

鉄骨部材の破断を考慮した耐震性能評価手法の開発

Development of Seismic Performance Evaluation Method Considering Fracture of Structural Members

塩 見 謙 介 技術開発本部基盤技術研究所振動・トライボロジー研究部
和 田 悠 佑 技術開発本部基盤技術研究所振動・トライボロジー研究部
岩 本 浩 祐 技術開発本部基盤技術研究所振動・トライボロジー研究部 課長 博士(工学)

南海トラフ地震のような巨大地震に対し、鉄骨部材が地震中に塑性変形領域を超えて破断し、剛性を失う挙動を数値解析に組み込むことで、構造物内の部分的な破壊を考慮しつつ、構造物全体の耐震性能を推定できる評価手法を開発した。また、鉄骨部材の破断までの挙動の把握を目的とした振動台試験を実施し、鉄骨部材の破断判定基準も構築した。さらに、開発した手法を単純な鉄骨構造物に適用し、地震中の鉄骨部材の破断が構造物全体の耐震性能に与える影響を検討した。本稿ではこれらの結果について述べる。

A seismic performance evaluation method has been developed which can consider the effect of the fracturing of steel-frame structural members due to severe ground motions during earthquakes, such as the Nankai Trough Earthquake. This method incorporates the behavior of structural members which exceed the range of plastic deformation and result in fracturing and losing stiffness. This paper presents an outline of the analysis method and a shaking table test which was conducted to obtain the cumulative deformation performance of steel-frame members and to determine the fracture judgment condition in the analysis procedure. Also, through an application of the proposed analysis method to a simple steel-frame structure, the effects of member fracture on seismic performance is discussed.

1. 緒 言

南海トラフ地震や首都直下地震のような高レベル地震を想定した地震対策が進められている。当社グループが納める発電プラント、貯蔵設備、運搬荷役設備といった既設の大型鉄骨構造物についても、設計用地震動の見直しと耐震性能の再評価、耐震補強による高耐震化が進められている。

これらの高レベル地震に対しては、鉄骨構造物を構成する柱、梁、筋違^かい材などの鉄骨部材を全て無損傷とする(弾性範囲にとどめる)設計は不合理かつ非経済的であり、一部の部材の降伏や座屈など、一定の損傷を許容する設計(限界状態設計⁽¹⁾)が許容されている。

一方、兵庫県南部地震(1995年)や東北地方太平洋沖地震(2011年)などの発生を通じ、耐震設計・再評価に用いられる設計用地震動のレベルは年々引き上げられ、現在では極めて過酷な地震動に対する耐震性能の確保が要求されている。このような巨大地震に対しては、鉄骨部材の損傷レベルは塑性化や座屈などを超え、破断し剛性を失う状態に至る可能性がある。

現状の耐震性能評価手法では、塑性化や座屈などの鉄骨部材の損傷はある程度表現される一方で、さらに過大な荷重が作用することにより、部材が破断し剛性を失う挙動は

考慮されていない。部材の破断は構造物の耐震性能に大きな影響を与えることが予想されるため、巨大地震に対する耐震性能評価を実施する際は、これらの部材破断による影響を精度良く評価することが求められる。

また近年では、土木分野における危機耐性⁽²⁾や、原子力分野における Beyond Design Basis Event (BDBE)⁽³⁾に代表されるように、設計想定以上の巨大地震に対し、構造部材の破壊をも含めた極限状態の構造物の状態を明らかにする取組みや、部分的な破壊を許容しつつ、構造物全体の倒壊など、最悪の破壊モードを防止する耐震構造に関する取組みが始まっている。このような概念は、部材破断などの破壊現象を前提とした設計・評価となっていることから、地震時の破壊の影響を精度良く考慮することが必要である。

これらの課題を解決するため、筆者らは地震中に部材が破断し、剛性を失う挙動を考慮した数値解析手法の構築に取り組んでいる⁽⁴⁾⁽⁵⁾。本手法を確立し、当社グループ製品の耐震性能評価に適用することで、巨大地震を受ける構造物の部材破断を含めた極限状態での挙動が解明され、構造物がつまの耐力を明らかにできる。これにより、構造物の耐震性能を最大限に引き出すことが可能となり、倒壊など最悪の破壊モードを防止するために最低限必要な鉄

骨物量を明らかにし、巨大地震に対して必要な耐震性能を有した上で、経済的かつ合理的な構造が実現できる。

本研究では、耐震性能評価で一般的に使用される数値解析コードに、新たに部材が破断する挙動を組み込むことで、地震中の部材破断を考慮できる数値解析手法を構築した。部材が破断と判定する条件は、鉄骨部材の破断に至るまでの累積変形性能の取得を目的とした振動台試験の実施により、筆者らが独自に決定した。

本稿では、これらの概要と構築した数値解析手法の適用例を通じた、鉄骨部材の破断が構造物全体の耐震性能に与える影響に関する検討結果について述べる。

2. 鉄骨の破壊を考慮した数値解析手法

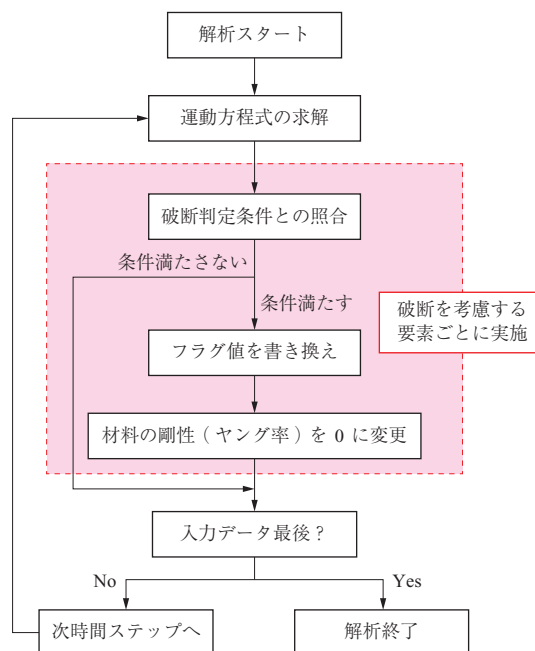
2.1 解析手法のスキーム

巨大地震を対象とした現在の耐震性能評価では、地震動波形を入力する時刻歴応答解析による照査が用いられるのが一般的である。これは、解析全体を細かい時間ステップに分割し、時間ステップを少しずつ進めながら構造物の変形を時々刻々求める手法であり、材料の弾塑性変形のような非線形挙動や、地震時の過渡的な応答を精度良く求めることが可能である。鉄骨構造物の場合は、有限要素法 (Finite Element Method : FEM) を用いることが多く、本稿では解析ソルバーとして、汎用 FEM コードである Abaqus/Standard (ダッソー・システムズ社) を用いる。

Abaqus のような汎用 FEM コードでは、鉄鋼材料の弾塑性挙動は幅広くサポートされているが、鉄骨部材が破断し剛性を失う挙動は一般的に考慮されていない。そこで筆者らは、Abaqus のユーザ組み込み機能であるユーザサブルーチンを用い、この挙動を追加的に既存の材料モデルに組み込むことで、部材の破断挙動を実現した。

部材破断を考慮した数値解析手法のフローを第 1 図に示す。特に大きな荷重を受ける構造部材など、破断を考慮する部材 (要素) に対し、現時刻の状態 (解析で算出された荷重、ひずみなどの応答値) を、別途定義した鉄骨部材を破断と判定する条件と、各時間ステップにおいて照合し、条件を満たさない場合は特に処理を行わず、そのまま次時間ステップへ進む。一方で破断判定条件を満たした場合、当該要素の剛性 (ヤング率) を 0 へと変更し、荷重を一切負担させなくすることで、部材が破断し、剛性を失う挙動を表現する。一度破断と判定された要素は破断状態のまま、解析終了までその状態が継続する。

ここで、鉄骨部材を破断と判定する条件は、ユーザが任



第 1 図 部材破断を考慮した数値解析手法フロー
Fig. 1 Flow of numerical analysis procedure that takes fracture of structural members into consideration

意に設定することが可能である。一般的に鉄骨部材は、① 過大な力が掛かった場合、② 繰り返し大変形が作用した場合、に破断することが想定される。例えば、①の場合は解析で算出された断面力がある基準値を超えること、②の場合は解析開始からの累積的な変形量がある基準値に到達すること、が条件となる。

2.2 着目する破壊形態

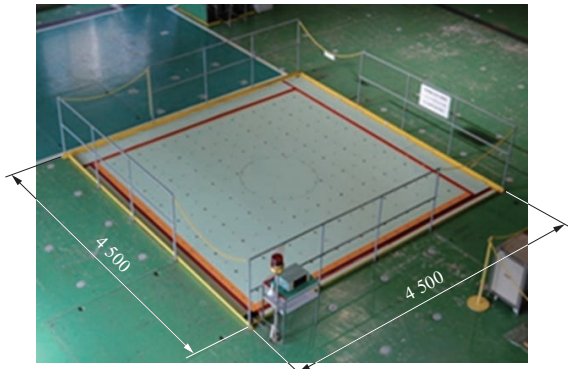
巨大地震時に鉄骨構造物に生じる破壊形態にはさまざまなものが考えられる。特に近年では、東北地方太平洋沖地震のような長周期・長時間地震動による多数の繰り返し荷重を原因とする、鉄鋼材料の低サイクル疲労による部材破壊の危険性が指摘されている。そこで本評価手法では、特に鉄骨部材の低サイクル疲労破壊に焦点を当て、この破壊形態を精度良く評価する数値解析手法を構築する。

3. 振動台試験による検証

精度の良い破断判定条件を設定するには、鉄骨部材が地震動のような動的荷重による繰り返し変形を受け、実際に破断に至るまでの挙動を実験的に把握する必要がある。そこで当社が保有する三次元 6 自由度大型振動台を用い、鉄骨部材に繰り返し変形を与え、破断を生じさせる振動台試験を実施した。

3.1 振動台試験の概要

第 2 図に三次元 6 自由度大型振動台の外観を示す。本



(注) 最大積載量：35 t
 最大加速度：(最大積載状態)
 水平方向 ±14.7 m/s²
 上下方向 ±9.8 m/s²

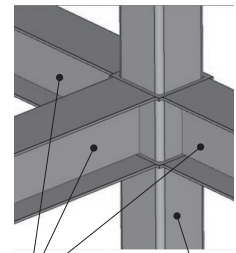
第2図 三次元6自由度大型振動台 (単位：mm)
 Fig. 2 Shaking table test facility (unit : mm)

振動台は8本の油圧式アクチュエータで制御されており、水平2方向・上下方向と、それらの回転方向である合計6自由度について、任意の揺れを発生させることが可能である。最大積載量は35 tであり、最大加速度は最大積載状態において水平方向 ±14.7 m/s²、上下方向 ±9.8 m/s²である。

第3図に試験セットアップを、第4図に対象とする鉄骨構造物を示す。試験体は第4図-(a)に示すような、火力発電プラントの支持鉄骨に供用される柱・梁接合部(第4図-(b))を模擬したものであり、柱が水平方向を向くように90°横倒して振動台上に設置している。梁の先端には、第3図-(a)に示す錘おもりが取り付けられている。錘の底面には車輪(第3図-(b))が取り付けられており、錘は振動台上に配置した走行板上を滑らかに運動する。この状態で試験体を第3図-(a)に示す水平方向に

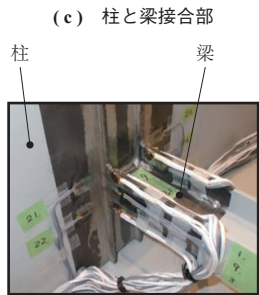
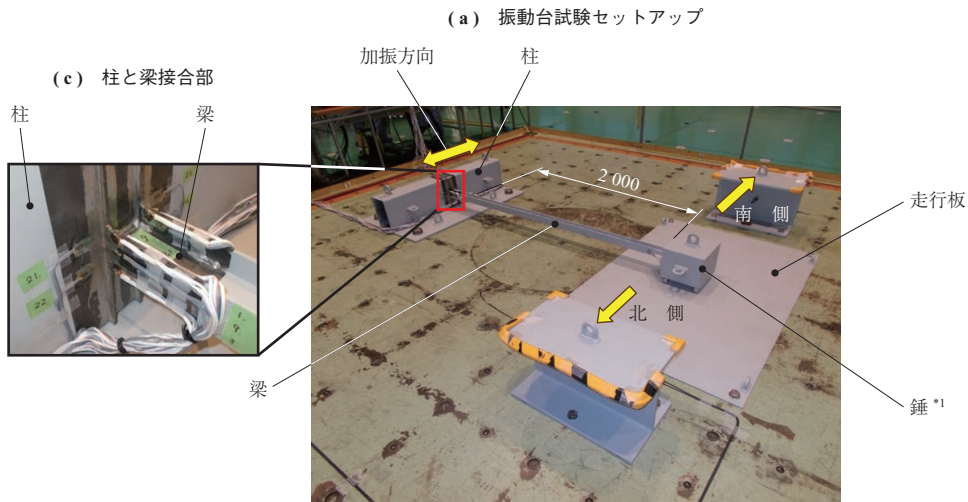
(a) 建設中の火力発電プラント
 支持鉄骨

(b) 柱・梁接合部の例

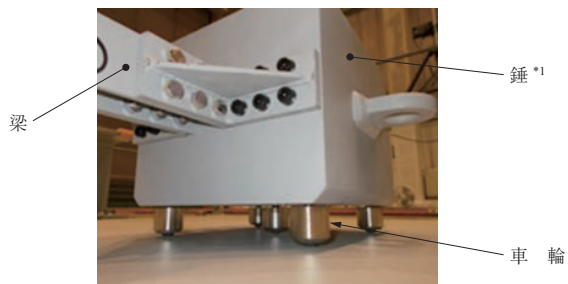


梁(H形鋼) 柱(角型鋼管)

第4図 対象とする鉄骨構造物
 Fig. 4 Envisaged steel-frame structures



(b) 錘底部の車輪



(注) *1：質量 100 kg

第3図 試験セットアップ (単位：mm)
 Fig. 3 Setting up shaking table test (unit : mm)

加振することで、繰り返し曲げ変形を柱・梁接合部に作用させる。柱・梁接合部に目立った破壊が生じるまで繰り返し変形を与え、それまでの変形を計測することで、鉄骨部材が破断に至るまでの挙動を取得する。部材の材質には、プラント支持鉄骨において広く用いられる一般構造用圧延鋼材（SS400）を採用した。断面形状としては、柱は角型鋼管（ $\square 100 \times 100 \times 6$ ）、梁はH形鋼（ $H50 \times 50 \times 3.2 \times 4.5$ ）を使用し、柱と梁の接合部は、実際の鉄骨構造物の接合部を模擬した溶接条件とした。本試験では同種の3体の試験体に対し、振動台試験を実施した。

3.2 試験条件

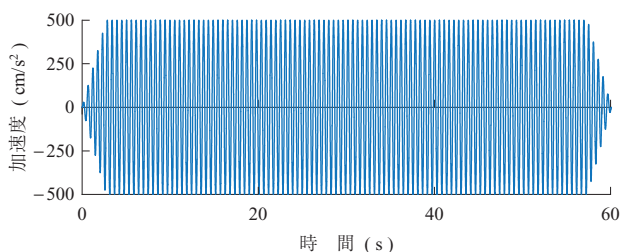
振動台試験においては、錘の応答加速度、応答変位を計測した。また、梁の柱・梁接合部付近にはひずみゲージを貼り付け、接合部に生じるひずみを計測した。

第5図に振動台試験で用いた加振波を示す。加振波としては、図に示す単一振動数の正弦波 100 サイクル分を用い、試験体に目立った破断が生じるまで同波形を繰り返し入力した。正弦波の振動数は試験体の共振振動数と一致させ、共振により試験体に大きな変形が生じるようにした。生じる変形の目標は、巨大地震を受ける鉄骨構造物の変形量の目安である層間変形角（地震時に生じる上下階の水平変位差を、階高で割ったもの）が $1/100 \sim 1/75$ とし、試験体に生じる変形がこの変形量程度になるようにした。

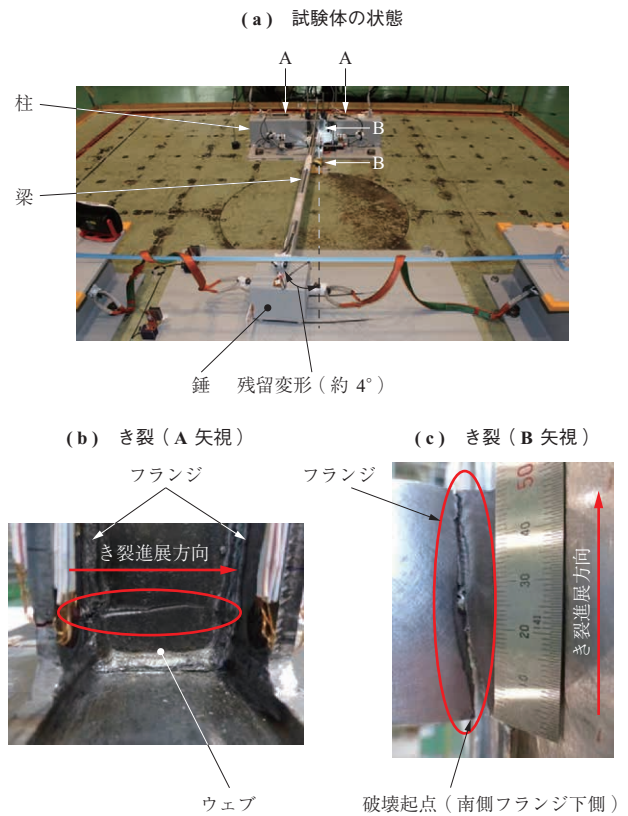
試験体の共振振動数は、振動試験に先立ち実施した振動特性把握試験により同定した。この結果、共振振動数は約 2.5 Hz、減衰比は約 0.003 と同定された。

3.3 試験結果

振動台試験の結果、3体の試験体全てにおいて、南側の梁フランジ端部の溶接止端部付近で、き裂が発生した。試験後の試験体の状態と生じたき裂を第6図に示す。いずれの試験体においても、累積で 100 ~ 200 サイクル程度の繰り返し変形が発生した時点で、図に示す南側のフランジ下側領域におけるき裂の発生が確認された。加振を継続



第5図 振動台試験で用いた加振波
Fig. 5 Input wave used in shaking table test



第6図 試験後の試験体の状態と生じたき裂
Fig. 6 Final state of specimen and fractures generated during shaking table test

するとともに、き裂は梁材軸方向と直交方向に進展した。ウェブ位置を通過後、き裂進展速度は加速し、最終的にはフランジ全体が完全に破断（第6図-(b)、-(c)）した。また同時にウェブにもき裂が進展した。フランジが全面破断した直後、図に示すように、梁全体の変形が進み、梁は柱・梁接合部付近で大きく（約 4° ）折れ曲がった状態（第6図-(a)）となった。またこの状態で加振を続けたが、フランジ破断前の 20 ~ 30% 程度の変形しか発生せず、ウェブ上のき裂はそれ以降進展しなかった。これは、梁フランジ破断によって柱・梁接合部における剛性および試験体の共振振動数が大幅に低下したため、正弦波加振による共振が維持できなくなったためと考えられる。この結果より、反対側のフランジが残っているにもかかわらず、事実上鉄骨部材としての機能が失われた。

このような柱・梁接合部付近での梁端部の破断は、兵庫県南部地震などの過去の大地震でも多数観測されており、鉄骨構造物の部材破断を考慮する上で、最も重要な破壊形態の一つである。

3.4 破断面観察による破壊形態の確認

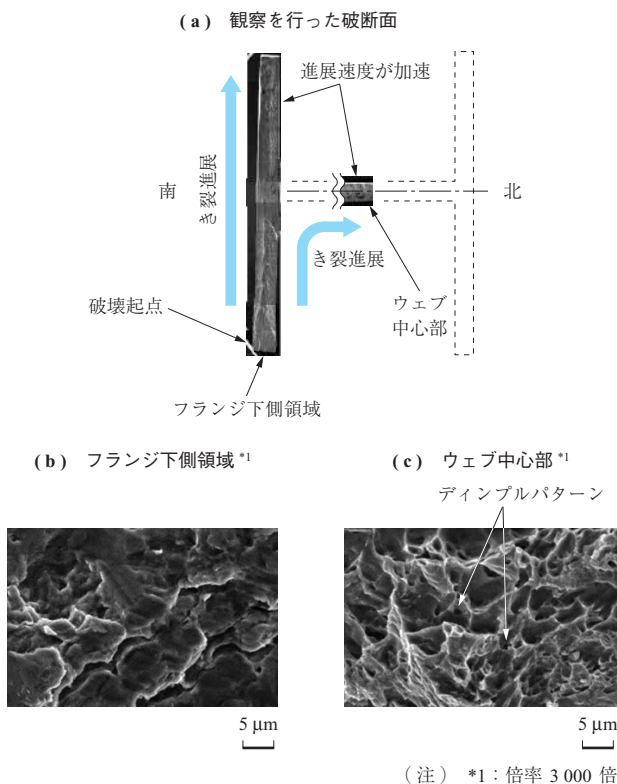
試験で発生した破壊形態を確認するため、走査型電子顕微鏡（SEM）を用いた破断面観察を実施した。

破断面観察では、代表として破壊起点となった南側フランジ下側領域と、き裂進展が急激に加速したウェブ中心部に着目した。第7図に破断面の観察結果を示す。

破壊起点付近の破断面は比較的平たんであり、目立ったディンプルパターンなどは確認されず、破壊起点付近の破壊形態は疲労破壊と考えられる。一方でウェブ中心部では明確なディンプルパターン（第7図-(c)の黒点）が多数確認され、延性的に破壊が進行したと考えられる。またパターンの形状から、最終的には1 mm / サイクル近くの速度で進展していたと推測される。よって本試験では、最初にフランジ端部に疲労き裂が発生し、そこからき裂が延性的に進展し、最終的にフランジ全面破断に至ったと考察した。

3.5 部材破断と判定するタイミング

第1図に示した数値解析手法フローにおいては、ある条件を満たすと破断したと見なし、その瞬間から剛性を0にする処理を行う。そのため、部材として破断した状態を定義する必要がある。試験結果より、定義の候補としては2種類が考えられる。すなわち、①最初に（疲労）き裂が発生した状態、と②フランジが全面破断に至った状態、である。本稿では①を採用し、この状態に至る瞬間を破断と判定する基準として数値解析に組み込む。①を



第7図 破断面のSEM観察結果
Fig. 7 Result of observation with SEM

採用した理由は、安全側に評価できること、いったんき裂が生じるとそれ以降は、き裂が進展し、剛性が低下していくため、構造部材としての機能が失われ始める瞬間に対応することが挙げられる。

4. 数値解析による振動台試験結果の分析

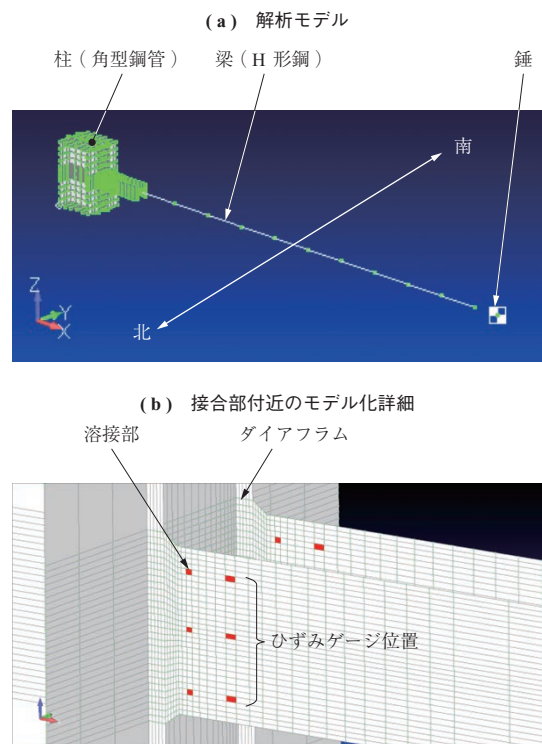
破壊起点付近のひずみ分布をより詳細に分析するため、FEMを用いた本振動台試験の再現解析を実施した。解析ソルバーには、Abaqus/Standardを使用した。

4.1 解析モデル

振動台試験の再現解析モデルを第8図に示す。試験体のうち、錘、梁全体および柱の接合部付近の領域をモデル化した。柱・梁接合部付近は、ひずみ分布を詳細に算出するためシェル要素を用い、梁のそれ以外の部分については要素数削減のため、梁要素によりモデル化した。

材料特性は鉄鋼材料の降伏を考慮した弾塑性モデルとし、試験体から採取した試験片の材料試験により各種パラメータを決定した。解析で用いた材料パラメータを第1表に、解析で用いた材料特性の応力-ひずみ関係を第9図に示す。

作成した解析モデルに対し、振動台試験において振動台上にて観測された加速度波形を入力とする時刻歴応答解析を実施した。試験と解析で算出された錘の応答変位と、試

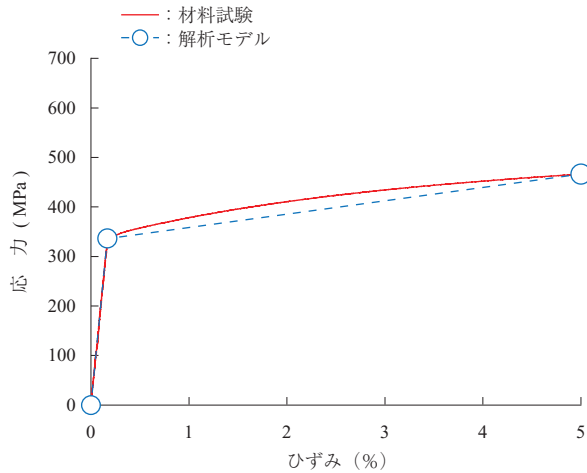


第8図 振動台試験の再現解析モデル
Fig. 8 Analysis model of steel-frame structure

第1表 解析で用いた材料パラメータ

Table 1 Material parameters in analysis

項目	単位	パラメータ
ヤング率	MPa	2.013×10^5
ポアソン比	-	0.3
降伏応力	MPa	336.0
二次勾配比	-	0.013 40
硬化則	-	移動硬化則



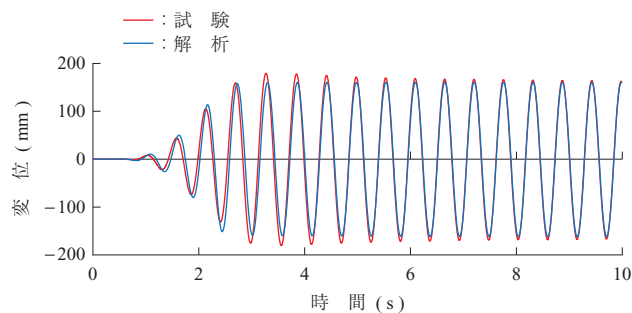
第9図 解析で用いた材料特性

Fig. 9 Material properties used in analysis

験と解析での錘の応答変位の比較を第10図に示す。両者は精度良く一致しており、作成した解析モデルは、試験結果を再現するモデルとして妥当であると判断できる。

4.2 破壊起点部の低サイクル疲労評価

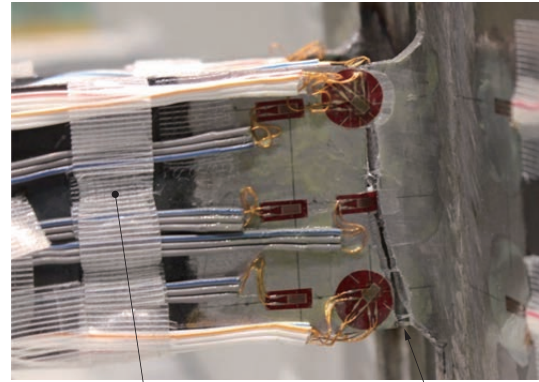
作成した解析モデルを用い、破壊起点となった溶接止端部に生じたひずみ履歴を算出する。解析におけるひずみ算出箇所を第11図に示す。図のように、解析モデルにおいて、試験体に貼り付けたひずみゲージ位置（遠方および近傍）（第11図-(b)）、破壊起点部に対応する要素において算出されたひずみ履歴を第12図に示す。ひずみゲージ位置でのひずみ履歴と比較し、破壊起点部では応力集中により、大きなひずみが生じていることが分かる。ま



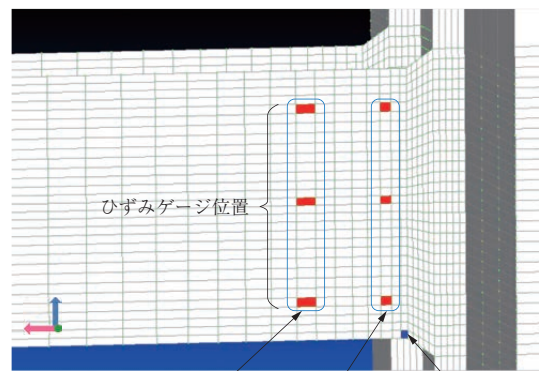
第10図 試験と解析での錘の応答変位の比較

Fig. 10 Comparison of response displacements of weight in test and analysis

(a) ひずみゲージ位置および破壊起点位置



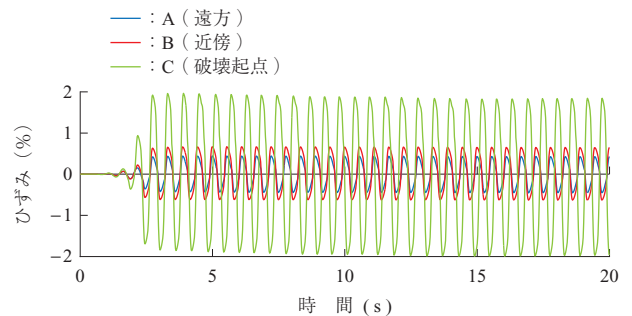
(b) 解析のモデル化



A (遠方) B (近傍) C (破壊起点)

第11図 解析におけるひずみ算出箇所

Fig. 11 Calculated locations of strains



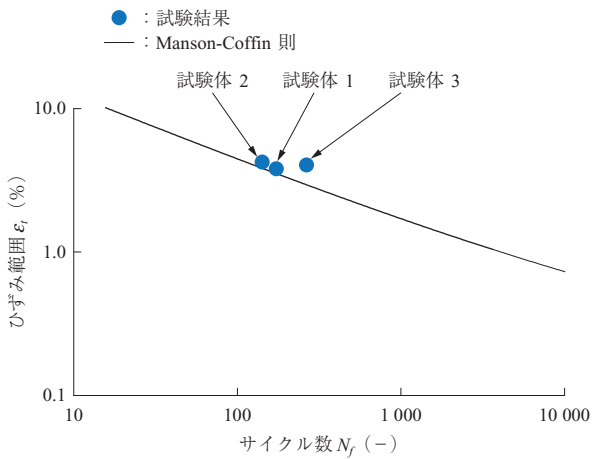
(注) A, B, C の位置は第11図-(b)を参照

第12図 解析で算出された各箇所のひずみ履歴

Fig. 12 Response strain waves in analysis

た破断面の観察結果（第7図）より、破壊起点部において生じた破壊形態は疲労破壊であると推測されることから、低サイクル疲労評価が可能であると考えられる。

そこで第12図におけるひずみ振幅と、試験でき裂が発生するまでのサイクル数をカウントし、鉄鋼材料の低サイクル疲労寿命曲線と比較した結果を第13図に示す。ここで低サイクル疲労寿命曲線としては、(1)式に示す



第 13 図 各試験体の低サイクル疲労寿命曲線との比較結果
Fig. 13 Result of low cycle fatigue evaluation for each specimen

Manson-Coffin 式⁽⁶⁾を用いる。ここで、 ϵ_i はひずみ範囲 (第 12 図のひずみ波形 1 サイクルにおける両振幅値)、 N_f はき裂発生に至るまでのサイクル数である。

$$\epsilon_i = 35N_f^{-0.45} + 0.74N_f^{-0.11} \dots\dots\dots (1)$$

第 13 図より、試験結果は (1) 式におおむね近く、本試験で生じた梁端部のき裂は、(1) 式で安全側の評価ができる。よって部材を破断と判定する条件として、解析で得られたひずみ履歴に (1) 式を適用することで、実現象に基づいた精度の良い数値解析手法が構築できる。

なお、地震波は一般にランダム波形であるため、地震時に鉄骨部材に生じるひずみ履歴もランダム波形となる。ランダム荷重を受ける鉄鋼材料の疲労寿命は、レインフロー法⁽⁷⁾のようなサイクルカウント法によりひずみ波形を分解し、線形累積損傷則を仮定することで推定可能である。そこでこれらの処理アルゴリズムも併せて解析手法に組み込んだ。

5. 破壊を考慮した耐震性能評価手法の適用例

本章では、構築した部材破断を考慮した数値解析手法を実際に鉄骨構造物の耐震性能評価に適用した例について述べる。解析ソルバーには Abaqus/Standard を用い、構築した部材破断アルゴリズムをユーザサブルーチンとして組み込んだ。

① 鉄骨部材の破断挙動を考慮した場合、② 従来手法どおり破断挙動を考慮せず、弾塑性挙動のみを考慮した場合、についての双方の結果を比較し、地震中の部材破断が鉄骨構造物の耐震性能に与える影響を示す。

5.1 解析モデルおよび解析条件

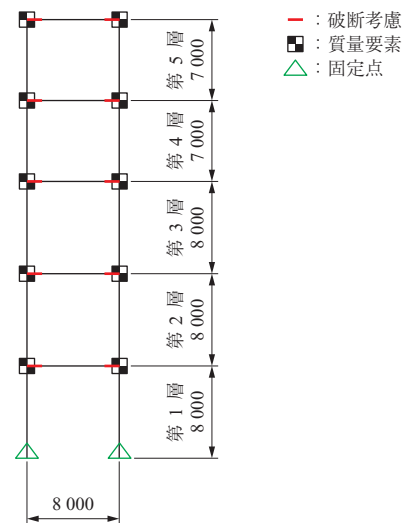
解析対象は、柱および梁で構成された 1 スパンの 5 階

建て鉄骨構造物とする。第 14 図に鉄骨構造物の解析モデルを示す。単純化するため、解析モデルは図のような二次元平面モデルとし、誌面と平行な面内のみの変形を考慮するものとする。柱、梁を梁要素でモデル化し、床や機器などの積載質量を模擬するため、柱・梁交点に質量要素 (質量値は全て同一で 3 t) を配置した。柱の断面形状は左側が □850×850×32、右側は □700×700×25 とし、左右で異なる断面形状とした。梁には H800×250×14×22 を用いた。本構造物は、梁より柱の耐力を高めた梁降伏型骨組であり、地震時には主に梁の損傷が先行する。また現象を単純化するため、左右の柱の断面形状を異なるものとした。これにより、梁両端の曲げモーメントの大きさに偏りが生じ (本適用例は柱強度が大きい左側の方が大きくなる)、各層の梁において、左側端部でのみ破断が生じるようにした。

鉄骨部材の破壊形態としては、前章まで対象とした柱・梁接合部付近での梁端部の破断とし、第 14 図に赤で示した梁要素において破断を考慮する。破断判定に用いる疲労寿命式は (1) 式とした。

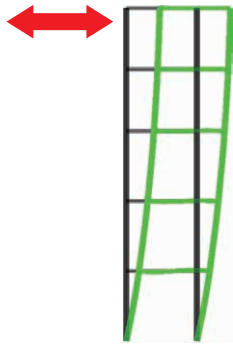
時刻歴応答解析に先立ち、固有値解析を実施した結果、一次固有周期は約 0.92 s であった。一次固有モード形状を第 15 図に示す。また、固有モードの有効質量比は約 87% であり、解析モデルの動的挙動は、ほぼ本モードのみに支配される。そのため減衰は剛性比例型で与えることとし、参考文献 (8) に従い減衰比は 0.030 とした。

時刻歴応答解析に用いる地震波は、第 16 図に示す人工的に合成された模擬地震動を用いる。模擬地震動は、その



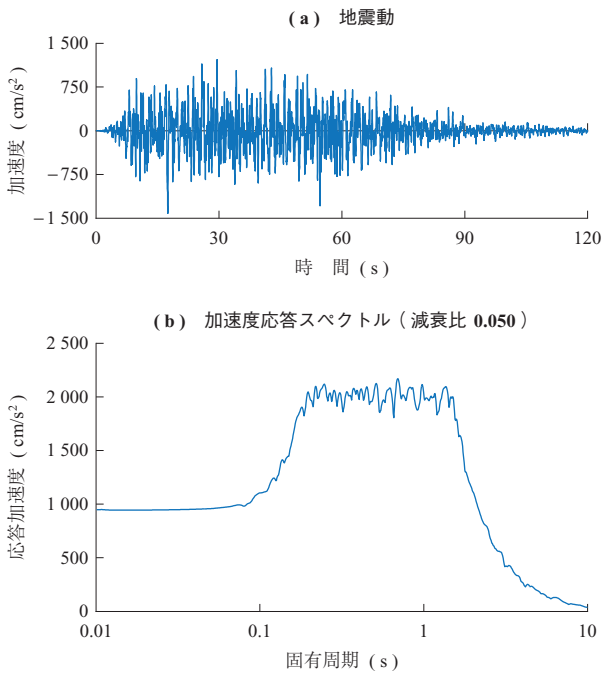
(注) 質量要素は全て 3 t を配置

第 14 図 鉄骨構造物の解析モデル (単位: mm)
Fig. 14 Analysis model of steel-frame structure (unit: mm)



(注) 減衰比: 0.030

第 15 図 一次固有モード形状
Fig. 15 Modal shape of 1st mode



第 16 図 時刻歴応答解析に用いる模擬地震動
Fig. 16 Ground motion used in seismic analysis

加速度応答スペクトルが解析モデルの一次固有周期 0.92 s 前後で一定の強さを有するように合成した。これにより、梁の降伏や破断が生じて骨組がある程度長周期化しても、地震波による揺れが継続されることを狙いとした。なお、本地震波は兵庫県南部地震において、神戸海洋気象台（現神戸地方気象台）にて観測された地震波（震度 6）とほぼ同等のレベルである。

また、2016 年に発生した熊本地震のように、震度 7 級の激震が複数回作用するケースを想定し、本地震動を続けて 2 度入力することとした。

5.2 解析結果

本節では、時刻歴応答解析の結果について述べる。まずは、部材破断を考慮した場合の解析結果について解説す

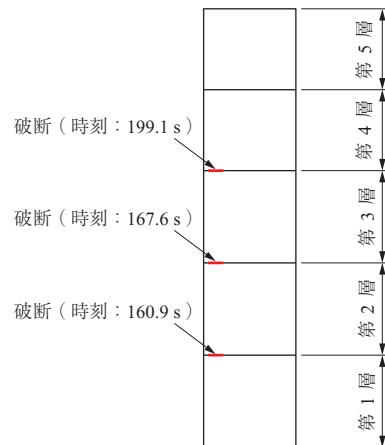
る。第 17 図に、破断を考慮した解析ケースにおいて、破断と判定された箇所を示す。図に示すように、第 1～3 層の左側の梁端部にて、下層から順番に破断が発生する結果となった。

地震時、各層にはそれより上部の層の質量に比例した慣性力が作用する。このため、各層に作用する地震力は下層にいくほど大きくなる。これらの理由から、一般的に地震時の損傷は下層部から生じるのが一般的であり、本解析結果もこの傾向を示している。

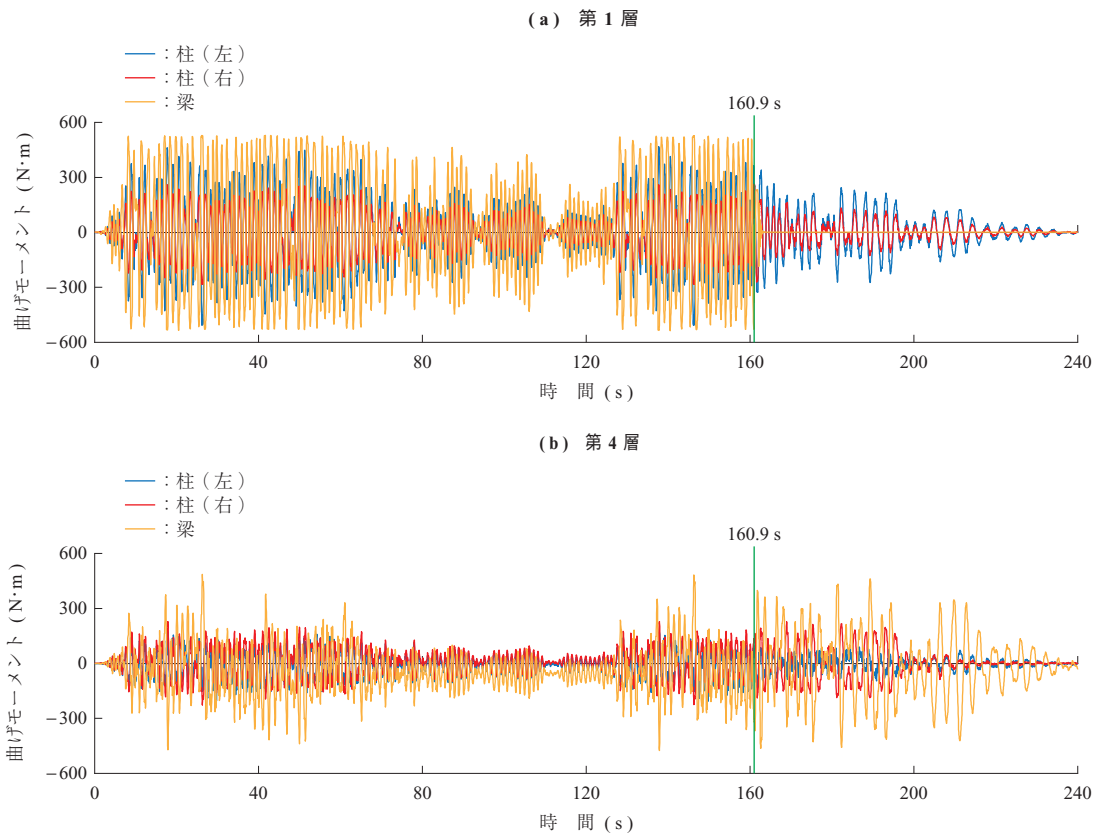
鉄骨構造物に地震力が水平方向に作用した場合、その荷重は主に柱、梁の曲げモーメントとして負担される。第 18 図に、梁端部の破断が発生した第 1 層と、破断が発生しなかった第 4 層における、柱・梁の曲げモーメントの時刻歴波形を示す。第 18 図 - (a) に示すとおり、梁端部に破断が発生（時刻：160.9 s）することで、梁の曲げモーメント負担が解放され、それ以降はいかなる曲げモーメントも負担しておらず、部材破断による剛性喪失が表現されていることが分かる。また、第 4 層の梁が負担する曲げモーメント（第 18 図 - (b)）は、梁破断以降急激に大きくなっている。これは、第 1～3 層の梁の破断により、それらが破断までに負担していた曲げモーメントを第 4 層の梁が負担したことが理由である。このように、部材破断による構造物内の荷重分布図の変化も表現できている。

次に、梁端部の部材破断を考慮した場合と、考慮しない場合を比較した結果について述べる。第 19 図に、梁端部の破断を考慮する場合としない場合における、第 1～3 層の変位（上下層の相対変位）を示す。

破断を考慮しない場合と比較し、破断が発生するに従って、層全体の変形は増大し、また振動周期が長くなってい



第 17 図 破断と判定された箇所
Fig. 17 Locations of members judged to have fractured



第 18 図 第 1, 4 層における柱・梁の曲げモーメントの時刻歴波形
 Fig. 18 Response bending moments of beams and columns in layer 1 and 4

ることが分かる。これは梁の破断により構造物全体の剛性が低下したことによる長周期化が原因である。

一般的に地震波形では、短周期成分は早期に収束するのに対し、長周期成分は比較的長く継続し、構造物の地震の後揺れに影響する。東北地方太平洋沖地震においても、長周期成分による構造物の後揺れの継続が問題となっている。このため本ケースのように、地震中の部材破断により、構造物が著しく長周期化する場合、その影響を受けて後揺れが増大し、結果として構造物に作用する荷重サイクルが増大する可能性がある。そのため、特に高レベルの長周期地震動を対象とする場合、部材破断を含めた地震中の部材破断による剛性変化を精度良く把握することが重要である。

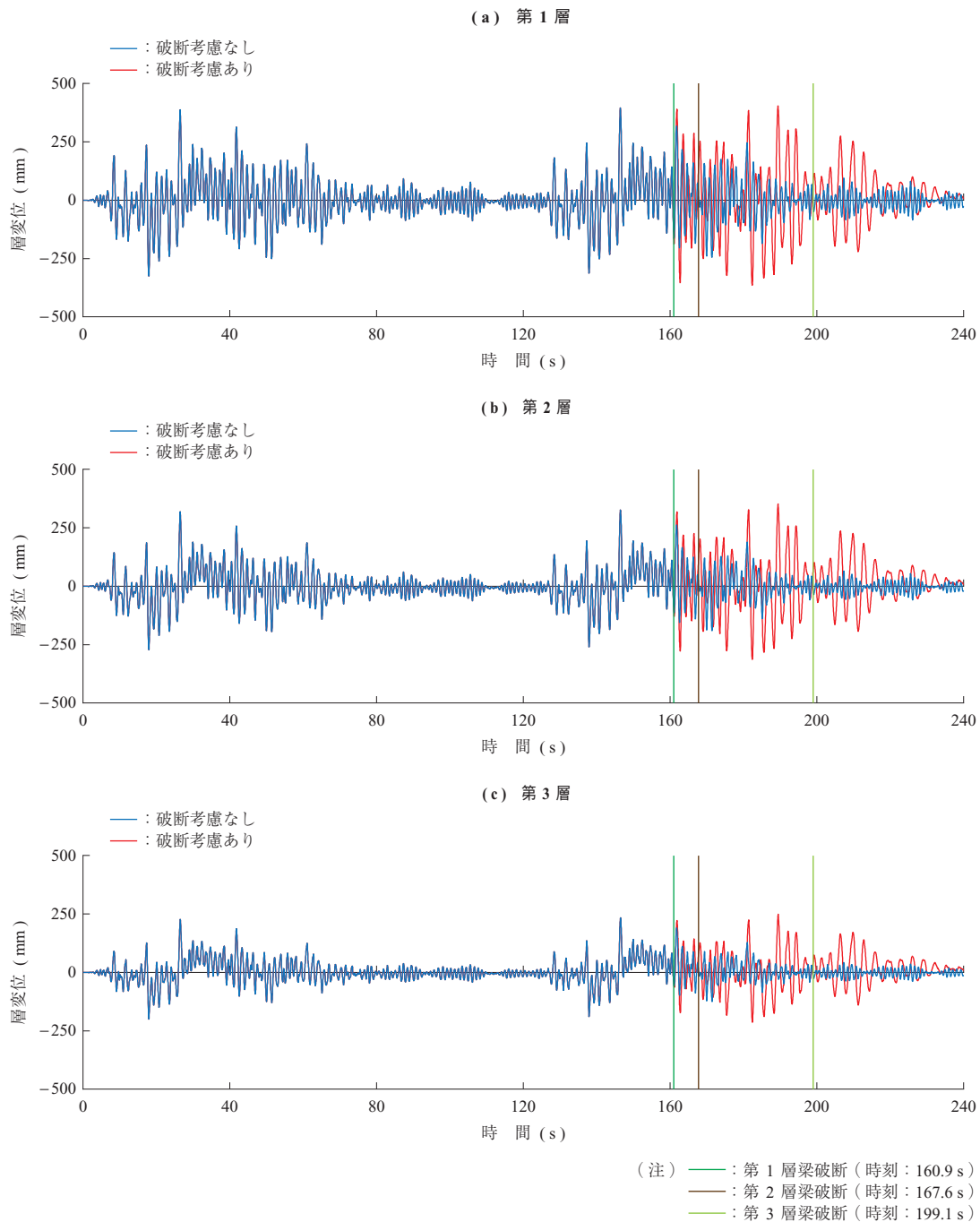
本稿の冒頭で述べたとおり、限界状態設計法では、巨大地震時における鉄骨部材の一定量の塑性変形を許容している。鉄骨部材は塑性変形を生じることで、地震時に生じる運動エネルギー（地震エネルギー）を吸収し、地震応答を低減することが期待される。また、吸収されたエネルギーは塑性変形として鉄骨部材に蓄積されるため、吸収エネルギー量は地震後の損傷度合いに対応する。そのため、鉄骨構造物を構成する各構造部材が吸収する地震エネルギー

量を精度良く推定することは、巨大地震に対する耐震性能を評価する上で重要である。

本構造物は柱に対して梁の損傷を先行させるため、地震エネルギーは主に梁材によって吸収されると考察した。そこで破断を考慮した場合と、考慮しない場合の双方において、各層の梁が地震中に吸収した地震エネルギーの時間推移を第 20 図に示す。図において、エネルギー量が大きく増大する時間帯が 2 回（5～60 s ごろ、140～200 s ごろ）存在し、これらは 2 度入力された地震動の主要動部分に対応する。

破断を考慮しない場合（第 20 図の破線部分）、吸収エネルギーは各層とも単調に増加する。これは、解析が終了するまで各層の梁が破断することなく塑性変形し続けることで、エネルギーを吸収し続けるためである。一方で破断を考慮した場合（第 20 図の実線部分）、各層で梁の破断が発生すると、それ以降は荷重を負担しないため、その層のエネルギー吸収が停止する。

破断を考慮した場合、最終的には第 1, 2 層の吸収エネルギー量は破断を考慮しない場合よりも小さくなり、一方で第 3, 4 層の吸収エネルギー量は増大する。これは下層部の梁が早期に破断することで、それ以降、これらの梁が吸



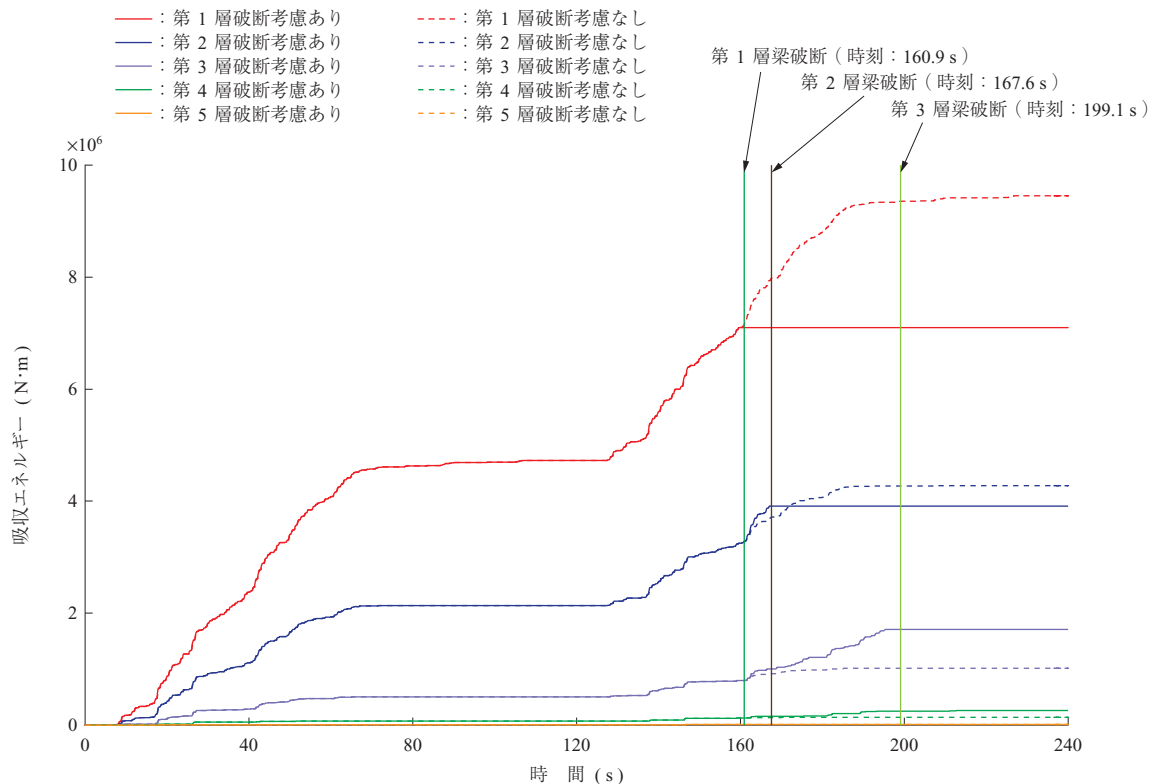
第19図 第1～3層の層変位
 Fig. 19 Time history of deformation of layer 1 to 3

収するはずであった地震エネルギーが上層部に再分配されたことが原因である。前述のとおり、最終的な地震エネルギー吸収量の分布は、構造物全体の損傷度合いの分布に直結するため、部材の破断を考慮するかどうかで、各部材の損傷分布が大きく異なる。このように、地震後の損傷分布という観点からも、部材破断が及ぼす影響は大きく、部材破断の発生が疑われる巨大地震に対しては、その破断による影響を精度良く耐震性能評価に取り込むことが重要である。

6. 結 言

南海トラフ地震などの巨大地震を想定した、鉄骨部材の破断を考慮できる数値解析手法を構築した。また本手法を用いた時刻歴応答解析を実施することで、鉄骨部材の破断が構造物全体の耐震性能に与える影響について検討した。本稿の結論を以下に示す。

- (1) 地震中に部材が破断し剛性を失う挙動を、FEMを用いた数値解析手法に組み込んだ。破断と判定す



第 20 図 各層の梁の吸収エネルギーの時間推移
 Fig. 20 Time transition for absorbed plastic energy by each layer's beams

る条件はユーザが任意に設定可能であり、実現象に対応した条件則を定義することで、さまざまな破壊形態を評価対象として取り込むことができる。

- (2) 部材破断判定則の決定のため、鉄骨部材の破断に至るまでの挙動の取得を目的とした振動台試験を実施した。試験によって確認された破壊形態は、低サイクル疲労を原因とするものと推定され、低サイクル疲労評価手法を解析手法に組み込むことで、精度の良い部材破断を考慮した解析手法を実現した。
- (3) 構築した耐震性能評価手法を鉄骨構造物の解析モデルに適用することで、部材破断が構造物の耐震性能に与える影響について検討した。破断を考慮することで、構造物全体の変形や地震エネルギー吸収量が大きく変化することが明らかとなった。そのため、部材破断の発生が疑われる巨大地震に対しては、その影響を精度良く考慮することが重要である。
- (4) 本研究の成果を当社グループ製品の耐震性能評価に適用することで、巨大地震を受ける構造物の部材破断を含めた極限状態での挙動や、構造物が有する真の耐力を明らかにできる。これにより、構造物の耐震性能を最大限に引き出し、耐震性能を有した上で経済的かつ合理的な構造の実現が可能になると考

えられる。

今後の課題と展望を以下に記す。

- ・ 3章で述べたような部材要素単位の試験だけでなく、骨組レベルでの震動破壊試験を通じ、構築した数値解析手法が、部材破断を含めた構造物全体の地震応答を精度良く再現できるかどうかの検証が必要である。
- ・ 今後は、火力プラント支持鉄骨、運搬荷役設備など、実際の当社グループ製品の耐震性能評価に適用し、巨大地震時に部材破断のような大きな損傷を許容することで、各設備が有する耐力がどの程度変化するか検証したい。

参考文献

- (1) 一般社団法人日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，2010年2月
- (2) 本田利器，秋山充良，片岡正次郎，高橋良和，野津厚，室野剛隆：「危機耐性」を考慮した耐震設計体系 - 試案構築にむけての考察 -，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol. 72, No. 4 (地震工学論文集第 35 巻)，2016年，pp. I_459 - 472
- (3) N. Kasahara, T. Sato and A. Blahoianu :

- Contribution to Safety Enhancement for BDBE in Structure and Material Fields, ASME 2018 Pressure Vessels and Piping Conference, (2018.7)
- (4) K. Shiomi : Seismic Performance Evaluation for Steel-Frame-Structure Considering Member Fracture, ASME 2017 Pressure Vessels and Piping Conference, (2017.7)
- (5) K. Shiomi and Y. Wada : The Fracture Limit of Steel-Frame Members under Dynamic Repeated Loads through The Shaking Table Test, ASME 2018 Pressure Vessels and Piping Conference, (2018.7)
- (6) 佐伯英一郎, 杉沢 充, 山口種美, 望月晴雄, 和田 章 : 低降伏点鋼の低サイクル疲労特性に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 60, No. 472, 1995年6月, pp. 139 - 147
- (7) 遠藤達雄, 安在弘幸 : 簡明にされたレインフローアルゴリズム「 P/V 差法」について, 材料, Vol. 30, No. 328, 1981年1月, pp. 89 - 93
- (8) 高圧ガス保安協会 : 高圧ガス設備等耐震設計指針, レベル1耐震性能評価(耐震設計設備・基礎)編, 2012年