示す。この例の歪度は -0.42、尖度は 2.58 である。

図 4 梁端の最大回転角の予測値と実際の比の対数の累積確率分布の一例

4. 建物内における鉄骨造柱梁仕口部の変形性能のばらつきの評価

4.1 仕口部の変形性能に関する既往の統計的研究

鉄骨造仕口部の塑性変形能力に関する統計的研究としては、部材実験結果を整理した研究^{22), 23)}などがあり、最大変形角について 83 体の実大実験の実験データ²⁴⁾を整理したところ対数標準偏差は 33 ~ 37% となった²³⁾。しかし、これらの部材に関する既往研究はいずれも断面や荷重パターンが異なる実験データを集めて評価したものであり、本論文で定義した、対象建物をもつ平均的な誤差のばらつき σ_{MR} と建物内での部位間のばらつき σ_R をあわせたものに対応する。

σ_R を評価するには、同一の断面、同一の荷重パターンで得られた実験データのばらつきを調べる必要がある。このような条件でばらつきを評価すれば、上記に比べて小さい値となると予想されるが、部材を対象に条件を統一して多数の実験を実施して最大変形角のばらつきを評価した例はみられない。一方、累積塑性変形については、

同一条件で部材実験を 2 回ずつ実施した研究²⁵⁾があるので、この実験データを対象に σ_R を評価して代用することとした。

4.2 同一条件の実験データにおける変形性能のばらつき

ここで用いたデータは角型鋼管柱と H 型鋼梁のノンスラップ工法による接合部の実大構造実験によるものであり、柱パネルの板厚を変えた 2 種類の試験体に一定振幅で交番荷重したときの最大耐力や終局（亀裂進展）までの累積塑性変形倍率である。表 6 に、文献 25 に示されている 8 組 16 体分のデータを引用した。表 6 の試験名称に記載された 3 文字のラテン文字が試験体の種類を表し、ハイフンのあとの数字が振幅（梁端が全塑性モーメントに達するときの梁の回転角の弾性成分を基準とする塑性率）を表す。また、サイクル数 N 、累積塑性変形倍率 η は、添字 U, F により、それぞれが終局状態（耐力が最大耐力の 90% を下回った時点もしくはフランジ溶接部が最終破断した状態）、最終破断状態のものであることを表す。

上記の実験データに対して、仕口部の変形能力が対数正規分布に従うと仮定し、さらに実験条件によって対数平均は異なるが対数標準偏差は共通の値 ζ をもつと仮定する。このため、第 2 章で述べた仮定に比べると、部材断面や荷重条件を変えることによる対数標準偏差のばらつきの分だけ σ_R を大きめに見積もることになる。また、表 6 を詳しくみると振幅の小さい試験ほど試験体 A と B で結果に差がある傾向がみられるので、最大変形角にあてはめるとばらつきを過大評価するものと予想されるが、この条件を課すことで次のように ζ を推定することができる。

実験条件 i ($i = 1, \dots, 8$) の実験から得られた変形能力を ξ_{iA} , ξ_{iB} とすると、 $r_i = \xi_{iA}/\xi_{iB}$ は対数正規分布に従い、実験条件を共通とするので r_i の期待値は 1 である。また、 r_i の対数をとった $x_i = \ln(r_i)$ は期待値 0 の正規分布に従う。

さて、期待値 μ_x が既知の正規分布について、 n 個のサンプルが得られたとき、その分散 σ_x^2 を無情報事前分布を用いてベイズ推定した場合の事後分布は、自由度 n 、尺度母数 T^2 の逆カイ 2 乗分布 $X^{-2}(n, T^2)$ となることが知られており、その点推定値として事後分布の平均 $T^2/(n-2)$ 、あるいは最頻値 $T^2/(n+2)$ などを用いることができる²⁶⁾。

表 6 同一条件による塑性変形能力の実験データ²⁵⁾より引用

試験名称	サイクル数		累積塑性変形倍率	
	N_U	N_F	η_U	η_F
NSS-1.2A	235	274	207	248
NSS-1.2B	198	225	158	186
NSS-2.0A	61	63	186	196
NSS-2.0B	52	55	153	163
NSS-3.0A	25	25	155	155
NSS-3.0B	20	20	123	123
NSS-4.0A	13	13	127	127
NSS-4.0B	14	14	126	126
NSW-1.2A	205	220	171	185
NSW-1.2B	193	280	164	301
NSW-2.0A	37	38	108	111
NSW-2.0B	26	28	76	81
NSW-3.0A	14	15	88	88
NSW-3.0B	17	17	98	98
NSW-4.0A	7	7	63	63
NSW-4.0B	6	6	52	52

ここで、 T^2 は以下の(15)式で計算される値である。

$$T^2 = \sum_{i=1}^n (x_i - \mu_x)^2 \quad (15)$$

表 6 に掲載した値のうち、終局に至る累積塑性変形倍率 η_U について、(15)式の T^2 を計算すると 0.445 であり、同じく最終破断に至る累積塑性変形倍率 η_F については 0.561 となった。

従って、 x_i の分散 σ_x^2 を事後分布の平均で推定すれば、終局に対して 0.074、最終破断に対して 0.093 となる。また、 $x_i = \ln(r_i) = \ln(\eta_{i,A}) - \ln(\eta_{i,B})$ であるから、その分散については $\sigma_x^2 = \zeta^2 + \zeta^2$ である。これを ζ について解くと(16)式になる。この式に上記の σ_x^2 の値を代入すれば、累積塑性変形倍率の対数標準偏差 ζ は、終局に対して 0.19、最終破断に対して 0.22 を得る。

$$\zeta = \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{2}} \quad (16)$$

5. 9 層骨組を対象とした事例計算

5. 1 モンテカルロシミュレーションとの比較

提案手法により未検査部位の破断の可能性が定量的に評価できることを確認するために、第 3 章で建物内の応答評価のばらつきを評価する際に用いた 9 層骨組を対象に、次の手順でサンプルを生成したモンテカルロシミュレーションを行い、安全確認の各段階で計算される未検査部位の破断確率と比較した。

まず、第 3 章で応答のばらつきを評価した際のケース 3、すなわち、鋼材の降伏点を平均 300kN/m²、変動係数 6%の対数正規分布に従う独立な擬似乱数を用いて生成した骨組 1000 個に、最大速度を 75cm/s に規準化した El Centro (1940) NS を入力地震動とした時刻歴解析により求めた最大応答変形角を応答のサンプルとした。

また、変形能力は、平均 1/30rad.、標準偏差 $\sigma_{M_R} = \sqrt{0.4^2 - 0.2^2} = 0.35$ の正規分布に従う擬似乱数により平均変形能力のサンプルを 1000 個生成し、次いで、これらのサンプルを平均とし、対数標準偏差 $\sigma_S = 0.20$ の対数正規分布に従う擬似乱数をそれぞれ 108 個生成して、変形能力のサンプルとした。

応答予測 $\hat{\theta}_{S_i}$ は、鋼材の降伏点に設計基準強度である 235N/mm²を用いた骨組の時刻歴解析結果とし、このときの最大変形角を降順に並べると図 5 のようになった。また、図 6 に骨組上での順位を示した。このケースでは応答が骨組の中心線に対して左右対称になるので、同図は簡便のため骨組左側での順位を記載しているが、左右対称となる位置を双方確認したあと次の位置を確認する、つまり最初は第 5 層床の両端部が対象であり、次にその下層の両端部が対象となることを意味している。この順で検査する（左右の順序は任意）ことにして、各骨組サンプルについて、応答と変形能力をこの順に並べ替えたときに、 k 番目以後（ $k = 1, \dots, 108$ ）のいずれの梁端でも応答が変形能力を超えていないかを確認し、超えていない骨組の比率を求めれば（ $k - 1$ ）番目の梁端までの検査が終了したときに未検査の梁端に破断がない確率のシミュレーション結果となる。

一方、理論値 $P(X_n = 0, X_{n-1} = 0, \dots, X_k = 0 | x_{k-1}, \dots, x_1)$ は、第 2 章に示した各梁端の破断確率と同様の考え方により導かれる (17)式

で計算できる。

$$P(X_n = 0, X_{n-1} = 0, \dots, X_k = 0 | x_{k-1}, \dots, x_1) = \int_{-\infty}^{+\infty} \prod_{l=k}^n P(X_l = 0 | \mu) \cdot f_{M | x_{k-1}, \dots, x_1}(\mu | x_{k-1}, \dots, x_1) d\mu \quad (17)$$

図 7 には、未検査の梁端に破断がない確率を (17)式による理論値とシミュレーション（数値実験）で比較した。同図は、各サンプルについて理論値が横軸の値になったときの検査対象とした梁端を選び、残りのいずれの梁端でも応答が変形能力を超えていないサンプルの比率を求めて縦軸の値としたものである。線分は理論値=数値実験となるときのものであり、理論値が未検査部位に破断がない確率を過大評価（工学的に危険側）すれば線分よ

図 5 絶対値が大きい順に並べた梁端の最大変形角の予測値

φ					
49	50	54	53	51	52
43	48	46	47	44	45
19	26	23	22	24	25
21	36	32	33	34	35
13	18	14	15	16	17
1	7	3	4	5	6
2	12	10	11	9	8
20	31	29	30	28	27
37	42	41	40	39	38

図 6 最大変形角の絶対値が大きい順に並べた梁端の順位

図 7 提案手法により求められる未検査の梁端に破断がない確率とモンテカルロシミュレーションの比較

りも下側に、過小評価（工学的に安全側）に評価すれば上側に図示される。

図7には、ベイズ更新に用いる応答の予測値のばらつきを変えた2ケースのシミュレーション結果が記載されている。●で示すケース1は第3章で述べた一般的に考えられるケースに対応し、応答の予測との比の対数に対して、平均の平均を0、平均の標準偏差を $\sigma_{M_S} = \sqrt{0.3^2 - 0.15^2} = 0.26$ とし、 $\sigma_S = 0.15$ としたケースである。一方、○のケース2はシミュレーションにあわせて平均のばらつきはないものとして $\sigma_{M_S} = 0$ 、 $\sigma_S = 0.15$ としたケースである。また、変形能力のばらつきは、いずれのケースもサンプルを生成したものと同様に平均1/30rad.、平均の標準偏差 $\sigma_{M_R} = 0.35$ 、対数標準偏差 $\sigma_S = 0.20$ とした。

図7に示す通り理論値はシミュレーションと概ね整合しており、提案手法を用いることで検査前の情報から必要とされる検査箇所をすべて確認しなくても、破断が潜在する確率を予め設定した値以下にできることを示している。

また、図7を詳細に見ると、破断がない確率が高い範囲ではやや危険側の評価となり、逆に低い範囲では安全側の評価となる傾向がある。提案手法では一部の部位の検査結果だけで更新された安全余裕の分布（以下、更新中の分布）に基づいて安全確認の終了判断をするため、建物内のばらつきだけが存在する分布（最終的な分布）との間にそれぞれ破断確率を過大、過小に評価する2種類の差があるからである。これらの差を図8と図9に模式的に示す。

図8は、平均のばらつきが含まれる分、更新中の分布は最終的な分布よりばらつきが大きく、破断確率を過大評価する要因となることを示している。一般的には、検査終了と判断するときの破断がない確率が低いほど、少ない検査結果に基づき終了判断がなされるため、更新中の分布のばらつきが大きい。ケース1がケース2に比べて理論値と数値実験で差がある理由は、ケース1の方が事前分布において応答分布の平均のばらつきを大きく設定した分、この影響が大きく、事前分布のばらつきを精度よく推定することが検査効率を上げるのに重要であることを意味している。

一方、図9は、破断確率を過小評価する要因を示す。事前に想定する安全余裕の平均の平均が最終的な分布の平均よりも大きい場合、すなわち予測応答が平均的に小さめに予測したか、変形能力を大きめに予測したかのいずれか、もしくは両方の場合に生ずるもので、平均が十分小さくなる前に閾値に到達して安全確認を終了するため生ずるものである。逆に事前に想定した安全余裕の平均が小さい場合には閾値に達しないので、このような誤差は発生しない。つまり、安全余裕の事前分布の平均をやや小さめに設定すれば破断確率を過小評価することは避けられる。

5. 2 今後の課題

本論文は、震災後の建物の安全を効率的に確認する検査戦略を構築する先鞭として、基本的な考え方を定式化したものである。実用化に向けた今後の主な課題として以下の3点が挙げられる。

- ① 実施上の制約を勘案した標準的な検査方針の立案
- ② 応答予測の簡略化と予測方法に応じたばらつきの定量化
- ③ 変形能力のばらつきの精度向上

本論文では、順次、検査箇所を増やす想定で定式化しているが、準備等の都合を考えると破断の有無を確認しながら検査数を変える

方法が採られるとは考えにくい。実際には、破断が見つからない前提で求められる安全レベルを確保するために検査すべき箇所を定めた実施計画を策定し、検査を実施した結果、もし破断が見つかった場合には改めて対策を検討するものと考えられる。

例えば5.1節で示したケースでは、いずれの検査でも破断が見つからない場合の検査箇所数と未検査の梁端に破断がない確率の関係は、図10に示すように第5層の梁端（計12箇所）を検査すれば約90%以上の確率で破断がないことがいえる。そこで、まずは最も破断の可能性が高い層を抽出して検査するなどの戦略を設定して事例解析を行うことで検査戦略の標準例を立案できる。また、破断が見つかった場合には、安全確認とは別に破断を探索する観点で検査順序を決める方法を検討しておけばよい。

また、本論では検査の要否を判断するための安全水準は外的に与えられるものとした。安全水準の設定は検査方針立案の前提である

図8 破断確率を過大評価する原因を示す模式図

図9 破断確率を過小評価する原因を示す模式図

図10 9層骨組の事例解析における安全確認済みの梁端の数と未検査の梁端に破断がない確率の関係

が、確率情報に基づく意思決定には多くの考え方があり、実用化に向けた検討課題のひとつである。

2 番目の課題である応答予測の簡略化は、必ずしも精度のよい解析結果が利用できるとは限らないことに対応するものである。例えば設計情報を応答予測に用いることも考えられる。その際、部材間の応答予測のばらつきの大きさが安全確認の効率²⁷⁾や精度に影響するが、典型的な状況をいくつか想定してそれぞれ第3章に示したような数値実験を行うことでばらつきを評価できる。あわせて、ここでは考慮しなかった破断による応答の変化や入力地震動によっても応答の建物内のばらつき σ_s が変化し得る²⁸⁾ことなど、 σ_s に影響を与える要因を整理し、その影響の大きさを評価しておく。

3 番目の課題は実験データの蓄積が不可欠であり、上の2つのほど解決への道筋は平坦ではない。本論文では、限定的なものではあるが、部材の変形能力のばらつきを既往実験のデータから統計的に推定した。一方、まったく同一の試験体で実施された試験ではほとんど変形能力が一致したという報告²⁹⁾もなされており、今後も継続的に知見を積み重ねることが望まれる。

6. おわりに

鋼構造梁端の破断が潜在する可能性を想定して、効率的に建物の安全を確認するために一部の部材の目視確認結果を利用して、未検査の部材の破壊確率をベイズ更新する手法を定式化した。提案手法は、各部位の応答と変形能力の予測誤差を建物全体としての平均的な誤差と部位間のばらつきに分離してモデル化し、平均的な誤差だけをベイズ更新するもので、多数の部位の検査結果を条件とする条件付きの破断確率を少ない計算量で計算できる。

また、9 層の平面骨組を対象に時刻歴応答解析にモンテカルロシミュレーションを行い最大応答分布の建物内でのばらつきを検討したところ、応答のばらつきの要因として降伏点のばらつきを考えたケースでは対数標準偏差が12~14%と得られた。変形能力について鉄骨造の柱梁仕口部の既往実験のデータを利用して同一条件における塑性変形能力のばらつきを推定したところ、累積塑性変形倍率の対数標準偏差は終局に対して19%、最終破断に対して22%となった。

事例計算として、提案手法により得られる検査の各段階における破断が潜在している確率をモンテカルロシミュレーションと比較し、良好な精度を確保できることを確認した。あわせて誤差が生ずる要因と実用化に向けた課題を①実施上の制約を勘案した標準的な検査方針の立案、②応答予測の簡略化と予測方法に応じたばらつきの定量化、③変形能力のばらつきの精度向上という観点から考察した。

今後は、標準的な検査方針の立案と応答予測の簡略化やばらつきの精度向上に取り組む予定である。

参考文献

- 1) 日本建築学会構造委員会長期建物地震対策対応ワーキンググループ：長期地震動対策に関する公開研究会資料，2010.3.
- 2) 財団法人日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，2002.8.
- 3) 斉藤知生：モード解析型多入力多出力 ARX モデルを用いた高層建物のシステム同定，日本建築学会構造系論文集，第 508 号，pp.47-54，1998.6.
- 4) 金澤健司：常時微動振動計測に基づく建造物の損傷探査法(その 4) 長期連続振動モニタリングによる振動特性の経時変化による分析，電力中央研究所報告，2005.5.

- 5) 中村充，竹脇出，安井譲，上谷宏二：限定された地震観測記録を用いた建築物の剛性と減衰の同時同定，日本建築学会構造系論文集，第 528 号，pp.75-82，2000.2.
- 6) 飛田潤，福和伸夫，西澤崇雄：光ファイバーセンサーによる鋼構造試験体の静的・動的柱軸変形の計測，構造工学論文集，Vol.55B，pp.577-582，2009.3.
- 7) 濱本卓司：性能評価のためのヘルスマニタリング，建築防災，No.318，pp.9-15，2004.7.
- 8) Daniel Straub, Michael Havbro Faber: Risk based inspection planning for structural systems, Structural safety, Vol.30, pp.335-355, 2005.
- 9) 森保宏：耐力劣化する建造物の信頼性評価法，日本建築学会構造系論文集，第 465 号，pp.37-44，1997.11.
- 10) Andre D. Orcesi, Dan M. Frangopol: Optimization of bridge maintenance strategies based on structural health monitoring information, Structural Safety, Vol.33, pp.26-41, 2011.
- 11) Daniel Straub, Armen Der Kiureghian: Improved seismic fragility modeling from empirical data, Structural safety, Vol.30, pp.11-21, 2008.
- 12) Fatemeh Jalayer, Ludovica Elefante, Iunio Iervolino, Gaetano Manfredi: Knowledge-Based Performance Assessment of Existing RC Buildings, Journal of Earthquake Engineering, Vol.15, pp.362-389, 2011.
- 13) Qindan Huan, Paolo Gardoni, Stefan Hulebaas: A probabilistic damage detection approach using vibration-based nondestructive testing, Structural safety, Vol.38, pp.11-21, 2012.
- 14) 辻幸二，山口圭介，深野慶，窪田敏行：耐震性能評価用の各種解析プログラムによる RC 造建物の地震応答解析結果の比較，日本建築学会構造系論文集，第 550 号，pp.119-126，2001.12.
- 15) Federal Emergency Management Agency: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings, FEMA-350, 2000.
- 16) Federal Emergency Management Agency: State of the Art Report on Performance Prediction and Evaluation of Steel Moment-Frame Buildings Appendix B, FEMA-355F, 2000.
- 17) 日本建築学会：鋼構造限界設計設計例，日本建築学会，2002.
- 18) 中島正愛，吉良圭史，辻文三：構造物に要求される消費エネルギーに対して構造各部材に要求される塑性変形量とそのばらつきの評価法，日本建築学会構造系論文集，第 494 号，pp.99-105，1997.4.
- 19) 株式会社構造システム:SNAP Ver. 6 テクニカルマニュアル，2012.
- 20) 井戸田 秀樹，鏡味 亮，金子 翔太：素材特性の不確定な変動を考慮した H 形鋼梁部材の耐力と変形性能，日本建築学会構造系論文集，第 681 号，pp.1791-1800，2012.11.
- 21) Carlos M. Jarque, Anil K. Bera: A test for normality of observations and regression residuals, International Statistical Review, Vol. 55, No. 2, pp. 163-172, 1987.8.
- 22) 野田隆博，井戸田秀樹，小野徹郎，実験データに基づく鋼構造柱梁溶接接合部の変形性能に関する統計量調査，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 III，pp.965-966，2003. 9.
- 23) 日下彰宏，加登美喜子，岡崎太郎：米国信頼性耐震設計の概要と梁の塑性変形性能の確率的評価の日米比較，日本鋼構造協会，鋼構造論文集，第 12 巻第 45 号，pp.87-100，2005. 3.
- 24) 井上一郎，甲津功夫，吹田啓一郎，多田元英，立山英二，田中剛，中島正愛，丸岡義臣，南二三吉，森田耕次：通しダイアフラム形式で角形鋼管柱に接合される H 型鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験その 1~その 5，鋼構造論文集，第 4 巻第 16 号，pp.27-104，1997. 12.
- 25) 吹田啓一郎，田中剛，佐藤篤司，真鍋義貴，津嘉田敬章，蘇鐘ヨク：梁端接合部の最大曲げ耐力が変形能力に及ぼす影響—塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力(その 1)，日本建築学会構造系論文集，第 664 号，pp.1135-1142，2011.6.
- 26) 繁樹算男：ベイズ統計入門 第 5 章正規母集団の推論，東京大学出版，1985.
- 27) 日下彰宏，中島正愛：ベイズ更新を利用した震災後の建物安全確認方法(その 1) 問題の定式化，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 I，pp.19-20，2013.8.
- 28) 大場麻弥，森保宏：地震動のスペクトル特性と部材耐力の不確定性を考慮した鋼構造骨組の最大変位応答及び簡易応答評価手法に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 73 巻，第 628 号，pp.859-866，2008.6.
- 29) 林和宏，羅雲標，林旭川，倉田真宏，中島正愛：鉄骨造溶接柱梁接合部の繰返し載荷挙動—その 1 準静的載荷実験—，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 III，pp.795-796，2013.8.

(2013年9月11日原稿受理，2014年3月17日採用決定)