日本建築学会論文集投稿審査システム
日本建築学会 AIJ
J-STAGE Powered by SCHOLARONE MANUSCRIPTS™

鉄骨造建物の地震時ひずみ応答実測による層せん断力および架構剛性の推定

誌名:	*Transactions of the Architectural Institute of Japan*
論文ID	AIJ2206074-02
部門:	02 構造
投稿日:	10-Jun-2022
著者:	伊山, 潤; 東京大学, 荒木, 景太; 株式会社　アイ・テック
キーワード (Keywords):	構造モニタリング, 鉄骨構造, ひずみ計測, 架構剛性, 第一層せん断力係数
原稿種別:	「不採用」「取り下げ」となったことのない新規投稿
系列：カテゴリー:	構造系：カテゴリーI
部門（再度選択してください）:	02 構造
細分類:	0202 構造　振動

SCHOLARONE™
Manuscripts

鉄骨造建物の地震時ひずみ応答実測による層せん断力および架構剛性の推定

ESTIMATE OF STORY SHEAR FORCE AND FRAME STIFFNESS BY STRAIN RESPONSE MEASUREMENT OF STEEL STRUCTURE UNDER EARTHQUAKES

伊山潤[*1]，　荒木景太[*2]
Jun IYAMA and Keita ARAKI

The seismic response records of acceleration and strain of a three-story steel structure building were obtained and analyzed. From the strain measurement, the shear force actually applied to the column or the story could be obtained, and the frame stiffness could be calculated by combining this with the acceleration response measurement result. It was shown that the change in frame stiffness could be separated from the change in predominant frequency, and that the change in the frame stiffness was not as great as the change in the predominant frequency.

Keywords: *Structural monitoring, Steel structure, Strain measurement, Frame stiffness, Base shear coefficient*
構造モニタリング, 鉄骨構造, ひずみ計測, 架構剛性, 第一層せん断力係数

For Peer Review

1．はじめに

大地震直後においては、建物が安全であり継続使用できるか、危険な状態にあり避難する必要があるかを速やかに判断し行動する必要に迫られる。また、より長期的な観点では、建物躯体に構造損傷が生じたかどうかを調査し、補修が必要な状態かどうか、必要な場合はどのような補修が必要であるかを判断する必要が生じる。これらの要求に対応する診断手法として、応急危険度判定[1)]や被災度区分判定[2)]といった手法や仕組みが整備されているが、これらは構造技術者の目視調査によって行われるため、かなりの時間を要する。近い将来に発生が予想されている南海トラフ等の巨大地震により大都市を含む広範囲での建物被害が生じた場合には、これらの判定に時間がかかることが予想されており[3)]、経済活動復旧の遅延が懸念される。このような懸念に対応できる技術として、建物の応答をモニタリングし、建物性状や被災度を評価する技術に着目が集まっており、市販構造モニタリングシステムの普及も進んできている。

構造モニタリングに利用できる応答計測指標としては、加速度、速度、変位、応力、ひずみなど様々なものが考えられるが、これまでのところでは建築物の応答計測に関する既往研究[4),5)等]および各社が公表している適用事例を見る限り、ほとんどは加速度計測のみとなっている。たしかに建物内の数点において加速度計により応答計測を行えば、固有振動数、固有モード、減衰定数などの振動特性指標や、地震時の加速度や変位、層間変形角などの応答指標を得ることが出来るため、これらの値変化や応答値を見ることにより、判定を行うことは可能である。例えば西塔ら[6)]は実際に被災した鉄骨造住宅の振動性状を調査し、その変化と構造損傷との間に相関性があることを示している。また既往研究[7)]では、超高層鉄骨造建物の振動実験結果に基づき、計測された層間変形に応じた構造損傷度の判定法を示している。ただし原理的に加速度応答計測に基づくこれらの指標は建物全体あるいは層レベルでの指標であり、これらのみから構造躯体のどの部分がどの程度の性能を持つのか、損傷を受けたのかを判断するのは困難である。

一方、構造要素各部の挙動を把握するためのより局所的な指標と

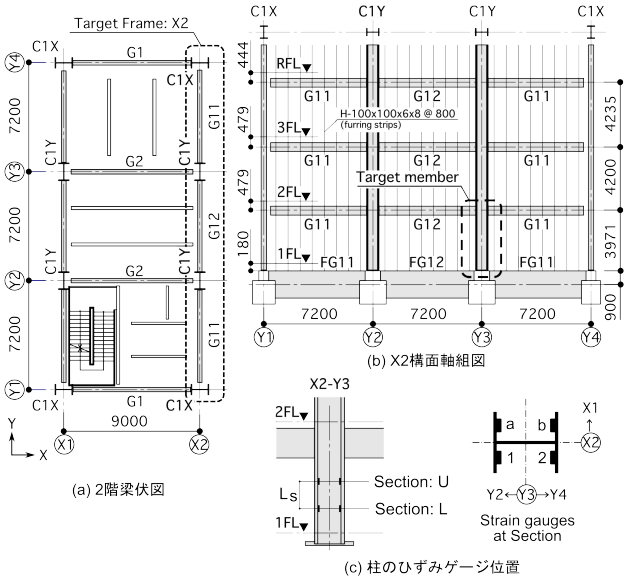


図 1　対象建物の概要[8)]

*1 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻　准教授 博士（工学）
（〒113-8656　東京都文京区本郷 7-3-1）
*2 アイ・テック 博士（工学）

*1 Assoc. Prof. , the University of Tokyo, Dr.Eng.
*2 I-TEC corporation, Dr.Eng.

してはひずみを挙げることが出来る。ひずみ計測は構造実験において、応力計測や降伏・座屈・破断を目的として一般的に行われるものであり、特段目新しい技術ではないが、実建物での実測事例はほとんど見られない。おそらくは計測コストの高さやひずみセンサ設置の困難さ、分析の困難さが課題となっていると思われるが、実建物においても常時微動下あるいは地震下において構造要素各部のひずみ応答を知ることができれば、構造解析計算との直接的な比較により、構造要素各部に伝達する実際の応力や、降伏や破断といった個別損傷の検知が可能となることが期待される。特に鉄骨造建物においては材料が均質で線形性が高く力学上の仮定が成立しやすいため、極めて局所のひずみ計測からであっても部材レベルの挙動をある程度推定可能であり、耐震性能評価上有効な手法と考えられる。ただし、実測事例が少なく、実建物においてひずみをどのように計測し、どのように分析し、何を読み取るかと言った方法論そのものが未確立の状態である。

既報[8]では、3階建て鉄骨造建物での加速度およびひずみ実測記録を周波数領域で分析し、特に建物全体変位と応力分布との関係を示した。しかし、構造設計計算との比較や構造安全性評価という観点からは、時刻歴上での最大変位や最大応力が重要な指標となる。そこで本論文では、既報[8]と同じ建物での中小地震下における柱ひずみ実測記録を用いて、最大応答時の柱曲げモーメントおよび層せん断力を求め、これと加速度記録から推定される地震慣性力との関係を調査する。また、求められた層せん断力と建物変形から、架構の全体剛性と地震慣性力との関係についても検討する。計測期間中に塑性変形を伴うような大地震は生じなかったため、損傷との関連性については議論することはできないが、応答の線形性や振幅依存性、ばらつきの程度、設計計算結果との比較を通じ、これらの計測結果から読み取ることができる建物特性について考察する。

2. 計測の概要

2.1 対象建物の概要

対象とした建物は、福島県内に建設された鉄骨造3階建ての事務所建物である。対象建物および計測の概要については、すでに既報[8]に示してあるが、本報告では特に第一層せん断力に着目しているため、柱曲げモーメントを計測しているY方向の計測についてのみここに再掲しておく。図1に対象建物の概要を、表1に部材断面リストを示す。基礎を除く上部鉄骨構造部分について、構造設計時の地震力算定用建物重量の内訳を表2に示す。最も大きな割合を占めるのが床自重（天井を含む）であるが、そのうち床スラブの荷重は1782kNであり、全体荷重の29%となる。また、積載荷重（地震用）は荷重の7%となっている。設計時想定の地盤種別は第2種、設計用の固有周期（告示式による略算値）は0.376秒としているため、設計用の第一層せん断力係数は0.2となっている。この設計用地震水平力を与えて構造解析により得られた変位および曲げモーメント図を図2に示す。第一層柱に示されている四角で囲まれた数値は当該柱のせん断力を示す。図2(a)に示されたY方向構面（X1およびX2構面）におけるY1およびY4通りの柱は、梁との接合がピン接合となっているため、これらの柱に曲げモーメントはほとんど生じていないが、それでも全体第一層せん断力の8%程度 (= 24/(24+277)) を負担することが想定される。また、第一層柱の柱脚位置での曲げモーメントは

表1 断面リスト

断面記号	階	断面形状
C1X, C1Y	全層	H-500x300x16x25(SS400)
G11, G12	全階	H-588x300x12x20(SS400)
G1	全階	H-588x300x12x20(SS400)
G2	RF	H-588x300x12x20(SM490A)
	3F, 2F	H-582x300x12x17(SS400)
FG11	1F	RC 1800x600(FC24, 6-D29/6-D29)

表2 地震力算定用建築物重量

	構造躯体自重 [kN]	床自重 [kN]	壁自重 [kN]	積載荷重 [kN]	合計 [kN]
3F	215	1783 <686>	540	122	877
2F	290	883 <548>	334	158	782
1F	320	905 <548>	386	168	874
合計	825	3571 <1782>	1260	448	6104
(比率)	0.14	0.59 <0.29>	0.21	0.07	1.00

<>は床自重のうち床スラブの重量および比率を示す。

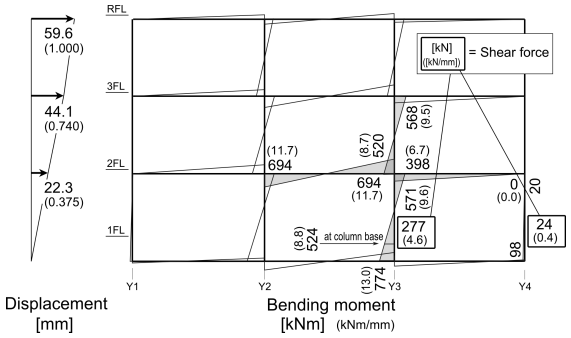


図2 長辺Y方向構造計算結果

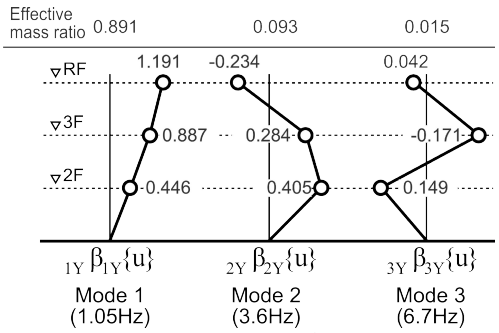


図3 有効質量比および刺激関数

524kNm、柱の降伏曲げモーメントは916kNmとなっており、これから推定すると第一層柱脚が降伏するときの柱せん断力は483kNとなる。

建物の固有値解析により得られた有効質量比およびおよび刺激関数を図3に示す。本論文ではs次モードの有効質量比は ${}_s r_{\overline{M}}$ 、刺激関数は ${}_s\beta u_i$ という記号で表す。ここで i は計測位置(1F, 2F, または RF)を示す。 ${}_s r_{\overline{M}}$ は、s次モード有効質量 ${}_s\overline{M}$ の全質量 M に対する比率である。1次モードの有効質量比はおよそ89%となっている。また1次モードの変形形状は、図2に示された変位分布とほぼ合致しており、図2に示された曲げモーメント図はほぼ1次モード変形に対応するものとなっている。

2.2 計測方法

建物の1階床、2階床、および屋上階床の3箇所に加速度計（共和電業製 ASQ-D-2）が設置されており、水平2方向の加速度を計測している。また、図1に示した破線で囲まれた柱梁に半導体ひずみ

ゲージが貼付されている。一つの梁あるいは柱について 2 断面にそれぞれ 4 枚づつ、ひずみゲージが貼付されており、軸力と曲げモーメントを計測できるようになっている。すべての計測は同期されており、サンプリング周波数 100Hz で継続的に計測が行われている。計測の詳細は既報[8]を参照されたい。

本報告で分析対象とするのは 2019 年 1 月 2 日から 2020 年 11 月 27 日までに観測した 233 の地震に対するものである。この期間に観測された最も強い地震は、 2019 年 8 月 4 日 19 時 23 分 03 秒ごろに発生した地震であり、この建物からおよそ 5km の場所にある震度観測点では震度 4 を観測している。1 階床で計測された最大加速度は 1.02 m/s²、ひずみの最大値は柱下部断面で計測された 140μ ひずみでありすべてのひずみ計測結果は弾性範囲内に収まっていた。

3. 計測された地震動強さの指標

3.1 地震動強さ指標の選択

通常の許容応力度設計においては、設定した第一層せん断力係数に基づいて構造設計を行うことを考慮し、後述する第 5 章以後では第 3.2 節で示す第一層せん断力係数 C_B を主要な地震動強さ指標として定め、ひずみ計測により得られた柱応力等との関係性を調査する。ただし、ここでの C_B の計算は建物質量や固有値解析計算が正しいとの仮定に基づいており、これが正しく第一層せん断力を与えるかどうかは定かではない。またこの指標は地震動特性の指標というよりはむしろ建物の応答特性を示すものである。そこで本章では C_B に加え、地震動強さの指標を 3 つ示し相互の関係を示しておくことにより、異なる地震動強さ指標での評価の参考とする。

3.2 第一層せん断力係数（ベースシア係数）

屋上階と 1 階の加速度応答記録から、第一層せん断力係数を算出して主たる地震動強さの指標として用いる。

本報告での算出においては、建物が 1 次モードのみで振動しているとの仮定に基づく。これにより、1 次モードの相対応答加速度時刻歴 ${}_1\ddot{q}$ は

$$ {}_1\ddot{q} = \frac{a_{\mathrm{RF}} - a_{1F}}{{}_1\beta u_{\mathrm{RF}}} \tag{1} $$

と算出される。分子は R 階の相対応答加速度時刻歴であり、分母は 1 次モード刺激関数の R 階成分である。これを用いると第一層せん断力 ${}_aV_B$ は以下で算出される。

$$ {}_aV_B = ({}_1\ddot{q} + a_{1F}) \cdot {}_1\overline{M} = \left(\frac{a_{\mathrm{RF}} - a_{1F}}{{}_1\beta u_{\mathrm{RF}}} + a_{1F} \right) \cdot {}_1r_{\overline{M}} \cdot M \tag{2} $$

ここで ${}_1\overline{M}$ は 1 次有効質量である。この式の中間部分は 文献[9]の式(8)の中間部分と同じである。これらから、第一層せん断力係数（ベースシア係数） C_B は次式で算出される。

$$ C_B = \frac{\max {}_aV_B}{Mg} = \max \left(\frac{a_{\mathrm{RF}} - a_{1F}}{{}_1\beta u_{\mathrm{RF}}} + a_{1F} \right) \frac{{}_1r_{\overline{M}}}{g} \tag{3} $$

ここで、M は建物全質量、 g は重力加速度、 ${}_1r_{\overline{M}}$ は 1 次モードの有効質量比である。本報告では C_B は(3)式を用いて、固有値解析結果（刺激関数、有効質量）が正しいことを前提として加速度記録のみから算出するものとする。建物全質量 M としては構造計算での地震力算定用建物重量の合計（6104 kN）を、 ${}_1r_{\overline{M}}$ および ${}_1\beta u_{RF}$ については図 3 の結果に基づいてそれぞれ ${}_1r_{\overline{M}}$=0.891 、 ${}_1\beta u_{RF}$=1.191 とした。なお ${}_aV_B$ に付された左下添字の a は加速度計測結果から計算したものであることを意味している。

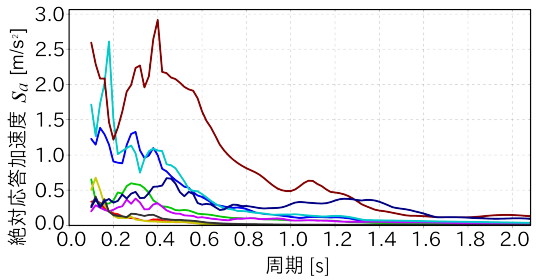


図 4 絶対応答加速度スペクトルの例

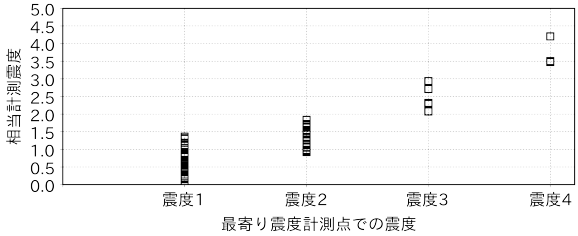


図 5 相当計測震度と近隣震度観測点での震度の関係

ここで計算される C_B は概念的には、文献[9]に示されている代表加速度に有効質量比を乗じたものである。同文献ではウェーブレット変換を用いて 1 次モード成分のみを抽出しているが、本論文では後に示すように建物が低層であり高次モードの影響が大きくないと考えられることと、計算の簡便のために、 1 次モード成分のみを抽出することなく、加速度記録をそのまま用いている。

3.3 絶対応答加速度スペクトル平均値

計測された地震動のうち一階床での瞬間最大加速度が 0.2 m/s² を超えた 8 波について、 1 階で計測された加速度記録の加速度応答スペクトル（弾性減衰系、減衰定数 5%）を図 4 に示す。地震動によるばらつきは大きいが卓越振動数は概ね 0.1～0.5 秒程度の範囲にある。前出図 4 で示した絶対応答加速度スペクトルにおいて、周期 0.1 秒～0.6 秒まで値の平均をとったものを「絶対応答加速度スペクトル平均値 $\overline{S_a}$ 」と呼ぶことにしこれを一つの地震動強さの指標とする。 0.6 秒までの平均を用いたのは、許容応力度設計においては第二種地盤に対する絶対加速度応答スペクトルを周期 0.6 秒までを 1.0 で一定としており、この平均値を重力加速度で除したものが地震荷重計算に用いる第一層せん断力係数に相当する値と考えたことによる。

3.4 最大 1 階床加速度

1 階の加速度記録 a_{1F} の最大値を地震動指標の一つとして用いる。これは厳密には地表面での計測値ではないが、地動最大加速度(Peak Ground Acceleration, PGA)と同様の意味を有するものことを想定している。

3.5 相当計測震度

気象庁から公開されている計測震度の算出方法[10]に従い、 a_{1F} の水平 2 方向成分を用いて計算したものを相当計測震度と呼んで地震動強さの指標として用いる。本建物においては、鉛直方向の加速度は計測していないため、鉛直方向には振動しないものとして計算している。また、前節までの 3 つの指標は加速度の計測方向により異なる値となるが、この相当計測震度は方向に依存しない値となる。最寄りの震度観測点（本建物からおよそ 5km）における震度と、本

For Review

建物での記録から計測した相当計測震度との関係を図 5 に示す。概ね整合した結果が得られたものと判断できる。

3.6 地震動強さの指標の比較

図 6(a)～(c)に示す 3 つの図は、前述した地震動強さ指標の比較を示したものである。いずれも横軸は第一層せん断力係数 C_B を示す。図中には各計測結果を示す四角のプロットに加えて、 $C_B \geq 0.002$ の範囲のデータを用いて算出した 2 次多項式による回帰曲線が示されているが、一次式による回帰直線もほぼ同様なものとなる。(a)の縦軸の値は絶対応答加速度スペクトル平均値 $\overline{S_a}$ を重力加速度 g で除したものであるが、プロットはおよそ横軸の C_B と同程度の値を示している。 (b)に示す最大 1 階床加速度も C_B とほぼ比例関係を示すが、その他の指標と比較するとばらつきが大きい。(c)に示した相当計測震度についても、 C_B と非常によい相関関係を示しており、今回の計測では第一層せん断力係数 0.2 はおよそ相当計測震度 4 から 5 弱程度に相当していることがわかる。

4. 応答指標の計算方法

4.1 検討対象とする応答指標

次章では主として第一層せん断力についての検討を示すが、本章では整理に用いる指標の計算方法をまとめて示す。

4.2 柱のひずみ計測に基づく第 1 層せん断力

本建物では図 1(c)に示した柱の 2 断面（U および L)にそれぞれ 4 枚のひずみゲージを貼付しているため、この結果からも第一層せん断力を推定することができる。ここではひずみゲージから一本の柱で計測したせん断力を算出し、さらに第一層せん断力の算出を行う。この柱のせん断力 Q_c は次式で算出する。

$$Q_c = \frac{M_U - M_L}{L_s} \tag{4}$$

$$M_i = E\,Z\,\frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_a - \varepsilon_2 - \varepsilon_b}{4} \quad (\ i = U \text{ または } L\ ) \tag{5}$$

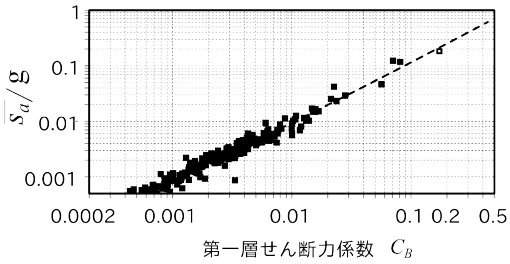
本建物は整形な建物であるため、 1 本の柱のせん断力を柱の本数倍することにより第 1 層層せん断力を算出する。本建物には柱が 8 本あり、Y 方向について強軸方向となっている柱が 4 本、弱軸方向となっている柱が 4 本あるが、第 2.1 節で説明したように弱軸方向の柱も 8%程度のせん断力を負担していると予想されるため、一階の全ての柱が負担するせん断力 ${}_{\varepsilon}V_B$ を次式のように算出する。

$${}_{\varepsilon}V_B = (4 \times 1 + 4 \times 0.08)\,Q_c = 4.32\,Q_c \tag{6}$$

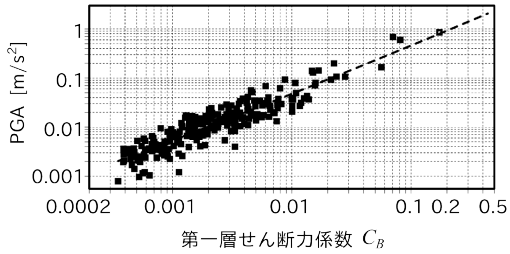
なお、左下添字の ε はひずみ計測に基づくことを示している。

4.3 屋根階変位の計算

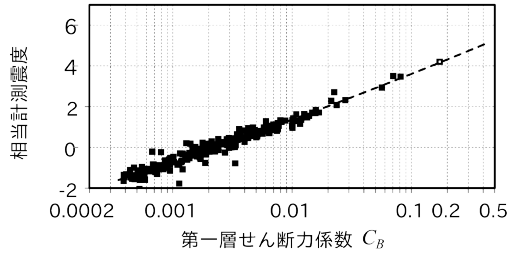
内外装に用いられる非構造壁の損傷を強く支配する指標の一つは強制変形角であり[11]、これは主として骨組の層間変形角により生じるため、建物の層間変形角を知ることは非構造部材の損傷評価に重要である。ただし、本建物では全層での加速度計測を行っておらず全層の層間変形を直接的に算出することができないため、1 階床および屋根階床の加速度記録を用いて屋根階床の水平相対変位 δ_R （以後、屋根階変位と呼ぶ）を計算しこれを建物全体の変形の代表値とする。実際の計算では、屋根階と 1 階の加速度差分時刻歴のフーリエ変換を求め、0.2Hz 以下の成分を除去して周波数領域で 2 階積分を行い、フーリエ逆変換により時刻歴に変換した。



(a) 絶対応答加速度スペクトル平均値 $\overline{S_a}/g$



(b) 最大地動加速度PGA



(c) 相当計測震度

図 6 各種地震動強さ指標の関係

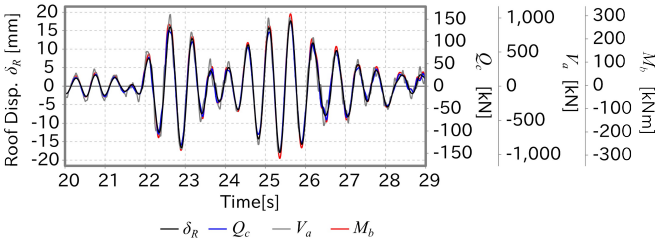


図 7 屋根階変位、柱せん断力、および層せん断力係数の時刻歴

4.4 加速度計測に基づく第一層せん断力

構造部材に加わる地震力を代表する値として、第一層の層せん断力に着目する。前述したように、加速度計測記録および (1)式および(2)式を用いて第一層の層せん断力 ${}_aV_B$ を求めた。

5. 計測された応答指標の時刻歴

5.1 対象とする地震動記録

本章では、計測対象とした地震動のうち最も強い地震である、2019 年 8 月 4 日 19 時 23 分 03 秒ごろに発生した地震を対象に、時刻歴を示し、各種応答指標の特性を示す。

5.2 第一層せん断力および柱曲げモーメントの時刻歴

もし、振動が弾性範囲であり、その変形分布形状が固有値解析結果の一次モード形状と常に同じであるとするならば、理論上は ${}_{\varepsilon}V_B$ と ${}_aV_B$ 、 δ_R は常に比例関係にあることが期待される。さらに一次有効質量が実態と整合するものであるとすれば、 ${}_{\varepsilon}V_B$ と ${}_aV_B$ は一致

することが期待される。また、柱の曲げモーメント分布が一定、すなわち反曲点が常に同位置にあるとすれば、柱柱脚における曲げモーメント M_B と ${}_{\varepsilon}V_B$ との関係も比例関係となるはずである。

図 7 にはこれら時刻歴としての比較を示す。大勢においてはこの四者の時刻歴は同形状であり一次モード変形が卓越していることを示している。

5.3 第一層せん断力 - 屋根階変位関係

さらに線形性を詳細に確認するため、図 8 には第一層せん断力 - 屋根階変位関係を示す。図の横軸は加速度記録から算出された屋上階変位 δ_R を示している。一方縦軸は第一層せん断力であるが、図 8(a)はひずみ記録から推定した層せん断力 ${}_{\varepsilon}V_B$ 、図 8(b)では加速度記録から推定した層せん断力 ${}_{a}V_B$ を示している。いずれの履歴も概ね線形関係であり単一モードが卓越していることが読み取れる。ただし ${}_{\varepsilon}V_B$ と ${}_{a}V_B$ の値はかなり異なっており、 ${}_{\varepsilon}V_B$ は ${}_{a}V_B$ の 0.7 倍程度に留まっている。この違いの理由をこの計測結果のみから断定することはできないが、考えられる理由としては、これは建物質量が想定よりも小さく地震慣性力が小さかったか、あるいは地震慣性力の一部が想定通りに柱を経由していないことが考えられる。

なお、図 8(b)には細かく上下に振動する高振動数成分の残存がより大きく観察されるが、前述したようにこれはこの図の縦軸算出においては、高次モード成分を含む加速度記録を一次モード応答の加速度記録とみなして定数倍することにより層せん断力に換算しているためである。例えば文献[9]に示されたウェーブレットを用いた手法などにより、加速度記録から 1 次モード成分のみを抽出すれば、より膨らみが小さく直線的な履歴が得られるとは考えられるが、最大応答値の評価に大きな変化が生じるほどではないとは考え、本論文では加速度記録をそのまま用いた分析としている。

5.4 柱曲げモーメントと第一層せん断力の関係

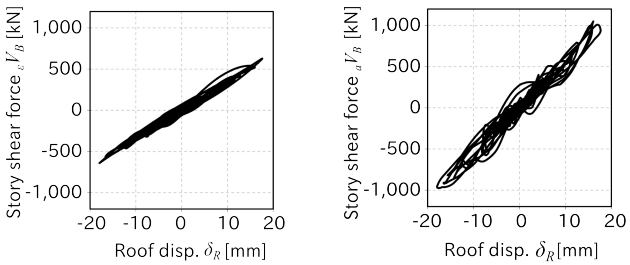
図 9 には柱脚曲げモーメント M_B と層せん断力 ${}_{c}V_B$ の関係を示す。両者はほぼ完全な線形であり、反曲点はほとんど変化していないことがわかる。柱材料の公称値により計算した柱の降伏曲げモーメントは 763kNm であり、この地震においてもこの半分程度の応力に留まっていることが確認できる。

5.5 柱が負担する地震力の割合（柱負担地震力比率）

前述したように、柱のひずみ計測から求められた地震水平せん断力 ${}_{\varepsilon}V_B$ は、加速度計測から求められた ${}_{a}V_B$ よりも小さい。図 10 は、両者の比率 ${}_{\varepsilon}V_B / {}_{a}V_B$ を屋根階変位 δ_R に対して示したものである。以後この値を「柱負担地震力比率」と呼ぶ。プロットは各計測時刻ステップにおける値を、3 本の線は前後 5 点（計 11 点）の移動平均および平均±標準偏差を示す。 δ_R が小さい場合には比率の分子、分母とも小さな値となり安定した値を示さないため、図には δ_R が 10mm 以上の範囲のみを示している。 ${}_{\varepsilon}V_B / {}_{a}V_B$ は、 δ_R が大きくなるに従い安定した値となり、 δ_R がもっとも大きい 11 の計測結果の平均は 0.66 倍、変動係数は 0.040 となっている。平均値は概ね 0.6～0.7 程度であるが、 δ_R が 15mm 以上の範囲では上昇する傾向が見られる。

5.6 構造骨組全体の剛性（架構剛性）

建物構造骨組全体の特性を代表する剛性 K（以後、架構剛性と呼ぶ。）として、ひずみ記録から推定された第一層せん断力 ${}_{\varepsilon}V_B$ を屋根階変位 δ_R で除したものとして定義する。図 8 でみたように両者は



(a) ひずみ記録からの推定　　(b)加速度記録からの推定

図 8 第一層せん断力 - 屋根階変位関係

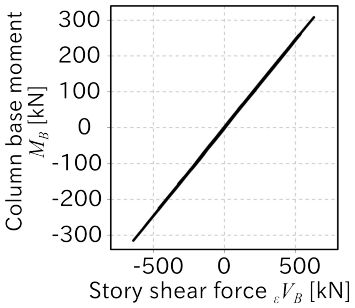


図 9 柱せん断力-曲げモーメント関係

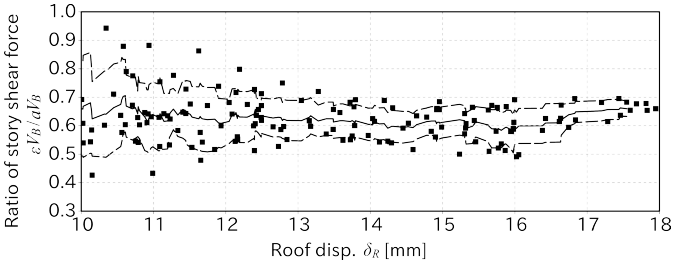


図 10 柱せん断力比率と屋根階変位の関係

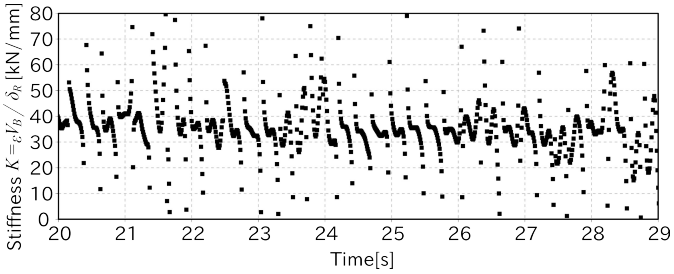


図 11 屋根階変位と柱せん断力から算出した建物剛性の時刻歴

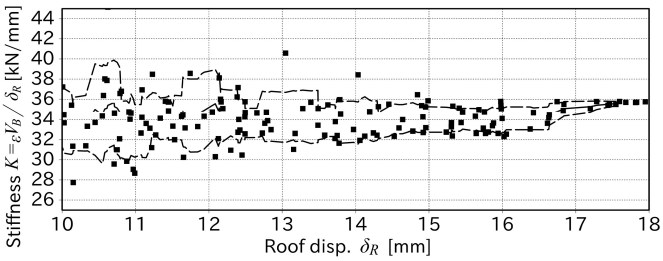


図 12 架構剛性と屋根階変位の関係

ほぼ線形関係にあるため、最大値同士の比率で算出可能と考えられるが、評価のばらつきを見るために架構剛性 K についての時刻歴を図 11 に示す。分母である δ_R が 0 付近になる範囲では値が発散する

ため時刻歴全体では安定した値とはならないが、屋根階変位 δ_R が大きな値となる範囲ではおよそ同程度の値となっており、架構剛性 K は 30 から 40 [kN/mm]程度の値を示していることが分かる。屋根階変位 δ_R が大きな範囲での値の安定度を見るために、架構剛性 K と屋根階変位 δ_R の関係を示したものを図 12 に示す。変位 δ_R が小さいと架構剛性 K は大きなばらつきを見せるが、変位 δ_R がもっとも大きい 11 点の平均は 35.6 [kN/mm]、変動係数は 0.006 であり、変位応答が大きい時刻で計算すれば安定した値が得られる。

6. 構造応答性状と地震動強さの関係

6.1 検討の方法

前章では一つの地震動についてのみ第一層せん断力および架構剛性の時刻歴やその評価のばらつきを示したが、本節ではすべての地震動について、これらの値と地震動強さとの関係を示す。前述したように、ここでは地震動強さの指標として、加速度記録のみから(3)式を用いて計算される第一層せん断力係数 C_B を用いる。理屈上はこれに建物重量を乗じれば第一層せん断力となる。しかしながら、第 5.3 節および第 5.5 節で示したように、C_B に設計計算での想定重量を乗じた計算値 ${}_aV_B$ とひずみ計測による実測値 ${}_\varepsilon V_B$ は異なっており、C_B に必ずしも実情の層せん断力と対応していない。そこで本章での C_B は、構造設計計算との比較が容易な地震動強さの指標として、あるいは加速度応答や変位応答の大きさを示す指標として用いられてはいるが、架構に生じる応力の指標ではないことを前提としている。

6.2 柱負担地震力比率と地震動強さの関係

各地震において屋根階変位が大きい時刻 11 点において、柱負担地震力比率の平均値および標準偏差を算出し、これらと第一層せん断力係数 C_B の関係を図 13 に示す。プロットおよびエラーバーは平均値および平均値±標準偏差の範囲を示す。また、白抜きの数字は最も強い地震動（第一位地震動）からの順位を示している。

C_B が 0.01 を下回る範囲では 0.4 倍程度であるが、C_B の増大に伴って大きくなり、経験地震動の範囲では最大 0.63 倍となっている。このように値が 1 倍を下回る理由としては、実際の建物重量が計算値よりも小さいこと、あるいは、地震慣性力の一部が柱を経由せずに壁等により基礎に伝達された可能性が考えられる。今回の計測のみではこれらの理由について断定することはできないが、今回の建物では外壁材が 800mm ピッチで設置された H-100x100x6x8 の縦胴縁で支えられており、外装材を支える架構としては比較的剛強であったことを考えると後者の理由の可能性が高いように思われる。また、C_B が大きくなると柱負担地震力比率は上昇する傾向にあることは、応答の増大によりこれらの非構造部材の影響が低下することを示すものと考えることができる。

6.3 架構剛性と地震動強さの関係

図 13 と同様の方法で架構剛性の平均値および標準偏差を算出し、これらと第一層せん断力係数 C_B の関係を図 14 に示す。

C_B が 0.01 程度よりも大きい範囲であれば、平均値はおよそ 35～45[kN/mm]の範囲に収まっており、さらに 0.02 よりも大きい範囲であれば、変動係数としても 0.1 程度の範囲内で安定した結果となる。なお、最も強い地震動記録では周囲のプロットよりも小さい結果となっており、さらに強い地震動下では架構剛性が低下する可能性も考えられる。

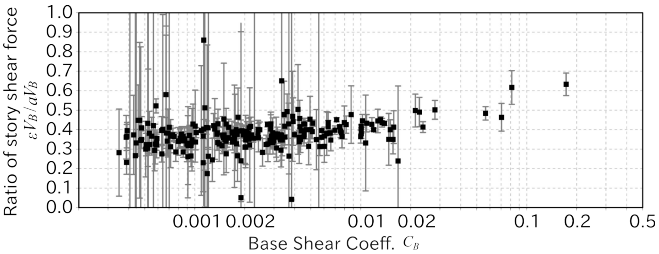


図 13 柱せん断力比率と第一層せん断力係数の関係

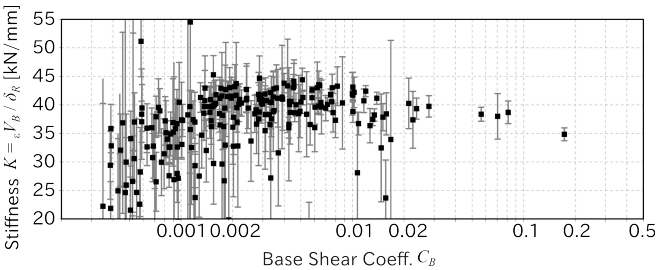


図 14 建物剛性と第一層せん断力係数の関係

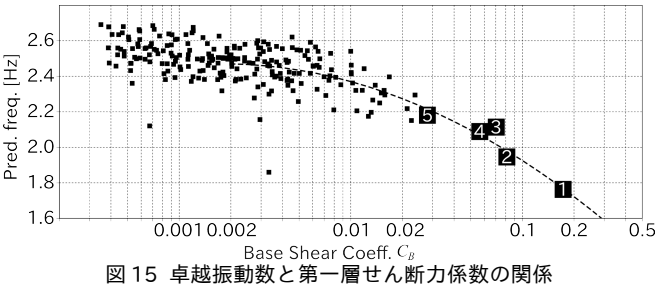


図 15 卓越振動数と第一層せん断力係数の関係

構造計算上の架構剛性は 20.2kN/mm であり、計測結果はこの計算値よりもかなり大きい。想像される要因としては、床スラブを含む梁の剛性が高いことや柱脚剛性が計算値よりも大きいことが考えられるが、今回の計測範囲ではこれらを推測することはできないため、さらなる詳細調査によりこれらの裏付けを進めてゆくことが必要である。

6.4 卓越振動数と地震動強さの関係

前述までの検討では、柱に加わるせん断力は加速度記録と建物重量から推定される慣性力よりも小さいが、応答の増大に伴って大きくなる傾向にあること、架構剛性は構造計算からの推定値よりも大きいが応答の増大に伴って小さくなる傾向にあることが示された。これら慣性力や架構剛性は卓越振動数の変化に影響を及ぼすことが予想されるため、これについて検討する。

1 階床で計測した加速度記録を入力信号、R 階床で計測した加速度記録を出力信号とみなして、 N4SID 法により 1 次モードの周期を算出し、これを卓越振動数とする。計算には GNU Octave[12] の control パッケージに搭載されている n4sid 関数を用いた。

図 15 には、このように計算した卓越振動数と、前述の第一層せん断力係数 C_B との関係を示す。図中の曲線は二次多項式による回帰式である。また C_B には大きな広がりがあるため、横軸は対数軸としている。卓越振動数は微小振動の範囲では 2.4Hz 程度であるが、地震動が強くなるにつれて低周波数化（長周期化）する。後述するように、この範囲では鉄骨骨組は弾性に留まっており損傷が生じるレベルではないが、損傷が生じなくとも卓越振動数にはかなり大きな

For Review

変動が生じうることがわかる。振動数の振幅依存性については既往研究[例えば4,5]でも多数指摘されており、これらと整合する現象であると考えられる。

6.5 卓越振動数、柱負担地震力比率、および架構剛性の振幅依存性

安定した値が得られたと考えられる、最も強い（第 1 位）の地震動記録と第 10 位の地震動記録から得られた応答指標を比較したものを表 3 に示す。 第 10 位から第 1 位まで地震動が強くなると、固有振動数は 76.8%にまで低減している。しかし、架構剛性の変化は 90.7%（これを C_K と定義する。）にとどまっている。仮にこの間 1 次モード形状が変化せず、架構が負担する質量が不変であると仮定すれば、この架構剛性変化が卓越振動数にもたらす変化は-4.8%であるため、卓越振動数の変化は架構剛性の変化のみで説明することはできない。一方、柱負担地震力比率は 153%（これを C_V と定義する）にまで増大している。つまりこの例では、第 10 位から第 1 位までの第一層せん断力係数 C_B の変化はおよそ 10 倍であるが、その間、柱が負担する慣性力はおよそ 15 倍に増大したということである。仮に、この慣性力の変化を架構が負担する質量の変化であるとみなし、架構剛性が変化しないものと仮定すれば、この慣性力の変化は固有振動数を -19.2% 低下させる効果があることになる。今回の結果では、地震応答の増大に伴う骨組の剛性変化の低下は僅かであり、むしろ柱が負担する慣性力の増大の影響が大きいことを示唆する。

ここで算出の仮定とこれらの数値の意味を説明する。この表では柱負担地震力比率と架構剛性 K が別の値として示されているが、今回の手法では両者は独立ではない。いずれの計算においてもひずみ計測結果と加速度計測結果の両方が用いられているからである。両者の計算過程の主要な違いは K の計算においては変位を計算するために積分が行われているという点であり、最大変位応答が最大加速度応答から推定される擬似変位応答に合致する限り、 $\sqrt{C_K/C_V}$ は理論的には卓越振動数の変化率に合致するはずである。実際この計算では実測された卓越振動数比率とほぼ一致しており、これらの仮定が概ね成立していることを示している。すなわち、加速度のみの計測から卓越振動数比率がわかれば C_K/C_V は求められるが、本論文で示したひずみ計測によればさらに、 C_K および C_V の個別の値を知ることができる。 C_K は構造躯体の特性を示す指標であり、構造損傷や劣化等の影響を反映することが期待される。一方 C_V は構造躯体に伝わる慣性力の大きさを示す指標であり、建築物の各部材から構造躯体までの応力伝達機構の特性を反映するものである。従って、継続的な計測によりこれらの変化を捉えられれば、構造躯体特性の変化なのか、あるいは荷重を伝達する周辺架構特性の変化なのかを判断できるものと考えられる。

6.6 柱脚曲げモーメントと地震動強さの関係

第 5.2 節～第 5.4 節で示したように、柱応力は加速度応答とほぼ線形の対応関係を示しており、さらに算出された柱脚曲げモーメント値も公称の柱降伏曲げモーメントを下回ることが確認された。一方、これらの記録に基づき、さらに強い地震動を受けたときに降伏に達するかを予想することができれば、来る大地震への対策の参考になることが期待される。

これまでの記録により得られた、第一層せん断力係数 C_B と最大柱脚曲げモーメント M_B の関係を 図 16 に示す。この図は、図 13 において縦軸を加速度から算出される慣性力で基準化せずに、ひずみから算出される柱応力を直接プロットするように、書き直したものである。細い実線は二次曲線による回帰式、細い破線は比例関係にあるとしたときの回帰式である。また水平に描いた水平線は、柱降伏曲げモーメントを示している。

表 3 振幅依存性整理

	第一層せん断力係数 C_B	卓越振動数 f_{pred} [Hz]	柱負担地震力比率 $R_V = {}_cV_B / {}_dV_B$	架構剛性 K [kN/mm]
第10位地震動	0.016	2.29	0.41	38.4
第 1位地震動	0.173	1.76	0.63	34.8
変化率 第1位/第10位	1094%	76.8%	$C_V =$ 153%	$C_K =$ 90.7%

$\sqrt{\frac{C_K}{C_V}}$ =76.9% ← $\frac{1}{\sqrt{C_V}}$ =80.8% × $\sqrt{C_K}$ =95.2%

地震慣性力と剛性の変化から推定される卓越振動数変化率

地震慣性力変化が卓越振動数に与える影響

剛性変化が卓越振動数に与える影響

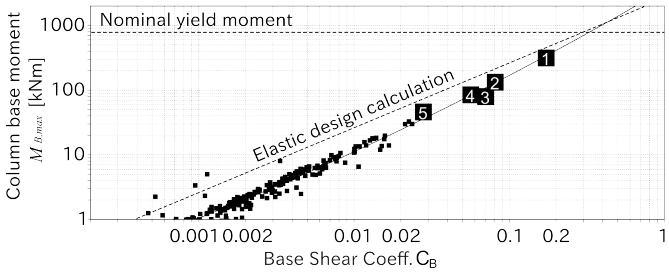


図 16 柱脚曲げモーメントと地震動強さの関係

第 6.2 節で示したように、本計測結果では柱負担地震力比率が 1 を下回っており、実際に柱に加わる応力は加速度計測からの想定値よりも小さい。この事実は、本図においても、実測値を示すプロットが設計計算を示す細い破線よりも下側に位置していることにより表現されている。ただし、地震動が強くなると、より破線に近づく傾向となる。この傾向から判断する限り、C_B が 0.3 を超えるあたりで柱が降伏に達する可能性が生じるものと読み取ることができる。今後の地震やさらなる強震により、建物や各部材の特性および挙動が変化し、この傾向が大きく変わる可能性もあるため、これのみを断定の根拠にすることは避けるべきであるが、この建物の耐震性能を判断する上での重要な参考情報とできるものと考えられる。

7. 結論

３階建て鉄骨造建物で中小地震時に計測された加速度およびひずみ実測記録を分析し、加速度応答から推定される第一層せん断力時刻歴、変位時刻歴、およびひずみ応答から推定される柱曲げモーメントおよび第一層せん断力の時刻歴を算出した。これらはほぼ比例的に振動しており、線形弾性で単一モード形状で振動しているとする仮定に概ね合致していることを確認した。

第一層せん断時刻歴や柱曲げモーメント時刻歴は、構造解析から推定される降伏耐力の範囲内であることが確認された。ひずみ計測値は極めて局所的なものではあるが、前述の通りこれから算出された応力時刻歴は安定した結果が得られており、これまでの地震動では降伏には至る水準ではなかったものと判断できる。

多数の地震応答観測から地震ごとに応答値の最大値を抽出し、それらの相関関係を調査した。まず、ひずみ応答から推定された第一

For Review

層せん断力と、加速度応答から推定された第一層せん断力との比率（柱負担地震力比率）を調査した。この値はおよそ 0.4 倍から 0.6 倍程度であり、柱が実際負担した地震慣性力が、想定よりも小さいことを示している。計測結果のみからこの理由を断定することは出来ないが、想定される原因としては建物質量が想定よりも小さく地震慣性力が小さかったか、あるいは地震慣性力の一部が想定通りに柱を経由していなかったことが挙げられる。

一方、構造骨組の剛性を表す値として、ひずみ応答記録から推定された第一層せん断力と屋根階変位の比率（架構剛性）を調査した。実測結果から得られた架構剛性値は構造計算結果の 2 倍程度とかなり大きな値となっていることが観察された。

このような実測結果と構造計算結果との乖離は、地震動強さに影響を受けており、地震動が強いほど、柱負担地震力比率はより大きくなる傾向があること、また躯体剛性は小さくなること傾向があることがわかった。また両者の傾向の程度を調べたところ、躯体剛性の低下傾向に比べ、柱負担地震力比率の増大傾向のほうが大きな変化を示していた。両者の傾向はいずれも卓越振動数を低下させる影響をもたらすが、今回の計測結果からは卓越振動数が低下した主要因は、躯体剛性の低下ではなく、柱負担地震力比率の増大であると判断できる。

今回の計測では、加速度応答の計測に加え、鉄骨柱のひずみ計測を行ったことで、実際に柱に加わる応力を把握することができ、構造躯体の性能や損傷に関わる指標を直接算出できた。これらは、加速度計測に基づく固有振動数変化のみでは評価できない指標も含まれており、これらを継続的に調査することにより、構造躯体の性能や損傷、劣化等の判断に必要な情報を与えることができる。ただし、今回の計測範囲は柱のひずみのみであり、基礎構造や二次部材、非構造部材等については計測していないため、これらの部材の影響を評価できない。また加速度応答についても全層で計測していないため、応答モード形状が変化した可能性についても評価できない、実測結果が構造計算結果と異なる理由や、振幅依存性の理由を特定するためには、実建物あるいは実建物の状況を反映した実験により、さらに多点での実測結果を積み上げてゆくことが必要であると考えられる。

参考文献

1) 日本建築防災協会,全国被災建築物応急危険度判定協議会: 被災建築物応急危険度判定マニュアル, 1998
2) 日本建築防災協会 (国土技術政策総合技術研究所、建築研究所監修): （再使用の可能性を判定し、復旧する ための）震災建築物の被災度区分判定基準および復旧 技術指針 2015 年改定版, 2016
3) 文部科学省 研究開発局,京都大学 防災研究所: 都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト 2 都市機能の維持・回復に関する調査研究 平成 25 年度成果報告書, 2014.5.
4) 上林宏敏, 永野正行: 超高層建物の強震観測記録に基づく増幅特性と動特性評価, 日本建築学会技術報告集 19(42), 435-440, 2013.6 (DOI: https://doi.org/10.3130/aijt.19.435)
5) 飯場正紀, 大川 出, 斉藤大樹, 森田高市, 長谷川隆: 平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震において観測された強震記録に基づく建築物の地震時挙動の分析, 建築研究資料, No.138, 2012.9
6) 西塔 純人, 北倉 友佳, 更谷 安紀子, 林 康裕: 被災した軽量鉄骨造住宅の固有振動数に関する調査研究, 日本建築学会技術報告集 23(54),513-516, 2017 (DOI: https://doi.org/10.3130/aijt.23.513)
7) 文部科学省: 都市の脆弱性が引き起こす激甚災害の軽減化プロジェクト 2 都市機能の維持・回復のための調査・研究:健全度判定システムを用いた地震時の建物の管理マニュアル作成指針(案), 平成 29 年 3 月, http://www.toshikino.dpri.kyoto-.ac.jp/outcome/technical/06_shishin.pdf
8) 伊山 潤, 荒木 景太: 鋼構造実建物のひずみ計測に基づく応力負担推定, 構造工学論文集 Vol. 66B, 139-146, 2020.3
9) 楠 浩一，日向大樹，服部 勇樹，田才 晃: 加速度計を用いた実構造物の性能曲線算出法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集 79(699), 613-620, 2014 年 5 月 (DOI: https://doi.org/10.3130/aijs.79.613)
10) 気象庁: 計測震度の算出方法, https://www.data.jma.go.jp/eqev/data/kyoshin/kaisetsu/calc_sindo.html,2022/6/9 参照
11) 日本建築学会: 非構造部材の耐震設計施工指針・同解説および耐震設計施工要領, 2003 年
12) https://www.gnu.org/software/octave/, 2021/4/28 参照

For Review