

柱、梁部材の疲労性能と建築物の限界層間変形角に基づく 超高層鉄骨造建築物の耐震安全性検証方法

1. はじめに

現在の超高層建築物等の性能評価で用いられている設計用の長周期地震動は、地域や周期によっては、告示波の 2 倍程度の速度応答スペクトルとなる場合があり、通常のクライテリア（最大層間変形角 1/100 以内、層塑性率 2 以下）で超高層鉄骨造建築物の設計を行うと、設計が困難となる場合もある。そのため、このような地震動に対して、梁部材と柱部材の限界性能に基づいた設計を行うことにより、通常のクライテリアを用いない設計法が要望されている。一方で、このような設計の場合、建築物の最大層間変形角が現状に比べて大きくなる可能性があるため、建築物が倒壊するまでの余力も検討しておく必要があると考えられる。

これらの問題に対応するため、主に超高層鉄骨造建築物を対象に平成 30(2018)年度から 3 カ年にわたり、国土交通省建築基準整備促進事業（以下、基整促と呼ぶ）として「S29 長周期地震動に対する超高層鉄骨造の安全性検証法に関する検討」の調査研究が実施された^{1),2)}。この調査研究の成果として、鉄骨及び CFT 柱部材の疲労性能評価式が提案されるとともに、建築物に一定の余力を確保して、倒壊、崩壊を防止することを目的とした限界最大層間変形角の設定方法が提案された^{1),2)}。本資料では、上記の問題に対応した検証方法として、基整促で提案された柱及び梁部材の疲労性能評価式及び建築物の限界最大層間変形角を用いた耐震安全性検証方法を示す。

2. 鉄骨柱部材の疲労性能評価^{1),2)}

基整促では、鉄骨部材の基本的な多数回繰返し変形に対する特性を把握することを目的として、鉄骨柱部材（溶接組立箱形断面柱）に対して、載荷パターン及び軸力を変化させた多数回繰返し実験が行われた。これらの実験結果も含めて、鉄骨柱部材の疲労性能評価式を構築するために、溶接組立箱形断面柱を対象に、多数回繰返し実験及び FEM 解析により、一定軸力、変動軸力及び任意の変位振幅での多数回繰返し特性が把握された。

(1) 一定軸力が作用する鉄骨柱の疲労性能評価

実験や解析等の検討結果に基づいて、基整促では、以下に示す一定軸力が作用する鉄骨柱の疲労性能評価式を提案している。

【一定軸力が作用する鉄骨柱の繰返し数 $cN_{90\%}$ 】

$$cN_{90\%} = C_0 \times R_e^{-1.466} \leq N_{90\%_{max}} \quad (R_e \geq R_{e_{lim}}) \quad (1)$$

ここで、 R_e が $R_{e_{lim}}$ を下回った場合は $R_{e_{lim}}$ とする。

$$C_0 = 2.308 \times 10^{-3} \times \alpha \times (\lambda / \lambda_0)^2 \quad (2)$$

$$R_e = R / \mu_e \quad (3)$$

$$R_{e_lim} = 0.6 \times R_{e_tr} \quad (4)$$

$$R_{e_tr} = -3.786 \times 10^{-3} + 3.027 \times 10^{-4} \times (D/t) \geq 0.001 \quad (D/t \leq 28) \quad (5)$$

$$\mu_e = f(n) \times \mu_0 \leq 15.0 \quad (6)$$

$$f(n) = 1.0 - 1.48 \times n + 0.414 \times n^2 \quad (0 \leq n \leq 0.8) \quad (7)$$

また、 μ_0 は $1/\alpha_0$ ($\alpha_0 = \varepsilon_y \times (D/t)^2$)、 $\varepsilon_y = 0.001744$ の範囲に応じて下式により与えられる。

$$1/\alpha_0 \geq 1.09 \text{ の時} \quad \mu_0 = 16.0/\alpha_0 - 12.7 \quad (8-1)$$

$$1.09 > 1/\alpha_0 \geq 0.23 \text{ の時} \quad \mu_0 = 4.8/\alpha_0 - 0.52 \quad (8-2)$$

なお、式(5)～式(8-2)に示される範囲内において、本提案式が適用可能である。

$$N_{90\%_max} = 3.037 \times 10^{-8} \times \alpha \times (\lambda / \lambda_0)^2 \times (R/15.0)^{-3.220} \quad (9)$$

ここで、

C_0 : 疲労係数

α : 安全係数 (平均評価式 : $\alpha = 1.0$ 、下限評価式 : $\alpha = 0.5$)

λ : 細長比

λ_0 : 疲労係数 C_0 への λ の影響を反映させるための、一定軸力、一定振幅の実験の代表例である座屈長さ・断面せい比 8.0 の試験体の細長比

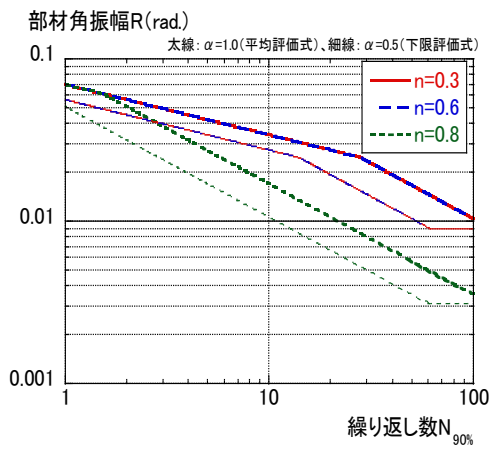
R_e : 等価部材角

R_{e_lim} : 損傷度評価に有効な R_e の範囲 ($= R_{lim} / \mu_e$)

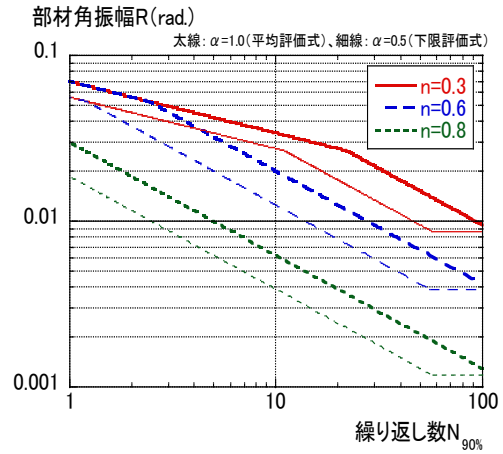
n : 軸力比

$N_{90\%_max}$: 繰返し数の最大値

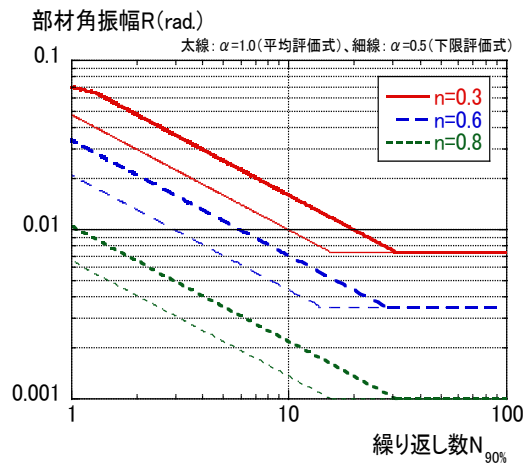
この評価式に関して、座屈長さ・断面せい比 8.0 の場合の代表的な軸力比 (0.3、0.6、0.8) 及び幅厚比 (11.0、16.0、21.0) に対して、部材角振幅 R と繰返し数 $N_{90\%}$ の関係を図 1 に例示する。



(a) 幅厚比 11.0



(b) 幅厚比 16.0



(c) 幅厚比 21.0

図1 性能曲線の例示（座屈長さ・断面せい比 8.0）

(2) 変動軸力が作用する鉄骨柱の疲労性能評価

変動軸力を受ける鉄骨柱の多数回繰返し特性を評価する方法として、変動軸力時の小振幅での損傷が低減されることを考慮した簡易評価による繰返し数 ${}_vN_{90\%}$ について、変動軸力を考慮した割増係数 γ を最大軸力時の繰返し数に乘ずることで、変動軸力が作用する場合の鉄骨柱の疲労性能評価が可能であり、式(10)、式(11)に疲労性能評価式を示す。

【変動軸力が作用する鉄骨柱の繰返し数 ${}_vN_{90\%}$ 】

$${}_vN_{90\%} = \gamma \times {}_cN_{90\%}(n=n_1) \leq {}_cN_{90\%}(n=n_0) \quad (10)$$

ここで、

γ : 変動軸力を考慮した割増係数

$$\gamma = 1.0 + 29.35 \times \Delta n^{2.90} \quad (0.0 \leq \Delta n \leq 0.5) \quad (11)$$

なお、 Δn が 0.5 より大きい場合は適用範囲外となる。

Δn : 軸力比の変動幅 ($= n_I - n_0$)

n_I : 最大軸力比

n_0 : 長期軸力比

${}_cN_{90\%}(n=n_I)$: 一定軸力での最大軸力時の繰返し数

${}_cN_{90\%}(n=n_0)$: 一定軸力での長期軸力時の繰返し数

(3) 任意の変位振幅での多数回繰返し特性評価

変動振幅の実験結果から、任意の変位振幅での累積損傷度 D を一定軸力または変動軸力での性能曲線 (${}_cN_{90\%}$ 、 ${}_vN_{90\%}$) により、線形累積損傷則(Miner 則) を用いて評価可能であり、その評価式を式(12)に示す。

$$D = \sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_i} \quad (12)$$

ここで、

N_i : 任意の部材角の繰返し数 $N_{90\%}$ (式(1)または式(10)で評価)

n_i : 任意の部材角における繰返し数

3. CFT (コンクリート充填鋼管) 柱部材の疲労性能評価^{1),2)}

角形 CFT 柱部材に関しては、これまで一定軸力下での多数回繰返し実験が主として行われてきたが、変動振幅や変動軸力に関する実験はあまり行われていなかった。そのため、基整促では、角形 CFT 柱部材の変動振幅、変動軸力における多数回繰返し特性を把握することを目的として、载荷パターン及び軸力を変化させた多数回繰返し実験が行われた。また、一定軸力下での角形 CFT 柱部材の限界繰返し回数 N の評価式は、日本鋼構造協会の長周期地震動に対する CFT 柱の安全性検証法に関する研究小委員会で提案されていた。そのため、基整促では、その評価式を基に、上記の実験結果及び既往実験結果を用いて、軸力の影響に関する評価式が検討された。

以下に、基整促で提案された軸力の変動が小さい中柱、及び軸力の変動が大きい側柱について、実験結果の下限值を示す限界繰返し回数 N の評価式を式(13)～式(16)に示す。また、変動振幅繰返しの損傷評価は、式(12)に示した線形累積損傷則(Miner 則)によって検討し、累積損傷度 $D < 1.0$ とする。

〔軸力の変動が小さい場合(中柱)〕

$$N = \alpha \cdot 710.6R^{-3.152} \cdot \lambda^{1.075} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.580} \quad (p_{max} \leq 0.3)$$

$$N = \alpha \cdot 3.396R^{-3.152} \cdot p_{max}^{-4.564} \cdot \lambda^{1.075} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.580} \quad (0.3 < p_{max}) \quad (13)$$

〔軸力の変動が大きい場合(側柱)〕

$$N = \alpha \cdot 1.666(R \cdot r_p)^{1.696} \cdot \left\{ 710.6R^{-3.152} \cdot \lambda^{1.075} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.580} \right\}$$

$$= \alpha \cdot 1184R^{-1.456} \cdot r_p^{1.696} \cdot \lambda^{1.075} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.580} \quad (p_{max} \leq 0.3)$$

$$N = \alpha \cdot 1.666(R \cdot r_p)^{1.696} \cdot \left\{ 3.396R^{-3.152} \cdot p_{max}^{-4.564} \cdot \lambda^{1.075} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.580} \right\}$$

$$= \alpha \cdot 5.658R^{-1.456} \cdot p_{max}^{-4.564} \cdot r_p^{1.696} \cdot \lambda^{1.075} \cdot \left(\frac{D}{t}\right)^{-1.580} \quad (0.3 < p_{max}) \quad (14)$$

$$\lambda = \frac{l_k}{D}, \quad p = \frac{P}{P_0}, \quad \eta = \frac{D}{t} \sqrt{\frac{s\sigma_y}{sE}}, \quad \beta = \frac{sA \cdot s\sigma_y}{P_0} \quad (15)$$

$$P_0 = sA \cdot s\sigma_y + cA \cdot c\sigma_B$$

$$r_p = \frac{p_{max}}{|p_{max} - p_{min}|} \quad (16)$$

cA, sA : 各々コンクリート及び鋼管の断面積、 D : 鋼管の成(幅)、 l_k : 柱の座屈長さ、 P : 柱の作用軸力、 P_0 : 柱の軸耐力、 p_{max}, p_{min} : 圧縮側を正とした場合の変動軸力における各々最大軸力比、最小軸力比、 R : 部材角($\times 10^{-2}\text{rad.}$)、 r_p : 軸力比変化率、 t : 鋼管の板厚、 α : 安全係数(=0.5)、 $c\sigma_B$: コンクリートの圧縮強度、 $s\sigma_y$: 鋼管の降伏応力度、 β : 鋼管耐力比、 η : 一般化幅厚比

4. 柱、梁部材の疲労性能等に基づく超高層鉄骨造建築物の耐震安全性検証方法^{1),2)}

(1) 本検証方法の概要と適用対象の建築物

基整促では、これまでの告示波を上回る設計用長周期地震動に対して、従来の耐震安全性判定基準(層間変形角 1/100 以内、層塑性率 2 以下)によらない場合の柱、梁部材の限界性能に基づく耐震安全性の検証方法が検討された。また、従来の耐震安全性判定基準を超過する場合に、一定の余力を確保して、設計用長周期地震動を上回る地震動に対して建築物を倒壊、崩壊させないための新たな耐震判定基準として、建築物の限界最大層間変形角による検証が提案されている。これらに基づき、柱、梁部材の限界性能に基づく耐震安全性の確認及び建築物の限界最大層間変形角による確認の両方を行うことで、従来の耐震安全性判定基準を超過する場合であっても、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

が確保できると考えられる。

なお、この検証方法は、建築物の 1 次固有周期から 1.5 倍の周期までの周期帯において、設計用長周期地震動の 5%減衰の速度応答スペクトルが告示波の速度応答スペクトルを一部でも上回る場合で、従来の耐震安全性判定基準（層間変形角 1/100 以内、層塑性率 2 以下）を超える応答になる超高層鉄骨造建築物が適用対象となる。

(2) 柱、梁部材の限界性能に基づく耐震安全性の確認

鉄骨造超高層建築物を構成する主要な部材である柱、梁部材が、長周期地震動による多数回繰返し変形によって、耐力劣化しないことが超高層鉄骨造建築物の耐震安全性確認の基本となる。梁部材については、別紙 5-1-2³⁾に示された疲労性能評価式を用いた方法に従って、設計用長周期地震動によって建築物を構成する全ての梁部材が耐力劣化しないことを確認すればよい。

柱部材についても、本資料の 2.と 3.で示された鉄骨柱部材及び CFT 柱部材の疲労性能評価式を用いて、時刻歴応答解析によって得られる柱部材角の時刻歴を使って、レインフロー法により振幅を計数して振幅毎の損傷度を計算し、線形累積損傷則（Miner 則）に基づく各振幅の損傷度を合算し、その損傷度 D が 1 未満であることを確認すればよい。CFT 柱部材については、耐力低下した（水平抵抗力を減じた）としても、軸縮みが顕著に発生することではなく鉛直荷重支持能力を失わないことが、CFT 柱部材の実験で確認されているため、当該柱の水平力負担率の総和が層の復元力の 5%以下であれば、CFT 柱の耐力劣化を許容する緩和措置が設けられている^{1),2)}。層の復元力に対する水平力負担率の総和は、設計せん断力分布による Pushover 解析により、ある層の最大層間変形角が 1/100 に至る時点の当該層せん断力のうち、当該 CFT 柱の水平力負担率の総和による。

(3) 建築物の限界最大層間変形角による耐震安全性の確認

基盤促における検討では、柱、梁部材の繰返し変形による耐力劣化が生じないことが確認された状態であっても、倒壊に至るまでの余裕度（梁破断の初発生から倒壊までの入力倍率比）が小さい場合があることが確認されている。そのため、限界層間変形角 R_{lim} の制限を設け、図 2 のように倒壊までの余裕度を確保する方針としている。図 2 に示すように、梁破断の初発生の変形角を設計用長周期地震動に対する限界の変形角とするのではなく、より小さな限界変形角を別途設定することで、仮に、設計用長周期地震動よりも大きな地震動が作用した場合でも、倒壊、崩壊を防止できるような余裕度を確保することを意図したものである^{1),2)}。

このような倒壊までの余裕度を確保するための限界変形角の設定方法を図 3 に示す。設計用せん断力分布による Pushover 解析により、ある層の最大層間変形角が 1/100 に至る時点の 1 階層せん断力係数 C_B を基に、せん断力係数の完全弾塑性型復元力特性を仮定して P- Δ 効果を考慮した時、水平方向復元力を喪失する変形角（P- Δ 効果による付加せん断力と釣

り合う変形角) R_l ($\equiv C_B$, 安全側に C_B とする) を基本とする。それに(a)部材劣化、(b)建築物の塑性化による周期変動に伴う入力増大、(c)安全率 4、を考慮した係数 α に基づき限界変形角を $R_{lim} = R_l / \alpha$ と算定する。ここで、部材劣化については、梁の片端の耐力が劣化することを仮定してせん断力 0.5 倍、建築物の塑性化の進展による入力増大は、弾性 1 次固有周期における 5%速度応答スペクトルの値に対する周期 2 倍までの範囲のスペクトル最大値の比として図 4 のように設定する。さらに、安全率 4 を考慮することによって設定した限界変形角 R_{lim} によって最大層間変形角に制限を加えた場合の倒壊までの余裕度を図 5 に示す。基盤促でのいくつかの解析ケース (鉄骨造 30 階建 S30、15 階建 S15、CFT 造 32 階建 CFT32、を基本として構造特性にばらつきを持たせた 6 種のモデル建物と複数の長周期地震動) の範囲では、余裕度は 1.5~4 程度になり、概ね 2 倍程度以上の入力倍率比が確保できることがわかる²⁾。これらの算定例は、文献 1) にも掲載しているので参照されたい。また、本資料で示した検証方法の適用事例として、文献 2) に、32 階建て CFT 柱を有する鉄骨造超高層建築物の計算事例を掲載しているので、参考としていただきたい。

なお、柱、梁部材の劣化や P- Δ 効果を考慮して、倒壊、崩壊までの解析が可能なプログラムを用いて、設計用長周期地震動の加速度を 1.5 倍とした時刻歴応答解析を行って、倒壊、崩壊しないことを確認した場合 (特別な検討を行った場合) には、直接余裕度を確認したこととして、ここに示す限界層間変形角 R_{lim} の制限による確認は不要とする。

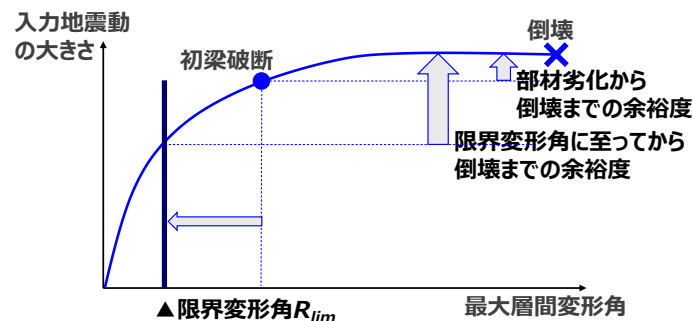


図 2 倒壊までの余裕度を確保するための層間変形角制限 (限界変形角 R_{lim})

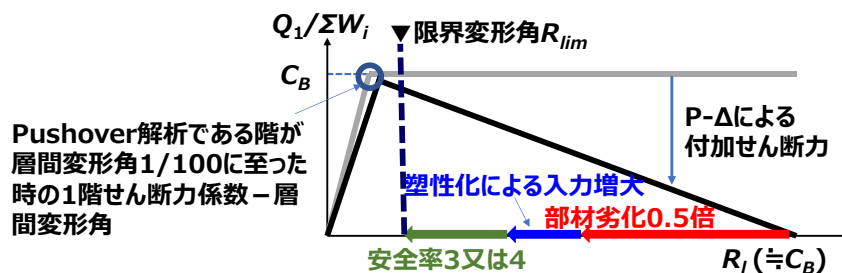


図 3 層間変形角制限 (限界変形角 R_{lim}) の設定

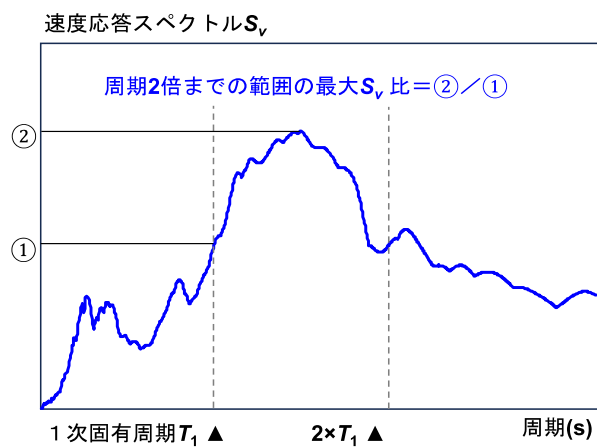


図4 塑性化の進展による入力増大の考慮

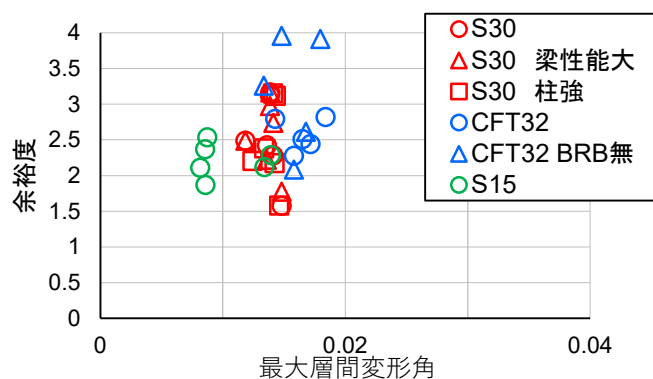


図5 層間変形角の制限を設けた場合の倒壊までの余裕度
(梁端部破断の初発生から倒壊までの入力倍率比、安全率4)

5. おわりに

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の検証方法として、告示波を上回る設計用長周期地震動に対して、これまでの耐震安全性判定基準（層間変形角 1/100 以内、層塑性率 2 以下）を超える場合の安全性の検証方法が、基整促で検討された。提案された方法は、柱、梁部材の限界性能と建築物の倒壊に至るまでの余力を確保するための限界最大層間変形角制限によって耐震安全性の確認を行うものである。本資料では、柱の限界性能として提案された鉄骨柱部材及び CFT 柱部材の疲労性能評価式を示すとともに、建築物の倒壊、崩壊を防止するための限界層間変形角の制限値の設定方法を示した。

今後の課題として、鉄骨柱部材及び CFT 柱部材の疲労性能評価式については、現状での限られた実験データにより提案されたものであるため、さらなる実験データの蓄積とそれによる評価式の精度向上が必要である。また、建築物の倒壊に至るまでの余力を確保す

るための限界最大層間変形角の制限についても、様々な建築物モデルや入力条件での検証が必要である。また、余力を確保するための方法についても、今後の研究によって、より安全で合理的な方法の提案が期待される。

参考文献

- 1) 国立研究開発法人建築研究所：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検証方法に関する検討、～柱、梁部材の疲労性能評価式と建築物の限界最大層間変形角に基づく耐震安全性検証方法～、建築研究資料 No.206、2023.5
<https://www.kenken.go.jp/japanese/contents/publications/data/206/index.html>（閲覧日：2025.6.2）
- 2) 福元敏之、澤本佳和、鈴木芳隆、城戸将江、長谷川隆：建築基準法等に係る技術基準整備のための事業（平成30年～令和2年度）、長周期地震動に対する超高層鉄骨造の安全性検証法に関する検討、ビルディングレター 調査レポート、一般財団法人日本建築センター、pp.12～29、2021.11
- 3) 国立研究開発法人建築研究所：長周期地震動対策に関わる技術資料・データ公開特設ページ、別紙 5-1-2 超高層鉄骨造建築物の繰り返し変形による梁端部破断の検証方法その2、<https://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/lpe/512.pdf>（閲覧日：2025.6.2）