

繰り返し変位履歴を受ける梁端の局部座屈と
破断を伴う鉄骨梁の塑性変形能力評価EVALUATION ON PLASTIC DEFORMATION CAPACITY OF STEEL BEAM ENDS
WITH LOCAL BUCKLING AND FRACTURE UNDER CYCLIC LOADING USING FE ANALYSIS澤本佳和^{*1}, 久保田 淳^{*1}, 大崎 純^{*2}

Yoshikazu SAWAMOTO, Jun KUBOTA and Makoto OHSAKI

In Tohoku earthquake (March 11, 2011), highrise steel buildings of the Tokyo downtown area shook for a long moment under the influence of long-period ground motion. Evaluation on deformation capacity of steel member (welded beam end, etc.) has been required under multi-cycle loading. In this paper, deformation capacity of the steel beam with local buckling and fracture is assessed by the FE analysis, considering ductile fracture rule (cyclic and monotonic damage rule) and re-contact of removed element. The validity of this fracture rule is verified by the simulation of past experiments and the previously proposed performance curves under cyclic loading.

Keywords : Steel structure, plastic deformation capacity, local buckling, fracture, FE analysis

鋼構造, 塑性変形能力, 局部座屈, 破断, 有限要素解析

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震では、首都圏の超高層建築物が長時間揺れ続けたことや震源から700 km以上離れた大阪湾岸の超高層建築物の頂部が大きく揺れたことが報告されている。更に、最近の地震動予測研究の進捗から、南海トラフを震源域とする巨大地震により、東京、名古屋、大阪などの大都市圏の超高層建築物に長周期地震動が大きな影響を及ぼす可能性が指摘されている。国土交通省・建築基準整備促進事業(27-2)¹⁾では、鉄骨超高層建築物などが長時間継続して多数回繰り返される揺れを受ける際の構造骨組が発揮する力学性能に関し、鉄骨部材および部分骨組による多数回繰り返しの実験が行われている。この中で、梁端接合部ディテール毎(スカラップの有無等)に破断に至るまでの保有性能の評価式(以下、性能曲線)が提案されている。また、文献2)では文献3), 4)の実験結果を基に文献1)の評価法を拡張し、梁フランジ溶接、梁ウェブボルト接合の混用形式の接合部詳細の影響(梁ウェブのモーメント伝達能力)および材料強度(高強度鋼材を含む)や部材寸法の影響を考慮した評価式にまとめている。筆者ら⁵⁾は18層鋼構造建物を対象として、防災科学研究所兵庫耐震工学センターの実大三次元震動破壊実験施設E-defenseで建築物の崩壊までの振動台実験を実施している。この実験では最初に2階で発生した梁端破断が上階へ進展することにより、下層階の柱が長柱化し、下層骨組の変形増大に伴うPA効果により崩壊に至っており、梁端破断の建築物の崩壊へもたらす影響は大きいと考えられる。

一般に鉄骨梁の終局状況としては、梁端溶接部の破断および梁端

の局部座屈が考えられる。既存超高層鉄骨造建築物の実態調査¹⁾によると、1985年以前の鉄骨梁には梁ウェブ幅厚比の比較的大きなものが見られる。梁ウェブが薄い既存鉄骨梁に於いては、梁端溶接部が破断する前に梁端フランジおよびウェブに局部座屈が発生し、耐力が低下することも懸念される。このような場合には、局部座屈と梁端溶接部の破断現象の2つを同時に評価できる評価手法が必要となる。上記評価手法の1つとして、弾塑性有限要素法による解析(FE解析)が考えられる。筆者の一人⁶⁾は鉄骨短スパン梁のせん断座屈を伴う繰り返しの性状についてFE解析を用いてシミュレートしており、その際にウェブ座屈波が繰り返し反転することによるウェブのき裂発生についても検討している。更に、筆者の一人⁷⁾は衝撃荷重のような一方向に増大する荷重を受ける場合の鋼材破断について破断を考慮したFE解析による検討を行っているが、一方向荷重に対する評価に止まっている。また、桑田ら⁸⁾は局部座屈と破断を伴う角形鋼管柱を対象として、実験結果とFE解析結果を比較することにより、延性き裂発生時の塑性変形能力の評価手法を提案している。水島ら⁹⁾は、E-defenseで実施された実大3層鋼構造建物の振動台実験を対象とし、梁端部破断を考慮したFE解析を実施して、破断部のダメージ量(塑性ひずみの累積値)を考察している。しかしながら、文献9)では実験での梁端破断が発生した時刻を基に要素の破断判定を行っており、破断予測の解析とはなっていない。また、Huangら¹⁰⁾はLemaitre¹²⁾の低サイクル疲労を考慮した損傷モデルを簡略化したモデルを用いてFE解析を行い、局部座屈と母材部の延性破壊の2つの終局状況に対応した変形能力評価法を提案している。しかしなが

^{*1} 鹿島建設(株)技術研究所 修士(工学)^{*2} 京都大学大学院工学研究科建築学専攻 教授・博士(工学)

Kajima Technical Research Institute, Kajima Corp., M.Eng.

Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr.Eng.

ら、溶接部の破断や単調载荷を含む大きな振幅による1回～数回の繰返しでの破断は検討していない。そこで、既報11)では、Huangら¹⁰⁾の損傷モデルを低サイクル疲労から単調载荷まで拡張した損傷モデルを考案し、梁端溶接部に特有な材料特性を考慮することにより、局部座屈も考慮して梁端溶接部が延性破壊する場合のFE解析を用いた変形能力評価法を提案している。しかしながら、梁端溶接部に於いて一方のフランジが引張破断した場合でも破断した側が圧縮となる場合には、フランジが再接触して、大部分の梁端モーメントの伝達が可能となるため、このような挙動を適切に表現することも梁端の変形能力を精度良く評価するためには重要となる。また、既報11)では、1種類のスカラップ形式のみの解析しか行っておらず、異なるスカラップ形式での応力集中による破断についての検証も必要である。

本論では、既報11)とは異なるスカラップ形式（応力集中度）を対象として、既往の多数回繰返し実験の梁端フランジ破断後の再接触も考慮したシミュレーションを行い、本評価法の妥当性を検証する。また、上記評価手法を用いて、梁ウェブが薄い場合での局部座屈性状が梁端破断により決定される多数回繰返し性能へ及ぼす影響について、パラメータスタディを実施して検討を行う。

2. 損傷モデルと再接触のモデル化の概要

2.1 損傷モデルの概要

低サイクル疲労を考慮した損傷モデル（以下、損傷モデル）を適用した弾塑性有限要素解析としては、延性き裂の源となるミクロなボイド（空孔）の発生・成長が考慮されている Continuum Damage Mechanics (CDM)に基づく損傷モデル¹²⁾が提案されている。

本論では既報11)と同様に損傷モデルとして、繰返し载荷による損傷則（繰返し損傷則）^{10), 12)}と単調载荷による損傷則（単調損傷則）⁷⁾を考える。

以下に、既報11)で用いた繰返し損傷則および単調損傷則の概要をまとめて示す。

繰返し損傷則は、損傷度変化率 $\dot{D}$ を表現する式 (1) の場合分けを、文献12)に用いられている最大主応力に基づくものから応力三軸度に基づくものに修正したものを使用する。

$$\dot{D} = \begin{cases} \left[\frac{Y}{S} \right]^\lambda \varepsilon_{pl} & \frac{p}{\sigma_{eq}} < -\frac{1}{3} \text{ のとき} \\ 0 & \frac{p}{\sigma_{eq}} \geq -\frac{1}{3} \text{ のとき} \end{cases} \quad (1)$$

ここで、 $\dot{D}$ は損傷度変化率、 $Y = \frac{1}{2} \times \varepsilon^{el} : K^{el} : \varepsilon^{el}$ である。また、 ε^{el} は弾性ひずみテンソル、 K^{el} は弾性テンソル、 S は疲労に関する材料定数1、 λ は疲労に関する材料定数2、 ε_{pl} は相当塑性ひずみ速度、 p/σ_{eq} は応力三軸度（ p : 静水圧、 σ_{eq} : Misesの相当応力）である。CDMモデル¹²⁾では式(1)の定数 λ の値を1から3に設定すると、Manson-Coffin則の振幅依存性を与える指数定数 C が鋼材に対する一般的な値である-0.65から-0.5となることが指摘されている。

繰返し損傷則では、式(2)での損傷度変化率 $\dot{D}$ を各ステップで足し合わせて算定した損傷度 D が、式(3)での閾値 D_c に到達したFEM要素は破壊に至ったとみなされ、削除されることとする。

$$D = \int \dot{D} dt \quad (2)$$

$$D \geq D_c \quad (3)$$

ここで、 D は損傷度、 D_c は閾値である。なお、閾値 D_c としては0.5を用いる。また、ステップ毎に算定される応力は、ボイドの発生・成長を考慮することで低減され、 $(1-D^\zeta)$ 倍されるものとする。なお、上記 ζ は後述の式(5)に示す ζ と同じものである。ここで、 ζ は破壊の進展速度に関わる定数で、 D を ζ 乗することで、 D が増加するにつれて、有限要素の劣化速度を急激に大きくすることができる。文献13)にも示されているが、ある程度き裂幅が広がると、き裂進展速度が急激に増加することから、ここでは ζ を用いることで、き裂進展速度を調整するパラメータとしている。また、 ζ の値は要素サイズにも依存すると考えられるので、以下の解析ではほぼ同じサイズの要素を用いている。

また、ここで取り扱う繰返し挙動としては、梁端の塑性率が3から6程度の範囲で繰返し数は数回程度、塑性率が1～2程度の範囲で10～200回程度であるので、単調载荷に相当する大きな塑性率に対しても破断現象を追えることが必要となる。このため、繰返し損傷則に加えて、単調载荷を含む一方の大きな振幅による破壊を考慮できる単調損傷則⁷⁾のモデルも適用する。

単調損傷則では、累積塑性ひずみ ($\Delta \varepsilon_p$: Fig.1) は要素に連続して引張応力が作用している場合の相当塑性ひずみ速度を式(4)により足し合わせる。Fig.1は1軸のひずみと塑性ひずみを模式的に表したものである。

$$\Delta \varepsilon_p = \int \varepsilon_{pl} dt \quad \frac{p}{\sigma_{eq}} < -\frac{1}{3} \text{ のとき} \quad (4)$$

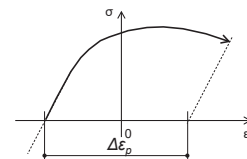


Fig.1 Accumulated Plastic Strain ($\Delta \varepsilon_p$)¹¹⁾

この累積ひずみが式(5)に示すようにFEM要素の損傷も考慮した単調载荷時の破断真ひずみ $(1-D^\zeta) \varepsilon_f$ に到達すると破壊に至るとする。

$$\Delta \varepsilon_p \geq (1-D^\zeta) \varepsilon_f \quad (5)$$

ここで、 ε_f は単調载荷時の破断真ひずみ（対数ひずみ）である。

損傷度 D は式(2)での損傷度変化率 $\dot{D}$ を各ステップで足し合わせて算定し、式(5)の破壊条件を満たしたFEM要素は破壊に至ったとみなされ、削除される。

また、損傷モデルに於いて、材料毎に与える定数は $S, \lambda, \varepsilon_f, \zeta$ の4つである。

繰返し損傷則と単調損傷則の関係は損傷度 D によって関連しており、独立した関係とはなっていない。ゆえに、多数回繰返し荷重を受けた後に一方向に引張力を受ける場合には、初期状態に於いて引張力を受ける場合と比較して早期に破断に至ることになる。

以上より、本論文のFE解析では、損傷モデルとしては繰返し損傷則および単調損傷則を適用し、繰返し損傷則または単調損傷則の閾値に早く到達した方で、FEM要素は破壊に至ったと見なされ、削除されることで、亀裂進展が模擬されるものとする。なお、解析では汎用有限要素解析プログラムLS-DYNA¹⁴⁾を用い、上記の損傷モデルをユーザーサブルーチンとして組み込み解析を実施する。

2.2 再接触のモデル化の概要

既報¹¹⁾では、引張破断後の再接触を考慮した解析とはなっていないため、「大きな振幅では実験結果と同等または大きめの破断までの繰り返し数 N_f を示し、小さな振幅では実験結果よりも小さめの N_f を示す」傾向があった。特に、小振幅での傾向の原因としては、Fig.2 に示すように要素 (1) に於いてき裂発生を示す要素の削除がなされた後に、削除された要素の隣の要素に、圧縮時に過大な引張応力が発生することにより、早期に損傷が進んだことが考えられる。

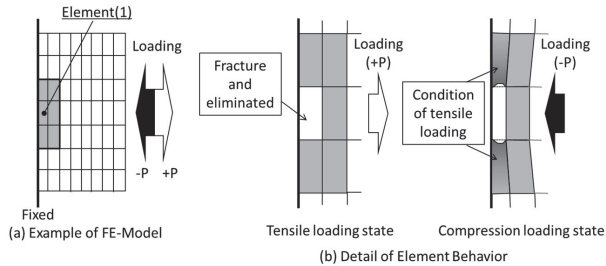


Fig.2 Fracture Progress at Compressive Loading

上記を解決するためには、圧縮時に破壊に達して削除された FEM 要素の負担する圧縮力を、隣接する要素に伝達させるのでは無く、すき間が発生している状態で伝達させる必要がある。ここでは、圧縮力の伝達のため、Fig.3 に示す圧縮力のみに抵抗するばね要素を用いる。

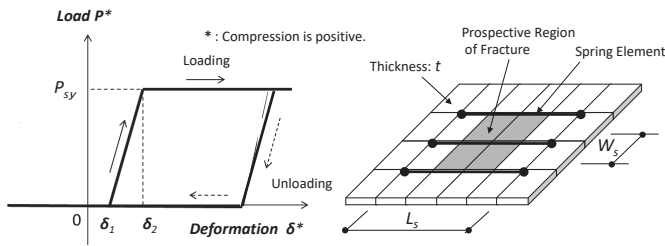


Fig.3 Re-contact Spring Model

ばね要素は FEM 要素が削除された後に有効となるように、圧縮変形 δ_1 に到達するまでは抵抗力はゼロであり、式 (6) で表されるばねの支配エリアに対応する板要素の降伏荷重 P_{sy} に達するとその後の抵抗力は頭打ちとなるものとする。

$$P_{sy} = A_s \times \sigma_y \quad (6)$$

ここで、 $A_s = W_s \times T$ はばね要素の支配エリアの断面積 (W_s : ばね要素の支配幅, T : 板要素の板厚), σ_y は板要素の降伏点である。

また、ばね要素はき裂が発生すると予測される要素を挟む形で Fig.3 に示すように配置する。また、圧縮変形 δ_1 については、き裂の幅を考慮するなるべく小さくする必要があるが、ほぼゼロとするとばね要素に囲まれた要素の圧縮時変形を拘束することになる。このため、圧縮変形 δ_1 は上記の圧縮時変形も許容でき、Fig.2 に示す損傷をできるだけ抑制可能な値として、き裂が発生すると予測される要素の大きさの 1/10~1/5 程度と十分に小さいものとした。また、圧縮変形 δ_2 については、ばね要素の換算ヤング率 E_e およびばね要素の長さ L_s を用いて次式 (7) で表現できる。

$$\delta_2 = \delta_1 + \frac{P_{sy} \times L_s}{E_e \times A_s} \quad (7)$$

ここで、圧縮変形 δ_1 に到達後に急激に抵抗力が増加すること、実

験結果と比較して適切な解析結果が得られることを考慮して、換算ヤング率 E_e は鋼材のヤング率 E の 0.5~0.8 倍程度とした。なお、ばね要素を配置する位置については、実験での破断位置または事前の解析での破断位置を参考にして決定する。以下では、シェル要素に対して Fig.3 のばね要素を考慮する。

3. 解析概要

筆者らが実施した繰り返し振幅下での構造実験 (定振幅, 漸増繰り返し)^{15), 16)}の一部について、提案した損傷モデルを用いて、シミュレーションを行う。解析での構成則は前述の損傷モデルを考慮した混合硬化則¹⁷⁾を用いる。式 (8) に使用した混合硬化則の応力と塑性ひずみ ϵ_{pl} の関係を示す。

$$\sigma = \sigma_y + f(\epsilon_{pl}) + g(\epsilon_{pl}) \quad (8)$$

ここで、 $f(\epsilon_{pl})$ は移動硬化成分であり、式 (9) で表現できる。

$$f(\epsilon_{pl}) = \frac{C_1}{\gamma_1} (1 - \exp(-\gamma_1 \times \epsilon_{pl})) + C_2 \times \epsilon_{pl} \quad (9)$$

また、 $g(\epsilon_{pl})$ は等方硬化成分、 C_j は移動硬化係数 ($j = 1, 2$), γ_1 は移動硬化パラメータである。式 (8) は降伏点 σ_y , 移動硬化成分 $f(\epsilon_{pl})$ および等方硬化成分 $g(\epsilon_{pl})$ の足し合わせであり、以下の解析では $g(\epsilon_{pl})$ については応力と塑性ひずみの関係を直接与えている。

3.1 要素実験の解析

(1) 概要

要素実験¹⁵⁾は梁フランジ・ウェブの一部を模擬した実験で、Fig.4 に示すように A 側を固定し、B 側の材軸方向に引張・圧縮の強制変位を繰り返し与えている。実験では、圧縮時に座屈により極端に荷重が低下しないように梁ウェブ面を面外に移動しないように拘束している。鋼種は SM490A を用いた。また、梁ウェブとフランジ間はすみ肉溶接として、端部 (スカラップ底) は回し溶接とし、スカラップ底に応力が集中しないように R 仕上げとしている。また、梁端溶接部のエンドタブはフラックスタブとし、余盛と裏当て金は溶接後に除去している。以下の解析では、単調载荷およびひずみ振幅 $\epsilon_a = 1, 2, 3, 6\%$ ($\epsilon_a = \delta_a / L$: $L = 50$ mm) とした一定振幅繰り返し载荷の解析 (载荷パターン: 5 ケース) を実施する。なお、実験では単調载荷と定振幅繰り返し载荷 ($\epsilon_a = 1, 3\%$) のみの 3 体を実施している。

(2) 解析モデル

解析モデルは、Fig.4 の試験体の中央部分 (点線で囲った部分) を取り出したもので、シェル要素とソリッド要素でモデル化している。

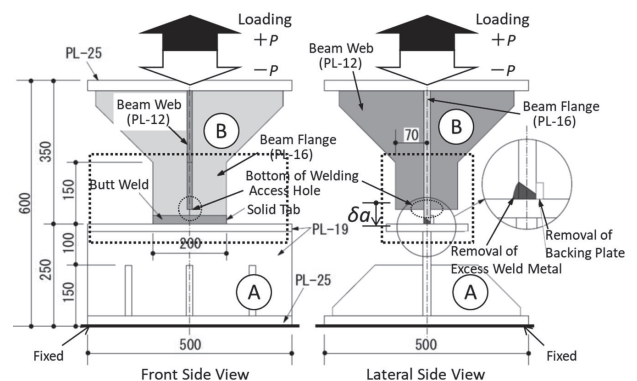


Fig.4 Shape of Specimen

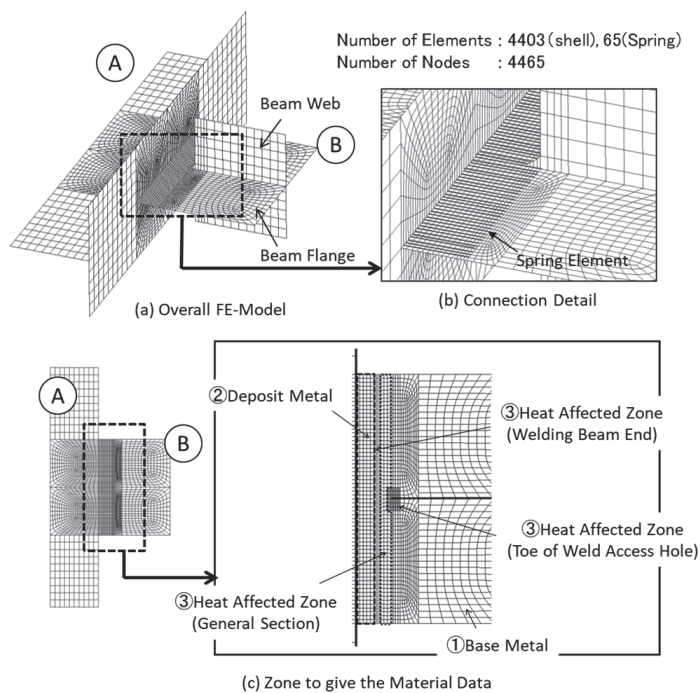


Fig.5 FE-Model (Shell Element)

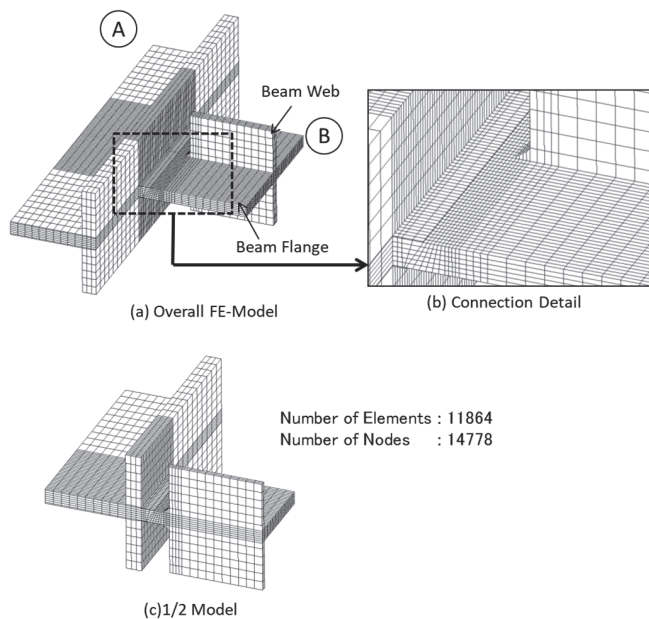


Fig.6 FE-Model (Solid Element)

Table 1 Material Properties (Beam Flange : SM490A)

	Yield Strength (N/mm ²)	Tensile Strength (N/mm ²)	Fatigue Damage Rule		Maximum Amplitude Rule	common
			S (N/mm ²)	λ	ε_f	ζ
Base Metal	341	531	1.7	10.0	0.90	2.0
Deposit Metal	357	549	2.2	3.8	0.53	2.0
General Section	373	568	1.8	1.9	0.31	2.0
HAZ Toe of Weld Access Hole	360	553	2.2	1.1	0.32	2.0
Welding Beam End*	373	568	1.9	1.9	0.31	2.0

*: $\lambda = 1.3$ of elements at welding start and end

ここで、シェル要素を用いた理由は、板厚方向の破壊（き裂）の伝搬現象を追うことはできないが、ソリッド要素と比較して簡易な（解析コストが小さな）解析が可能であると考えたためであり、既報 11) ではシェル要素を用いてもソリッド要素と同様にき裂の発生および進展、それに伴う荷重低下状況を模擬できるとしている。ここでは、改めてシェル要素とソリッド要素の比較を行い、下記解析でシェル要素を用いても良いことを示す。また、要素には完全積分要素¹⁴⁾を用いる。解析モデルを Fig.5, 6 に示す。シェル要素は全体モデルとし、ソリッド要素は 1/2 モデルとする。メッシュサイズは既報 11) と同様に、スカラップ底と柱フランジ間を 10 分割以上できる 2.0～3.0 mm 程度のサイズとする。また、試験体では梁端の余盛は除去されているが、高さ 0.5 mm 程度は残っているため、シェル要素ではその部分の板厚を増厚することで、ソリッド要素では試験体と同様の形状でモデル化している。ウェブの回し溶接部の R 部については、試験体と同様の形状でモデル化している。また、シェル要素の解析では熱影響部の板厚を変動させたモデルとする。これは、板厚を変動係数 10% の正規分布に従い与えたもので、既報 11) にてランダムなき裂の進展が模擬できることを確認している。なお、シェル要素は板厚方向に 2 つの積分点を有し、要素内の全ての積分点で損傷モデルの閾値に達した際に要素は削除される。なお、板厚方向に 2 点の積分点としたのは、今回の実験において梁端破断までフランジ局所曲げの影響は大きくは無く、破断の判定には十分であると判断したためである。境界条件は実験と同様に A 側の材軸方向変位を固定し、B 側の材軸方向に強制変位を加える。

損傷モデルの材料定数 ($S, \lambda, \varepsilon_f, \zeta$) は、Fig.5(c) の物性を与える位置（母材、熱影響部[スカラップ底、溶接始・終端、一般部]、溶接金属）に応じて、素材試験結果等を基にし、Table 1 のように設定する。ここで、熱影響部[スカラップ底、溶接始・終端]、溶接金属の降伏点および引張強さ等については、文献 18) を参考にして、母材に対する比率を評価して Table 1 のように与えた。降伏点および引張強さに関しては、熱影響部（スカラップ底）で母材の 1.05 倍と 1.04 倍、熱影響部（溶接始・終端）で 1.09 倍と 1.07 倍、溶接金属で 1.04 倍と 1.03 倍とした。定数 S は文献 14) より $\sigma_f/200$ (σ_f : 材料の降伏点) を用い、定数 λ は文献 11) と同様に式 (1) に於いて $\varepsilon_f/2$ の振幅で 1 回繰り返した時に $D=1$ となるとして求める。なお、母材は主として単調損傷則での破壊を念頭に置き、低サイクル疲労（繰り返し損傷則）ではほとんど破壊しないと仮定して、 $\lambda=10.0$ としている。破断真ひずみ ε_f については、文献 7) を参考に材料の破壊靱性および応力の集中度を考慮して設定する。また、定数 ζ は単調載荷および漸増載荷の ζ を変化させたシミュレーション結果から、どの解析ケースに於いても破断時変形が実験結果とほぼ同じになるように、2.0 と定め、同一の値を用いる。また、硬化係数は $C_1=3161 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_1=15$, $C_2=413 \text{ N/mm}^2$ を用いる。

(3) 単調載荷の解析

解析結果の荷重・変形関係および終局状況について、Fig.7 に示す。▼は最大荷重時を示す。なお、単調載荷のため、シェル要素の解析は再接触非考慮で実施している。実験および解析ともスカラップ底から入ったき裂が進展することにより、梁端フランジの破断に至っている。荷重・変形関係では、実験結果とシェル要素の解析結果が荷重低下領域も含め良く一致しているが、ソリッド要素は最大荷重

以降に急激に荷重低下している。また、終局状況では実験結果とシェル要素では破断線が多少ギザギザしている点も良く一致している。また、ソリッド要素では要素破断が一举に生じて破断線がほぼ直線となっている。

(4) 一定振幅繰り返し载荷の解析

Fig.8 にひずみ振幅 $\varepsilon_a=3\%$ の荷重・変形関係を示す。また、Fig.9 には、ひずみ振幅 ε_a と荷重が最大荷重の 80% に低下するまでの繰り返し数 $N_{80\%}$ の関係を示す。Fig.9 の実線は実験結果を結んだ線である。なお、再接触を考慮した解析では、Fig.3 で $\delta_1=0.4\text{ mm}$, $\delta_2=0.5\text{ mm}$ とした。Fig.8 より解析での荷重の折れ曲がり点の値が実験結果よりもやや大きくなっているが、荷重の低下状況については、実験結果とシェル要素を用いた解析では良い対応をしている。また、ソリッド要素を用いた解析では単調载荷と同様に実験結果よりも荷重が急激に低下していることがわかる。シェル要素での再接触の考慮・非考慮では、再接触を考慮した方が実験結果の荷重・変形関係の○印で示している部分の圧縮側の再接触による荷重上昇を精度良く表している。また、解析での最初のき裂発生は、全ての場合で繰り返し損傷則によるものであった。

Fig.9 を見ると、シェル要素では小さな振幅レベル ($\varepsilon_a=1,2\%$) で実験結果の N_f よりもやや小さく、ソリッド要素ではかなり小さくなっているが、両解析結果とも実験結果と良く一致している。また、シェル要素の再接触の考慮・非考慮では振幅レベルが小さくなるにつれ ($\varepsilon_a=3\rightarrow1\%$)、再接触考慮の方が実験結果の N_f と 5% 程度良く一致している。これは、再接触非考慮では削除された要素に近接する要素の相当塑性ひずみ速度が再接触考慮よりも 3% 程度大きくなり、早く破断に至っているためであると考えられる。

以上より、シェル要素（再接触考慮）を用いた解析によって、き裂発生および進展、それに伴う荷重低下状況を模擬できることがわかった。よって、以降の解析にはシェル要素（再接触考慮）を用いて行う。

3.2 部分骨組実験の解析

(1) 概要

部分骨組実験¹⁶⁾の試験体は、内ダイアフラムの現場溶接形式で、梁端のスカルップは複合円 (R25+回し溶接部を R10 で仕上げ) となっている。梁端の溶接はエンドタブをフラックスタブとして炭酸ガスアーク溶接としている。鋼種は SM490A である。試験体形状および梁端ディテールを Fig.10 に示す。試験体のウェブボルトは梁全断面を考慮した全塑性耐力時に滑らないよう設計されている。

解析モデルは、Fig.11 に示すように Fig.5 のシェル要素の場合と同様にモデル化を行う。スカルップ部も試験体と同様の R25+R10 の複合円となるようにモデル化している。ウェブのボルト接合部はボルトのせん断方向を、M20 (F10T) の短期許容応力度 (滑り荷重) を折れ点とする完全弾塑性ばねでモデル化し、せん断 2 方向のばね特性は同一とする。ボルトの材軸方向はガセットプレートと梁ウェブが密着するように挙動するように変位を拘束する。

また、ボルトせん断方向の初期剛性は変形 0.1 mm で M20 (F10T) の短期許容応力度 (滑り荷重) となるように設定する。損傷モデルの材料定数 ($S, \lambda, \varepsilon_f, n$) は、Fig.4(c) と同様の位置で、母材、熱影響部、溶接金属に Table 2 に示す値を与える。また、硬化係数は $C_1=2760\text{ N/mm}^2$, $\gamma_f=14$, $C_2=444\text{ N/mm}^2$ を用いる。

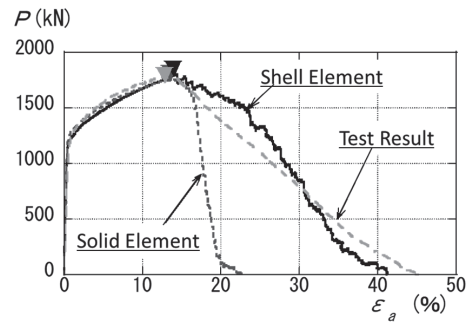


Fig.7 Test and Numerical Results (Monotonic Loading)

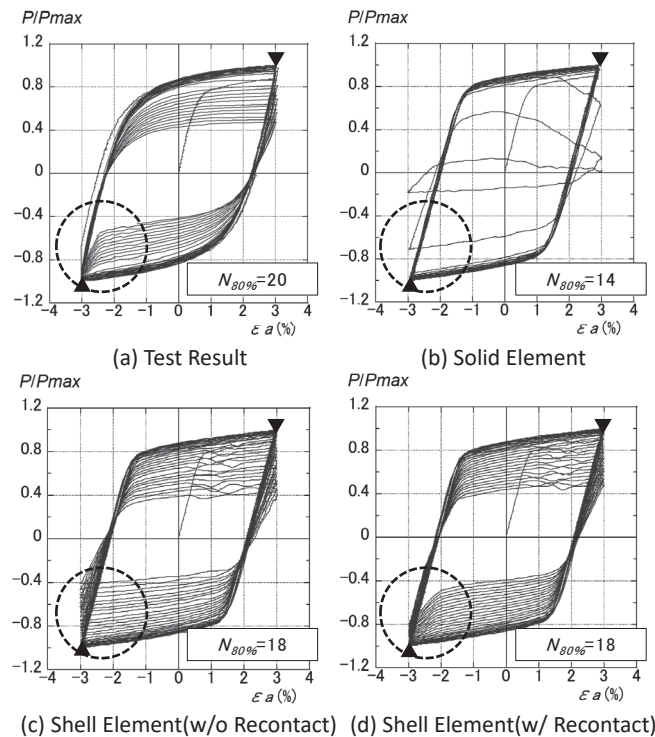


Fig.8 Test and Numerical Results (Constant Amplitude Loading)

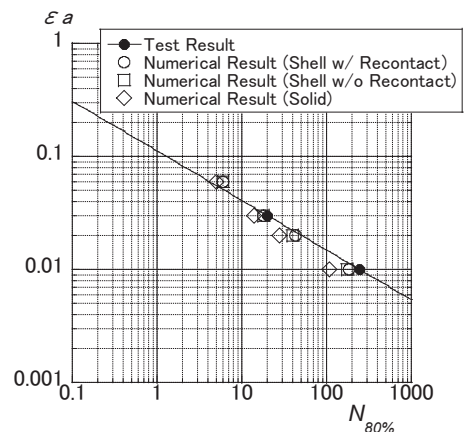


Fig.9 Relation between Strain Amplitude and Number of Cycles

解析では実験と同様に柱上下をピン・ローラー支持した状態で、梁先端に繰り返し強制変位を加える。载荷は実験と同様に基準変形 δ_p を基に、一定振幅 $1.3\delta_p, 2\delta_p$ (塑性率 $\mu: 1.3, 2.0$) を実施する。 δ_p は梁全塑性耐力 M_p の時の変形である。なお、一定振幅 $2\delta_p$ の実験では -7 サイクルと -8 サイクルで $\mu=2.4$ となっているため、解析でも同様の振幅を与えた。

(2) 解析結果

解析結果の $M/M_p-\mu$ 関係を Fig.12 に示す。Fig.12 には実験結果の

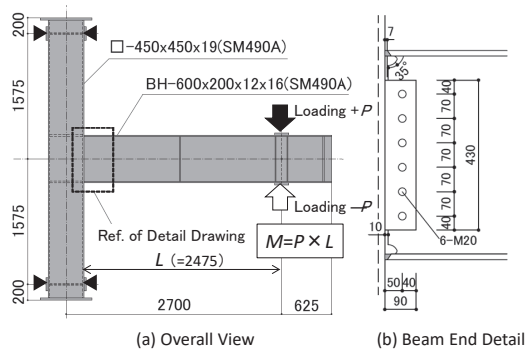


Fig.10 Shape of Specimen

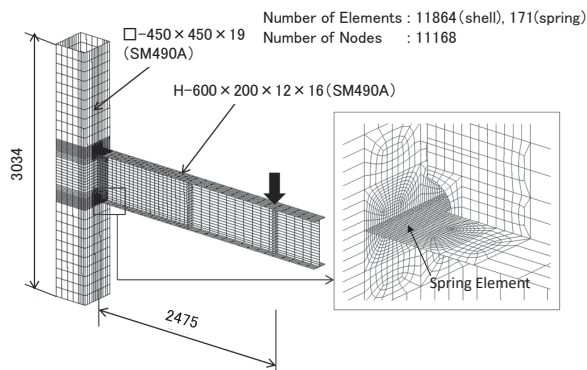
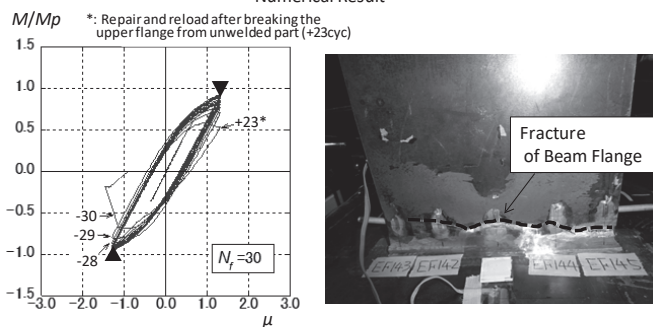
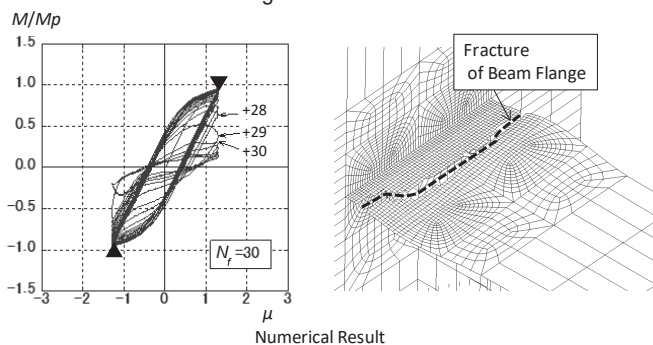


Fig.11 FE-Model



Test Result

(a) $\mu=1.3$

$M/M_p-\mu$ 関係および破壊状況 (実験, 解析) も示す。Fig.12 の梁変形は、全体変形から梁のみの変形を分離したものである。また、Fig.12 には破断までの繰り返し数 N_f を示している。▼▲は最大荷重時を示す。一定振幅 $1.3\delta_p$ の実験では、正载荷の 23 サイクルで未溶着部から発生したき裂が進展し、フランジ破断に至ったため、再度、破断部を補修溶接後に再载荷している。このため、負载荷側を解析との比較対象とする。また、解析での最初のき裂発生は繰り返し損傷則によるものであった。実験および解析ともスカルップ底から発生し

Table 2 Material Properties (Beam Flange : SM490A)

		Yield Strength (N/mm ²)	Tensile Strength (N/mm ²)	Fatigue Damage Rule		Maximum Amplitude Rule	common
				S (N/mm ²)	λ		
Base Metal		371	535	1.9	10.0	1.04	2.0
Deposit Metal		464	637	2.3	4.5	0.60	2.0
HAZ	General Section	371	535	1.9	5.4	0.67	2.0
	Toe of Weld Access Hole	467	637	2.3	1.6	0.59	2.0
	Welding Beam End*	396	559	2.0	1.9	0.31	2.0

*: $\lambda = 1.3$ of elements at welding start and end

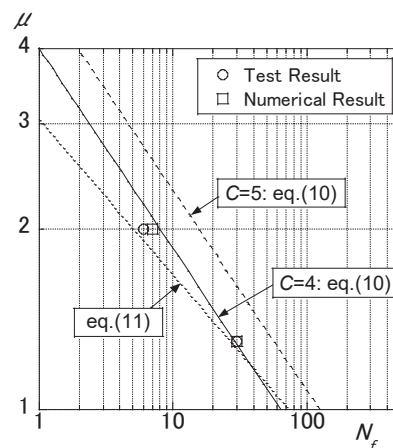
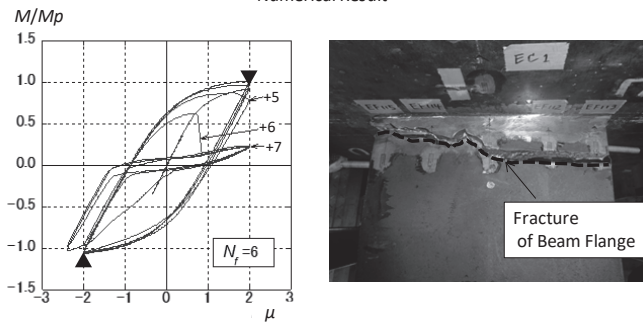
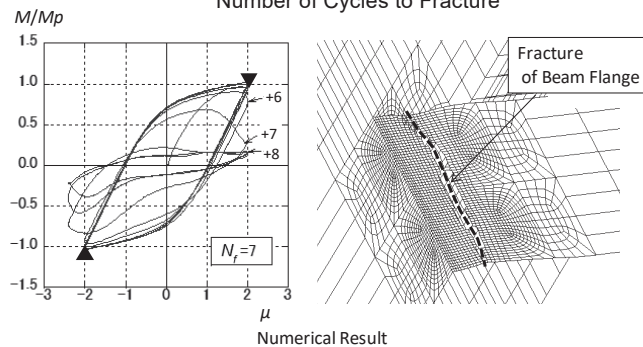


Fig.13 Relation between Ductility Factor Amplitude and Number of Cycles to Fracture



Test Result

(b) $\mu=2.0$

Fig.12 Test and Numerical Results

たき裂が成長し、梁端の溶接始端からのき裂と合流して梁全幅の破断に至っている。Fig.12(a)より、一定振幅 $1.3\delta_p$ の場合での実験および解析での荷重変形関係を比較すると、実験では破断時に3サイクル程で荷重が低下しているが、解析では6～7サイクルで荷重が低下している。また、Fig.12(b)より、一定振幅 $2.0\delta_p$ の場合では実験および解析でフランジの再接触による荷重上昇が見られる。解析での再接触での荷重上昇は実験と比較してやや小さいが、荷重上昇の傾向を良好に捉えている。また、Fig.13に解析結果と実験結果の塑性率振幅 μ と破断までの繰返し数 N_f の関係を示す。図中には、文献1)および文献2)で提案されている梁端の性能曲線(塑性率振幅と破断までの繰返し数の関係)も示す。文献1)による性能曲線は式(10)に示す。

$$\mu = C \times N_f^{1/3} \quad (10)$$

ここで、 C は梁端ディテールによる定数($C=4$:スカラップ有りの設計式、 $C=5$:スカラップ有りの実験式)である。

また、文献2)による性能曲線を式(10)と同様に μ と N_f の関係に整理したものを式(11)に示す。

$$\mu = (2.92 \times 10^{-6} \times J^{-4.99})^\beta \times \frac{1}{\theta_p} \times N_f^{-\beta} \quad (11)$$

ここで、 β は実験係数($=1/3.86$)、 θ_p は梁の全塑性耐力時の変形角であり、 J は式(12)で表現される。

$$J = \frac{b_f M_y}{b_f M_y + \min\{B_w M_s, s M_y, b_w M_y\}} \quad (12)$$

ここで、 $b_f M_y$ は梁の降伏モーメント、 $b_f M_y$ は梁フランジの降伏モーメント、 $B_w M_s$ は梁ウェブの摩擦接合部におけるすべりモーメント、 $s M_y$ は梁ウェブのシャーププレート全端面の降伏モーメント、 $b_w M_y$ は梁ウェブの降伏モーメントである。

Fig.13より、実験と解析の N_f は、 $\mu=1.3$ で30と30、 $\mu=2.0$ で6と7とほぼ等しく、文献1)での $C=4$ の性能曲線(スカラップ有りの設計式)とほぼ一致している。また、文献2)での性能曲線は実験と解析の下限となっている。

(3) 梁ウェブ厚を変化させた解析

文献8)では冷間プレス成形角鋼管柱について「せん断スパン比に応じて先行する破壊性状が変化する幅厚比が存在し、幅厚比がその境界よりも小さい場合は破断、大きい場合は局部座屈となる」ことが示されており、柱部材の破壊性状に幅厚比が影響していることがわかる。ここでは、H形梁のウェブ幅厚比が梁部材の破壊性状に与える影響を調べることを目的として、Fig.11の解析モデルの梁ウェブ厚を $t_w=6, 9, 12$ mm(ウェブ幅厚比: 94.7, 63.1, 47.3)と変化した解析を実施する。これより、梁ウェブの厚さが梁端破断により決定される多数回繰返し性能へ及ぼす影響について検討を行う。最初に、単調荷重の解析を実施し、単調荷重での破壊性状を確認後、一定振幅荷重の解析を実施する。一定振幅荷重の塑性率振幅 μ としては $\mu=1.3, 2.0, 2.5, 3.0$ の4水準を実施する。

(3-1) 単調荷重の解析

Fig.14に解析結果の M/M_p - μ 関係を、Fig.15に終局状況を示す。▼は最大荷重時を示す。

終局状況は、ウェブ厚 $t_w=12$ mm で引張側フランジの破断、 $t_w=9$ mm で引張側フランジの破断と圧縮側フランジの局部座屈、 $t_w=6$ mm で圧縮側フランジの局部座屈となっており、ウェブ厚 t_w が薄くなる

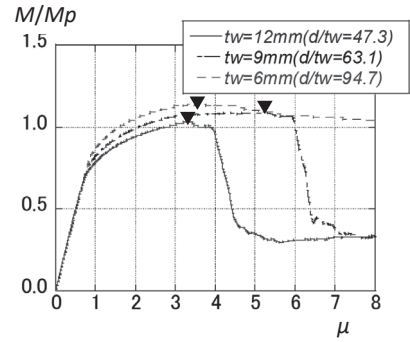


Fig.14 M/M_p and μ Relationship (Monotonic Loading)

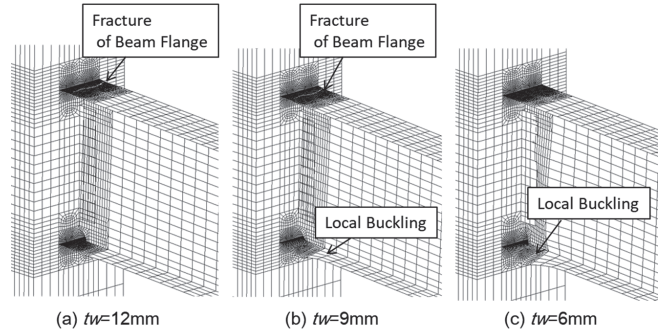


Fig.15 Fracture State (Monotonic Loading)

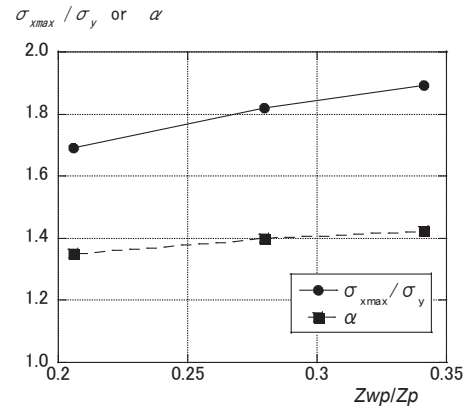


Fig.16 $\sigma_{x\max}/\sigma_y$ or α and Z_{wp}/Z_p Relationship

につれ、終局状況がフランジ破断→フランジ破断+局部座屈→局部座屈と変化している。また、終局状況により最大荷重時の塑性率も異なっており、破断時の塑性率を比較すると、局部座屈が発生した $t_w=9$ mmの方が局部座屈が発生していない $t_w=12$ mmよりも1.5倍程度大きくなっている。

次に、塑性率 $\mu=2.0$ に於いて梁ウェブ厚がスカラップ底の応力集中に与える影響についての検討を行う。

Fig.16に、 $\sigma_{x\max}/\sigma_y$ と Z_{wp}/Z_p の関係および応力集中係数 $\alpha^{19)}$ と Z_{wp}/Z_p の関係を示す。ここで、 $\sigma_{x\max}$ はスカラップ底での梁材軸方向の最大応力度、 σ_y は素材降伏点である。また、 Z_{wp} はウェブのみの塑性断面係数、 Z_p は梁全断面の塑性断面係数である。応力集中係数 α はスカラップ底を横切る断面での梁材軸方向の最大応力度と平均応力度の比である。

Fig.16より、ウェブの曲げへの寄与度 Z_{wp}/Z_p が減少すると、スカラップ底の応力集中を示す $\sigma_{x\max}/\sigma_y$ と α の値が減少している。これより、梁ウェブ厚を薄くするとウェブの曲げへの寄与度が小さくなることで、スカラップ底の応力集中が小さくなっていることがわか

る。このことも影響して、ウェブ厚 t_w が薄くなるにつれ、終局状況がフランジ破断→フランジ破断+局部座屈→局部座屈と変化していると考えられる。

(3-2) 一定振幅繰返し载荷の解析

Fig.17 に梁ウェブ厚 6 mm の場合の解析結果の M/M_p - μ 関係を、Fig.18 に終局状況を示す。▼▲は最大荷重時を示す。また、解析での最初のき裂発生は繰返し損傷則によるものであった。

ウェブ厚 6 mm の場合では、終局状況は塑性率振幅が大きくなるにつれてフランジ破断からフランジ破断+局部座屈に変化し、徐々に局部座屈の影響が大きくなっている。また、最大荷重からの荷重低下の大きな要因（荷重低下要因）としては、塑性率振幅 $\mu=2.5$ と 3.0 では局部座屈、 $\mu=1.3$ と 2.0 ではき裂進展（破断）である。

梁ウェブ厚 9 mm と 12 mm の場合では、塑性率振幅に依らず、き裂進展（破断）が荷重低下要因となっている。

Fig.19(a)に解析結果の塑性率振幅 μ と破断までの繰返し数 N_f の

関係を、Fig.19(b)に塑性率振幅 μ とき裂発生時の繰返し数 N_{cr} の関係を、Fig.19(c)に塑性率振幅 μ と荷重が最大荷重の 80% に低下するまでの繰返し数 $N_{80\%}$ の関係を示す。ここで、き裂発生時は最初に要素の削除が行われた時点とした。また、 N_f では荷重低下の状況を捉えることができないと判断して、 $N_{80\%}$ での検討も追加した。図中には梁ウェブ厚毎の解析結果を最小二乗法により近似した性能曲線を示す。なお、 $t_w=6$ mm では塑性率振幅 $\mu=2.0$ と 2.5 の間で傾きが異なるため、Fig.19(a)(b)には荷重低下要因がき裂進展（破断）である $\mu=1.3$ と 2.0 のデータを結んだものを点線で示す。

Fig.19(a)より、 μ - N_f 関係では梁ウェブ厚が減少すると破断までの繰返し数が大きくなっている。特に、 $t_w=6$ mm の場合には荷重低下要因がき裂進展（破断）であるデータを結んだ点線を、荷重低下要因が局部座屈である $\mu=2.5$ と 3.0 の場合の N_f は大きく上回っている。ここで、文献 20)には局部座屈が発生する場合の N_f の修正法（局部座屈による繰返し数の増加を考慮）が示されており、局部座屈

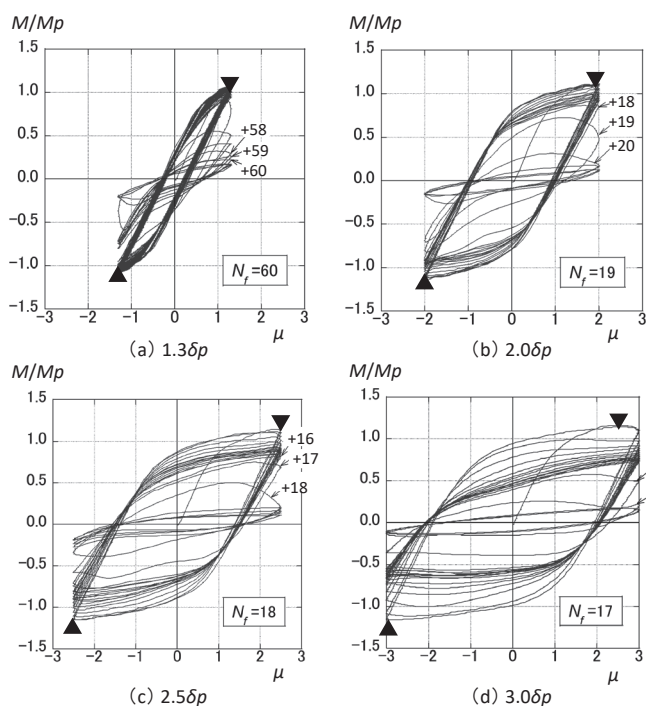


Fig.17 M/M_p and μ Relationship (Constant Amplitude Loading; $t_w=6$ mm)

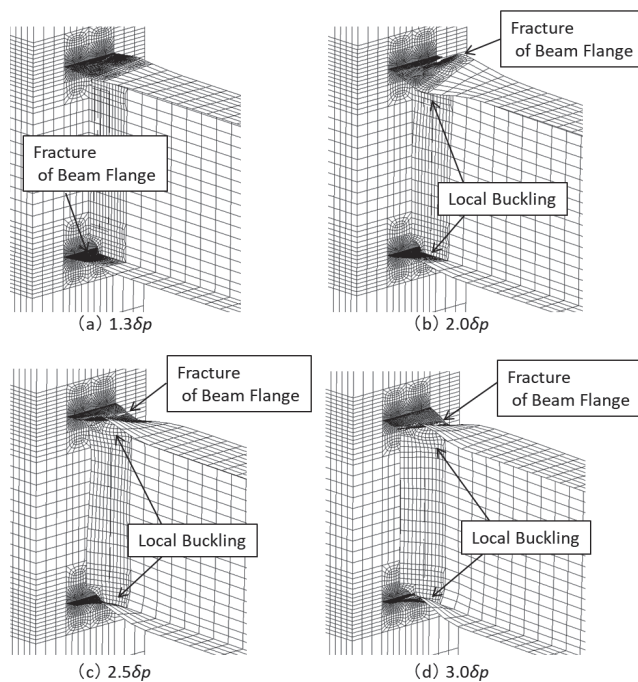


Fig.18 Fracture State (Constant Amplitude Loading; $t_w=6$ mm)

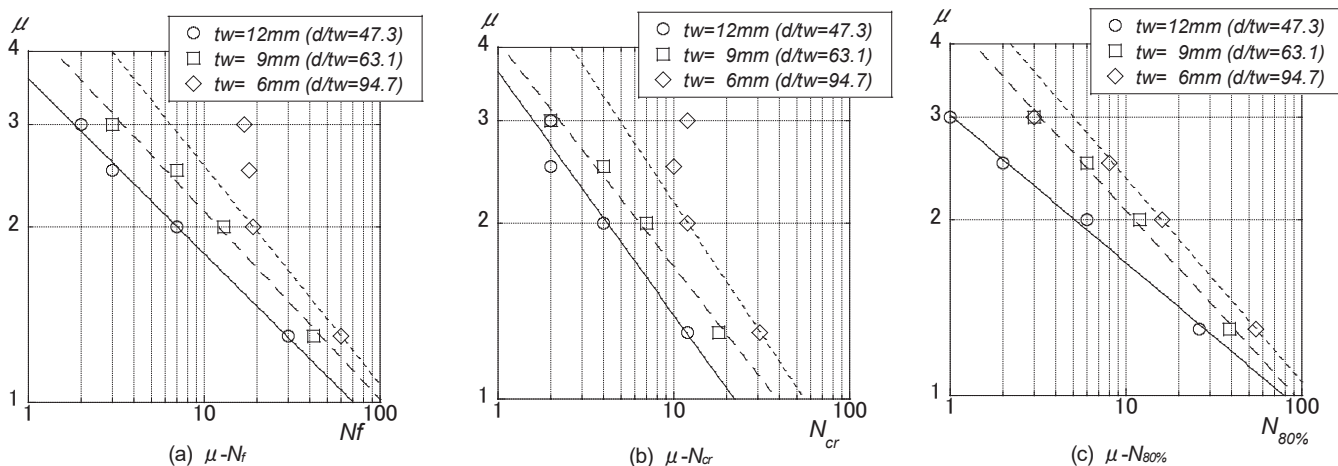


Fig.19 Relation between Ductility Factor Amplitude and Number of Cycles to Fracture

により N_f が増加する傾向は $\mu=2.5$ と 3.0 の場合と同様となっている。Fig.19(b)より、 $\mu-N_{cr}$ 関係では $\mu-N_f$ 関係と同様な傾向を示し、 $t_w=6\text{ mm}$ の場合の $\mu=2.5$ と 3.0 で N_{cr} が大きくなっている。これは、 $\mu-N_f$ 関係と同様に局部座屈によりき裂発生が遅くなったことが要因と考えられる。Fig.19(c)より、 $\mu-N_{80\%}$ 関係では $\mu-N_f$ 関係と同様な傾向を示すが、 $t_w=6\text{ mm}$ での $\mu=2.5$ と 3.0 に着目すると、 $N_{80\%}/N_f$ が 0.44 および 0.17 となり、荷重が 80% 低下してから破断までの繰返し数の割合が N_f 全体の半分以上となっている。これは、局部座屈で急激に荷重が低下後に破断に至っているためと考えられる。

次に、破断までの繰返し数 N_f が比較的大きい $\mu=1.3$ と 2.0 の場合について、き裂進展に関する考察を行う。

Fig.20 に $B_{cr}/B-N$ 関係を示す。ここで、 B_{cr} は削除された要素の大きさをき裂長さと考えた梁幅方向のき裂長さであり、 B_{cr}/B は梁幅方向のき裂長さ B_{cr} と梁幅 B との比である。また、 N は繰返し数である。

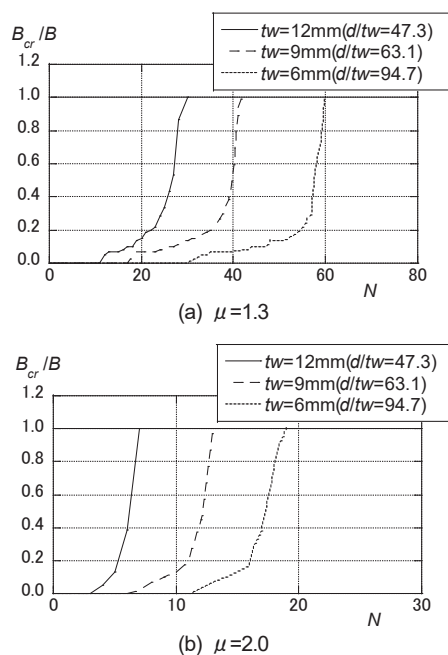


Fig.20 B_{cr}/B and N Relationship

$B_{cr}/B-N$ 関係では梁ウェブ厚に依らず、き裂発生以降に B_{cr}/B が 0.2 を超える辺りから急激に大きくなり、破断に至る傾向にある。ここで、文献 13)ではき裂幅と繰返し数の関係を定式化しているが、Fig.20 の $B_{cr}/B-N$ 関係と同様な傾向となっている。

また、梁ウェブ厚はき裂の発生時期に影響し、梁ウェブ厚小ではき裂の入る時期が遅くなり、それに伴い破断時期も遅くなる傾向にある。これは、Fig.16 に示したように、梁ウェブ厚小の場合にはスカラップ底の応力集中が緩和されることが影響していると考えられる。

以上より、梁ウェブが薄くなると、スカラップ底の応力集中が緩和されることにより、き裂の発生が遅くなり、それに伴い破断時期が遅くなることがわかった。ただし、梁ウェブが薄く、塑性率振幅が大きな場合には、梁端破断が発生する前に局部座屈による急激な荷重低下が見られ、局部座屈による影響が顕著となる。このような場合での変形能力評価では、局部座屈とき裂進展による荷重低下の影響を組み合わせる必要がある。

4. まとめ

梁端溶接部の変形能力を評価する方法として、低サイクル疲労から単調載荷までを考慮した損傷モデルを適用した弾塑性有限要素解析 (FEM) に着目し、梁端フランジ破断後の再接触も考慮したモデルを提案し、既報 11) とは異なるスカラップ形式での要素実験および部分骨組実験のシミュレーションを実施した結果、以下のことがわかった。

- 1) 要素実験での単調載荷および定振幅繰返し載荷の解析をシェル要素とソリッド要素を用いて実施し、両解析結果を比較した結果、シェル要素を用いた解析の方がき裂の発生および進展、それに伴う荷重低下状況を良く模擬できることがわかった。
- 2) 要素実験および部分骨組実験の解析を実施することにより、シェル要素を用いた解析に於いて、既報11) で提案した損傷モデルに梁端フランジ破断後の再接触を考慮したモデルを加えることにより、き裂発生および進展、それに伴う荷重低下状況を高精度で模擬できる。また、部分骨組の解析を行った結果から、局部座屈と破断が併発するような状況を表現可能である。
- 3) 部分骨組の定振幅繰返し載荷のシミュレーションにより既報11) とは異なるスカラップ形式の解析を行った結果、本解析手法により、スカラップ形状等の梁端ディテールの影響も含めた性能曲線を評価可能である。
- 4) 梁ウェブ厚をパラメータとした部分骨組の定振幅繰返し載荷の解析を実施した結果、梁ウェブが薄くなるとスカラップ底の応力集中が緩和されるため、き裂発生時期が遅くなり、それに伴い破断時期が遅くなる。また、梁ウェブが薄く塑性率振幅が大きな場合には梁端破断が発生する前に局部座屈による急激な荷重低下が発生するため、このような場合の変形能力評価では局部座屈とき裂進展による荷重低下の影響を合わせて考える必要がある。

今後は、梁端溶接部の変形能力評価の更なる精度向上のため、異なる接合部形式 (ディテール) に対する繰返し変位載荷での解析を実施する予定である。

謝辞

本研究の一部は、科学研究費補助金 (基盤研究 (B) (一般)、課題番号 19H02286) の助成を受けた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) Building Research Institute: Study on Performance for Super-High-Rise Steel Buildings against Long-Period Earthquake Ground Motions, Building Research Data, No.160, 2014.6 (in Japanese)
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に関する検討，建築研究資料，No. 160，2014. 6
- 2) Japanese Society of Steel Construction: Safety Assessment Methods for Steel Beam at Welded Ends against Long-Period Earthquake Ground Motions, JSSC Technical Report, No.111, pp.21-56, 2016.12(in Japanese)
日本鋼構造協会：長周期地震動に対する鉄骨造梁端接合部の安全性検証方法，JSSCテクニカルレポート，No. 111，pp. 21-56，2016. 12
- 3) Yamada, S., Lee, D., Kishiki, S., Ishida, T. and Miki, N.: Low-cycle Fatigue Test on the Welded Flange-bolted Web Type Beam-to-column Connection Focusing on Arrangement of Web Bolt, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.81, No.727, pp.1541-1551, 2016.9
山田哲，李東錫，吉敷祥一，石田孝徳，三木徳人：ボルト配置をパラメータとした現場混用形式梁端接合部の小振幅繰返し載荷実験，日本建築学会構造系論文集，第 81 巻，第 727 号，pp. 1541-1551，2016. 9

- 4) Kishiki, S., Sato, R., Yamada, S. and Hasegawa, T. : Evaluation Method of Cyclic Deformation Capacity for Beam-end Connections using Various Steel Grades, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.81, No.723, pp.917-927, 2016.5
吉敷祥一, 佐藤亮太, 山田哲, 長谷川隆: 鋼種が異なる梁端接合部の繰り返し変形性能の評価法, 日本建築学会構造系論文集, 第81巻, 第723号, pp. 917-927, 2016.5
- 5) Kubota, J., Takahashi, M., Suzuki, Y., Sawamoto, Y., Koetaka, Y., Iyama, J. and Nagae, T. : Collapse Behavior of 18-story Steel Moment Frame on Shaking Table Test under Long Period Ground Motion, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.83, No.746, pp.625-636, 2018.4 (in Japanese)
久保田淳, 高橋元美, 鈴木芳隆, 澤本佳和, 聲高裕治, 伊山潤, 長江拓也: 鉄骨造18層骨組を対象とした振動台実験における長周期地震動による骨組崩壊挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第83巻 第746号, pp. 625-636, 2018.4
- 6) Sawamoto, Y., Tanaka, N., Yoshikai, S., Morita, K., Harada, Y. and Hotaka, A.: Numerical Analysis of Steel Fracture under Impact Load, Journal of Structural Engineering, Vol.16 No.63, pp.1-13, 2009.9 (in Japanese)
澤本 佳和, 田中直樹, 吉貝滋, 森田耕次, 原田幸博, 穂高明日香: せん断降伏先行梁部材の最大耐力と繰り返しによる劣化挙動の評価, 鋼構造論文集, 第16巻63号, pp. 1-13, 2009.9
- 7) Sawamoto, Y. : Numerical Analysis of Steel Fracture under Impact Load, Journal of Structural Engineering, Vol.64B, pp.131-138, 2018.3 (in Japanese)
澤本 佳和: 衝撃荷重下での鋼材破断に関するシミュレーション, 構造工学論文集, Vol. 64B, pp. 131-138, 2018.3
- 8) Kuwada, R., Koetaka, Y. and Suita, K. : Plastic Deformation Capacity of Cold Press-Formed Shs Columns Determined by Local Buckling and Fracture, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.80, No.718, pp.1961-1970, 2015.12 (in Japanese)
桑田涼平, 聲高裕治, 吹田啓一郎: 局部座屈と破断をとまなう冷間プレス成形角形鋼管柱の塑性変形能力, 日本建築学会構造系論文集, 第80巻 第718号, pp. 1961-1970, 2015.12
- 9) Mizushima, Y., Mukai, Y., Namba, H., Taga, K., and Saruwatari, T. : Super-Detailed FEM Simulations for Full Scale Steel Structure Caused Fatal Rupture at its Joint Parts between Members, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.81, No.719, pp.61-70, 2016.1 (in Japanese)
水島靖典, 向井洋一, 難波 尚, 多賀謙蔵, 猿渡智治: 詳細有限要素モデルによる接合部破断を生じた実大鋼構造物の応答シミュレーションー複数回の強振動により累積損傷を受ける実大鋼構造3層骨組みの加振実験その1ー, 日本建築学会構造系論文集, 第81巻 第719号, pp. 61-70, 2016.1
- 10) Huang, Y. and Mahin, S. : Evaluation of Steel Structure Deterioration with Cyclic Damaged Plasticity, Proceedings of 14WCEE, 2008
- 11) Sawamoto, Y. and Ohsaki, M. : Evaluation on Plastic Deformation Capacity of Welded Beam Ends under Cyclic Loading FE Analysis, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.84, No.759 pp.695-704, 2019.5 (in Japanese)
澤本佳和, 大崎純: 繰り返し変位履歴を受ける梁端溶接部の塑性変形能力評価, 日本建築学会構造系論文集, 第84巻 第759号, pp. 695-704, 2019.5
- 12) Lemaitre, J. : A Course on Damage Mechanics, Springer-Verlag, pp.95-151, 1992
- 13) Umeda, T., Takatsuka, K., Suita, K. and Tanaka, T. : Deformation Capacity of Flange-welded Web-bolted Moment Connection Deformation Capacity of Welded Beam-to-column Connection Subjected to Repeated Plastic Strain Part 6, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.80, No.718 pp.1971-1979, 2015.12 (in Japanese)
梅田敏弘, 高塚康平, 吹田啓一郎, 田中剛: 混用接合型柱梁接合部の変形能力ー塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力ーその6ー, 日本建築学会構造系論文集, 第80巻 第718号, pp. 1971-1979, 2015.12
- 14) LS-DYNAver971 User's Manual, 2007
- 15) Kiyokawa, T., Sawamoto, Y., Kubota, J. and Suzuki, Y. : Study on Evaluation Method Deformation Capacity of Defective Welded Joints (Part 1) Element Experiments, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-III, pp.1049-1050, 2015.7 (in Japanese)
清川貴世, 澤本佳和, 久保田淳, 鈴木芳隆: 欠陥を有する溶接接合部の変形性能評価法に関する研究 (その1) 要素実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-3, pp. 1049-1050, 2015.7
- 16) Kiyokawa, T., Sawamoto, Y., Kubota, J. and Suzuki, Y. : Study on Evaluation Method Deformation Capacity of Defective Welded Joints (Part 2) Subassemblage Experiments, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-III, pp.1087-1088, 2016.7 (in Japanese)
清川貴世, 澤本佳和, 久保田淳, 鈴木芳隆: 欠陥を有する溶接接合部の変形性能評価法に関する研究 (その2) 部分骨組実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-3, pp. 1087-1088, 2016.7
- 17) Armstrong, P. J., Frederick, C.O.: A Mathematical Representation of the Multiaxial Bauschinger Effect, CEBG Report RD/BN/731, Berkeley Nuclear Laboratories, 1966
- 18) Zhou, Z. and Kuwamura, H. : Geometrical and Metallurgical Notches of Welded Joints of Steel Beam-to-column Connections, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol.74, No.637, pp.551-559, 2009.3 (in Japanese)
周志光, 桑村仁: 鉄骨柱ー梁溶接接合部の形状ノッチおよび材質ノッチ (鉄骨接合部の応力・ひずみ状態 その4), 日本建築学会構造系論文集, 第74巻 第637号, pp. 551-559, 2009.3
- 19) Masataka Nishida: Stress concentration, Morikita Publishing, 1967 (in Japanese)
西田正孝: 応力集中, 森北出版, 1967
- 20) Omori, J., Miki, N., Hiroshima, S., Kishiki, S., Yamada, S. and Hasegawa, T. : Evaluation of Deformation Capacity of Steel Beam Limited by Ductile Fracture with Local Buckling, Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, Structures-III, pp.1049-1050, 2018.7
大森淳平, 三木徳人, 廣嶋哲, 吉敷祥一, 山田哲, 長谷川隆: 局部座屈を伴う延性破壊により制限された鉄骨梁の変形能力評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-3, pp. 1049-1050, 2018.7

EVALUATION ON PLASTIC DEFORMATION CAPACITY OF STEEL BEAM ENDS WITH LOCAL BUCKLING AND FRACTURE UNDER CYCLIC LOADING USING FE ANALYSIS

*Yoshikazu SAWAMOTO^{*1}, Jun KUBOTA^{*1} and Makoto OHSAKI^{*2}*

^{*1} Kajima Technical Research Institute, Kajima Corp., M.Eng.

^{*2} Prof., Dept. of Architecture and Architectural Eng., Kyoto Univ., Dr.Eng.

In Tohoku earthquake (March 11, 2011), highrise steel buildings of the Tokyo downtown area shook for a long moment under the influence of long-period ground motion. To prevent damage under such ground motion, evaluation on deformation capacity of steel member (welded beam end, etc.) has been required under multi-cycle loading.

In this paper, deformation capacity of the steel beam with local buckling and ductile fracture is assessed by the FE analysis based on the fracture rule (cyclic damage rule and monotonic damage rule) and re-contact of removed element. The cyclic damage rule is a fatigue damage law based on Continuum Damage Mechanics (CDM), and the monotonic damage rule is a damage rule for a large ductility factor equivalent to monotonic loading. The validity of this fracture rule and re-contact of removed element is verified by the simulation of past experiments under cyclic loading. Two past experiments are selected. One is an element experiment using specimens modeling beam flange and web, in which tensile and compressive repeated force is applied in the axial direction. The other is a partial frame experiment using field welding type specimen having a $\frac{1}{4}$ circular weld access hole of compound circle with R25 and R10 at the beam-end, in which constant cyclic displacement is applied. For an element experiment, simulation of monotonic loading and repeated loading with constant amplitude is performed using FEM with solid elements and shell elements. We can simulate the reduction of peak load using FE analysis, and it is found that the deformation capacity under multiple cyclic loading conditions can be evaluated. For a partial frame experiment, simulation using shell elements is carried out. As a result of the FE analysis, it is found that a crack occurs at the toe of the weld access hole on the beam flange, and propagates in the flange width direction. Using FEM it is possible to simulate the situation where the welded beam-end fractures, and it has been verified that the load and deformation relationship of FE analysis has good agreement with test results.

In addition, as a result of conducting the analysis with the beam web thickness changed, it demonstrates that the initial crack initiation timing is delayed and the fracture timing is delayed accordingly because the stress concentration at the weld access hole bottom with thinner beam web is relaxed.

(2019年5月8日原稿受理, 2019年9月30日採用決定)