長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の応答と梁端損傷度の評価

ESTIMATION OF RESPONSE AND BEAM ENDS DAMAGE OF STEEL FRAME HIGH-RISE BUILDINGS UNDER LONG PERIOD MOTIONS

森田高市 ——— *1 長谷川 隆 ——— *2

Koichi MORITA ——— *1 Takashi HASEGAWA — *2

キーワード：
超高層建物, 長周期地震動, 地震応答解析, 疲労特性, 損傷

Keywords:
High-rise buildings, Long period motions, Earthquake response analysis, Fatigue properties, Damage

Earthquake response analysis of 30 high-rise building models under long period motions is carried out. There are some cases in which the response exceeded the safety limit, when the level of input long period motion is larger. Damage to beam ends of high-rise building models is estimated. Damage ratio tends to be larger as story drift angle becomes larger.

1. はじめに

2003年十勝沖地震では、震源から160km以上離れた苫小牧で、約3～15秒の長周期の地震動が発生し、巨大な石油タンクの液体が共振し火災が発生した¹⁾。このような長周期地震動の生成には地下の深い構造がかかわっており、東京圏、大阪圏、中京圏などの大都市圏では深い地盤の地下構造が盆地形状を示すことから、将来発生が危惧されている東海・東南海・南海地震等の海溝性の地震に襲われると、数秒から十秒に卓越周期を持つ長周期地震動が発生するとされる。超高層建物は、固有周期が長いために、長い卓越周期をもつ長周期地震動と共振して、大きな揺れが発生する可能性がある。また、長周期地震動に対する超高層建物の応答においては、多数回の繰り返し変形が建物を構成する部材に生ずる可能性があり、一定の振幅で多数回の繰り返し変形が生じることによって部材が破断する可能性が指摘されている²⁾。

このような中、2015年12月に、内閣府より、「南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動に関する報告」³⁾が公表された。これを踏まえ、同月に、国土交通省住宅局より、「超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動への対策案について」⁴⁾が公表された。これらにおいて、南海トラフ沿いの巨大地震の長周期地震断層モデルや設計用地震動の案が提示されている。

本研究では、対策案で提示されている長周期地震動に対して、複数の鉄骨造超高層建物モデルにより、時刻歴応答解析を実施し、建物への影響度を検討する。さらに、得られた応答値から繰り返しの影響を考慮した梁端部の損傷度推定を行い、既往のクライテリアとの比較を行う。

2. 検討対象建物モデル

対象超高層建物モデルは、実在の鉄骨造超高層建物の構造設計図書等を参考にして、30棟分作成した。対象建物の概要を表1～表6に示す。ただし、ダンパーのある建物は含まれていない。建物の用途は3棟が共同住宅、2棟がホテル、他は事務所である。地震応答解析を

行う際に用いた建物モデルと入力地震動を以下に示す。

(1) 建物モデル

- ・重量、階高、復元力は設計図書等を参考に設定した。
- ・復元力の折れ点の設定は、第一折れ点せん断力を弾性限耐力、第二折れ点せん断力を保有水平耐力としているものが多いが、折れ点・折れ線の設定は建物ごとに異なり、設計図書の値を用いた。
- ・減衰定数は1次2%、初期剛性比例型とする。
- ・履歴則はNormal Tri-linearとする。
- ・塑性率と累積塑性変形倍率の基点は、復元力の第一折れ点とする。
- ・解析対象にした建物はすべてせん断型または等価曲げせん断型モデルであるが、設計図書に示されたモデルを用いた。

なお、建物の設計年代から察せられるが、上記の建物の設計時の検証においては、告示波は入力用地震動として用いられていない。基本的にはエルセントロ・八戸・タフト等の既往波により検証されている建物が多い。

表1：対象建物の高さ

軒高	棟数
100m 以上 120m 未満	8
120m 以上 140m 未満	13
140m 以上 160m 未満	6
160m 以上 200m 未満	3

表2：対象建物の設計年

設計年	棟数
75-80年	2
81-90年	7
91-99年	21

表3：対象建物の階数

階数	棟数
25-30	16
31-40	12
41-50	2

表4：骨組み形式種別

種別	棟数
純ラーメン	17
ブレース付きラーメン	11
鋼板壁付きラーメン	1
スーパーフレーム	1

表5：1次固有周期

周期	棟数
2-3秒	9
3-4秒	15
4-5秒	6

表6：2次固有周期

周期	棟数
0.5-1.0秒	8
1.0-1.5秒	20
1.5-2.0秒	2

¹⁾ 国土交通省国土技術政策総合研究所 室長・博士（工学）
（〒305-0802 茨城県つくば市立原1）

²⁾ 国立研究開発法人建築研究所 主任研究員・博士（工学）

¹⁾ Head, National Institute for Land and Infrastructure Management, MLIT, Dr. Eng.

²⁾ Senior Research Engineer, Building Research Institute, Dr. Eng.

(2) 入力地震動

入力地震動は、国土交通省住宅局より公表された南海トラフ沿いの巨大地震の長周期設計用地震動 10 種類⁴⁾を対象とした。ただし、これらの地震動は、建設地点に応じて、ひとつのみ解析を行うことに

表 7 検討に用いた入力地震動諸元

略称	地域	最大加速度 cm/s ²	最大速度 cm/s	継続 時間 s
KA1	関東圏	45.5	21.31	655.34
SZ1	静岡県	282.0	45.19	655.34
SZ2	静岡県	249.7	35.52	655.34
SZ3	静岡県	359.2	33.30	655.34
CH1	中京圏	265.0	58.73	655.34
CH2	中京圏	292.3	40.40	655.34
CH3	中京圏	266.7	30.54	655.34
OS1	大阪圏	262.8	45.88	655.34
OS2	大阪圏	250.2	35.68	655.34
OS3	大阪圏	292.7	29.36	655.34

図 1 各地域の長周期地震動の pSv と Ve

なっているが、ここでは応答レベルを把握することを目的に、建物の建設地点を特定せずに、全ての地震動の計算を行った。(なお、現在、SZ1 の区域には超高層建物は存在しない。)地震動の諸元を表 7 に、各地域 (関東圏: KA1、静岡県: SZ1, SZ2, SZ3、中京圏: CH1, CH2, CH3、大阪圏: OS1, OS2, OS3) の擬似速度応答スペクトル (ターゲット) とエネルギースペクトルを図 1 に示す。

3. 鉄骨造超高層建物の梁端部の損傷度推定法

長周期地震動を想定した場合の超高層鉄骨造建物の耐震安全性の確認では、多数回の繰り返し変形による鉄骨部材の破断の有無を検討する必要がある。そのため、長周期地震動に対する超高層鉄骨造建物の検証においては、部材の累積塑性変形倍率や繰り返し回数等、塑性変形の累積を考慮することが必要と考えられる。

ここでは、部材の設計疲労曲線を用いて、長周期地震動に対する超高層鉄骨造建物の梁端部の破断の有無を確認する方法⁵⁾を適用した。骨組モデルを用いた地震応答解析を行わない場合、直接、梁端部の損傷推定に必要な部材の塑性率や累積塑性変形倍率を算定することができない。従って、層の応答を基に部材応答を推定する必要があり、以下の算定の手順⁶⁾を適用する。

- 1) 長周期地震動に対する質点系モデルの応答解析を行って、各層の塑性率 $s\mu_{\max}$ 、各層の累積塑性変形倍率 $s\eta$ を算出する。
- 2) 層の等価な繰り返し回数 sN_e を、(1) 式により計算する。

$$sN_e = \frac{s\eta}{4(s\mu_{\max} - 1)} \quad (1)$$

- 3) 各層の梁部材の等価な繰り返し回数 bN_e の最大値は、層の等価な繰り返し回数 sN_e の 2 倍程度とし、(2) 式を設定した。

$$bN_e = 2 \times sN_e \quad (2)$$

- 4) 梁端の最大塑性率 $b\mu_{\max}$ は、部材の最大塑性率と層の最大塑性率の関係式(3)と(4)を用いて推定する。

$$b\mu_{\max} = f(s\mu_{\max}) \times s\mu_{\max} \quad (3)$$

$$f(s\mu_{\max}) = \frac{b\mu_{\max}}{s\mu_{\max}} = \sqrt{\alpha(s\mu_{\max} - 1)} + 1 \quad (4)$$

ここで、6m 程度の均等スパン純ラーメン架構用は $\alpha=0.8$ 、3m 程度の短スパン連続架構用は $\alpha=3.0$ とする。

- 5) 部材の累積塑性変形倍率 $b\eta$ を(5)式で計算する。

$$b\eta = bN_e \cdot 4(b\mu_{\max} - 1) \quad (5)$$

- 6) 設計用疲労曲線を用いて、部材の最大振幅時 ($b\mu_{\max}$) の繰り返し回数 N_f を(6)式⁷⁾で計算する。ただし、疲労曲線は梁端部の仕様に応じて、3 種類(スカラップ付き、スカラップ無し、高性能仕口)提案されており、それぞれ係数が異なる。ここでは対象建物モデルの想定される設計年代から、全ての建物において、スカラップ付現場溶接タイプとして、 $C=4, \theta=1/3$ と設定した。なお、本論文では適用していないが、スカラップなしの場合には、 $C=5.6, \theta=1/3$ 、

高性能仕口の場合には、 $C=8, \beta=1/3$ を用いる。

$$N_f = (C/b\mu_{\max})^{1/\beta} \quad (6)$$

7) 梁端部の損傷度 D を(7)式で計算する。

$$D = \frac{N_e}{N_f} \quad (7)$$

この損傷度の値 D が 1 を超える場合には、梁端部が破断する可能性があることを意味する。本検討では、表 4 に示したとおり、純ラーメン以外のブレース付きラーメン等も対象に含まれているが、梁端損傷度の評価においては、ブレース付きラーメンは適切に評価するこ

図 2 各地域の長周期地震動に対する最大応答層間変形角

とが出来ないと考えられる。4. 以降の検討において、梁端損傷度を評価する対象建物は純ラーメンの建物 17 棟に限ることとする。4) のスパンは設計図書に基づき分類を行ったが、17 棟のうち、通常スパン (6m 程度) が 13 棟、短スパン (3m 程度) が 4 棟であった。

4. 地震応答解析結果と損傷度評価

2. に示した 30 棟のモデル建物を対象にした、10 波の長周期地震動による地震応答解析の結果を示す。10 波の地震波それぞれについて、建物固有周期と最大層間変形角の関係をプロットしたものを図 2(a)~(j) に示す。今回対象にした範囲では、関東 KA1 (図 2(a)) の地震動に対する最大応答層間変形角はほとんどのケースにおいて、0.006rad.程度以下で、0.01 rad.を超えるものはなかった。また、SZ3,CH3,OS3 (図 2(d)(g)(j)) の 3 波においては、ごく一部で 0.01 rad.を超えるケースもあるが、ほぼ 0.01 rad.以内に収まっている。SZ2 (図 2(c)) と CH2 (図 2(f)) では、一部が 0.01rad.以下であるが、0.01 rad.を超えるものが多い。OS2 (図 2(i)) は 0.01 rad.以下が半分程度である。SZ1,CH1,OS1 (図 2(b)(e)(h)) はほとんどのケースで 0.01 rad.を超

図 3 各地域の長周期地震動に対する応答と梁端損傷度

えており、中には 0.02 rad.を超えるようなケースも見られる。SZ1,SZ2, CH1,CH2 においては、3 秒から 3.5 秒付近で、最大層間変形角が大きくなっており、OS1 では 4 秒付近で大きくなっている。

以下では、3. に示す梁端損傷度の計算方法を適用した例を示すが、純ラーメン建物 17 棟のみを対象とした。個別建物 (30 階建てで固有周期が約 3.6 秒) の解析例を図 3 に示す。長周期地震動の他、参考に告示波 (ランダム位相) の結果も合わせて示した。SZ1 においては、層間変形角は 0.02 rad.を、層塑性率は 3.0 を、20 個の層で損傷度 1 を超えている。SZ2 と CH1,CH2,OS1 においては、層間変形角は 0.015 rad.を、層塑性率は 2.0 を超えていた。SZ2 では 13 個の層が、CH1 では 22 個の層が、CH2 では 4 個の層が、OS1 では 15 個の層が、それぞれ損傷度 1 を超えていた。OS2 においては、層間変形角は 0.01 rad.を超え、層塑性率は 2.0 以下で、損傷度は 2 個の層で 1.0 を少し超えている。SZ3 と CH3,OS3 においては、最大の層間変形角はおおむね 0.01 rad.で、層塑性率は 2.0 以下で、全ての層で損傷度は 1.0 を下回っている。KA1 は各応答値が小さく、損傷度も全ての層で 0 である。参考に示した告示波は、層間変形角は 0.01 rad.を超える層もあるが、損傷度は全ての層で 1 を下回っていた。上記の結果は、建物ごとに異なる特性になっているが、ここで取り上げた建物の固有周期が、3.6 秒であるために、SZ1 と CH1 の応答値や損傷度が大きくなっている。入力地震動別に、損傷度が 1 を超える建物棟数を図 4 に示す。KA1 と SZ3,CH3,OS3 は損傷度 1 超の建物はなく、SZ1,CH1,OS1 はほとんどの建物で損傷度が 1 を超えた。

17 棟の各長周期地震動の最大応答層間変形角と梁端損傷度の関係をプロットしたものを図 5 に示す。(ただし、損傷度が 0 のものは図から除外した) 最大層間変形角が大きいほど、梁端損傷度も大きくなる傾向が見られるが、ばらつきも大きい。通常スパンのものと短スパンのものを比較して示したが、特段の差異は見られない。数は少ない

図 4 入力地震動別の損傷度 1 超の建物数

図 5 層間変形角と梁端損傷度の関係

が、超高層鉄骨造建物の耐震安全性検証のクライテリアである 0.01rad.以下を満足するものの、損傷度が 1 を超える建物もいくつか見られた。これらの建物では、最大の層塑性率の平均値が 1.9 程度であり、同様の最大層間変形角で損傷度 1 以下の建物に比べて最大層塑性率が大きい傾向が見られた。今回対象とした建物モデルは、すべて 2000 年以前のものであったため、一律に梁端部の仕様をスカラップ付きとしたため、損傷度が大きくなったと考えられる。スカラップがないケースや梁端部を拡幅した高性能仕口の場合には、(6)式の係数が変わるため、損傷度の値は小さめになる。

5. まとめ

2000 年以前に設計された鉄骨造超高層建物の設計図書を参考に 30 棟の建物モデルを設定し、長周期地震動に対する時刻歴応答解析を実施し、17 棟について梁端損傷度を推定した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 10 波の長周期地震動のうち、KA1 と SZ3,CH3,OS3 の 4 波においては、ほとんどの建物で最大層間変形角は 0.01rad.以下を満足していた。
- 2) SZ2,CH2,OS2 の 3 波においては、最大層間変形角は 0.01 rad.を超えるものが多い。SZ1,CH1,OS1 の 3 波は、ほとんどのケースで最大層間変形角は 0.01 rad.を超えており、中には 0.02 rad.を超えるものもある。
- 3) 個別建物の損傷度の評価の例から、SZ1,SZ2,CH1,OS1 の 4 波においては、約半分の層において、損傷度が 1 を超える結果となった。
- 4) 最大層間変形角と梁端損傷度の関係では、最大層間変形角が大きいほど、梁端損傷度も大きくなる傾向が見られた。
- 5) 超高層鉄骨造建物の耐震安全性検証のクライテリア 0.01rad.以下を満足するものの、損傷度が 1 を超える建物もいくつか見られた。

参考文献

- 1) 坂井藤一：2003 年十勝沖地震による浮屋根式タンクの被害について、JSSC No.52, pp20-25, 2004.4
- 2) 長谷川隆、福元敏之、田上淳、澤本佳和、久保田淳、時野谷浩良、鈴木康正、寺田岳彦、石井大吾、成原弘之、安田聡、金子洋文、宇佐美徹、小鹿紀英、鈴木芳隆、西山功、向井昭義、岩田善裕：長周期地震動に対する超高層鉄骨造建築物の耐震安全性に関する検討、建築研究資料 No.160, (独) 建築研究所, 2014.7
- 3) 内閣府：南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動に関する報告, 2015.12, http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/nankaitrough_report.html
- 4) 国土交通省住宅局：超高層建築物等における南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動への対策案について, 2015.12, http://www.mlit.go.jp/report/press/house05_hh_000601.html
- 5) 鈴木芳隆、石田隆司、阿部雅史、小鹿紀英、長谷川隆：部材疲労曲線を用いた長周期地震動に対する鉄骨造超高層建物の耐震安全性評価方法の検討、日本建築学会構造工学論文集 Vol.61B, pp.439-445, 2015.4
- 6) 石田隆司、長谷川隆、小鹿紀英、鈴木芳隆、阿部雅史：質点系モデルを用いた超高層鉄骨造建物の梁端部の損傷評価に関する研究、日本建築学会大会梗概集, pp.715-716, 2014.8
- 7) 成原弘之、安田聡、長谷川隆、山田哲：長周期地震動に対する鉄骨造超高層建築物の安全性検証方法の検討、(その 20 梁端溶接接合部の低サイクル疲労損傷評価法)、日本建築学会大会学術講演梗概集, pp1087-1088, 2013.8

[2016 年 2 月 3 日原稿受理 2016 年 3 月 22 日採用決定]