

繰り返し変位履歴を受ける梁端溶接接合部の
延性破断を考慮した変形能力評価

澤本 佳和

目 次

第1章 序論.....	1
1.1 研究背景と研究目的.....	2
1.2 既往の研究.....	5
1.2.1 鋼材破断に対する破壊靱性およびひずみ速度の影響に関する研究.....	5
1.2.2 鋼材および部材の部位累積変形能力に関する研究.....	8
1.3 本論文の概要と構成.....	13
第2章 衝撃荷重下および単調載荷時の変形能力.....	15
2.1 はじめに.....	16
2.2 鋼材の素材特性のモデル化の概要.....	17
2.2.1 概要.....	17
2.2.2 応力集中の影響.....	17
2.2.3 ひずみ速度の影響.....	23
2.2.4 破壊靱性の影響.....	27
2.3 ノッチ付き梁の解析.....	32
2.3.1 実験概要.....	32
2.3.2 解析概要.....	32
2.3.3 解析結果（静的実験）.....	33
2.3.4 解析結果（衝撃実験）.....	34
2.4 結論.....	35
第3章 梁の保有変形能力評価に関する検討.....	37
3.1 はじめに.....	38
3.2 部分骨組実験の解析（単調載荷解析）.....	39
3.2.1 概要.....	39
3.2.2 解析結果.....	42
3.3 パラメータスタディと評価式の検討.....	43
3.3.1 概要.....	43
3.3.2 解析結果.....	45
3.3.3 評価式の検討.....	47
3.4 既往知見との比較.....	50
3.4.1 実験概要.....	50
3.4.2 シャルピー衝撃値の修正.....	51
3.4.3 既往実験結果との比較.....	52

3.5	結論.....	55
第4章	繰り返し载荷時の変形能力.....	57
4.1	はじめに.....	58
4.2	損傷モデルの概要.....	59
4.3	要素実験の解析.....	61
4.3.1	概要.....	62
4.3.2	単調载荷・漸増载荷の解析.....	63
4.3.3	一定振幅载荷の解析.....	68
4.4	部分骨組実験の解析.....	71
4.4.1	概要.....	71
4.4.2	解析結果.....	72
4.4.3	既往性能曲線との比較.....	74
4.5	結論.....	77
第5章	引張破断後の再接触を考慮した繰り返し载荷時の変形能力.....	79
5.1	はじめに.....	80
5.2	再接触のモデル化の概要.....	80
5.3	要素実験の解析.....	82
5.3.1	概要.....	82
5.3.2	解析概要.....	82
5.3.3	単調载荷の解析.....	85
5.3.4	一定振幅载荷の解析.....	86
5.4	部分骨組実験の解析.....	88
5.4.1	概要.....	88
5.4.2	解析結果.....	90
5.5	結論.....	93
第6章	梁ウェブ厚の変化が梁端フランジ溶接部の破断に与える影響.....	95
6.1	はじめに.....	96
6.2	解析概要.....	97
6.3	単調载荷の解析.....	97
6.4	一定振幅载荷の解析.....	100
6.5	梁ウェブ厚の変化の影響分析.....	102
6.6	結論.....	105

第7章 結論.....	107
7.1 結論.....	108
7.2 今後の展望.....	111
参考文献.....	112
論文リスト.....	120
謝辞	

第 1 章

序論

1.1 研究背景と研究目的

2011年東北地方太平洋沖地震では、図1.1に示す長周期地震動により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700km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おり、東京、名古屋、大阪などの平野部の柔らかい堆積層の内部では、周囲の固い層との境界で反射した地震動が繰り返し伝播してくるため、揺れが長く続くと考えられる¹⁾。また、2003年に発生した十勝沖地震では、震源から遠く離れた石油タンクに長周期地震動によるスロッシングが発生したことより、火災被害が報告されている²⁾。更に、最近の地震動予測研究の進歩から、南海トラフを震源域とする巨大地震によって、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³⁾。また、鉄骨造超高層建築物などが長周期地震動を受けると長時間継続して多数回繰り返し揺れを受け、2次設計のクライテリアに近い大きさの応答が何度も生じ、建物損傷が発生することが示されている^{4)~7)}。前述のように建物が多数回繰り返し揺れを受けることにより、梁端フランジ溶接部では多数回繰り返し塑性変形が生じ、これが梁端フランジ溶接部の破断につながる懸念されている^{8)・9)}。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-defence で実施された18層鋼構造建物を対象とした振動台実験¹⁰⁾では、南海トラフを震源とする東海・東南海・南海の三連動を想定した長周期地震動の入力レベルを増大させながら、建物が崩壊に至るまで実験を行っている。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、図1.2に示すように下層骨組の変形増大に伴うP-Δ効果により崩壊に至っており、梁端破断の鋼構造建築物の崩壊へもたらす影響は大きいと考えられる。

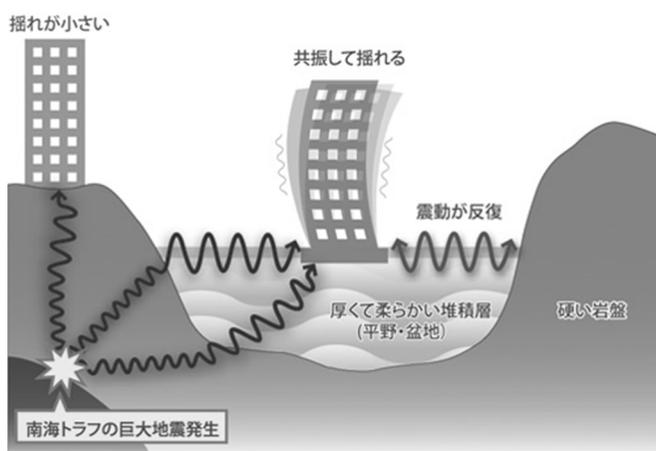


図 1.1 長周期地震動とは

[参照: 鹿島建設(株)HP:

<https://www.kajima.co.jp/tech/seismic/higai/151100.html>]



図 1.2 最終崩壊形

[参照: 京都大学 HP: http://www.kyoto-u.ac.jp/static/ja/news_data/h/h1/news6/2013_1/documents/140225_2/01.pdf]

1994年のノースリッジ地震では、鉄骨架構のH形鉄骨梁とH形鉄骨柱の接合部の被害、特に、図1.3に示す梁下フランジと柱の溶接部付近での破断が報告されている^{11),12)}。このような被害事例の原因を探るために、溶接欠陥の影響¹¹⁾、溶接金属の破壊靱性の影響¹³⁾、ウェブのボルト接合部の曲げモーメントの伝達効率の影響¹⁴⁾等に関する様々な研究が米国にて行われてきている。

1995年の兵庫県南部地震では、ノースリッジ地震と同様な被害事例として、角形鋼管柱とH形鉄骨梁接合部の被害、なかでも図1.4に示す梁端接合部（特に、梁端フランジ溶接部）の破断が多数報告されている^{15),16)}。これは、この地震が直下型であったことから、梁端接合部には短時間に大きな荷重が生じることとなり、これが破断の一因と考えられた。これに伴い、鋼材破断に対するひずみ速度や破壊靱性の影響に関する数多くの研究^{17)~20)}が実施され、実用化に向けた検討が行われた。更に、変形能力に影響を及ぼすと考えられるスカラップの有無や形状、せん断スパン比、合成梁効果等に注目した一連の研究^{21)~25)}もなされている。

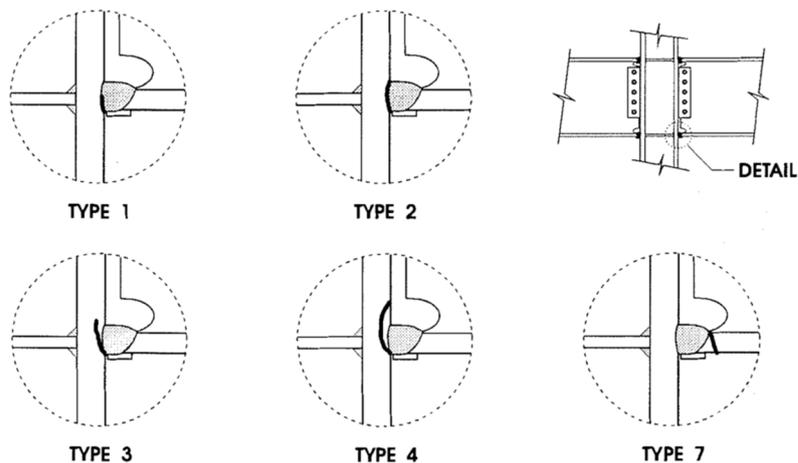


図 1.3 ノースリッジ地震での柱梁接合部の典型的な破壊モード例¹²⁾



(a) 梁下フランジの破断とウェブのき裂

(b) 梁下フランジの局部座屈と破断

図 1.4 兵庫県南部地震での柱梁接合部の被害例¹⁵⁾の図に加筆

2016年熊本地震では、震度7の前震と本震が引き続き発生しており、内陸の活断層の活動により震源の近くにおいては強い揺れを何度も受けたことが報告されている²⁶⁾。ここで、建築物の2次設計では極めて稀に発生する地震として震度6強を想定しているため、震度7は2次設計のクライテリア（超高層建築物では、層間変形角 1/100，塑性率 2）を超える地震となる。このように、2次設計のクライテリアを上回る極大地震が1度では無く、続けて2度発生することもあり、1度目で損傷を受けた建築物に続けて2度目が作用することによる建築物へもたらされる影響は大きいと考えられる²⁷⁾。

また、事業継続計画（BCP）の観点から建物に加速度計等のモニタリング装置を設置することにより、限られた階での計測記録から建物全階の応答を推定し²⁸⁾、²⁹⁾、地震後の建物および部材の損傷をいち早く、正確に評価する研究も行われている³⁰⁾。この研究では、地震後の部材の損傷状況を把握する上からも応答解析結果と実際の部材損傷を結びつける情報が、今後必要となると考えられる。

以上より、長周期地震動や複数回の極大地震動による繰り返し荷重を受けた時の梁端フランジ溶接部の破断までの変形能力の評価を行うことは、鉄骨造建築物の耐震安全性を検証する上からも重要と考えられる。

本研究では、長周期地震動や複数回の極大地震動による繰り返し変位履歴を受ける梁端接合部の変形能力を評価することを目的として、有限要素法（FEM）を用いた解析により、梁端の局部座屈と梁端フランジ溶接部の破断を考慮した変形能力評価法を提案する。

1.2 既往の研究

1.2.1 鋼材破断に対する破壊靱性およびひずみ速度の影響に関する研究

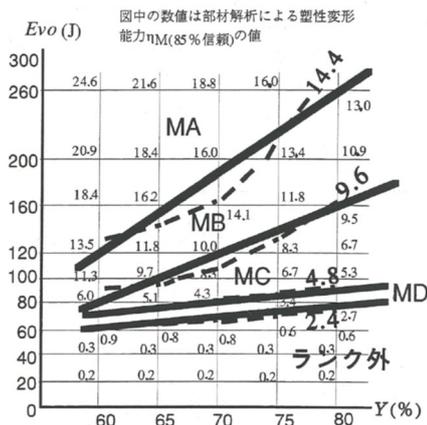
(a) 破壊靱性に関する研究

鋼材破断に対する破壊靱性の影響に関する研究としては、桑村ら^{31), 32)}が挙げられる。

桑村らは、鉄骨部材の形状変化によるひずみ集中と切欠きによる三軸応力拘束を人工的に与えた状態で母材のままの脆性破断を再現する実大の静的載荷実験（試験温度 0°C）を行い、脆性破断に至る変形能力を調べている。この時の実験パラメータはシャルピー衝撃値で代表される破壊靱性（低靱性材：約 40J，高靱性材：約 135J at 0°C）と板厚（25, 40, 100mm）である。この実験結果から、高靱性部材の破断までの変形能力は低靱性部材に対して約 5 倍であること、板厚が破断までの変形能力に及ぼす影響はそれほど大きくないことが報告されている³¹⁾。

なお、この研究は建設省総合技術開発プロジェクト「次世代鋼材による構造物安全性向上技術の開発」^{33) ~ 35)}の中で実施されたものであり、この成果は日本建築センター「鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破断防止ガイドライン」³⁶⁾にまとめられている。この中では、梁端接合部に関する実験結果から、梁端溶接接合部の 0°C シャルピー衝撃値の値に応じた継手破断耐力係数 γ_f （70J 以上では 1.0，70J 未満で 27J 以上では 0.9）を設定し、梁端接合部の耐力評価および保有変形能力を評価している。

また、桑村らは、文献 31) に示される梁端接合部に関する実験結果および FEM による数値解析結果から、降伏比と母材のシャルピー衝撃値による材料ランク、および梁端接合部ディテールと溶接入熱による溶接接合ランクを設定して、図 1.5 に示す両ランクをマトリックスとした変形能力の総合ランクを提案している³²⁾。



(a) 降伏比 Y とシャルピー衝撃値 E_{v0} (J) で決まる塑性変形能力の計算値とランク分け

		溶接接合ランク (梁端)			
		WA	WB	WC	WD
材料ランク	MA	A _{≥30}	A ⁻ _{≥25}	B _{≥20}	B ⁻ _{≥15}
	MB	A ⁻ _{≥25}	B _{≥20}	B ⁻ _{≥15}	C _{≥10}
	MC	B _{≥20}	B ⁻ _{≥15}	C _{≥10}	C ⁻ _{≥7.5}
	MD	B ⁻ _{≥15}	C _{≥10}	C ⁻ _{≥7.5}	D _{≥5}

注) 数値は η_M の必要値

(b) 材料性能と溶接性能を組合せた総合ランク

図 1.5 材料性能と溶接性能を組合せた総合ランク³²⁾

次に、破壊靱性は温度やひずみ速度にも依存することから、複合的な条件での研究が行われている。このような研究として、中込ら³⁷⁾、見波・山崎³⁸⁾、豊貞ら³⁹⁾、⁴⁰⁾が挙げられる。

中込らは、柱梁接合部を対象にしてスカラップ工法およびノンスカラップ工法で製作した2種類の部分骨組試験体を用いて、載荷速度および試験温度の変化が梁端フランジ溶接部の破壊性状および力学的性能に及ぼす影響を検討している。また、実験結果から、ひずみ速度の増加、試験温度の低下により降伏荷重が上昇する傾向がみられること、ひずみ速度が大きくなると破壊の起点となる力学的不連続部（スカラップ底等）で応力集中が顕著となることが報告されている³⁷⁾。

見波・山崎は、構造物の安全性確保に対して、衝撃的な地震動を受ける鋼構造物の挙動を明らかにするために必要な応力・ひずみ関係を得るために、高速引張試験を実施している。引張試験では、鋼種をSM490A（鋼板とH形鋼フランジ材）とし、試験温度（-70～0℃）、載荷速度および予ひずみを変化させている。試験結果から、鋼材の降伏点のみならず引張強さについても温度・ひずみ速度依存性は、Bennett and Sinclairが活性化エネルギー論の見地より導いた関係に基づくstrain-temperature parameter⁴¹⁾で比較的精度良く整理できること、ひずみ速度の影響を考慮した応力・ひずみ関係として真応力と塑性真ひずみの関係を指数式として近似できることが示されている³⁸⁾。なお、strain-temperature parameterは、式(1.1)で表現される。

$$R=T \cdot \ln(A_a / d\epsilon) \quad (1.1)$$

ここで、 T は絶対温度（K）、 $d\epsilon$ はひずみ速度（1/s）、 A_a は材料定数である。

豊貞らは、高速ひずみ速度下ではき裂先端近傍でstrain-temperature parameterが一様になることを利用して、ひずみ速度による脆性化を静的破壊靱性値の温度依存性から予測する方法およびその簡易解析法を提案し³⁹⁾、これを適用して兵庫県南部地震時に発生した脆性破壊の被害例（鉄骨造建築物の梁端スカラップ底を起点とした脆性破壊、遠心鑄鋼管柱脚の脆性破壊）の定量評価を行っている⁴⁰⁾。

なお、この研究の成果を反映することにより、日本溶接協会「WES 2808-2017、動的繰返し大変形を受ける溶接構造物の脆性破壊性能評価方法」⁴²⁾がまとめられている。この中では、破壊力学的な観点から、ひずみ速度を鋼材の遷移曲線の温度シフト量として取り込むことにより、破壊靱性（CTOD値またはシャルピー衝撃値）にひずみ速度効果を取り入れた梁端接合部の破壊ひずみの評価が可能となっている。

(b) ひずみ速度に関する研究

鋼材破断に対するひずみ速度の影響に関しては金属・機械分野で多くの研究が行われているが、地震力により建築物（部材）に作用するひずみ速度よりも速い場合を対象として行われている傾向にある。ここで、地震時の建築物に作用するひずみ速度を対象とした研究としては、青木ら⁴³⁾、藤本ら⁴⁴⁾、桑村・前田⁴⁵⁾が挙げられる。

青木らは、ひずみ速度を変化させて鋼材（母材）の引張試験を行い、平行部を有する平行試験片および変断面试験片の変形能力に関する検討を行っている。鋼材は SS41, SM58Q, HW70 の 3 種類とし、引張速度を変化させた試験を実施して、その結果から応力集中係数の大きい変断面材や降伏比の高い高張力鋼では、ひずみ速度の影響はほとんど受けないが、降伏比の低い鋼材、例えば SS41 等は大きな影響を受けて降伏点や降伏比は大きな上昇を示すことが報告されている⁴³⁾。

藤本らは、軸組筋かい構造物に大きな地震力が作用する場合を想定して、実大山形鋼筋かい（L-65×65×6：SS41）より試験片を採取し、ひずみ速度を変化させた高速引張試験を行っている。試験結果から上降伏点、引張強さがひずみ速度の上昇により増加する傾向を把握し、得られた試験結果を静的引張試験結果で除して無次元化することでひずみ速度との関係を最小二乗法で近似している⁴⁴⁾。

桑村・前田は、降伏比の低い 60 キロ級高張力鋼（低 YR60 キロ鋼）を対象に、高ひずみ速度に於いて機械的性質がどのように変化するかについて、従来鋼（SS41, SM50, SM58）との比較調査を行っている。また、試験片形状としては平行部を有する平行試験片と変断面試験片としている。試験結果から、低 YR60 キロ鋼のひずみ速度の増大に伴う降伏比の上昇は無視しうるほど小さいこと、一様伸びやエネルギー吸収能力については、試験片形状や鋼種に関係なく、ひずみ速度との明瞭な相関が得られなかったことが報告されている⁴⁵⁾。

1.2.2 鋼材および部材の累積変形能力に関する研究

(a) 鋼材に関する研究

多数回繰り返し変形を受けた場合の鋼材の変形能力評価に関する研究としては、Miner and Monica⁴⁶⁾や Manson と Coffin^{47), 48)}の研究が挙げられる。

Miner and Monica は、疲労の累積損傷に着目し鋼棒を対象として弾性域のひずみレベルによる一定振幅繰り返し载荷試験を行い、熱応力を受ける鋼材の疲労寿命の把握を行っている。その結果、疲労寿命が数千回から数万回であることを示し、ひずみ振幅の大きさと疲労寿命の関係を定式化している。そして、この関係式により複数種類のひずみ振幅が組み合わせられる変動振幅履歴を受ける場合の破断までの寿命の計算方法を示している⁴⁶⁾。

Manson と Coffin は、Miner と同様に鋼棒を対象に弾性域だけではなく塑性域のひずみレベルによる一定振幅繰り返し载荷実験を行い、熱応力を受ける鋼材の疲労寿命を把握している。この試験結果より、塑性域のひずみレベルでは疲労寿命が数百回～数千回であり、ひずみレベルと疲労寿命の関係はひずみレベルが大きくなるほど、寿命が緩やかに減少する傾向があることを示している。また、ひずみ振幅と破断寿命の関係を弾性成分と塑性成分に分けることにより定式化し、任意のひずみレベルでの破断までの繰り返し数の計算方法を示している^{47), 48)}。

次に、連続体力学の枠組み内で破断等の不連続な挙動を取り扱う連続体損傷力学が研究されている。ここで、Puttick と Anderson によると金属材料の塑性変形に起因する損傷は、主にマイクロボイドの形成によるもので、ひずみの増加に対するマイクロボイドの成長と合体により、材料の負荷能力が徐々に低下し、完全に破断するとしている。図 1.6 はネッキング領域の引張試験片の断面を示しており、試験片の中央部でのボイドの蓄積が観察されている⁴⁹⁾。また、図 1.7 はマイクロボイドの核生成、成長、合体を模式的に示している⁵⁰⁾。

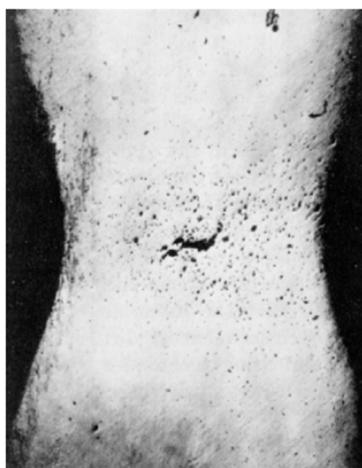


図 1.6 引張試験片のネッキング領域に於けるボイド状況⁴⁹⁾

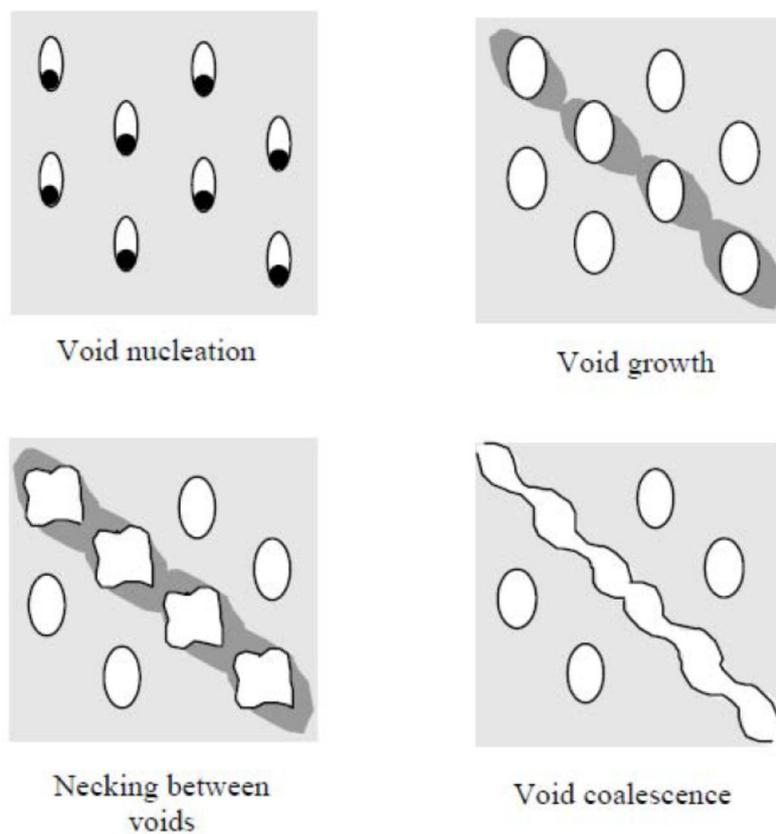


図 1.7 引張試験片のネッキング領域に於けるボイド状況⁵⁰⁾

前述のような鋼材が多数回繰り返し変形を受けた場合に生じる材料内部の組織形態や破断現象を含む力学的特性を評価する方法として、連続体損傷力学によって累積損傷を表現する方法が研究されている。このような方法は FEM による数値解析的アプローチへの適用が可能である。このような研究としては、Rice and Tracey⁵¹⁾, Kanvinde and Deierlein⁵²⁾, Gurson⁵³⁾, Tvergaard and Needleman⁵⁴⁾, Lemaitre⁵⁵⁾, Dufailly and Lemaitre⁵⁶⁾の研究が挙げられる。

Rice and Tracey は周期的ボイド成長モデル (CVGM : Cyclic Void Growth Model) を定式化しており、極低サイクル荷重下で応力三軸度が正の場合である引張サイクルに於いてボイドが成長するとしたモデルである⁵¹⁾。また、このモデルは Kanvinde and Deierlein により材料定数を修正することにより拡張されている⁵²⁾。また、Gurson, Tvergaard and Needleman によって多孔質金属塑性モデル (GTN モデル) が開発されている^{53), 54)}。

Lemaitre では、延性き裂の源となるミクロなボイド (空孔) の発生・成長が考慮できる Continuum Damage Mechanics (CDM) に基づく損傷モデルを提案し⁵⁵⁾、高温下の耐熱・耐蝕合金 (インコネル) の低サイクル疲労試験の評価を行っている⁵⁶⁾。なお、CDM は損傷評価式に応力に関連する項を含んでおらず、CVGM と比較して簡略した定式化となっている。

また、CVGM と CDM は良く似たモデルで、定数を適切に設定すれば、Manson-Coffin 則での鋼材の振幅依存性を表現可能であることが示されている。

(b) 部材に関する研究

鉄骨部材（梁，柱，梁端接合部等）が繰り返し荷重を受けた場合の変形能力の評価に関する研究としては，桑村ら^{20), 57)~59)}，Krawinkler and Zhoirei⁶⁰⁾，中島ら⁶¹⁾，村上・聲高^{62), 63)}，福元・澤本ら⁶⁴⁾，山田ら^{65), 66)}，吹田ら^{9), 67)}，吹田・田中ら^{68)~73)}の研究が挙げられる。

桑村らは，繰り返し塑性変形を受ける部材の累積塑性変形能力を明らかにするために，Vノッチを複数設けた鋼梁を対象として一定振幅繰り返し載荷実験を実施し，数回から百回程度で破断する鋼梁に対し，それぞれの破断までの累積塑性変形倍率を単調載荷時の破断までの累積塑性変形倍率を基に表現することができる「破断履歴の相似則」を提案している^{57), 58)}。そして，変動振幅繰り返し載荷時の変形能力を累積塑性変形倍率を用いて補正したMiner則によって評価し⁵⁹⁾，半サイクル毎の累積塑性変形倍率を平均塑性率の推移を考慮しManson-Coffin則を修正して求め，これをもとにランダム振幅時の変形能力をMiner則により予測している²⁰⁾。

Krawinkler and Zhoireiは，地震応答時の鉄骨造建築物の終局状態を検討するために，フランジ幅厚比をパラメータとした2種類の梁端接合部を対象に一定振幅繰り返し載荷実験を行い，局部座屈と梁端フランジ破断の破壊モードを詳細に調査している。この調査結果から幅厚比が大きい場合は局部座屈により50回程度で終局状態に，幅厚比が小さい場合には破断により10回程度で終局状態になるため，同一振幅に於いて局部座屈の場合の方の寿命が長いことを示している。また，破断により終局となる場合に於いて，破断に結びつき裂の大きさと梁端に生じるひずみ振幅の関係式を示している⁶⁰⁾。

中島らは，スカラップ形状，エンドタブ種類，ダイアフラムの厚さ等をパラメータとして，実大の柱梁部分骨組（14体）の正負交番漸増繰り返し載荷を実施している。この実験結果から，改良されたスカラップ形状ではスカラップ底からのき裂発生を防止できること，フラックスタブを使用することで変形能力が大幅に向上すること等が示されている⁶¹⁾。

村上・聲高は，局部座屈と梁端フランジ溶接部の破断が生じる鉄骨梁を対象として，耐力劣化挙動に及ぼす軸拘束の影響を確認することを目的として，H形梁の繰り返し載荷実験および有限要素法による解析を実施し，梁の耐力劣化挙動が軸拘束の大きさによりどのように変化するのかを把握している⁶²⁾。また，骨組内の梁について周辺部材からの拘束効果を平面骨組解析により確認し，梁の局部座屈による耐力劣化挙動を再現できる解析モデルを構築し，骨組内の梁の耐力劣化挙動が軸拘束によってどの程度緩和されるかを考察している⁶³⁾。

福元・澤本らは，多数回繰り返し荷重を受ける鉄骨造超高層建築物の柱や梁部材の変形能力を把握するため，一定振幅履歴や規則的に振幅が増減する履歴による多数回繰り返し載荷実験を行っている。この中で，梁端接合部に於いては，スカラップの有無に着目し，既往の研究と比較して，破断寿命（梁端フランジ溶接部の破断までの繰り返し回数）の評価式を提案している。また，3層鉄骨造実大架構の振幅を漸増させる多数回繰り返し載荷実験を実施し，この実験結果から提案した評価式により梁端接合部の損傷度を計算し，変動振幅時に

も実験結果と提案した評価結果が良い対応を示すとしている⁶⁴⁾。

なお、この結果は平成22年度(2010年度)から3年間にわたり実施された建築基準整備促進事業27-2「長周期地震動に対する鉄骨造建築物の安全性検証方法に関する検討」の一環として進められており、その成果は建築研究所資料⁷⁴⁾にまとめられ、国土交通省「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」の一部⁷⁵⁾として活用されている(図1.8)。

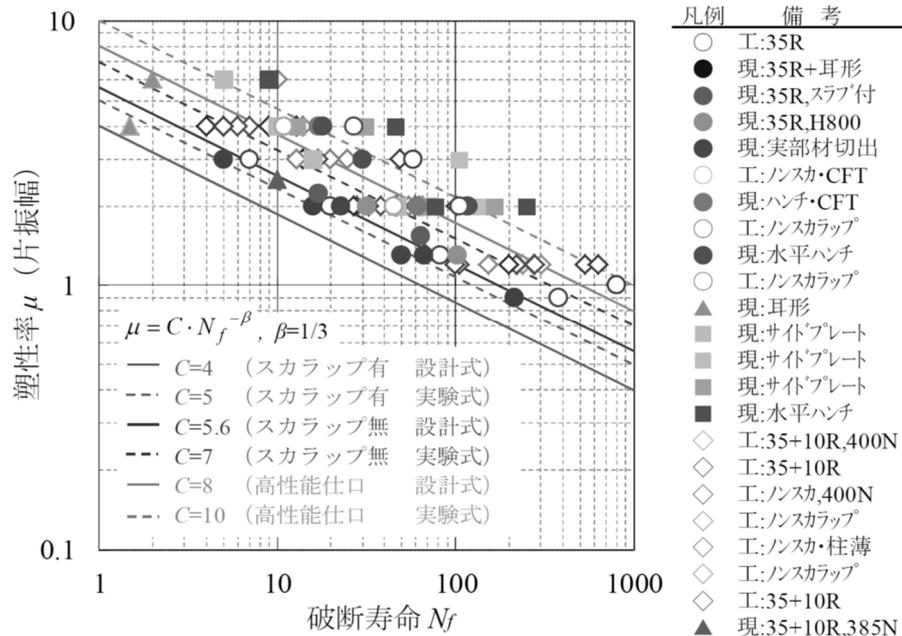


図1.8 梁端部の破断までの繰返し回数 N_f と梁の塑性率 μ の関係⁶⁶⁾

山田らは、梁端接合部の繰返し変形能力評価に関して、福元・澤本らの評価法⁶⁴⁾を拡張し、梁フランジ溶接、梁ウェブボルト接合の現場混用形式の接合部に関して、接合部詳細の影響(梁ウェブのモーメント伝達能力)、材料強度(高強度鋼材を含む)、および部材寸法の影響を考慮した評価式を提案している⁶⁵⁾、⁶⁶⁾。なお、この結果は日本鋼構造協会「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)」⁷⁶⁾にまとめられている。

吹田らは、長周期地震動を受ける初期超高層ビルの梁端接合部を対象に、その耐震性能を構造実験により検証している⁹⁾、⁶⁷⁾。また、吹田・田中らは、長周期地震動を受ける超高層建物の梁端フランジ溶接部の破断までの変形能力を明らかにするために、実大の柱梁接合部を対象に一定振幅載荷実験を行い、数回から数百回の範囲でのスカラップの有無、床スラブの影響、梁断面寸法等が梁端接合部の曲げ耐力が破壊までの変形能力に及ぼす影響を分析している。ここでは、振幅に対応したサイクル毎の損傷を定量的に評価するため、梁端フランジ溶接部で生じた破断に結びつき裂の進展に着目し、破断までの損傷度評価法を提案している^{68)~73)}。

次に、弾塑性有限要素法による数値解析（FE 解析）により、部材の破断現象を評価する研究に関しては、Mao ら⁷⁷⁾、桑田ら⁷⁸⁾、Wang・聲高ら^{79)・80)}、水島ら⁸¹⁾、Huang and Mahin⁸²⁾の研究が挙げられる。

Mao らは、詳細な 3 次元有限要素解析を実施して、梁端ウェブが柱に溶接接合された梁端ディテールに対して、9 種類のスカラップ形状によるスカラップ底での PEEQ 指標 (Plastic Equivalent Strain Index) の差異を分析し、その解析結果から改良タイプを推奨している⁷⁷⁾。

桑田らは、局部座屈と破断を伴う冷間プレス成形角形鋼管柱を対象として、FE 解析により得られる相当塑性ひずみ・応力三軸度関係に、実験結果に基づいて同定した延性き裂発生条件を適用することで、延性き裂発生時の塑性変形能力を評価する方法を提案している⁷⁸⁾。

Wang・聲高らは、柱とパネルの強度比および梁とパネルの強度比によって決定づけられる柱梁接合部の降伏モードについて、設計上の件の異なる 4 体の部分骨組実験を実施し、モード分類法を提案し、FE 解析を行うことによりこの分類法を検証している⁷⁹⁾。また、斜め 45 度方向入力や RC スラブの影響についても構造実験および FE 解析により検討を行っている⁸⁰⁾。

水島らは、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て、FEM を用いて梁端フランジ溶接部の破断を考慮した数値解析を実施している。解析では、破断部のダメージ量（塑性ひずみの累積値）を Manson-Coffin 則と Miner 則に基づき算定して、実験での梁端フランジ溶接部の破断が発生した時刻を基に要素の破断判定を行っている⁸¹⁾。

Huang and Mahin は、Lemaitre の損傷モデル⁵⁵⁾を最大主応力に基づく形式から応力三軸度に基づく形式に修正し、ブレース付き平面骨組の繰り返し载荷実験の FEM によるシミュレーションを実施している。解析結果より、実験結果のブレースの座屈および破断による荷重低下を解析により精度良く捉えることを示している⁸²⁾。

1.3 本論文の概要と構成

本論文では、弾塑性有限要素法による数値解析（FE 解析）により、最初に、極大地震を想定して、衝撃荷重や単調載荷の荷重を受ける場合のように、主としてひずみが単調に増加する場合の鋼材破断（延性き裂発生に起因する破断）に対するひずみ速度や破壊靱性等の影響を簡易に考慮して変形能力を評価する方法を提案する。次に、長周期地震動（複数回の極大地震動を含む）を想定し、多数回繰り返し荷重を受ける場合での梁端の局部座屈と梁端フランジ溶接部の延性破壊を考慮した変形能力評価法を提案する。

以上を踏まえて、本論文の構成は以下の通りとする。

第 2 章では、地震のような正負交番繰り返し荷重ではなく、衝撃荷重や単調載荷のように、主としてひずみが単調に増加する場合に限定することで、鋼材破断に対するひずみ速度や破壊靱性の影響を FE 解析で評価可能な手法を提案し、簡易な変形能力評価式の導出のための一助とする。また、衝撃荷重や一方荷重の下での延性き裂発生に起因する鋼材の破断現象をシミュレートすることにより、本評価法の妥当性を検証する。

第 3 章では、工場溶接接合形式の柱梁接合部を対象に変形能力に影響を及ぼすと考えられる因子（梁フランジ材の降伏比、梁フランジの幅厚比、溶接部のシャルピー衝撃値、梁部材のせん断スパン比）を選定し、第 2 章での FE 解析を用いたパラメータスタディにより変形能力に関するデータを取得し、得られた解析結果を重回帰分析により近似することで変形能力評価式を提案する。また、既往知見により評価式の妥当性を検証する。

第 4 章では、Huang and Mahin の損傷モデル⁸²⁾を低サイクル疲労から単調載荷まで拡張した損傷モデルを考案し、溶接部に特有な材料特性を与えることで梁端フランジ溶接部の延性破壊をシミュレートする解析に、梁の局部座屈が併発することも考慮することで、梁端接合部の変形能力評価法を提案する。また、既往の多数回繰り返し実験のシミュレーションを行い、本評価法の妥当性を検証する。

第 5 章では、梁端溶接部の多数回繰り返し載荷時の変形能力を予測する方法を提案することを目的とし、第 4 章の損傷モデルに梁端フランジ溶接部破断後の再接触も考慮できるモデルを提案し、第 4 章と異なるスカラップ形式の応力集中を対象として、既往の多数回繰り返し実験のシミュレーションを行い、本評価法の妥当性を検証する。

第 6 章では、第 5 章で示した評価法を用いて、梁ウェブが薄い場合での局部座屈性状が梁端フランジ溶接部破断により決定される多数回繰り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い、梁ウェブが薄い鉄骨梁を設計する上での新たな知見を得る。

第 7 章では、第 2 章～第 6 章についてまとめを行い、本論文で得られた知見を示す。

第 2 章

衝撃荷重下および単調載荷時の変形能力

2.1 はじめに

第1章で示したように兵庫県南部地震では、角形鋼管柱とH形鉄骨梁接合部の被害、なかでも梁端フランジ溶接部の破断が多数報告された^{15),16)}。また、この地震が直下型であったことから、梁端接合部には短時間に大きな荷重が生じることとなり、これが破断の一因と考えられた。これに伴い、鋼材破断に対するひずみ速度や破壊靱性の影響に関する数多くの研究^{例えば17)~20),32)}が実施され、実用化に向けた検討が行われている。その内、日本建築センター「鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破断防止ガイドライン」(破断防止ガイドライン)¹⁷⁾では、梁端ディテールを変化させた実験結果に基づき、梁端接合部の破断防止指標の1つとして溶接部の0℃シャルピー衝撃値の基準値を27Jや70Jと代表値に設定している。しかしながら、この手法では破壊靱性(シャルピー衝撃値)に関して閾値が示されているのみで、シャルピー衝撃値による細かな変形能力の評価が困難である。また、桑村らの評価法³²⁾では、降伏比、母材のシャルピー衝撃値等により、概略の変形能力評価は可能であるが、梁フランジの幅厚比や梁のせん断スパン比等のほかの変形能力に影響を及ぼすと考えられる要因については触れられていない。WES2808「動的繰返し大変形を受ける溶接構造物の脆性破壊性能評価法」¹⁸⁾では、破壊力学的な観点から、ひずみ速度を鋼材の遷移曲線の温度シフト量として取り込むことにより、破壊靱性(CTOD値またはシャルピー衝撃値)にひずみ速度効果を取り入れた梁端接合部の破壊ひずみの評価が可能となっている。しかしながら、得られるものが破壊想定部位の破壊ひずみであり、梁の変形能力を求めるためには、破壊ひずみを梁先端の変形に変換する必要がある。更に、この評価手法は入力値の設定が難しく、簡易な評価とはなっていない。

また、文献⁸³⁾では近年の都市化の進展や社会環境の変化に伴い、建物へ衝突や爆発等による衝撃荷重が作用する潜在的なリスクが高まっているとして、建築物の耐衝撃設計の考え方が示されており、衝撃荷重下での応答把握も重要となっている。

本章では、地震のような正負交番繰返し荷重ではなく、衝撃荷重や単調載荷の荷重を受ける場合のように、主としてひずみが単調に増加する場合に限定することで、鋼材破断(延性き裂発生に起因する破断)に対するひずみ速度や破壊靱性等の影響を既往手法よりも簡易に評価する方法を提案する。すなわち、ひずみが単調に増加する場合に限定しているため、鋼材の破断を繰返し損傷則(損傷の累積値で評価、いわゆる疲労損傷則)ではなく、単調損傷則(応力・ひずみ関係での破断ひずみで評価)により表現することを考え、弾塑性有限要素法による数値解析(FE解析)により、衝撃荷重や一方向荷重の下での延性破壊に起因する鋼材の破断現象を解析する。また、第2章で得られた結果は第3章での簡易な変形能力評価式の導出のための一助とする。

2.2 鋼材の素材特性のモデル化の概要

2.2.1 概要

鋼素材が破断に至るまでを正確に追跡するためには、FE 解析を行う際にデータとして入力する図 2.1 に示すような真応力・真ひずみ関係 ($\sigma_t - \varepsilon_t$ 関係：以下では、真応力および真ひずみに関連する記号として「t」を付与) に、破壊に関する鋼材の素材特性 (特に、破断時のひずみ等) を適切に反映する必要がある。ここでは、鋼材の破壊に影響を及ぼす因子として、応力集中、ひずみ速度、および破壊靱性 (シャルピー衝撃値) を考えて、鋼材の素材特性のモデル化を行う。また、解析には非線形有限要素プログラム LS-DYNA⁸⁴⁾ を用いて行い、von Mises の降伏条件を用いる。なお、今回の解析では、時間積分に中央差分による収束計算が不要な陽解法を用いている。また、陽解法では質量マトリックスを対角化していること、領域積分において剛性マトリックスを作成しないことから、計算時間の節約とコアメモリーの低減が図られる。

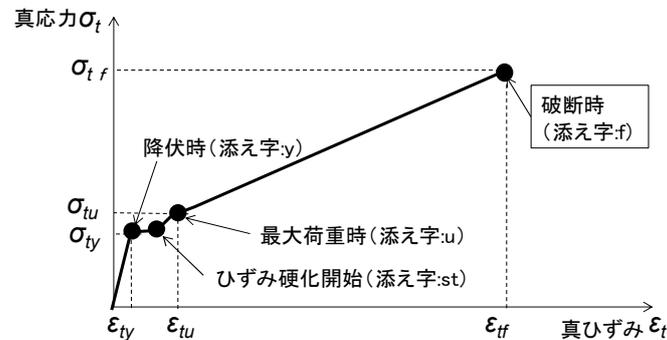


図 2.1 真応力・真ひずみ関係

2.2.2 応力集中の影響

切欠きを有する鋼素材に引張力が作用する場合には、切欠き部への応力集中により、切欠きが無い場合と比較して、最大応力は高くなるが変形能力は小さくなることが知られている (例えば、43) ,85)。

ここでは、板厚と切欠き部 (以下、R 部) の半径の大きさを変化させた R 付き試験片による引張試験を実施し、応力集中を考慮した真応力・真ひずみ関係 ($\sigma_t - \varepsilon_t$ 関係) を取得し、得られた $\sigma_t - \varepsilon_t$ 関係を用いて、試験結果のシミュレーションを試みる。

(a) 引張試験

試験片の形状を図 2.2 に示す。試験では、板厚 (h) を 9, 14, 19, 25 mm の 4 種類、R 部の半径 (ρ) を 0.1, 0.5, 2, 6, 150 mm の 6 種類に変化させる。ここで、応力集中係数⁸⁶⁾ α が 9.95, 5.15, 2.95, 1.95, 1.05 になるように、R 部の半径 (ρ) を 0.1, 0.5, 2, 6, 150 mm の 6 種類に変化させている。鋼種は SN490B である。応力集中係数 α の定義は、 σ_m / σ_0 (σ_m : 切り欠き底の最大応力, σ_0 : 最小断面における平均応力) とする。試験片の最小幅 (W) は 20mm, 標点間距離は 150 mm とし、R 部を含む標点区間の平均ひずみで試験片の公称ひずみ (ε) を表す。

試験では、応力集中の影響を考慮した真応力・真ひずみ関係 ($\sigma_t - \varepsilon_t$ 関係) を取得するために、破断に至るまでの 5 点で荷重と断面積を計測し、破断後の断面収縮率の計測も行った。計測した 5 点は最大荷重までの 2 点と最大荷重時 (P_{max})、 $0.98 P_{max}$ 、 $0.90 P_{max}$ である。この計測結果から、塑性変形の非圧縮性⁸⁷⁾を基に応力集中の影響を考慮した $\sigma_t - \varepsilon_t$ 関係を、真ひずみ (ε_t) については断面収縮率 ψ から式 (2.1) で、真応力については式 (2.2) で求めている。

$$\varepsilon_t = \ln(1/(1-\psi)) \quad (2.1)$$

$$\sigma_t = \sigma (1+\varepsilon) \quad (2.2)$$

ここで、 $\psi = (A - A_0) / A_0$ で、 A は試験片の断面積、 A_0 は試験片の初期断面積である。

板厚 9 mm と 19 mm の公称応力・公称ひずみ関係 ($\sigma - \varepsilon$ 関係) を図 2.3 に、真応力・真ひずみ関係 ($\sigma_t - \varepsilon_t$ 関係) を図 2.4 に示す。

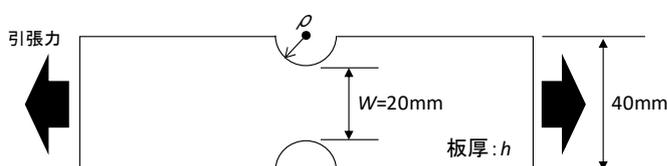


図 2.2 R 付き試験片の形状

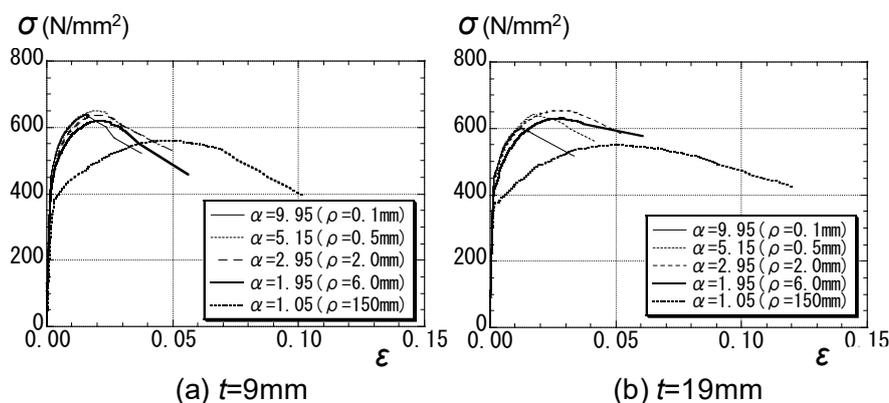


図 2.3 公称応力・公称ひずみ関係(試験結果:R 付き試験片)

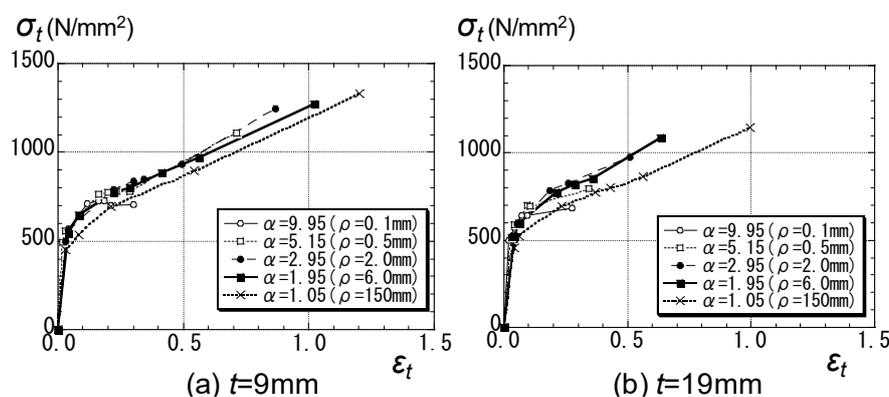


図 2.4 真応力・真ひずみ関係(試験結果:R 付き試験片)

ここで、試験体を丸棒ではなく、平板としたのは対象とした部位（梁端フランジとダイアフラムの接合）を意図したためである。また、形状および板厚の影響は応力集中係数 α の中に反映されているとして、スケールファクター等は影響しないと考える。

図 2.3 より、既往の研究結果^{43), 85)}とほぼ同じように、応力集中係数 α ⁸⁶⁾ が大きくなると最大応力が増加し、変形能力（破断時公称ひずみ）は低下する傾向がある。また、図 2.4 より、 $\sigma_t - \varepsilon_t$ 関係は応力集中係数 α に関わらず、ほぼ同じであるが、応力集中係数 α が大きくなると小さな応力と小さなひずみにて破断に至っている。これは、文献 31) にも示されているように、形状変化によるひずみ集中と切欠きによる三軸応力拘束のため、破壊発生部の局所破断ひずみが小さくなることから、応力集中係数 α が大きくなると早期に破断に至っていると考えられる。

ここで、応力集中係数 α に対する破断時ひずみの関係を明らかにするために、破断時断面収縮率 ψ_f について検討する。なお、 ψ_f は試験終了後の断面を計測した値である。応力集中係数 $\alpha = 1.05$ を基準とした ψ_f の低減率 β と α の関係を図 2.5 に示す。図 2.5 には文献 85) の結果も併せて示す。 α が増大すると ψ_f が減少する傾向があることがわかる。本研究で実施した板厚 14 mm ($h/W=0.7$) と 19 mm ($h/W=0.95$) の間で低減率 β の傾向が異なることから、 $h/W = 0.9$ で分けて α と β の関係を分析する。その結果、 $h/W < 0.9$ のような薄い試験片では、 $h/W \geq 0.9$ のような厚い試験片より ψ_f の低減率 β が小さいことがわかった。なお、式 (2.3a), (2.3b) は、 $\alpha = 1$ の時に $\beta = 1$ となるように、実験データを近似したものである。

$$\beta = \alpha^{-0.36} \quad (h/W < 0.9) \quad (2.3a)$$

$$\beta = \alpha^{-0.48} \quad (h/W \geq 0.9) \quad (2.3b)$$

図 2.5 に示すように、式(2.3a), (2.3b)を文献 85)の実験データと比較すると、ばらつきはあるが、 α が増大すると ψ_f が減少する傾向を捉えている。

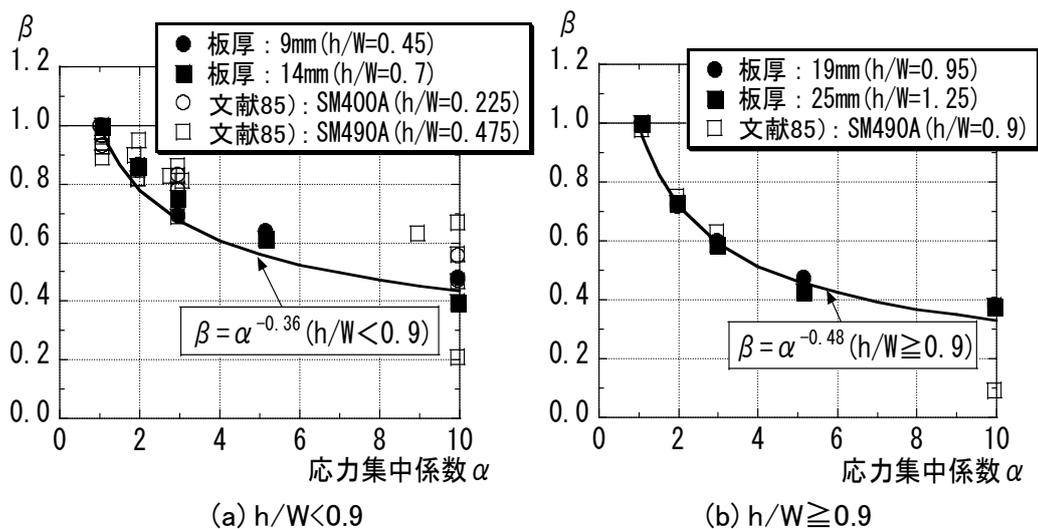


図 2.5 破断時収縮率の低減率 β と応力集中係数 α の関係

(b) 試験結果のシミュレーション

式(2.3a), (2.3b)を用いて、破断時の真ひずみ (ϵ_{ff}) を低減させた真応力・真ひずみ関係 ($\sigma_t - \epsilon_t$ 関係) による FE 解析を実施する。この破断時の真ひずみ低減を考慮した入力値は解析モデルの要素全てに与える。また、解析では破断ひずみに到達した要素が削除されることにより、破断現象を表現する。板厚 9mm と 19mm の解析モデルを図 2.6 に、入力値を図 2.7 と表 2.1 に示す。図 2.7 には各応力集中係数に於ける破断ひずみを示す。解析には 8 節点ソリッド要素 (完全積分 S/R ソリッド要素)⁸⁴⁾ を用いて実施した。

板厚 9mm と 19mm の解析結果の $\sigma - \epsilon$ 関係を図 2.8 に、相当応力コンター図を図 2.9 に示す。応力集中下での鋼材の延性破壊に関して、応力集中による断面収縮率 ψ_f の低減率を提案した結果、 $\sigma - \epsilon$ 関係で図 2.3 と図 2.8 を比較すると最大応力では解析結果/実験結果の値は 0.95~1.07 であり、破断ひずみでは 0.47~1.07 であった。破断ひずみは応力集中係数 α が小さくなると、解析結果/実験結果の値は 1 に近づくことが分かった (図 2.10)。ただし、 α が大きな場合には、解析結果の破断伸びは実験結果よりかなり小さい値を与えている。解析結果を詳細に検討した結果、 α が大きな場合には、最大荷重時のひずみ ϵ_u に到達する前に切り欠き底からき裂が入っており、このき裂が急激に進展することにより早期に破断していることがわかった。実験でも α が大きな場合には早い段階で切り欠き底からき裂が入ると考えられるが、き裂の先端が鈍化するため、き裂の進展速度は初期よりも多少遅くなると考えられる。以上より、解析結果は実験結果と比較して、破断ひずみで 47%程度の評価とはなる場合はあるが、応力集中係数 α 大きくなると最大応力は増加し破断ひずみは小さくなると言った実験結果の傾向を精度良く捉えていることがわかる。

よって、式(2.3a), (2.3b)による ψ_f の低減率 β は、初期にき裂が発生する場所付近の要素にのみに与えた方が、実際の状況に即していると考えられる。

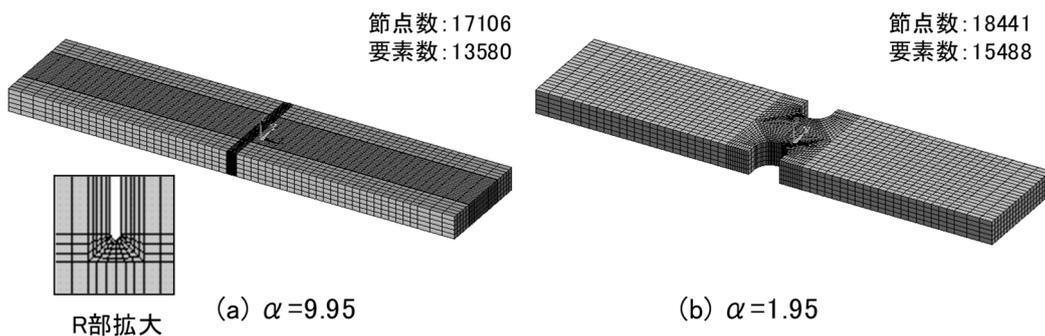


図 2.6 解析モデル(R 付き試験片;板厚 9mm)

表 2.1 R 付き試験片の入力データ

	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	$\sigma_f^{1)}$ (N/mm ²)	ϵ_{st}	ϵ_u	$\psi_f^{1)}$
板厚9mm	380	533	391	0.024	0.16	0.65
板厚19mm	369	518	397	0.024	0.17	0.59

ただし、1)の値は応力集中がない時の値。応力集中がある場合には式(2.3a)で計算。

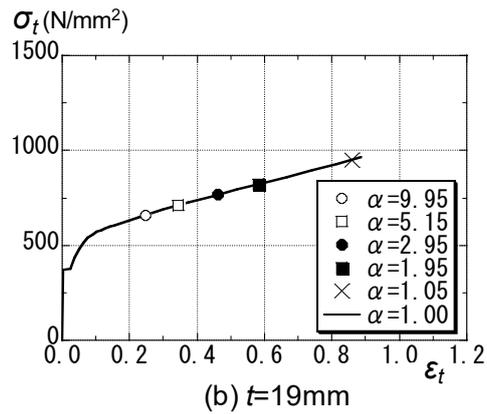
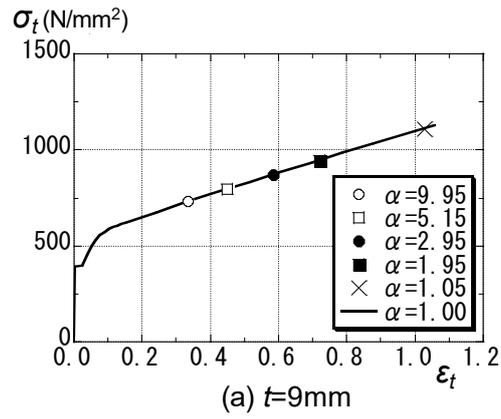


図 2.7 解析に用いた真応力・真ひずみ関係

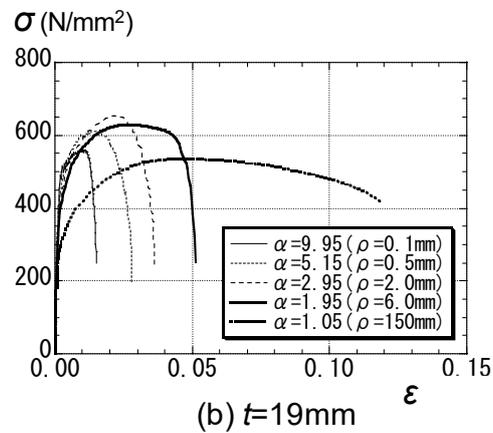
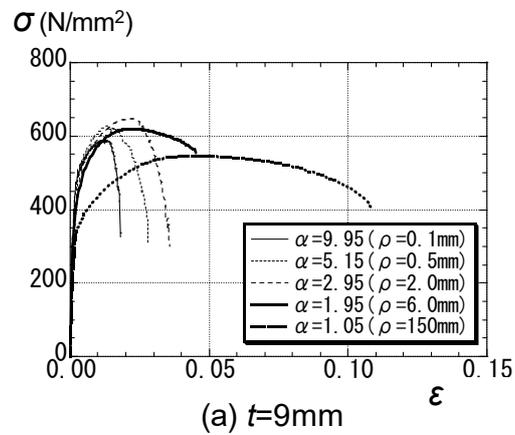


図 2.8 公称応力・公称ひずみ関係(解析結果:R 付き試験片)

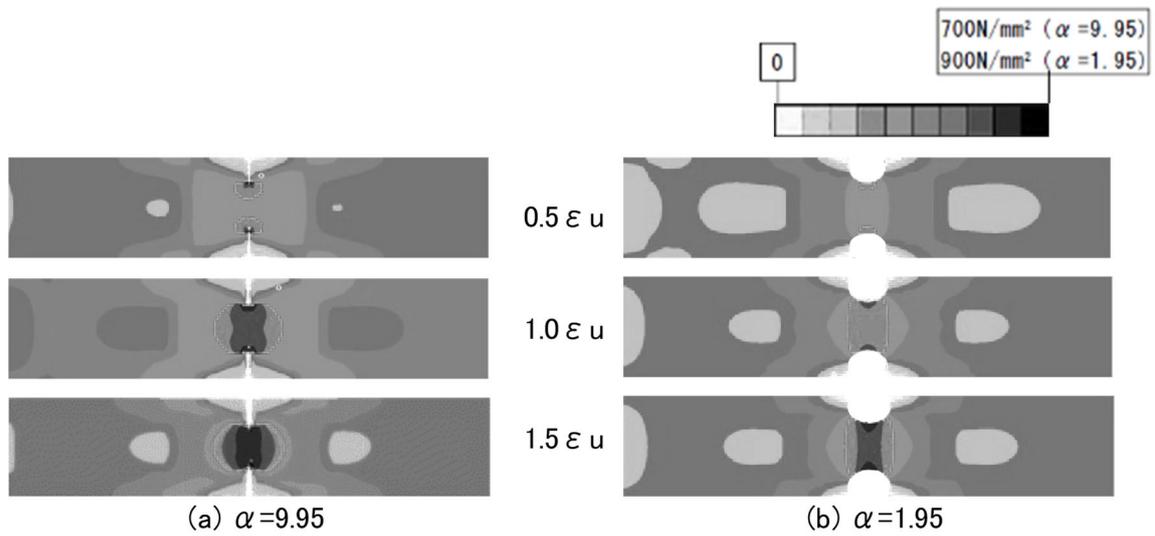
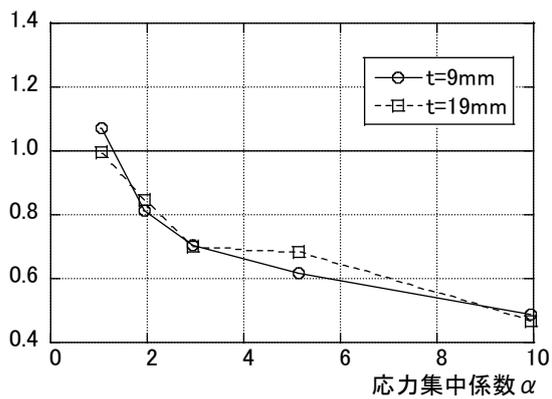


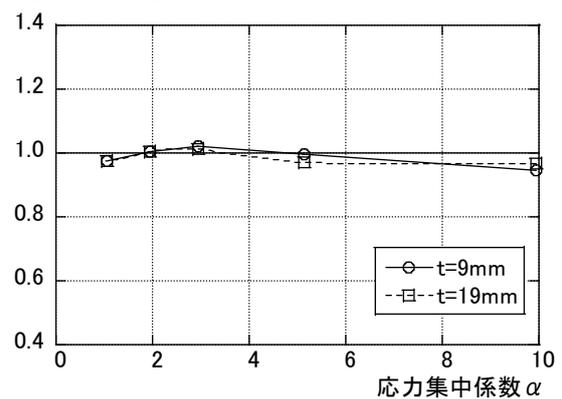
図 2.9 相当応力コンター図(R 付き試験片:板厚 9 mm)

解析結果／実験結果



(a) 破断ひずみ

解析結果／実験結果



(b) 最大応力

図 2.10 破断ひずみおよび最大応力の応力集中係数との関係

2.2.3 ひずみ速度の影響

ひずみ速度が素材特性に与える影響に関する既往の研究⁸⁸⁾によると、建築に用いられる構造用鋼材は、一般的には、ひずみ速度が大きくなるほど、降伏点 σ_y や引張強度 σ_u が上昇することが知られている。また、降伏点の上昇率が引張強度の上昇率より大きく、ひずみ速度が大きくなると降伏比 $YR(=\sigma_y/\sigma_u)$ が高くなることが知られている。しかしながら、解析時の入力値として重要な破断強度 σ_f や破断時断面収縮率 ψ_f のひずみ速度依存性については、ほとんど研究例がなく、実験データも少ない。

ここでは、文献 43)～45)および文献 89)～96)の引張試験データを再整理することにより、ひずみ速度が素材特性に与える影響を調査し、解析時の入力値として重要な破断時断面収縮率とひずみ速度の関係を表わす近似式を導出して、 $\sigma_t - \varepsilon_t$ 関係を取得する。

まず、 σ_y 、 σ_u とひずみ硬化開始ひずみ ε_{st} の静的な値(下添え字 0 で示す)に対する比とひずみ速度 $d\varepsilon$ の関係を示すと図 2.11 となる。図中では、実験データを YR で分類し、相関係数 r を示している。これより、 σ_y とひずみ速度の相関関係は YR の範囲で異なるが、 σ_u と ε_{st} は YR には関係がなく、ひずみ速度と同一の相関があることがわかった。よって、 σ_y/σ_{y0} 、 σ_u/σ_{u0} 、 $\varepsilon_{st}/\varepsilon_{st0}$ は次式のように近似できる。

$$\sigma_y/\sigma_{y0} = A \times (\log_{10}(d\varepsilon) + 4)^2 + 1 \quad (2.4)$$

ただし、 $A=0.0124$ ($YR < 0.7$)

$$A=0.0074$$
 ($0.7 \leq YR \leq 0.8$)

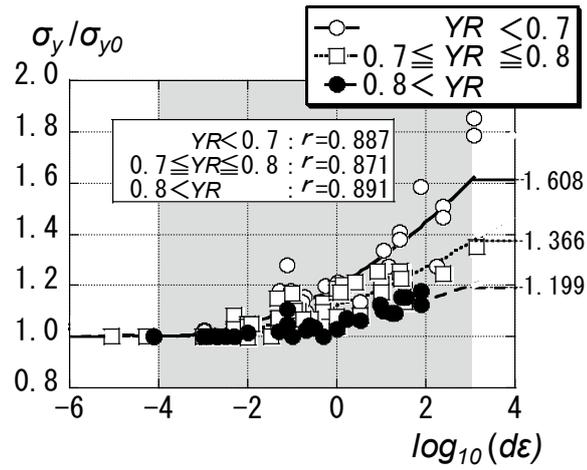
$$A=0.00405$$
 ($0.8 < YR$)

$$\sigma_u/\sigma_{u0} = 4.49 \times 10^{-3} \times (\log_{10}(d\varepsilon) + 4)^2 + 1 \quad (2.5)$$

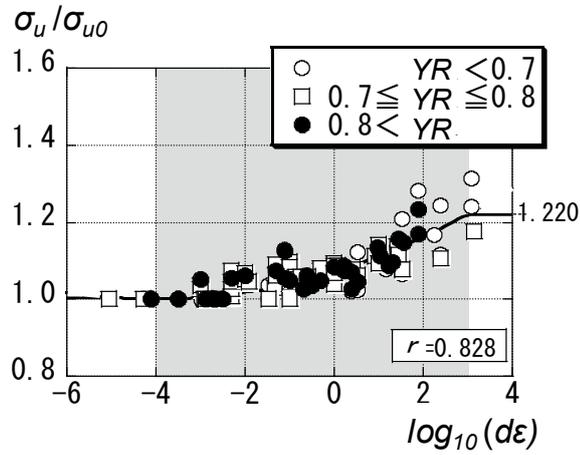
$$\varepsilon_{st}/\varepsilon_{st0} = 2.87 \times 10^{-2} \times (\log_{10}(d\varepsilon) + 4)^2 + 1 \quad (2.6)$$

これらの式の有効範囲は、参照した実験データの範囲を考慮して、式(2.4)、(2.5)では、 $10^{-4} \leq d\varepsilon \leq 10^3$ 、式(2.6)では、 $10^{-4} \leq d\varepsilon \leq 10^2$ である(図 2.11 のハッチ部分)。有効範囲外は、境界の数値で一定とする。また、 $d\varepsilon$ の値は、載荷ひずみ速度または塑性ひずみ速度の値とした。一様伸び ε_u (最大荷重時の公称ひずみ)については、明瞭な傾向が得られなかったため、ひずみ速度効果は少ないと見なし、 $\varepsilon_u/\varepsilon_{u0} = 1$ とした。

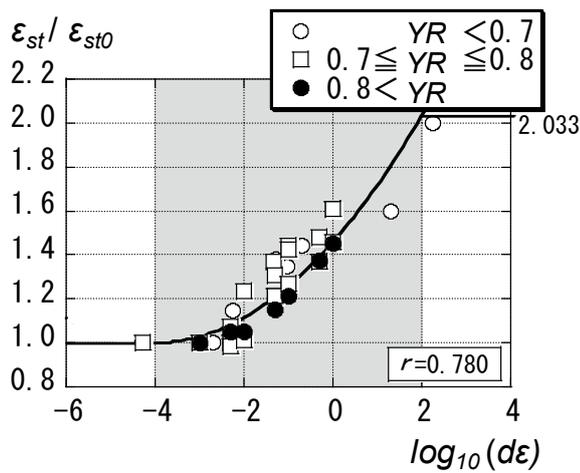
次に、破断強度 σ_f と破断時断面収縮率 ψ_f について考察する。前述のように ψ_f を求める際には断面積を計測する必要があるが、円形断面と矩形断面を比較すると、円形断面はほぼ同心円状に断面が縮小するが矩形断面の場合には相似形とはならないので、矩形断面の方が計測方法による誤差が大きいと考えられる。そこで、円形断面の実験⁹³⁾に着目し、 σ_f と ψ_f を真応力と真ひずみの形に変換した形(σ_f 、 ε_f)とひずみ速度 $d\varepsilon$ の関係の近似を行う。



(a) 降伏点 σ_y



(b) 引張強度 σ_u



(c) ひずみ硬化開始ひずみ ϵ_{st}

図 2.11 σ_y , σ_u , ϵ_{st} とひずみ速度の関係

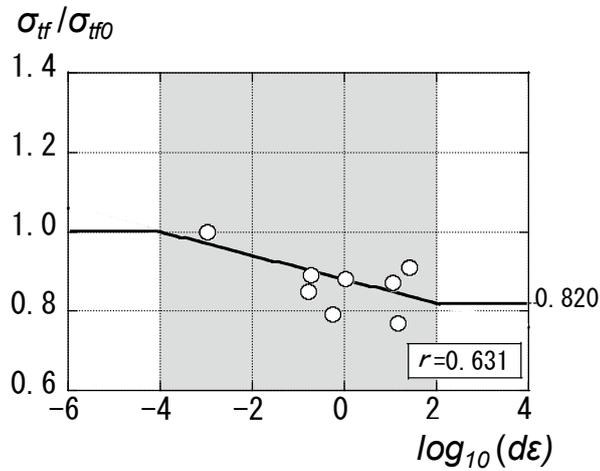
ここで、文献 93) の σ_f 値は文献中のグラフから読み取る。図 2.12 には σ_f , ε_{ff} と $d\varepsilon$ との関係を示す。

$$\sigma_{ff}/\sigma_{ff0} = -3.00 \times 10^{-2} \times (\log_{10}(d\varepsilon) + 4) + 1 \quad (2.7)$$

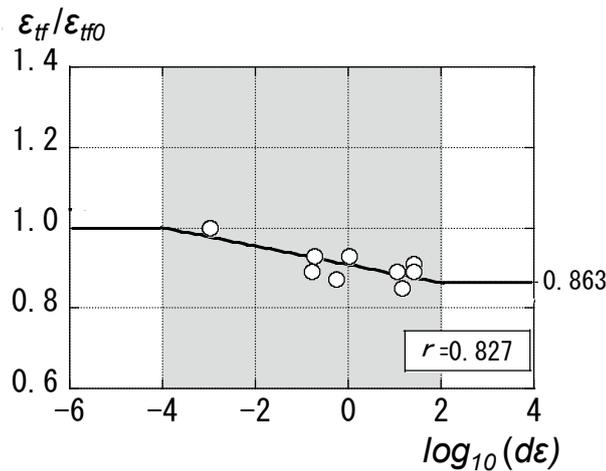
$$\varepsilon_{ff}/\varepsilon_{ff0} = -2.22 \times 10^{-2} \times (\log_{10}(d\varepsilon) + 4) + 1 \quad (2.8)$$

これらの式の有効範囲は、 $10^{-4} \leq d\varepsilon \leq 10^2$ である (図 2.12 のハッチ部分)。有効範囲外は、境界の数値で一定とする。図 2.12(a) でばらつきが大きいのは、文献 93) のグラフ中から σ_f 値を読み取った際の読み取り誤差が含まれていることも一因である。

また、静的载荷と高速载荷でエネルギー吸収量が等しいと考えると、破断真応力と破断真ひずみは、ひずみ速度が増加すると減少傾向にあるので、図 2.12(a)(b) の近似は妥当であると考えられる。



(a) 破断真応力 σ_{ff}



(b) 破断真ひずみ ε_{ff}

図 2.12 σ_{ff} , ε_{ff} とひずみ速度の関係

次に、以上の結果を用いて、文献 45) の高速引張試験のシミュレーションを行った。文献 45) では、試験部が平行な試験片 (Type-1) と R 付きの試験片 (Type-2 : $\alpha=1.02$) の 2 種類について荷重ひずみ速度を静的から 10/sec まで変化させた高速荷重試験を実施している。試験片の幅 10 mm、板厚 5 mm、評点間距離 60 mm で、鋼種は SM490 である。ここでは、形状の異なる 2 種類の試験片に対して、静的とひずみ速度 10/sec の解析を実施した。なお、文献 45) には破断強度 σ_f と破断時断面収縮率 ψ_f の値が掲載されていなかったため、2.2.2 項で実施した素材試験値から類推して与える。入力値を表 2.2 に示す。また、解析は 8 節点ソリッド要素 (2.2.2 項と同じ) を用いて実施した。

解析結果の公称応力・公称ひずみ関係と解析モデル形状を図 2.13 に示す。これより、破断伸び ϵ_f に注目すると、試験部が平行である試験片 (Type-1) では、荷重ひずみ速度が大きくなると、破断伸びも大きくなる傾向にあるが、試験部に緩やかな R が付いた Type-2 では、その関係は逆転し、荷重ひずみ速度が大きくなると、破断伸びが小さくなる傾向にある。図 2.14 に既往実験^{44), 45)} の破断伸びのひずみ速度効果とひずみ速度の関係を示す。図中には、図 2.13 での解析結果も示す。 ϵ_f/ϵ_{f0} の値について Type-1 の解析結果を文献 44) の実験結果 ($d\epsilon=10/\text{sec}$) と比較すると解析結果/実験結果は 1.04 であり、また Type-2 の解析結果を文献 45) の実験結果 ($d\epsilon=1/\text{sec}$) と比較すると 1.02 であった。以上より、ひずみ速度による鋼素材特性の変化についてひずみ速度の関数として近似式で評価した結果、多少のばらつきも見られるが解析結果は既往の実験結果^{44), 45)} と共通する傾向である。

表 2.2 文献 45) の解析の入力データ

	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	$\sigma_f^{1)}$ (N/mm ²)	ϵ_{st}	ϵ_u	$\psi_f^{1)}$
Type-1	381	534	393	0.019	0.155	0.63
Type-2	381	534	396	0.019	0.155	0.62

ただし、Type-2 では 1) の値は式(2.3a)で計算。

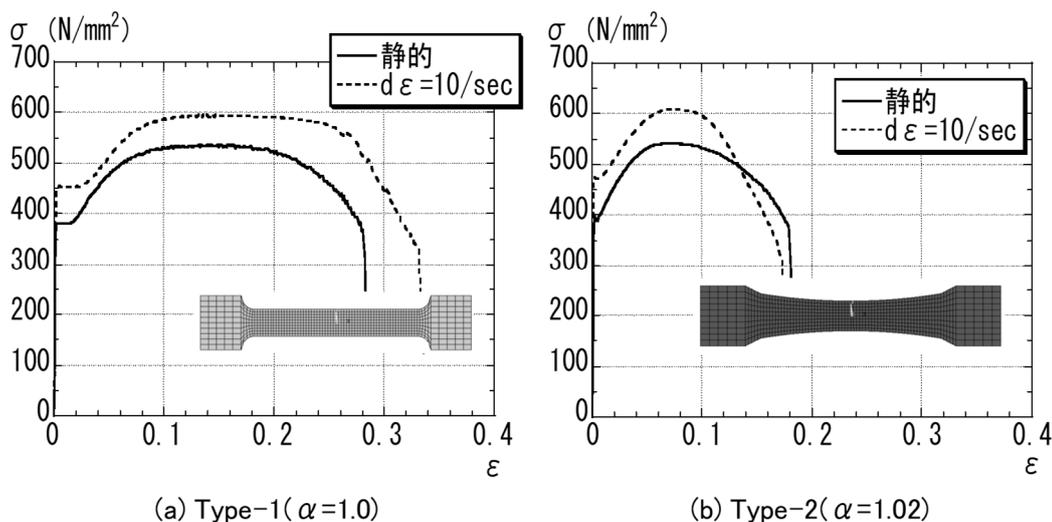


図 2.13 公称応力・公称ひずみ関係(解析結果;高速引張試験)

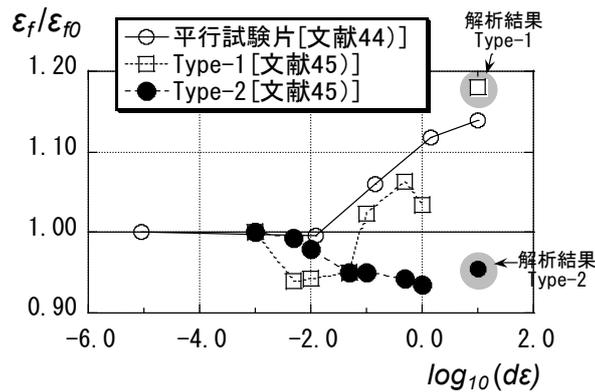


図 2.14 $\varepsilon_f/\varepsilon_{f0}$ とひずみ速度関係の比較

2.2.4 破壊靱性の影響

破壊靱性をモデル化するためには様々な方法が考えられるが、ここでは真応力・真ひずみ関係 ($\sigma_t - \varepsilon_t$ 関係) での真破断ひずみ ε_{ff} に反映させる方法をとる。鋼材の靱性を最も簡便に知る方法として V ノッチシャルピー衝撃試験 (JIS B 7722) が採用されており、本章でも、このシャルピー衝撃値を材料の破壊靱性を表す指標とする。

破壊靱性 (シャルピー衝撃値: E_v) をモデル化するための基礎的データを取得するために、鋼種、板厚等を変化させた計装化シャルピー試験 (JIS B 7755) を実施した。この計装化シャルピー試験では、シャルピー衝撃試験時の荷重と変形が計測され、シャルピー衝撃値は図 2.15 のように破壊発生エネルギー E_1 、破壊伝播エネルギー E_2 および無効エネルギー E_3 に分解できる。鋼種は SM490 と SN490 (B,C) の 3 種類、板厚は 12, 14, 16, 19, 25 mm) の 5 種類とし、試験片の採取は板厚 12~16 mm では母材表層から 1 mm の位置から、板厚 19, 25 mm では $1/4h$ (h : 板厚) の位置から行った。

次に、エネルギー塑性率 (μ_E) を式(2.9)のように、試験温度に依存しない値として定義する。

$$\mu_E = (E_1 + E_2) / E_{lave} \quad (2.9)$$

ここで、 E_{lave} は各鋼種のシャルピー衝撃値の中で大きな値を示す 3 試験片の E_1 値の平均とした。

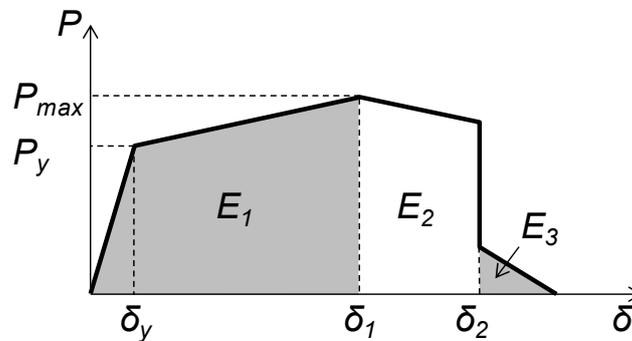


図 2.15 エネルギーの分解

エネルギー塑性率を横軸に取り、縦軸にシャルピー衝撃値を取ったグラフを図 2.16 に示す。図中で、例えば SN25B の記述は SN490B 材の板厚 25 mm を意味する。なお、計装化シャルピー試験の試験温度は、予め実施したシャルピー試験でのエネルギー遷移曲線から 5 温度を選択した。図より、エネルギー塑性率はシャルピー衝撃値と相関があることが確認できた。

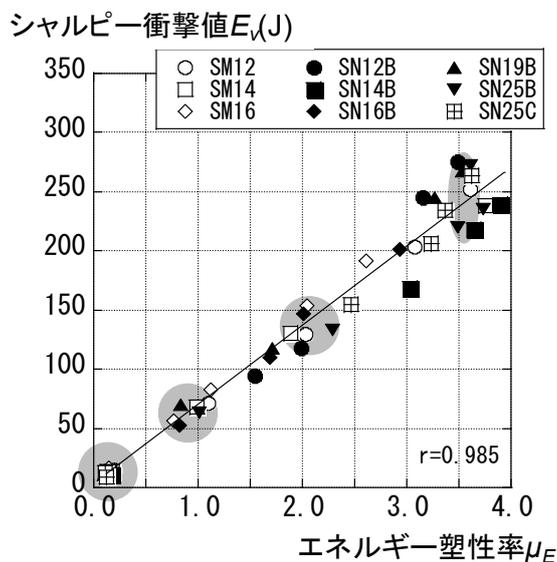


図 2.16 シャルピー衝撃値とエネルギー塑性率の関係

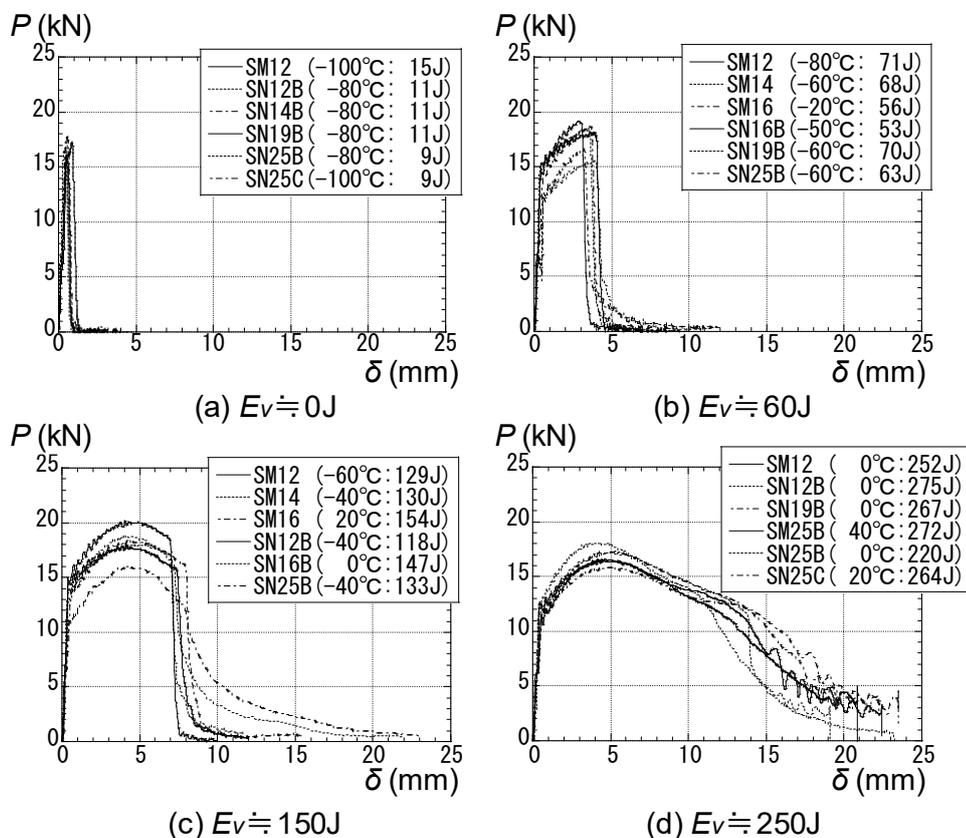


図 2.17 各シャルピー衝撃値に於ける荷重・変形関係

次に、図 2.16 のハッチで示す E_v =約 0, 60, 150, 250 J について計装化シャルピー試験の荷重・変形関係 (P - δ) を比較したものを図 2.17 に示す。図中には、試験温度とシャルピー衝撃値も示す。ここで、シャルピー衝撃値が小さい値から大きな値となることにより、脆性破壊から延性破壊に遷移している。

図 2.17 より、試験温度は異なるものの各シャルピー衝撃値で荷重・変形関係はほぼ重なることがわかる。よって、試験温度に関わらず、シャルピー衝撃値 E_v に対し、計装化シャルピー試験の P - δ 関係またはエネルギー塑性率が 1 対 1 に対応することがわかった。すなわち、 P - δ 関係 (エネルギー塑性率) を与えれば、シャルピー衝撃値が一つ求められることになる。これより、FE 解析の入力値で、シャルピー試験の P - δ 関係を独立に構成できるものを選べば、その入力値にシャルピー衝撃値が一義的に求められる。ただし、エネルギー塑性率を直接、FE 解析の入力値に反映させることは困難である。ここで、エネルギー塑性率と同様に、計装化シャルピー試験の P - δ 関係を構成できる物理量としては種々考えられるが、応力・ひずみ関係に於いてエネルギー塑性率と類似な塑性率を与えれば、 P - δ 関係が一つ定まり、さらに、シャルピー衝撃値 E_v が一つ定まると考えられる。

以下では、この FE 解析の入力値として、シャルピー試験片の破断面にある要素の平均的な破断ひずみを真ひずみの形で表した真局所破断ひずみ ϵ_{f_Local} を用い、真一様伸び ϵ_{tu} と真局所破断ひずみ ϵ_{f_Local} の比 γ を与えるものとする。

$$\gamma = \epsilon_{f_Local} / \epsilon_{tu} \quad (2.10)$$

式(2.10)の γ は、局所破壊塑性率であり、シャルピー試験片の破断面にある要素の平均的な塑性率に対応する。

次に、 γ を 0.6 ~ 6.5 まで変化させたシャルピー衝撃試験の FE 解析を実施する。解析モデルは図 2.18(a)に示すように X-Z 平面での対称性を考慮して 1/2 モデルとし、ソリッド要素を用いる。また、解析での入力値を表 2.3 に示す。解析では、物性を図 2.18(b)に示す物性 1~4 のゾーン分けをして与えた。ここで、文献 31) によれば、実際のシャルピー試験ではノッチ底から延性き裂が最初生じ、その後、脆性き裂に転化することがわかっているため、ノッチ部分には、そのノッチの応力集中係数 α に支配される要素が存在する必要がある。よって、解析モデルでは図 2.18 の物性 1 に示すようにノッチ底から 0.5 mm の範囲で延性破壊する物性を与えるものとする (2.2.2 項で定義、 $\alpha=3.883$)。また、物性 2 が破壊靱性に支配される部分で、物性 3 が応力集中を受けず延性破壊する部分としている。なお、物性 2 はノッチからのき裂が伝播すると考えられる領域として衝撃刃とノッチ底を結ぶ直線から片側 3 mm 程度を選定し、それ以外の領域を物性 3 とする。解析上の問題から衝撃刃が衝突する面は破壊しないように ϵ_{f_Local} 以降も要素を削除しないものとする (物性 4)。なお、各物性には 2.2.3 項で定義したひずみ速度効果を考慮する。また、これまでの解析と同様に、 ϵ_{f_Local} に到達した時点で要素は破壊したと見なし、削除することとする。

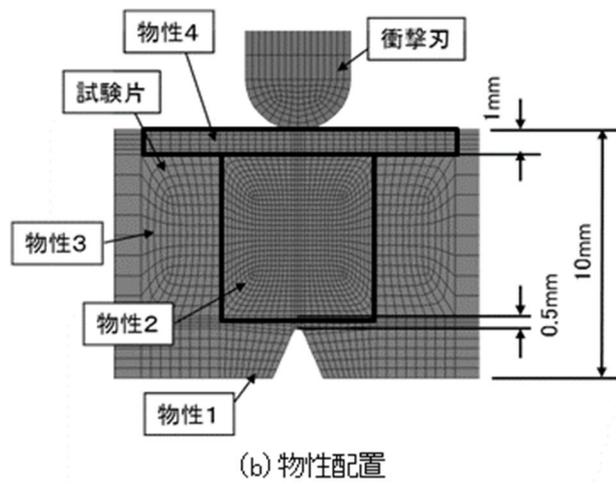
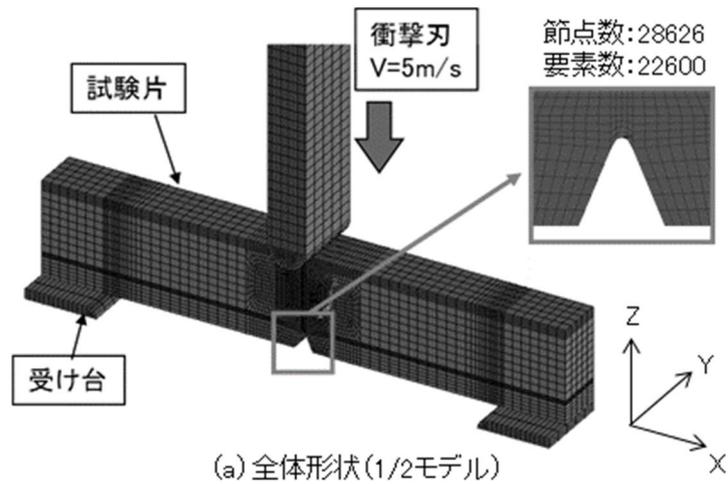


図 2.18 解析モデル(シャルピー衝撃試験)

表 2.3 衝撃解析の入力データ

	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	σ_f (N/mm ²)	ϵ_{st}	ϵ_u	ϵ_{tf}
物性1	358	522	382	0.019	0.165	式(2.1)(2.3a)で計算
物性2						式(2.10)で計算
物性3						0.99
物性4						

解析結果の内、図 2.19 に荷重変形関係と代表的な γ での破壊状況を、図 2.20 に局所破壊塑性率 γ とシャルピー衝撃値 E_v の関係を示す。図 2.19(a)では図 2.17 と同様にシャルピー衝撃値が大きくなる程、荷重・変形関係での曲線が δ 軸と囲む支配面積が大きくなっており、FE 解析により E_v が小さな脆性破壊領域から、 E_v が大きな延性破壊領域での傾向を精度良く捉えていることがわかる。また、図 2.19(b)には破壊状況と破壊に到達したと考えられる時間を示しており、 γ が小さいものは早期にき裂が貫通している様子がわかる。また、 γ と E_v には相関関係があり、次式で表現される(図 2.20)。

$$E_v = 23.01 \gamma + 1.5795 \gamma^2 \quad (2.11)$$

なお、式(2.11)で $\gamma=1$ を代入すると、 $E_v=24.6\text{J}$ となり、SM 材や SN 材のシャルピー衝撃値 E_v の下限値 27 J とほぼ一致する。

以上より、本研究で提案した手法により、破壊靱性 E_v を表現できることがわかった。

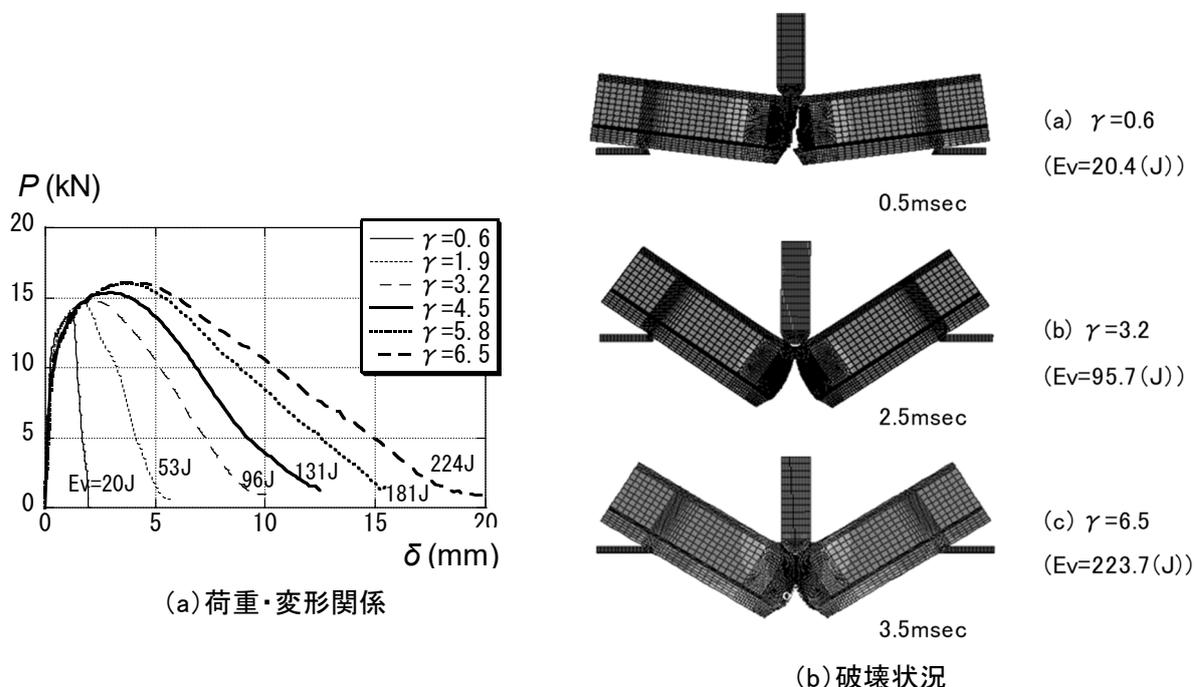


図 2.19 解析結果(シャルピー衝撃試験)

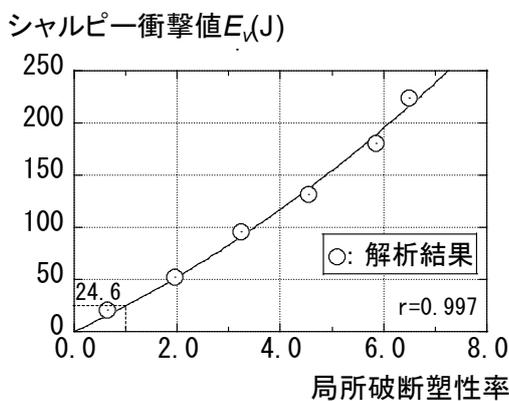


図 2.20 シャルピー衝撃値と局所破壊塑性率の関係

2.3 ノッチ付き梁の解析

2.3.1 実験概要

ここでは、文献 33) に示されたノッチ付き梁の実験（静的および衝撃実験）のシミュレーションを実施する。試験体は、箱形断面梁で、フランジ幅を 25 mm ずつ 2 段階に狭くし、そのフランジ面にシャルピー衝撃試験片と類似形状のノッチ加工（深さ 1 mm，ルート半径 0.25 mm，角度 30°）を施したものである。衝撃実験（文献 33) では落重試験と記述）および静的実験は、両端単純支持中央集中荷重の 3 点曲げによる加力としている。衝撃実験での重錘の重量は 3 ton であり、重錘の先端にロードセルが付いている。また、重錘は落下高さを 3.0, 2.0, 1.5, 1.0 m に変えて衝突速度の 4 段階に変えている。

2.3.2 解析概要

解析モデルを図 2.21 に示す。図 2.21 は衝撃試験の解析モデルであり、前述のノッチ付き梁を忠実にモデル化しており、重錘、ロードセルおよび支点は 8 節点ソリッド要素 (2.2.2 項と同じ) により、また梁部分は 4 節点シェル要素 (Belytschko-Tsay シェル要素)⁸⁴⁾ によりモデル化している。重錘の衝突速度は落下高さ 3.0 m に対応する $V=7.7$ m/s とする。また、ロードセルと梁、梁と支点はペナルティ法を用いた接触条件によってモデル化する。ノッチ部についても実際の試験体と同様な形状となるようにモデル化している。

鋼材の機械的性質は試験体と同じものを用い、フランジは板厚 25 mm, $\sigma_y=335$ N/mm², $\sigma_u=560$ N/mm² と、ウェブは板厚 12 mm, $\sigma_y=402$ N/mm², $\sigma_u=552$ N/mm² とした。フランジの 0 °C のシャルピー値は、板厚に渡って平均的な値として 34 J とした。

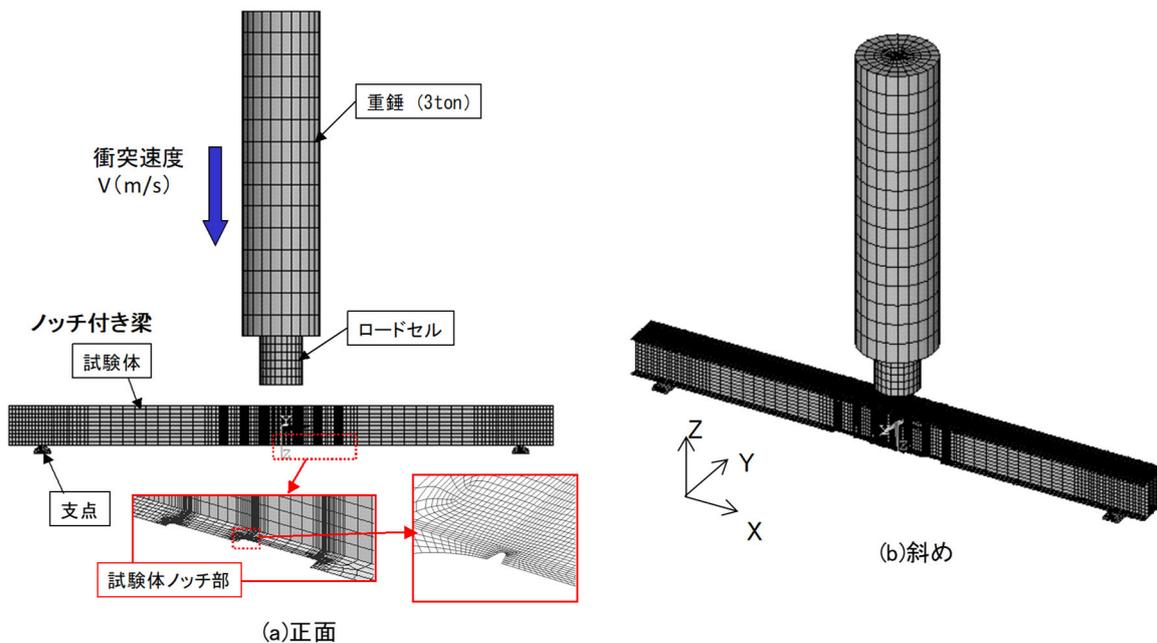


図 2.21 解析モデル(衝撃試験)

2.3.3 解析結果（静的実験）

荷重と梁中央部の変形を図 2.22 に示す。図には実験結果（文献 33）から読み取った荷重・変形関係）も併せて示す。図 2.23 に破断状況と文献 33)の破壊状況を示す。図 2.22 の破壊状況には、相当塑性ひずみが 0.1 以上となっている部分も示す。ここで、相当塑性ひずみが 0.1 以上となっている部分は一様伸び以上の塑性ひずみを受けており、延性き裂が発生していると考えられる部分である。

図 2.22 より、降伏後の第二勾配は実験結果の方が解析結果よりもやや大きくなっているが、解析結果/実験結果の値では最大荷重で 0.91，破断時の変形で 0.88 となっている。降伏後の第二勾配では実験結果の方が解析結果よりもやや大きいものの、最大荷重と破断時の変形はほぼ一致している。また、図 2.23 より解析でも実験と同様にノッチ部から入ったき裂が進展しており、実験で破断が生じている部分と同様な位置で、解析での塑性ひずみが大きくなっている。

以上より、応力集中、ひずみ速度、および破壊靱性（シャルピー衝撃値）のモデル化をして静的実験の解析を行った結果、荷重・変形関係での降伏後の第二勾配は実験結果の方が解析結果よりも大きくなっているが、解析結果/実験結果の値は最大荷重で 0.91，破断時の変形で 0.88 であり、破壊状況についてもき裂発生位置が良く一致した結果となった。

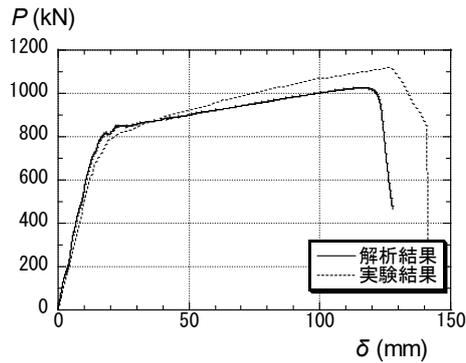


図 2.22 荷重・変形関係(静的実験)

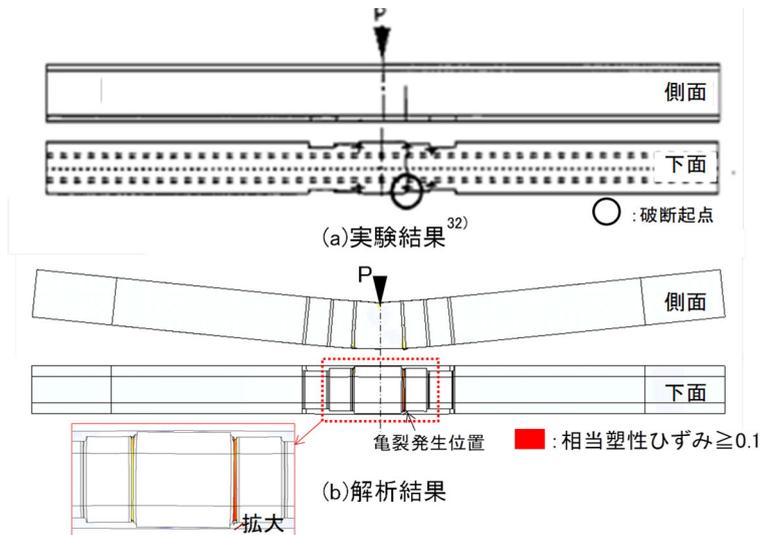


図 2.23 破壊状況(静的実験)

2.3.4 解析結果（衝撃実験）

衝撃荷重の時刻歴を図 2.24 に示す。また、図には実験結果（文献 33）から読み取った衝撃荷重の時刻歴も併せて示す。なお、図 2.24 の解析結果の荷重は実験と同様のロードセルの荷重であり、解析でのロードセルの荷重は、ロードセルの要素の Z 方向の応力に断面積を乗じて足し合わせたものである。また、図 2.25 に $t=0.017\text{sec}$ の破壊状況と文献 33) の破壊状況を示す。図 2.24 を見ると、荷重がほぼ一定となっている $t=0.017\text{sec}$ 以降の領域で、破壊現象はほぼ終了していると考えられる。

図 2.24 より、解析結果は高周波数成分を含み、最大荷重では解析結果は実験結果よりも大きな値を示しているが、荷重の継続時間は解析結果と実験結果で約 0.015 sec となり、良く一致している。また、図 2.25 より解析でも実験と同様にノッチ部から入ったき裂が進展しており、実験で破断が生じている部分と同様の位置で、解析での塑性ひずみが大きくなっている。実験にて最終的に破断している位置は、解析結果で大きな塑性ひずみが発生している位置に合致している。

以上より、応力集中、ひずみ速度、および破壊靱性（シャルピー衝撃値）のモデル化をして衝撃実験の解析を行った結果、荷重時刻歴では解析結果に高周波成分が含まれていることもあり、最大荷重で実験結果より大きな結果となったが、荷重の継続時間は解析結果と実験結果で約 0.015 sec となり良く一致しており、また、ノッチ部からき裂が進展して破壊に至る現象を精度良く再現できた。

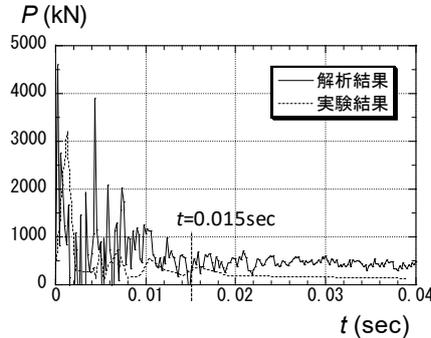


図 2.24 荷重・変形関係（衝撃実験）

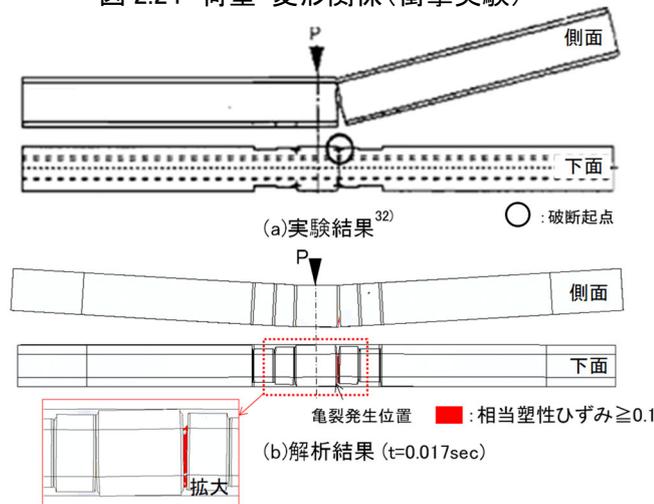


図 2.25 破壊状況（衝撃実験）

2.4 結論

本章では、応力・ひずみ関係について応力集中係数，ひずみ速度および破壊靱性の FE 解析へのモデルを提案し，衝撃荷重や単調荷重の荷重の下での鋼材の延性き裂発生に起因する破断現象のシミュレーションを弾塑性有限要素解析により行った。ここで，鋼材の延性き裂発生に起因する破断現象には，延性破壊のみではなく，脆性破壊も含んでいる。本章で得られた知見は以下の通りである。また、第 2 章で得られた結果は第 3 章での簡易な変形能力評価式の導出のための一助とする。

- (1) 応力集中係数が大きくなると，破断時断面収縮率が小さくなり，その傾向は $h/W=0.9$ で場合分けを行い，近似式で評価できる。また，この近似式を用いて，破断ひずみを低減した R 付き試験片の引張試験のシミュレーションを実施した結果，荷重・変形関係を高精度で再現できた。
- (2) ひずみ速度による鋼素材特性（降伏点，引張強度，破断応力，破断ひずみ等）の変化について，ひずみ速度の関数として近似式で評価した。その近似式を用いて，鋼素材特性のひずみ速度効果を考慮した解析を実施した結果，既往実験結果の傾向を精度良く捉えることができた。
- (3) エネルギー塑性率を定義することにより，計装化シャルピー試験結果の整理を行った結果，シャルピー衝撃値とエネルギー塑性率の間に線形関係があることがわかった。この結果から，局所破断塑性率を定義し，シャルピー衝撃試験の解析からシャルピー衝撃値と局所破断塑性率の関係式を導いた。
- (4) 応力集中，ひずみ速度，破壊靱性（シャルピー衝撃値）の検討で得られた結果を用いて，ノッチ付き梁の静的および衝撃実験の解析を実施し，解析結果は実験結果の破断時の変形や荷重の継続時間，破壊状況でのき裂発生位置を再現可能であることがわかった。

第 3 章

梁の保有変形能力評価に関する検討

3.1 はじめに

第2章でも述べたように、兵庫県南部地震後での梁端接合部の破断被害を鑑みて、梁端フランジ溶接部の早期破断防止策としてスカラップ形状の改良^(例えば, 97) および梁端フランジの拡幅補強等^(例えば, 98) のディテール改良に関する研究が進められてきた。また、ディテールに関する研究と並行して、脆性破壊を伴う梁端接合部の設計法および変形能力の評価に関する研究^{(17), (18), (32)} も行われてきた。後者では、シャルピー衝撃値等の破壊靱性値が梁端接合部の変形能力に大きな影響を及ぼすと考え、破壊靱性値と梁端接合部の変形能力との関係に着目した研究が進められている。なお、塑性化を受けた後に脆性破壊する場合には、破断点から延性き裂が最初発生し、その後に脆性き裂に転化することが知られている⁽⁸⁸⁾。

ここで、2.1節でも示したように、破断防止ガイドライン⁽¹⁷⁾ ではシャルピー衝撃値による細かな変形能力の評価が困難である点が、桑村らの評価法⁽³²⁾ では梁フランジの幅厚比や梁のせん断スパン比等のほかの変形能力に影響を及ぼすと考えられる要因については触れられていない点が、WES2808の評価法⁽¹⁸⁾ では破壊ひずみを梁先端の変形に変換する必要がある点等が問題となっている。

また、梁端接合部の変形能力を決定する主な終局状態としては、梁フランジの局部座屈、梁端フランジ溶接部の破断（延性破壊及び脆性破壊）が想定されるが、前述の評価法^{(17), (18), (32)} では、梁端フランジ溶接部破断を主に念頭においているため、破断に先行して、局部座屈が発生する場合には、他の指標を用いて変形能力を評価しなければならない。

以上より、梁端接合部の変形能力を簡易に評価するためには、前述の終局状態を対象として、変形能力に影響を及ぼすと考えられる様々な要因を変数とした評価式により、変形能力を定量評価することが必要である。

本章では、第2章の評価法を用いて、工場溶接接合形式（梁フランジ、ウェブ溶接接合）の梁端接合部に関する実験の弾塑性有限要素法による数値解析（FE解析）を実施して変形能力に関するデータを取得し、そのデータに基づき簡易な変形能力評価法を提案する

3.2 部分骨組実験の解析（単調載荷解析）

3.2.1 概要

(a) 既往実験の概要

試験体は、文献 99) で報告された内ダイアフラム形式の BWN 試験体である (図 3.1)。梁は BH-500×200×10×16 (SS400) で、柱は□-400×400×19 (SS400) である。スカラップ形状は旧来型と呼ばれる単純な 1/4 円形 (R35) で、エンドタブはスチールタブである。BWN 試験体の梁端接合部ディテール (旧来型スカラップ, スチールタブ) は、従来型スカラップ (R35+R10 の複合円) やフラックスタブと比較して、応力集中の大きなディテールであると言える。また、実験時の温度は、約 10℃であった。実験結果の荷重・変形関係と破壊状況を図 3.2 に示す。実験では、スカラップ底に発生したき裂が拡大し、最終的には梁フランジ全幅の破断に至った。図 3.2 の荷重・変形関係は梁先端荷重 (P) と梁のみの変形 (δ) の関係である。梁端フランジ溶接部の溶接条件は、入熱は 25~38 kJ, パス間温度は 350℃以下で、溶接棒は YGW11 を使用している。

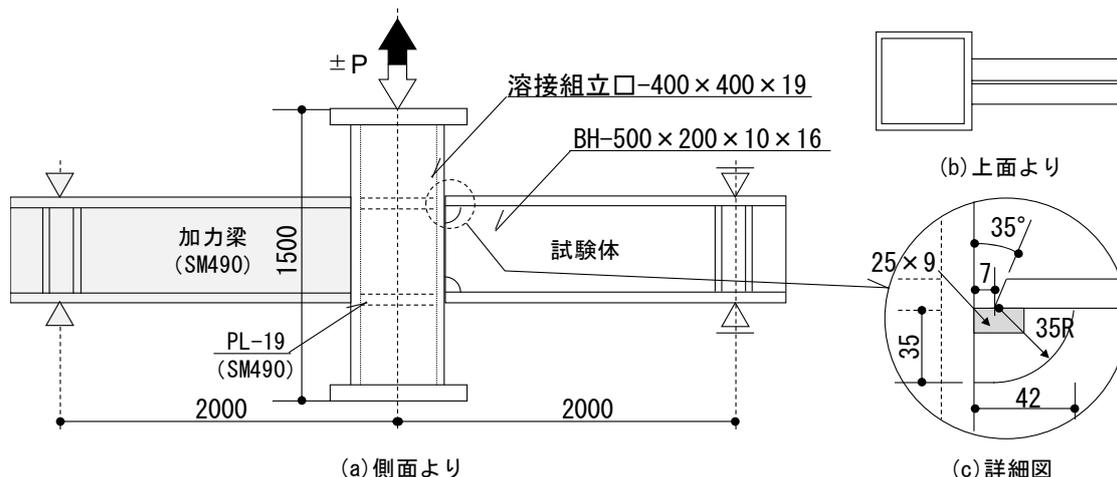
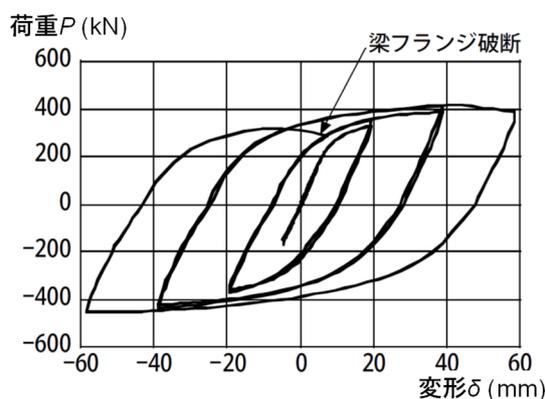


図 3.1 試験体形状 (BWN 試験体)



(a) 荷重・変形関係



(b) 破壊状況

図 3.2 実験結果

(b) 解析モデル

解析モデルは図 3.3 に示すように試験体を 4 節点シェル要素 (Belytschko-Tsay シェル要素)⁸⁴⁾ 用いてモデル化したものである。また、スカラップ部についても試験体と同形状となるようにモデル化した。解析では、柱頭・柱脚をピン・ローラー支持した状態で、梁先端に強制変形 (単調) を与える。

ここで、要素の物性は第 2 章での物性配置を参考にして、図 3.4 のように与える。「溶接金属」、「熱影響部」等の定義は次項の「要素物性の入力値設定における仮定」に示す。また、要素物性の入力値は、素材試験結果等を考慮し、下記の仮定に基づいて、表 3.1 のように設定し、破断ひずみに到達した要素が削除されることにより、破断現象を表現する。また、実験時の温度は、シャルピー衝撃値に大きな影響を及ぼし、温度が低下すれば、シャルピー衝撃値は低下する。しかしながら、実験温度で評価されているシャルピー衝撃値は、通常、母材の値であり、図 3.4 に示す母材以外のシャルピー衝撃値の値は推測する必要がある。以下では、シャルピー衝撃値の推測値として文献 100)、102) の 0℃ の評価値を用いる。

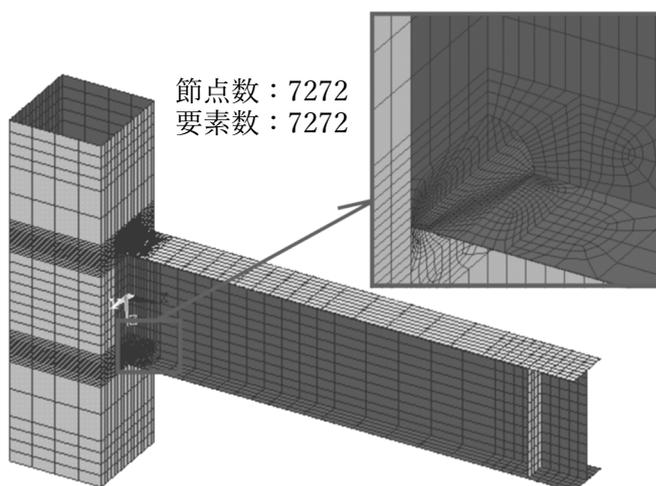


図 3.3 解析モデル

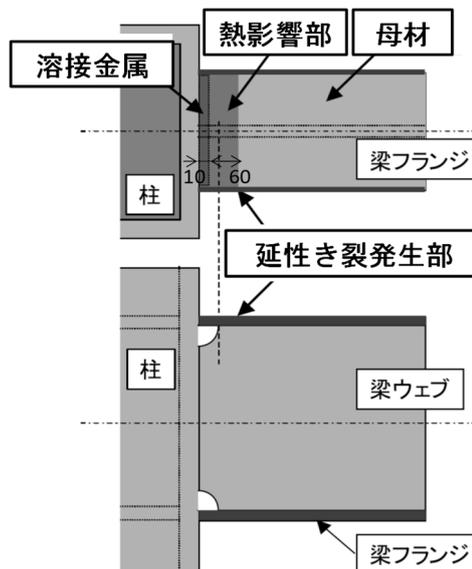


図 3.4 物性を与える位置

表 3.1 解析入力データ

		板厚 t (mm)	降伏点 σ_y (N/mm ²)	引張 強さ σ_u (N/mm ²)	ひずみ 硬化 開始 ひずみ ϵ_{st}	一様 伸び ϵ_u	破断時 断面 収縮率 ψ_f	破断 応力 σ_f (N/mm ²)	シャル ピー 衝撃値 E_v (J)	応力集中 係数 α	真破断 ひずみ ϵ_{tf}	備考
梁フランジ	母材	16	262	423	0.0175	0.1920	0.55	323	150	-	0.857	多折れ線
	熱影響部	16							27	-	0.192	
	溶着金属	24							75	-	0.482	
	延性亀裂発生部	16							-	3.9	0.409	
梁ウェブ		10	276	435	0.0203	0.1863	0.55	332	-	-	-	

【要素物性の入力値設定における仮定】

- ① 「溶接金属」の板厚は、余盛を考慮して 24 mm とし、範囲は柱から 10 mm までの部分とする。シャルピー衝撃値 E_v は文献 100) の溶接条件の平均値 (75 J at 0°C) とする。
- ② 「熱影響部」の範囲は、通常では溶接金属と母材の間の狭い範囲であるが、ここではき裂が伝播すると考えられる広い領域として、「熱影響部」と呼ぶ。また、上記の熱影響部は溶接金属端よりスカラップ径の 2 倍の範囲の柱より 10~70 mm 離れた部分とする。なお、第 4 章~第 6 章では熱影響部を 3 種に分類して詳細にモデル化している。また、シャルピー衝撃値 E_v は、下記の四つの値の最小値 27J とする。

- ・ 梁フィレット部の試験結果 (27 J at 0°C)
- ・ 熱影響部の試験結果 (BWN 試験体は試験値が無いため除外)
- ・ 母材の 0.57 倍¹⁰¹⁾ (86 J = 150 J × 0.57 at 約 10 °C)
- ・ 母材の化学成分よりの近似値¹⁰²⁾ (162 J at 0 °C)

- ③ 「溶接金属」と「熱影響部」の応力・ひずみ関係は「母材」と同じとする。ただし、要素の破断点 (真破断ひずみ: ${}_w\varepsilon_{tf}$) は推定したシャルピー衝撃値の影響を考慮して式(3.1)より求める。なお、式 (3.1) は式 (2.10) と式 (2.11) より求めたものである。

$${}_w\varepsilon_{tf} = 7.284 \times \varepsilon_{tu} \times (-1 + \sqrt{1 + 0.01193 \times E_v}) \quad (3.1)$$

ここで、 ε_{tu} : 真一様伸び (= $\ln(1 + \underline{\varepsilon}_u)$)、 ε_u : 一様伸び である。

- ④ 「延性き裂発生部」は梁フランジ側面より 0.5 mm 幅の位置に設定する。その応力集中係数⁸⁶⁾ α は、弾性有限要素解析による数値解析から算定し ($\alpha=3.9$)、要素の破断点 (${}_k\varepsilon_{tf}$) は算定した応力集中係数 (α) から式 (2.3a) を考慮して式 (3.2) より求める。

$${}_k\varepsilon_{tf} = \ln(1 / (1 - \psi_f)) \times \alpha^{-0.36} \quad (3.2)$$

ここで、 ψ_f : 破断時の断面収縮率 [= $(A_0 - A_f) / A_0$: A_0 は原断面, A_f は破断後の断面] である。延性き裂発生部はこの延性き裂が発生する領域とする。

また、解析では非線形有限要素プログラム LS-DYNA⁸⁴⁾ を用いて、von Mises の降伏条件を用いる。また、破断現象は、各シェル要素のひずみ値が前述の要素破断点のひずみ値に到達した時に削除されることで表現する。

3.2.2 解析結果

図 3.5 に、実験結果の荷重と梁変形の骨格曲線（スケルトン）¹⁰³⁾ の関係、および単調荷の解析結果の荷重と梁変形関係の比較を、図 3.6 に相当応力分布を示す。ここで、図 3.5 には BWN 試験体と同じ形状で、同じ材料諸元の通しダイアフラム試験体（CWN）の実験結果も示す。

図 3.5 より、解析結果は最大荷重までの実験結果を精度良く捉えている。また、図 3.6 より、解析結果ではスカラップ底からき裂が入り、梁フランジの破断に至っている。これは、実験と一致するものである。なお、最大荷重以降、解析結果では急激に荷重が低下しているが、これは、「熱影響部」の要素のシャルピー衝撃値を最小の値で一定にしているため、き裂が発生すると同時に破断に至ったと考えられる。

以上より、設定した解析モデルの単調荷の解析により、工場溶接形式接合部の破断までの骨格曲線（スケルトン）および梁端フランジ溶接部破断の挙動をシミュレートできることがわかった。

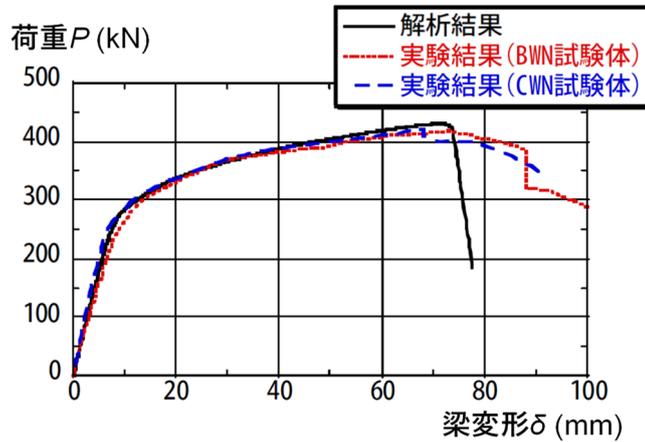


図 3.5 荷重・梁変形関係

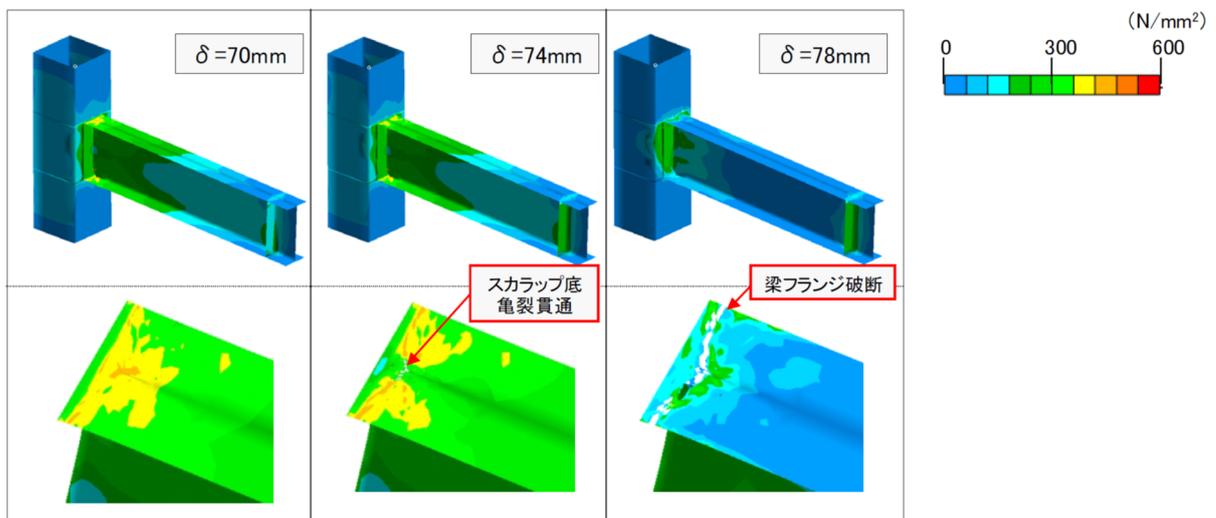


図 3.6 相当応力コンター

3.3 パラメータスタディと評価式の検討

3.3.1 概要

梁端接合部の変形能力に影響を及ぼすと考えられるパラメータとして、熱影響部のシャルピー衝撃値 E_v 、梁フランジの幅厚比 b/t_f 、梁フランジの降伏比 YR 、梁のせん断スパン比 M/QD を選定し、前述した解析モデルを用い、表 3.2 に示す範囲でパラメータスタディを行う。解析モデルは、前述の BWN 試験体を基に作成する。また、降伏比 YR の変化は降伏点のみを変化させ、せん断スパン比 M/QD の変化は梁の長さを長くすることにより対応する。

このパラメータのほかには、梁ウェブの幅厚比 d/t_w 、柱の径厚比 D/t_c 等の因子も考えられるが、前述のパラメータ ($E_v, b/t_f, YR, M/QD$) よりも与える影響は小さいと考え、BWN 試験体と同じ値 ($d/t_w=48, D/t_c=21$) で固定する。

ここで、表 3.2 のパラメータの水準の選定理由について示す。

【シャルピー衝撃値】

3 水準 (25, 50, 75 J) を選定している。最小値 25J は、破断防止ガイドライン¹⁷⁾ に示す小さい方の閾値であり、また、鋼材の JIS による母材のシャルピー衝撃値の下限 27J に相当するものとして与える。また、最大値 75 J は破断防止ガイドライン¹⁷⁾ に示す大きい方の閾値であり、50 J は両者の中間値とする。

【幅厚比】

3 水準 (4.17, 6.25, 8.33) を選定している。最大値 8.33 は、H 形梁 (490N 級鋼) の梁フランジの FA ランクの上限值としている。また、最小値 4.17 は通常使用される H 形梁の最小値とし、6.25 は両者の中間値とする。

【YR】

3 水準 (0.62, 0.75, 0.88) を選定している。最小値 0.62 は、490N 級鋼のほぼ下限の値¹⁰⁴⁾ としている。また、最大値 0.88 は 490N 級鋼では存在せず、高張力鋼の値であるが、ここでは上限として設定する。また、0.75 は両者の中間値とする。

【せん断スパン比】

3 水準 (3.6, 6.6, 10) を選定している。最小値 3.6 は短スパン梁の値であり、最大値 10 は長スパン梁の値である。また、6.6 は両者の中間値とする。

ここでは、図 3.7 のように骨組全体の変形 δ_i から柱と接合部パネルの変形の和 δ_{cp} を除いた梁のみの変形 δ を対象とし、梁端接合部の変形能力を式 (3.3) で示される最大荷重時の骨格曲線における塑性変形倍率 η_{max} を用いて評価する。なお、変形能力に関しては、一般的には最大荷重の 90%低下点までの変形を有効と考えるが、ここでは、設計に用いるのに重要と考えられる最大荷重時の変形能力を評価する。

$$\eta_{max} = \delta_{max} / \delta_p - 1 \quad (3.3)$$

ここで、 δ_{max} は最大荷重時の骨格曲線の変形、 δ_p は M_p 時の弾性変形、 M_p は梁の全塑性モーメント計算値である。

表 3.2 解析パラメータ

パラメータ		水準	備考
シャルピー衝撃値	E_v	25, 50, 75	熱影響部、必要に応じて100、150、300を実施
幅厚比	b/t_f	4.17, 6.25, 8.33	梁フランジ
降伏比	YR	0.62, 0.75, 0.88	梁フランジ
せん断スパン比	M/QD	3.6, 6.6, 10.0	梁クリアスパンを変化(1.8, 3.3, 5.0m)

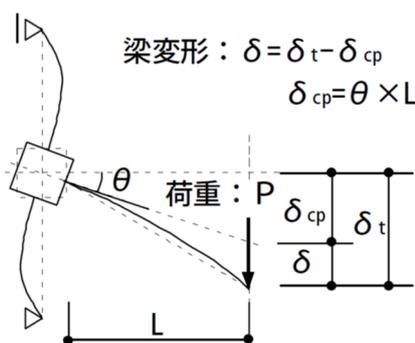


図 3.7 梁変形の概念図

3.3.2 解析結果

代表的な解析結果の骨格曲線（スケルトン）¹⁰³⁾における塑性変形倍率 (η_{max} : 式(3.3)) に対する各種パラメータの影響を図 3.8(a)~(c)に、シャルピー衝撃値による破壊状況の違いを図 3.9 に示す。図 3.8(a)~(c)では、梁フランジが破断した場合を●で示す。●で示していないものの終局は局部座屈である。以下に、各種パラメータによる変形能力（骨格曲線における塑性変形倍率： η_{max} ）への影響を述べる。

(a) シャルピー衝撃値 [図 3.8(a)~(c), 図 3.9 参照]

骨格曲線における塑性変形倍率 η_{max} の値は、シャルピー衝撃値が大きくなるにつれて、大きくなる傾向にある。また、あるシャルピー衝撃値に達すると、破壊モードが梁フランジの破断から梁フランジの局部座屈に移行し、これ以上シャルピー衝撃値を大きくしても骨格曲線における塑性変形倍率の値は大きくなり、一定値（保有変形能力の最大値： η_{max0} ）となることわかる。保有変形能力の最大値はほとんどが梁フランジの局部座屈時の値であるが、幅厚比が小さな場合や降伏比が大きな場合には、梁フランジの破断（延性破断）時の値となる。

(b) 梁フランジの降伏比 [図 3.8(a)参照]

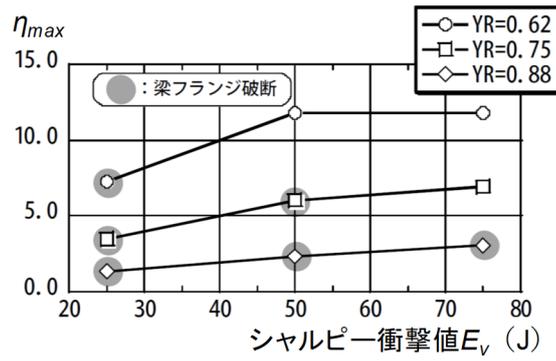
骨格曲線における塑性変形倍率 η_{max} の値は、降伏比が小さくなると大きくなる傾向にある。また、降伏比が小さいものは、シャルピー衝撃値による影響を受けにくくなり、降伏比が大きなものと比較して、より小さなシャルピー衝撃値で梁フランジが破断しなくなる。これは、降伏比が大きいと塑性化範囲が小さく、梁端接合部付近に応力が集中しやすくなるためであると考えられる。

(c) 梁フランジの幅厚比 [図 3.8(b)参照]

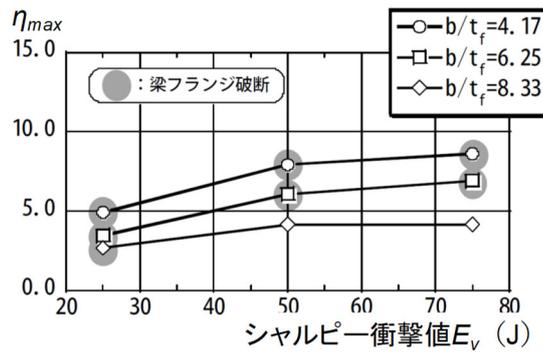
骨格曲線における塑性変形倍率 η_{max} の値は、幅厚比が小さくなるほど大きくなる傾向にある。幅厚比が大きなものは、シャルピー衝撃値による影響を受けにくくなり、幅厚比が小さなものと比較して、より小さなシャルピー衝撃値で梁フランジが破断しなくなる。これは、幅厚比が小さなものは、梁フランジの局部座屈荷重が小さく、梁端フランジ溶接部の破断が発生する前に局部座屈するためであると考えられる。

(d) せん断スパン比 [図 3.8(c)参照]

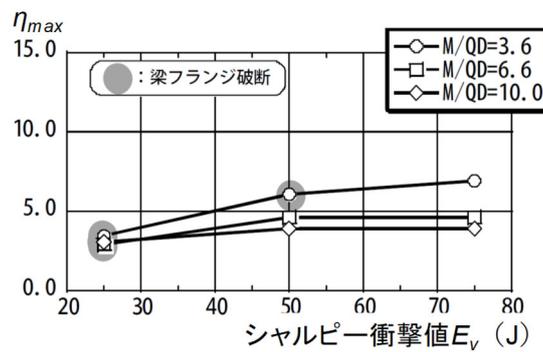
骨格曲線における塑性変形倍率 η_{max} の値は、せん断スパン比が小さくなると大きくなる傾向にある。また、せん断スパン比が大きなものは、シャルピー衝撃値による影響を受けにくくなり、せん断スパン比が小さなものと比較して、より小さなシャルピー衝撃値で梁フランジが破断しなくなる。これは、せん断スパン比が大きくなると、塑性化領域が拡大するため、せん断スパン比が小さなものと比較して、梁端接合部付近で塑性回転性能の多くを負担しなくても変形能力を確保できるためであると考えられる。



(a) 降伏比の影響比較[M/QD=3.6, $b/t_f=6.25$]



(b) 幅厚比の影響比較[M/QD=3.6, YR=0.75]



(c) せん断スパン比の影響比較[YR=0.75, $b/t_f=6.25$]

図 3.8 塑性変形倍率に及ぼす各種パラメータの影響

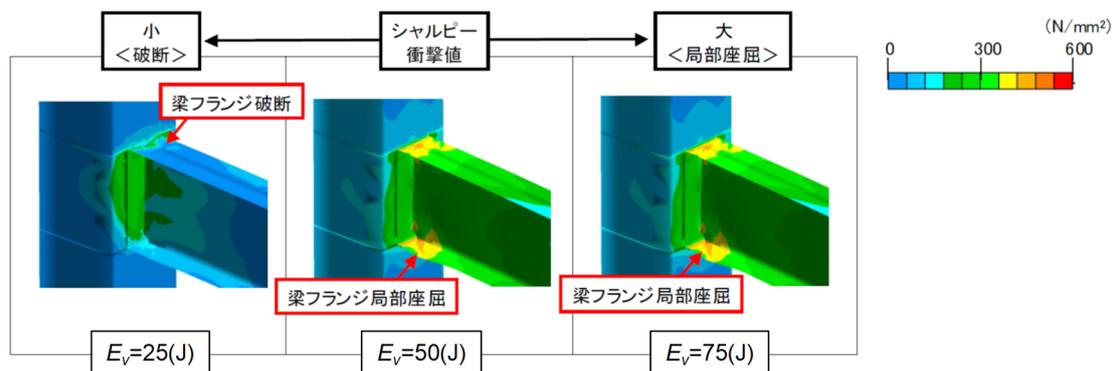


図 3.9 相当応力コンターの比較

3.3.3 評価式の検討

骨格曲線における塑性変形倍率の FE 解析結果 $a\eta_{max}$ を用いて、シャルピー衝撃値比 $rE_v (= E_v / 25)$ 、降伏比 YR 、幅厚比 b/t_f 、せん断スパン比 M/QD およびこれらの 2 次の項以下の組み合わせにより、骨格曲線における塑性変形倍率を重回帰分析により近似する。ここで、シャルピー衝撃値を 25 J で除したのは、図 2.18 での $\gamma=1.0$ でのシャルピー衝撃値 24.6 J を考慮したためである。この 25 J は JIS 規格での最小シャルピー衝撃値の 27 J にも相当すると考えられる。また、重回帰分析では、t 検定により各項の寄与率を計算し、寄与率の高いもののみを残して、骨格曲線における塑性変形倍率の評価式 $c\eta_{max}$ を式 (3.4) のように作成する。評価式はシャルピー衝撃値比 rE_v の 2 次関数の形で整理する。

$$c\eta_{max} = C_{01} \times rE_v^2 + C_{02} \times rE_v + C_{03} \quad (3.4)$$

ここで、 $C_{01} = -0.0621$

$$C_{02} = -0.666 + 2.027 \times (t_f/b) + 1.256 \times (1/YR) - 0.0295 \times (M/QD)$$

$$C_{03} = -1.574 \times (1/YR)^2 + \{110.568 \times (t_f/b) - 0.493 \times (M/QD)\} \times (1/YR) \\ - 117.606 \times (t_f/b)^2 - 80.022 \times (t_f/b) + 0.0354 \times (M/QD)^2$$

FE 解析値 $a\eta_{max}$ と評価値 $c\eta_{max}$ の相関を図 3.10(a) に示す。図より両者の相関は高く、骨格曲線における塑性変形倍率を $c\eta_{max}$ で評価できることがわかる。

次に、骨格曲線における塑性変形倍率 (η_{max}) を保有変形能力の最大値 (η_{max0}) で除した値を、変形能力指標 (ζ_{max}) と定義し、 $c\eta_{max}$ と同様に評価式 ($c\zeta_{max}$) を式 (3.5) のように作成する。

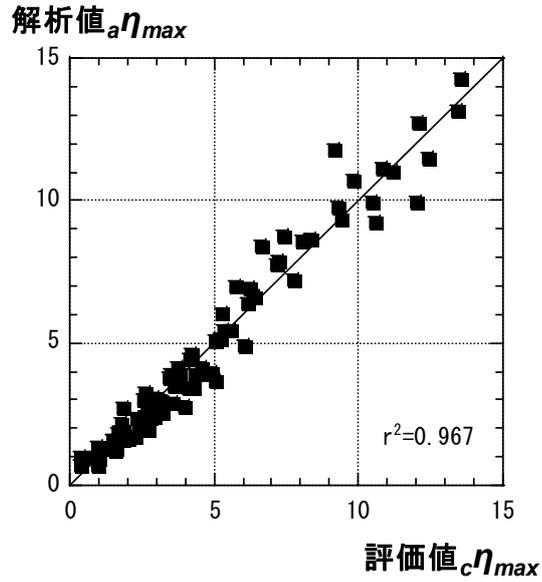
$$c\zeta_{max} = C_{04} \times rE_v^2 + C_{05} \times rE_v + C_{06} \quad (3.5)$$

ここで、 $C_{04} = -0.0113$

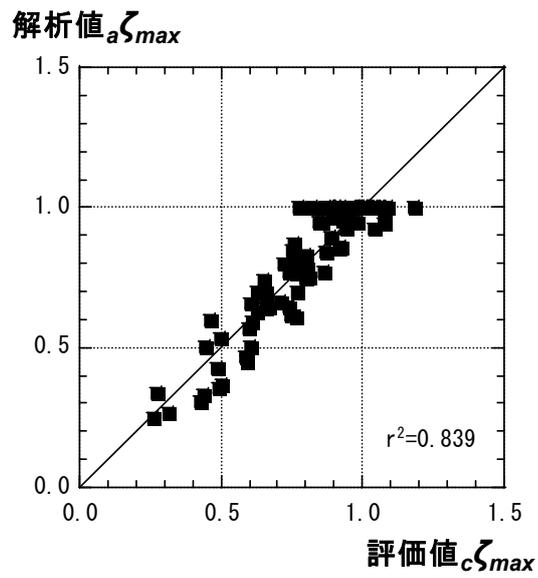
$$C_{05} = 0.295 - 0.0801 \times (1/YR)$$

$$C_{06} = -0.376 \times (1/YR)^2 + \{1.479 + 2.336 \times (t_f/b) + 0.0115 \times (M/QD)\} \times (1/YR) \\ - 12.322 \times (t_f/b) + 20.185 \times (t_f/b)^2$$

FE 解析値 $a\zeta_{max}$ と評価値 $c\zeta_{max}$ の相関を図 3.10 (b) に示す。図より、両者の相関は高く、変形能力指標を $c\zeta_{max}$ で評価できることがわかる。ここで、変形能力指標が 1 となる場合は、梁が保有している最大の変形能力を発揮していることになる。



(a) 塑性変形倍率



(b) 変形能力指標

図 3.10 解析値と評估值の相関関係

式 (3.5) で、 $c_{max}=1.0$ と置き、シャルピー衝撃値比 cE_v について解くと式 (3.6) が得られる。この値は、FE 解析上、梁が最大の変形能力を発揮するために最低限必要なシャルピー衝撃値であるので、必要シャルピー衝撃値 $reqE_v$ と定義する。

$$reqE_v = 25 \left\{ \frac{-C_{05} + \sqrt{(C_{05})^2 - 4C_{04}(C_{06} - 1)}}{2C_{04}} \right\} \quad (3.6)$$

図 3.11 に必要シャルピー衝撃値 $reqE_v$ とその時の骨格曲線における塑性変形倍率 $c\eta_{max}$ を示す。これより、せん断スパン比 M/QD が大きくなると、必要シャルピー衝撃値は小さくなり、それに伴い、その時の累積塑性変形倍率 $c\eta_{max}$ も小さくなることわかる。また、幅厚比 b/t_f を大きくするほど、または、降伏比 YR を小さくするほど、必要シャルピー衝撃値は小さくなる傾向がある。なお、この必要シャルピー衝撃値は、終局が局部座屈等になるための値であり、大地震時に必要な塑性変形倍率（例えば、FA ランク梁では 4 以上¹⁰⁴⁾）をほぼクリアしていることになる。図 3.11 には塑性変形倍率 4.0 を示す。

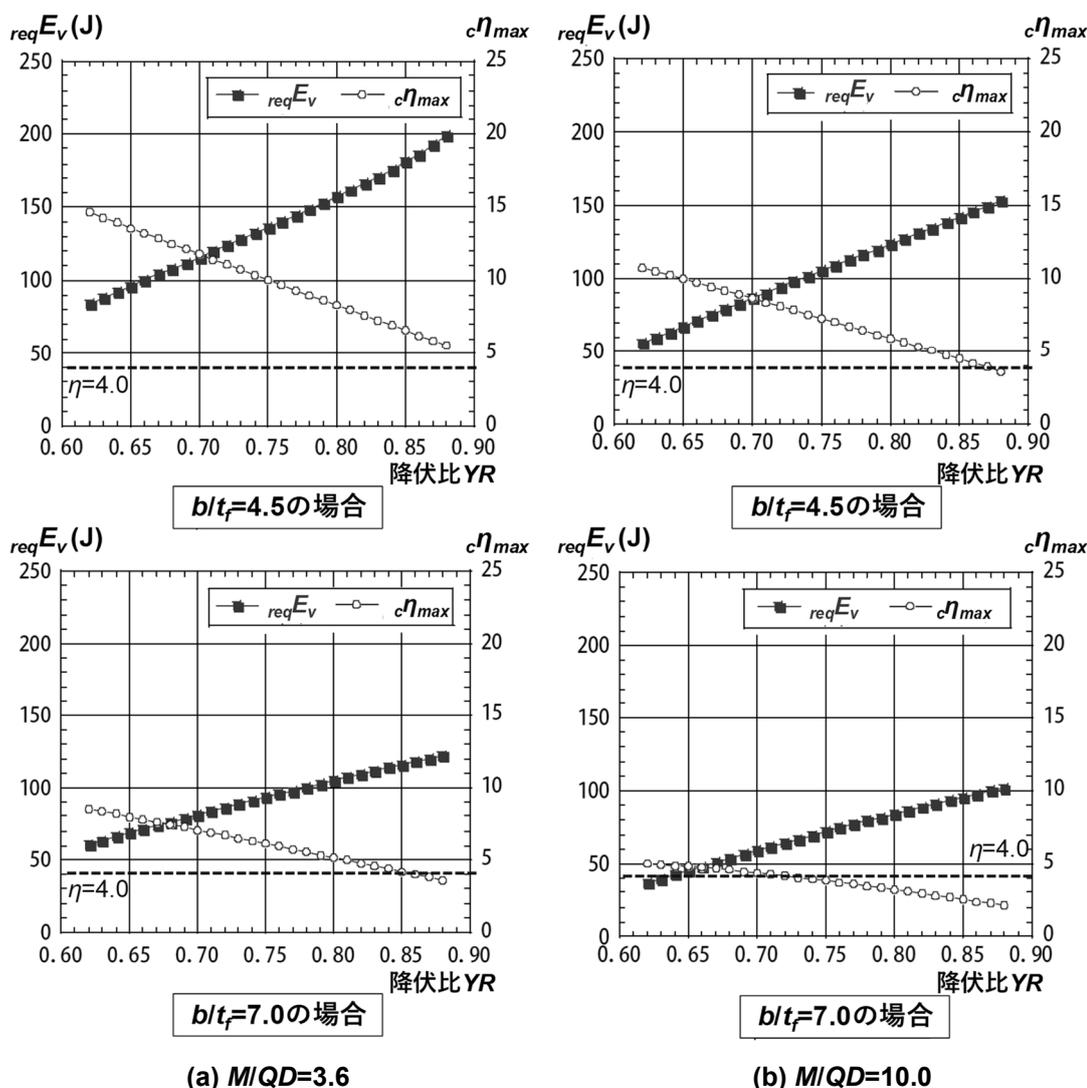


図 3.11 必要シャルピー衝撃値

3.4 既往実験結果との比較

3.4.1 実験概要

既往の工場溶接形式接合部の実験結果^{97), 99), 105)~107)}と3.3節で導出した評価式の比較を行い、評価式の妥当性を検証する。比較に用いた試験体は全55体であり、表3.3に接合部ディテールの概要を、表3.4に試験体の諸元を示す。終局状況は、全55体の内、48体が脆性破壊であり残りは局部座屈である。なお、脆性破壊は、第2章のFE解析で対象とした延性き裂発生に起因する破壊と考えられる。ここで、旧来型スカラップには、旧来型の1/4円-R35に加えて、スカラップ端部と梁フランジが垂直に交わっているタイプ(図3.12 (c))および複合円でもフランジと交わる側の半径が10 mm未満のもの(図3.12 (d))も応力集中の度合いがほぼ等しいとして旧来型に含める。

表 3.3 接合部ディテールの概要

接合部ディテール	種類	試験体数
ダイヤフラム	内ダイヤフラム	6
	通しダイヤフラム	49
スカラップ	旧来型	38
	従来型	17
エンドタブ	スチール	25
	フラックス	30

表 3.4 試験体の諸元

パラメータ	範囲	備考	
シャルピー衝撃値	E_v	27~119	3.2.1②で評価した熱影響部の値に cR_{EJ} を乗じたもの
梁フランジの降伏比	YR	0.62~0.72	温度補正を実施 (実験温度-1~20°C)
梁フランジの幅厚比	b/t_f	4.0~6.25	
せん断スパン比	M/QD	3.0~7.65	

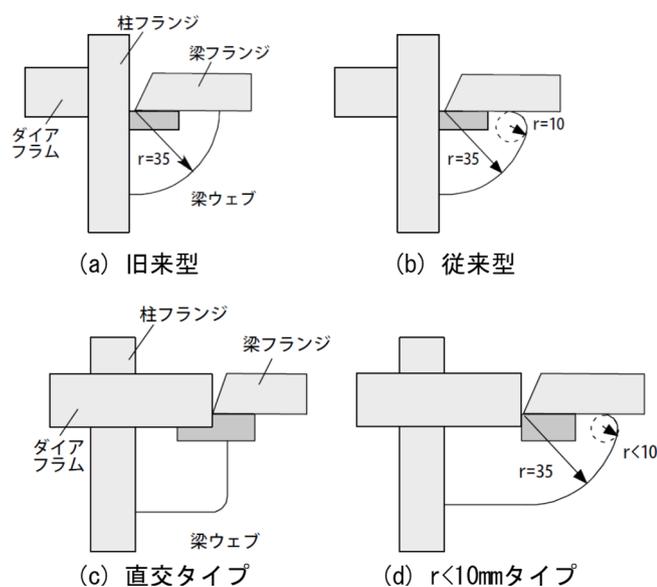


図 3.12 スカラップ形状の分類

また、3.3節でも述べたようにシャルピー衝撃値 E_v は変形能力に大きな影響を与え、特にシャルピー衝撃値が小さくなるとその影響は顕著であることから、比較に用いたシャルピー衝撃値の範囲は、パラメータスタディを実施した範囲 (≥ 25 J) とする。また、3.3節のパラメータスタディに用いたモデル (旧来型スカラップとスチールタブ) は、従来型スカラップ (R35+R10) やフラックスタブの場合と比較して、応力の集中度合いが大きく、破壊ひずみ (要素を削除するひずみ値) が小さくなる。そこで、後述するように、元のシャルピー衝撃値に補正係数 (cR_{Ev}) を乗じることにより、従来型スカラップおよびフラックスタブによる応力集中度合いの違いの影響を調整し、 $c\eta_{max}$ の評価式である式 (3.4) で評価できるようにした。なお、表3.4 のシャルピー衝撃値は、3.2.1(b)の仮定②で定義した元のシャルピー衝撃値にこの補正係数を反映した値である。

また、温度が低下すると鋼材の降伏点と引張強度は上昇¹⁸⁾、両者の内、降伏点の上昇率は引張強度の上昇率よりも、若干大きくなることから、低温では降伏比 YR は若干上昇する。以下の比較では、温度差による降伏比の影響を考慮するために、温度補正を行った降伏比を用いた。

3.4.2 シャルピー衝撃値の修正

従来型スカラップと旧来型スカラップ、フラックスタブとスチールタブの応力集中係数 α から、式 (2.3a) および式 (2.11) を用いて、式 (3.7) に示す等価なシャルピー衝撃値 E_{veq} を求めると表 3.5 のようになる。

$$E_{veq} = 23.1 \times \beta \times \gamma + 1.5795 \times (\beta \times \gamma)^2 \quad (3.7)$$

ここで、 $\beta = \alpha^{-0.36}$ 、 $\gamma = \epsilon_{fy} / \epsilon_{tu} = 4.28$ とした。

ここでは、応力集中係数 α とひずみ集中係数¹⁸⁾ K_e とを等価と考え、旧来型スカラップ、従来型スカラップ、フラックスタブの α 値として、文献 18) のひずみ集中係数 (K_e) の値を用いた。また、スチールタブの α の値は、3.2.1 項の仮定④での値 3.9 を用いた。

表 3.5 より従来型スカラップの旧来型スカラップに対する E_{veq} の比およびフラックスタブのスチールタブに対する E_{veq} の比が、シャルピー衝撃値に乗じる各々の補正係数 (cR_{Ev}) となる。また、従来型+フラックスタブの場合には、文献 32) と同様に、両者の効果が相乗されるとし、1.57 (=1.32 × 1.19) を用いた。以後の計算では、元のシャルピー衝撃値に cR_{Ev} を乗じたものを E_v とした。

表 3.5 等価シャルピー衝撃値と cR_{Ev}

		応力集中係数 α	等価シャルピー衝撃値 E_{veq} (J)	cR_{Ev}
スカラップ底	旧来型	8.1	56.2	1.32
	従来型	4.1	74.4	
溶接始末端	スチールタブ	3.9	75.9	1.19
	フラックスタブ	2.6	90.1	

3.4.3 既往実験結果との比較

図 3.13 に各試験体のシャルピー衝撃値と必要シャルピー衝撃値との比 $E_v/reqE_v$ 、および実験結果の破壊状況を示す。図より、 $E_v/reqE_v < 1.0$ の範囲では、36 体の内、35 体が梁端フランジ溶接部破断（脆性破壊）しているが、 $E_v/reqE_v \geq 1.0$ の範囲では、19 体の内、梁端フランジ溶接部破断（脆性破壊）は 13 体、局部座屈は 6 体であり、破断と局部座屈が混在している。以上より、「 $E_v/reqE_v < 1.0$ 」が概ね梁端フランジ溶接部破断（脆性破壊）の目安となることがわかった。

次に、図 3.14 に骨格曲線における塑性変形倍率の評価値 $c\eta_{max}$ と実験結果 η_s の比較を示す。ここで、実験結果 η_s は、荷重が最大荷重の 90%まで低下した点までの骨格曲線における塑性変形倍率であり、終局状況が梁端フランジ溶接部破断（脆性破壊）である試験体のみ（48 体）を比較対象とした。ここで、3.1.1 項で述べたように一般的な変形能力の評価は、最大荷重の 90%低下点までの評価であるため、最大荷重点の評価である $c\eta_{max}$ とは直接に比較できないが、終局状況が梁端フランジ溶接部破断である試験体では、最大荷重以降急激に荷重が低下するため、 η_s は最大荷重時の結果とほぼ同じと考え、評価値 $c\eta_{max}$ と実験結果 η_s とを比較できると考えたからである。また、評価式を導出した解析モデルの破壊は、全てスカラップ底からのき裂発生および進展による梁端フランジ溶接部破断であるため、以下の比較では、破壊起点（スカラップ底、溶接始末端部）別に比較する(図 3.15 参照)。また、図では、エンドタブの種類（スチール、フラックス）および溶接管理の有無の印を変えて示す。ここで、「溶接管理なし」とは、梁端溶接部の溶接時にパス間温度の管理（350℃以下）を行っていないもの、または、一層一パスで溶接したものとした。

図 3.14 より、塑性変形倍率の評価値 $c\eta_{max}$ により、ばらつきは見られるものの、概ね実験結果を評価できることがわかった。以下では、ばらつきの原因について考察する。

図 3.14(a)での溶接管理なしの試験体は 1 層 1 パスの試験体であり、パス間温度の管理をしていない試験体もあるが、梁フランジが 12~16 mm と薄く、通常の管理温度 350℃には達していないと考えられる。ここで、スチールタブ・溶接管理なしの 1 体の実験値が評価値に比べて小さいが、ウェブ厚がフランジ厚に比べて比較的厚いためスカラップ底のウェブの回し溶接部での応力集中係数が評価に用いたものよりも大きく、評価値が過大評価となった可能性がある。また、フラックスタブ・溶接管理ありの内、実験値が評価値に比べて小さい 4 体については、スカラップ形状が旧来型と従来型で異なっているが、大きな変形能力の差は無いため、実験上のばらつきと考えられ、前述と同様にスカラップ底の応力集中係数が評価に用いたものよりも大きく、評価値が過大評価となった可能性がある。

図 3.14(b)でのスチールタブの試験体は、溶接管理ありでは評価値と実験値は斜め 45°の直線付近に位置しているが、溶接管理なしでは斜め 45°の直線より下の領域に位置しているものが多い。これは、溶接管理なし（1 層 1 パス）のため、シャルピー衝撃値が小さくなり、表 3.5 の等価シャルピー衝撃値よりも小さな値となっているため、評価値が過大評価となった可能性がある。また、フラックスタブの場合には、スチールタブと比較して応力集中係

数が小さいことから、溶接管理なしの試験体でも評価値と実験値は斜め 45°の直線付近に位置していると考えられる。

以上より、「溶接管理なし」の場合には、破壊起点の想定した応力集中係数により適切にシャルピー衝撃値を推定できないこと等から、「溶接管理なし」の実験値を除いて評価することも考えられる。

また、図 3.14 より「溶接管理なし」の実験値を除けば、実験値は $2/3 \times$ 評価値で安全側に評価できることがわかった。

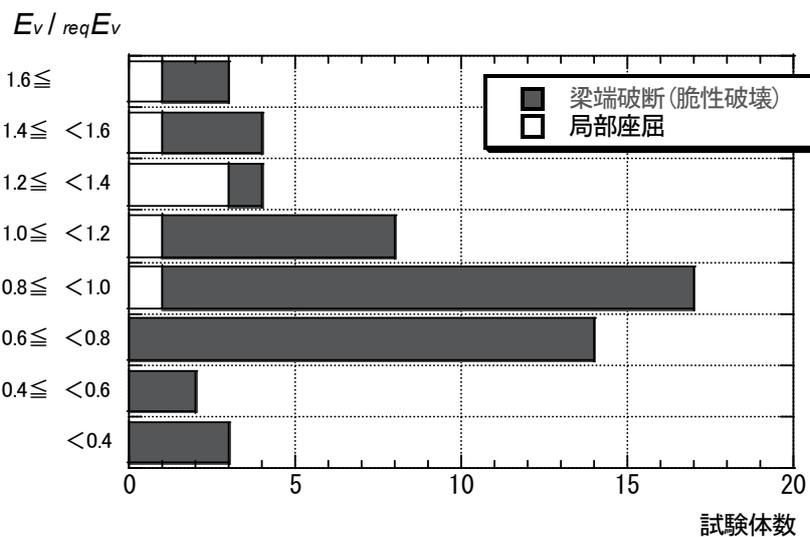
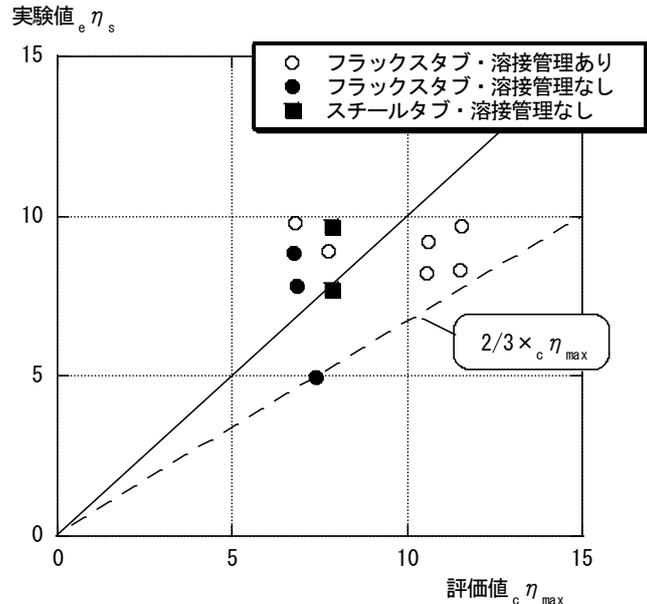
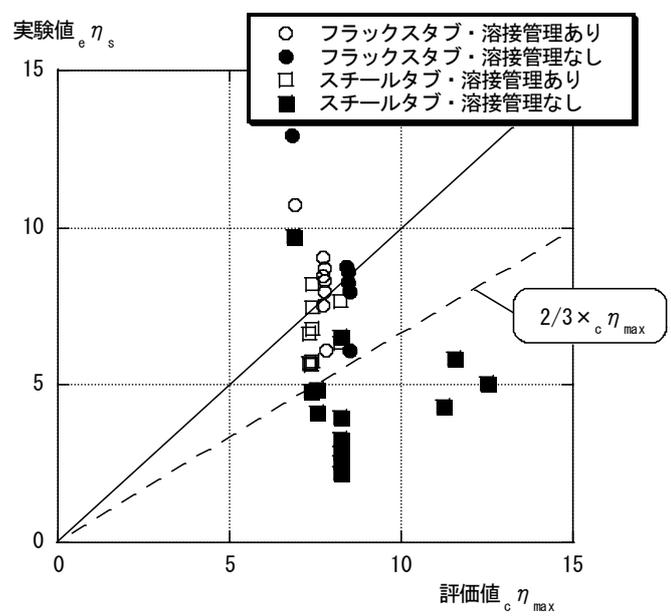


図 3.13 $E_v / req E_v$ と実験での破壊状況



(a) 破壊起点:スカラップ底



(b) 破壊起点:溶接始終端

図 3.14 実験値 $e \eta_s$ と評価値 $c \eta_{max}$ の比較

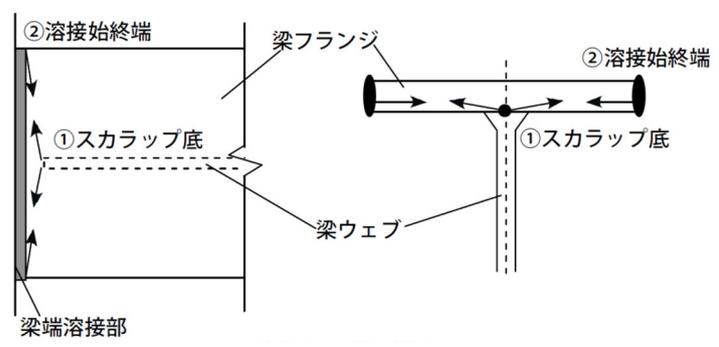


図 3.15 破壊起点

3.5 結論

第2章の評価手法を用いて、工場溶接形式（梁ウェブ溶接形式）の角形鋼管柱とH形梁接合部を対象として、繰り返し荷重での実験やFE解析を行わずに、変形能力に影響を及ぼす因子による簡単な評価式を導出することを目的に検討を実施した結果、以下のことがわかった。

- (1) 弾塑性有限要素解析により、工場溶接形式（梁ウェブ溶接形式）の試験体（BWN）のスカラップ底からき裂が入り、梁端フランジ溶接部が破断する終局までの挙動を追跡することができた。
- (2) 変形能力に影響を及ぼすと考えられる因子として梁のせん断スパン比、梁フランジの降伏比と幅厚比を想定し、パラメータスタディを行い、その結果を統計処理して、最大荷重時の骨格曲線における塑性変形倍率の評価式 $c\eta_{max}$ を導出した。
- (3) 梁の最大変形能力を発揮する必要シャルピー値 $reqE_v$ を定義し、その値を求めた。
- (4) 提案した評価式 $c\eta_{max}$ にて既往実験の変形能力を評価した結果、ばらつきは見られるものの、概ね実験結果を評価できることがわかった。また、「溶接管理なし」のデータを除いた場合には、評価式 $c\eta_{max}$ に 2/3 を乗じることで、実験結果を安全側に評価できることがわかった。

なお、第2章および本章で検討した結果は、主としてひずみが単調に増加する場合に限定することで簡易に破断現象（延性き裂発生に起因する脆性破壊を含む）を伴う梁端接合部の変形能力を評価しようとするものであるが、地震時での繰り返し荷重には対応できていない。第4章以降ではこのことを鑑み、繰り返し荷重下を含めた梁端接合部の変形能力評価に関する検討を行う。

第 4 章

繰り返し载荷時の変形能力

4.1 はじめに

第1章で述べたように2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震や最近の地震動予測研究の進捗により、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。超高層鉄骨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ては、文献74)および文献76)に構造実験をベースとした評価式がまとめられている。

また、一般に鉄骨梁の終局状況としては、梁端フランジ溶接部の破壊および梁端の局部座屈が考えられる。局部座屈については、既存鉄骨梁に於いて梁ウェブが比較的薄い場合には、梁端フランジ溶接部が破断する前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、局部座屈と梁端フランジ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。上記の評価手法の1つとして、弾塑性有限要素法による数値解析(FE解析)が考えられる。桑田ら⁷⁸⁾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を評価する方法を提案している。また、水島ら⁸¹⁾はE-defenseで実施された実大3層鋼構造物の振動台実験を対象として、梁端フランジ溶接部破断を考慮したFE解析により、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81)では実験で梁端フランジ溶接部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、破断を予測した解析とはなっていない。また、Huang and Mahin⁸²⁾は低サイクル疲労を考慮した損傷モデルを適用したFEMを用い、局部座屈と母材部の延性破断の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。しかしながら、梁端フランジ溶接部の破断や単調荷を含む大きな振幅による1回～数回の繰り返しでの破断は検討されていない。

本章では、梁端接合部の変形能力を評価するため、Huang and Mahin⁸²⁾の損傷モデルを低サイクル疲労から単調荷まで拡張した損傷モデルを提案した。また、梁端フランジ溶接部に特有な材料特性を与えて延性破壊をシミュレートする解析に、梁の局部座屈が併発することも考慮することで、梁端接合部の変形能力評価法を提案した。また、既往の多数回繰り返し実験のシミュレーションを行い、本評価法の妥当性を検証する。最後に、文献74)と76)で提案している多数回繰り返し下での性能曲線と部分骨組の解析結果を比較することにより、本解析手法の妥当性を検証する。

なお、第2章および第3章では単調荷の下での延性き裂に起因する脆性破壊も検討範囲としていたが、本章では繰り返し劣化を考慮した損傷モデルが延性破壊のみを対象としていることから、延性破壊に限定して検討を行う。また、梁端接合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り、もう一方のフランジが引張破断するまで耐力を維持することができるが、本章ではこの再接触は考慮しない。

4.2 損傷モデルの概要

1.2 節でも述べたように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⁵⁵⁾が提案されている。

本章では損傷モデルとして、繰り返し载荷による損傷則（繰り返し損傷則）^{55),82)}と第2章で示した単調载荷による損傷則（単調損傷則）を考え、以下にそれらの概要を示す。

繰り返し損傷則は、損傷度変化率 \dot{D} を表現する式(4.1)の場合分けを、文献55)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。

$$\dot{D} = \begin{cases} \left[\frac{Y}{S} \right]^\lambda \dot{\varepsilon}_{pl} & \frac{p}{\sigma_{eq}} < -\frac{1}{3} \text{ のとき} \\ 0 & \frac{p}{\sigma_{eq}} \geq -\frac{1}{3} \text{ のとき} \end{cases} \quad (4.1)$$

ここで、 \dot{D} は損傷度変化率、 Y は弾性ひずみエネルギーある。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、 $\dot{\varepsilon}_{pl}$ は相当塑性ひずみ速度、 p/σ_{eq} は応力三軸度（ p ：平均応力、 σ_{eq} ：Misesの相当応力）である。なお、 p は文献82)の記述に則って式(4.1)のように圧縮を正としている。

CDMモデル⁵⁵⁾では式(4.1)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。

繰り返し損傷則では、式(4.2)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(4.3)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。

$$D = \int \dot{D} dt \quad (4.2)$$

$$D \geq D_c \quad (4.3)$$

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Huang and Mahinと文献84)を参考に $D_c=0.5$ と設定する。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、この ζ は後述の式(4.5)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68)~73)にも示されているように、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、ここで取り扱う繰り返し挙動としては、梁端接合部の塑性率が3から6程度の範囲で繰り返し数は数回程度、塑性率が1~2程度の範囲で10~200回程度であるので、単調載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、繰り返し損傷則に加えて、単調載荷を含む一方向の大きな振幅による破壊を考慮できる単調損傷則のモデルも適用する。

単調損傷則では、累積塑性ひずみ ($\Delta \varepsilon_p$: 図 4.1) 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(4.4)により足し合わせる。図 4.1 は繰り返し載荷の過程での1軸の応力と塑性ひずみを模式的に表したものである。

$$\Delta \varepsilon_p = \int \dot{\varepsilon}_{pl} dt \quad \frac{p}{\sigma_{eq}} < -\frac{1}{3} \text{ のとき} \quad (4.4)$$

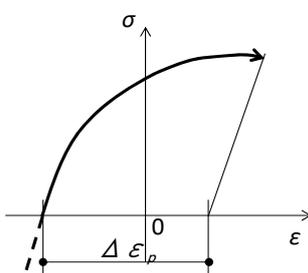


図 4.1 累積塑性ひずみ ($\Delta \varepsilon_p$)

この累積塑性ひずみが式(4.5)に示すように要素の損傷も考慮した単調載荷時の破断真ひずみ $(1-D^\zeta) \varepsilon_{tf}$ に到達すると破壊に至るとする。

$$\Delta \varepsilon_p \cong (1 - D^\zeta) \varepsilon_{tf} \quad (4.5)$$

ここで、 ε_{tf} は単調載荷時の破断真ひずみ (対数ひずみ) である。

損傷度 D は式(4.2)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(4.5)の破壊条件を満たした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 , λ , ε_{tf} , ζ の4つである。

繰り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、多数回繰り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。

ここで、前述のように繰り返し損傷則と単調損傷則は関連しているので、一軸引張試験を対象に、縦軸を D/D_c および $1-D^\zeta$ として、横軸を繰り返し数とした関係を図 4.2 に示す。なお、図 4.2 は $Y/S=0.158$, $S=\sigma_y/200$ [$\sigma_y=325 \text{ N/mm}^2$], $\varepsilon_{tf}=0.1$ の場合である。

図 4.2 より、繰り返し損傷則の損傷度 D は繰り返し数が大きくなると増加すること、これに反して単調載荷則の破断真ひずみは減少することがわかる。また、この傾向は損傷度 D が大きくなると顕著となる。 λ については、値が小さくなると破断までの繰り返し数が減少しており、 λ は変形能力に大きな影響を与えることがわかる。

以上より、本章の FE 解析では、損傷モデルとしては繰り返し損傷則および単調損傷則を適用し、繰り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、要素は破壊に至ったと見なされ、削除されることで、き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-DYNA⁸⁴⁾ を用い、こ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。

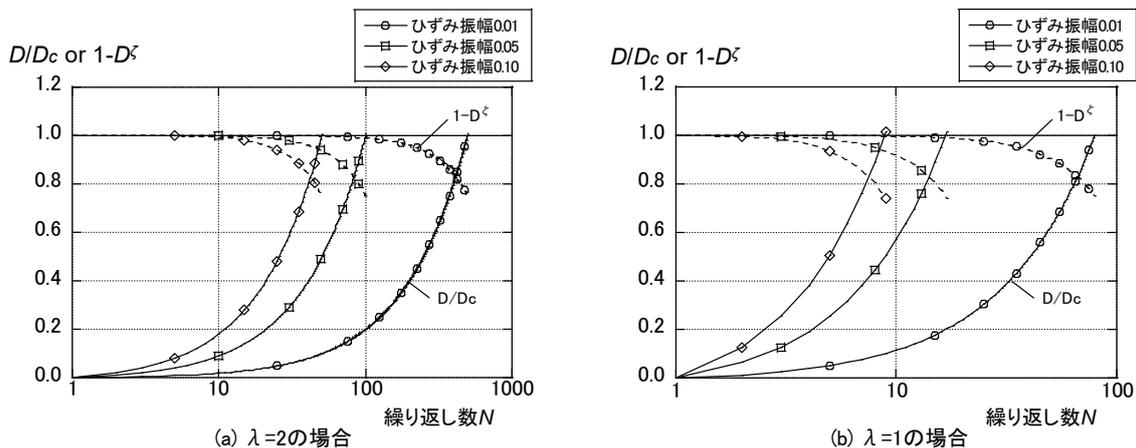


図 4.2 損傷度と繰り返し数の関係

4.3 要素実験の解析

文献 108)および文献 109) の繰り返し振幅下での構造実験（定振幅，漸増繰り返し）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¹¹⁰⁾を用いる。式 (4.6) 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。

$$\sigma = \sigma_y + f(\varepsilon_{pl}) + g(\varepsilon_{pl}) \quad (4.6)$$

ここで、 $f(\varepsilon_{pl})$ は非線形移動硬化成分であり、式 (4.7) で表現できる。

$$f(\varepsilon_{pl}) = \frac{C_1}{\gamma_1} (1 - \exp(-\gamma_1 \times \varepsilon_{pl})) + C_2 \times \varepsilon_{pl} \quad (4.7)$$

また、 $g(\varepsilon_{pl})$ 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 (4.6) は初期降伏点 σ_y 、移動硬化成分 $f(\varepsilon_{pl})$ および等方硬化成分 $g(\varepsilon_{pl})$ の足し合わせであり、以下の解析では $g(\varepsilon_{pl})$ については非線形等方硬化則を仮定して応力と塑性ひずみの関係を直接として与えている。なお、全硬化成分内の等方硬化の割合は、鉄骨梁の繰り返し载荷の解析を実施した際の荷重・変形関係の各サイクルに於ける荷重の増加が実験結果と合致するように 10%としている。

式 (4.6) および式 (4.7) の硬化係数等は以下に示すように決定する。等方硬化則の全硬化則の割合を考慮して、引張試験の真応力・真ひずみ関係 $h(\varepsilon_{pl})$ の移動硬化成分と式 (4.7) が合致するように最小二乗法により移動硬化係数 (C_1 , γ_1 , C_2) を近似し、等方硬化成分 $g(\varepsilon_{pl})$ は上記の移動硬化成分を $h(\varepsilon_{pl})$ から差し引くことにより決定する。

4.3.1 概要

要素実験¹⁰⁸⁾は梁フランジ・ウェブの一部を模擬した実験で、図4.3に示すように材軸方向に引張・圧縮の繰り返し载荷を行ったものである。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に面外拘束用プレートを設け、このフランジが面外に移動しないように拘束した。鋼種はSN490Bを用いた。また、梁ウェブとフランジ間はずみ肉溶接として、端部（スカラップ底）は回し溶接とし、エンドタブはフラックスタブとスチールタブの2種類とした。解析は、梁端の溶接が炭酸ガスアーク溶接で、エンドタブがフラックスタブおよびスチールタブの場合について実施する。

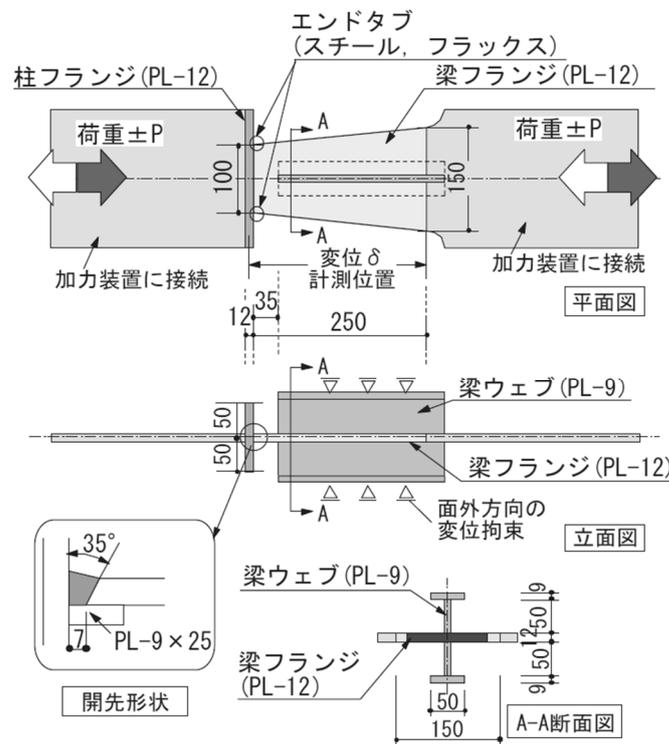


図 4.3 試験体形状

4.3.2 単調載荷・漸増載荷の解析

解析モデルは、図 4.3 の試験体の中央部分を取り出したもので、4 節点シェル要素（完全積分シェル要素）と 8 節点ソリッド要素（完全積分 S/R ソリッド要素）⁸⁴⁾ でモデル化し、単調載荷と漸増載荷（塑性率 2, 4, 6 での正負交番漸増繰返し; 圧縮側より載荷）の解析を実施する。ここで、シェル要素を用いたのは、板厚方向の破壊（き裂）の伝搬現象は追うことができないが、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、下記の解析でシェル要素を使用しても良いことを示す。解析モデルを図 4.4 と図 4.5 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 対称モデルとする。メッシュサイズは、文献 82) のシェル要素を用いたブレース付きラーメンフレームの解析によると板厚程度（今回の場合には 12 mm 程度）のサイズであれば延性破壊を表現できるとしているが、今回の破断位置は、実験結果よりスカラップ底と柱フランジ間（約 35mm 間）で発生するので、その区間を 10 分割以上できる 2.0~3.0 mm 程度のサイズとする。

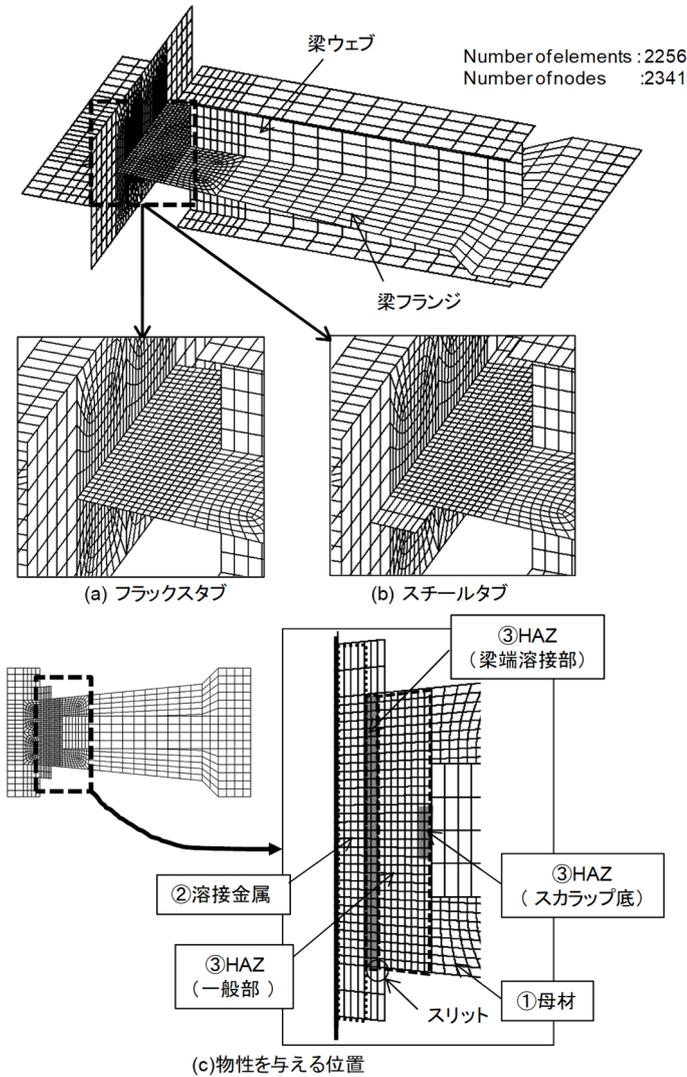


図 4.4 FE モデル(シェル要素)

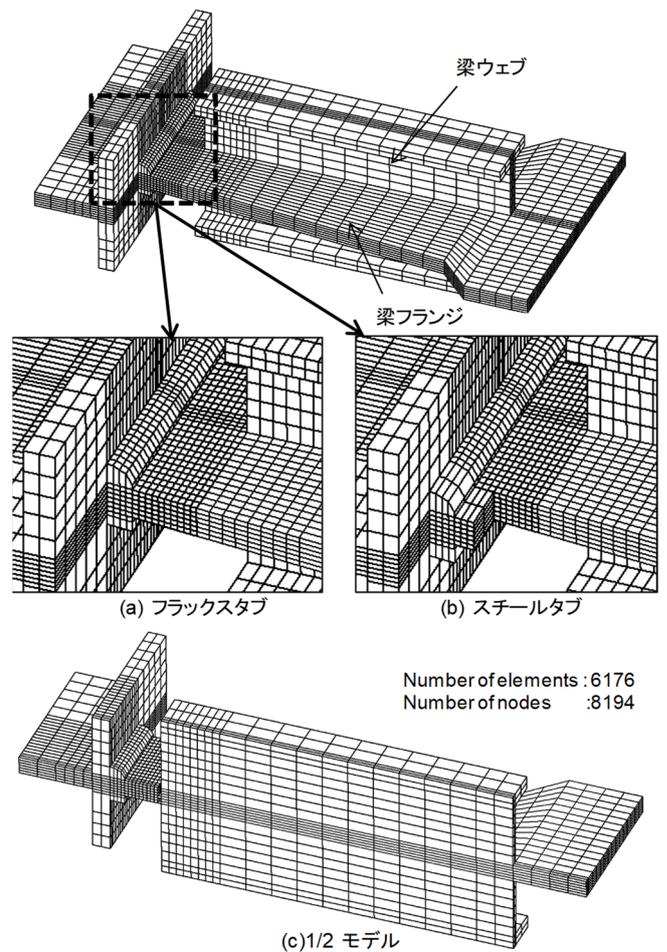


図 4.5 FE モデル(ソリッド要素)

また、梁端フランジ溶接部の溶接金属の部分（余盛）は、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な形状でモデル化し、ウェブの回し溶接部の余盛形状はモデル化せず、単純に梁フランジとウェブが直交する形とする。このようにウェブの回し溶接部をモデル化したのは、余盛を考慮した場合よりも応力集中による最大応力を大きく表現できると考えたためである。また、スチールタブ部分については、溶接金属の部分が梁フランジと接続され、その他は梁フランジと接続されずスリットとなるよう図 4.4(b)に示すようにモデル化する。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。境界条件は、左端の材軸方向変位を固定し、右端の材軸方向に強制変位を加える。また、実験同様に、梁ウェブに接続したフランジの面外変形を拘束する。

損傷モデルの材料定数 (S , λ , ε_{ff} , ζ) は、図4.4(c)の物性を与える位置（母材，熱影響部 [スカラップ底，溶接始末端，一般部]，溶接金属）に応じて，素材試験結果等を基にし，表4.1のように設定する。次項に上記の材料定数の設定方法を示す。

表 4.1 解析入力値

	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	損傷 パラメータ		破断 ひずみ	共通	
			S	λ	ε_{ff}	ζ	
母材	355	535	1.8	10.0	1.05	2.0	
溶接金属	444	637	2.2	4.8	0.63	2.0	
HAZ	一般部	355	535	1.8	5.9	0.71	2.0
	スカラップ底	448	637	2.2	1.8	0.62	2.0
	梁端溶接部*	465	659	2.3	4.5	0.60	2.0

*: $t=3.1$ (フラックスタブ), 2.9 (スチールタブ) : 溶接始末端の要素

【降伏点・引張強さ】

母材の降伏点・引張強さについては，材料試験結果を使用する。熱影響部 [スカラップ底，溶接始末端]，溶接金属の降伏点および引張強さについては，文献(11)を参考にして，母材に対する比率を評価して表4.1のように与える。表4.1の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1.26倍と1.19倍，熱影響部（溶接始末端）で1.31倍と1.23倍，溶接金属部で1.25倍と1.19倍としている。

また，硬化係数は4.3節を考慮して， $C_1=3487$ N/mm²， $\gamma_1=19$ ， $C_2=512$ N/mm²のように評価する。

【損傷パラメータ S 】

定数 S は文献(84)より $\sigma_y/200$ (σ_y : 素材の降伏点) を用いる。

【損傷パラメータ λ 】

定数 λ は式 (4.1) に於いて $\varepsilon_{ff}/2$ の振幅で 1 回繰り返した時に $D=1$ とすると，式 (4.8) のように λ は ε_{ff} の関数となることを用いて求める。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。

$$\lambda = \frac{\ln\left[\frac{1}{2\varepsilon_{tf}}\right]}{\ln\left[\frac{Y}{S}\right]} \quad (4.8)$$

【破断真ひずみ ε_{tf} 】

破断真ひずみ ε_{tf} については、3.2.1節の「部分骨組実験・入力値設定に於ける仮定」を参考に、材料の破壊靱性および応力の集中度合いを基に設定する。

【定数 ζ 】

定数 ζ は単調荷重および漸増荷重の 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（繰返し数）が実験結果とほぼ同じになるように、2.0と定め、以下の解析でも同一の値を用いる。ここで、4.3.3節の要素実験シミュレーション（シェル要素、フラックスタブ）の場合の繰返し数の解析結果/実験結果と ζ の関連を図4.6に示す。図4.6より、 ζ が大きくなるとFE解析での変形能力が大きくなり、解析結果/実験結果の値も大きくなるのがわかる。この解析結果では、 $\zeta = 2.0$ で解析結果と実験結果が一致している。

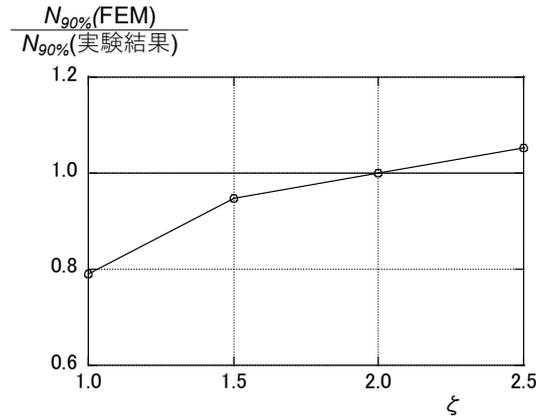


図 4.6 解析結果と実験結果の比と定数 ζ の関係

また、シェル要素の場合では、き裂進展のランダム性を模擬するため、熱影響部の材料不均一性を考慮し、熱影響部の板厚を変動係数10%の正規分布に従い与えた場合も検討する。以下では、通常解析（板厚一定）と区別するために、板厚変動と呼ぶ。図4.7に図4.4の熱影響部（板厚12 mm）の板厚変動の分布を示す。図4.7より板厚は8.6～15.6 mmに分布している。

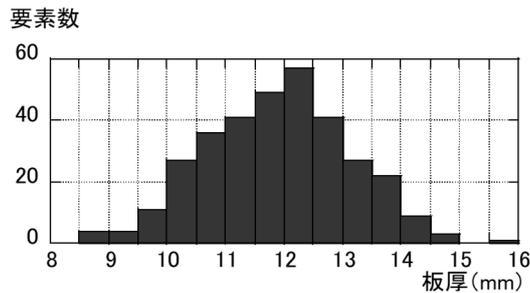


図 4.7 板厚変動の分布

解析結果の荷重・変形関係および終局状況について、単調荷重の場合を図 4.8 に、漸増荷重の場合を図 4.9 に示す。図 4.8, 図 4.9 には実験結果も併せて示す。図 4.8 の実験結果は 2 体の値を示す。また、図中の変形は図 4.5 の変位計測区間に於ける変形で、▼▲は最大荷重時を示す。また、終局状況の写真・変形図は図 4.4(c)の拡大図の部分を示す。

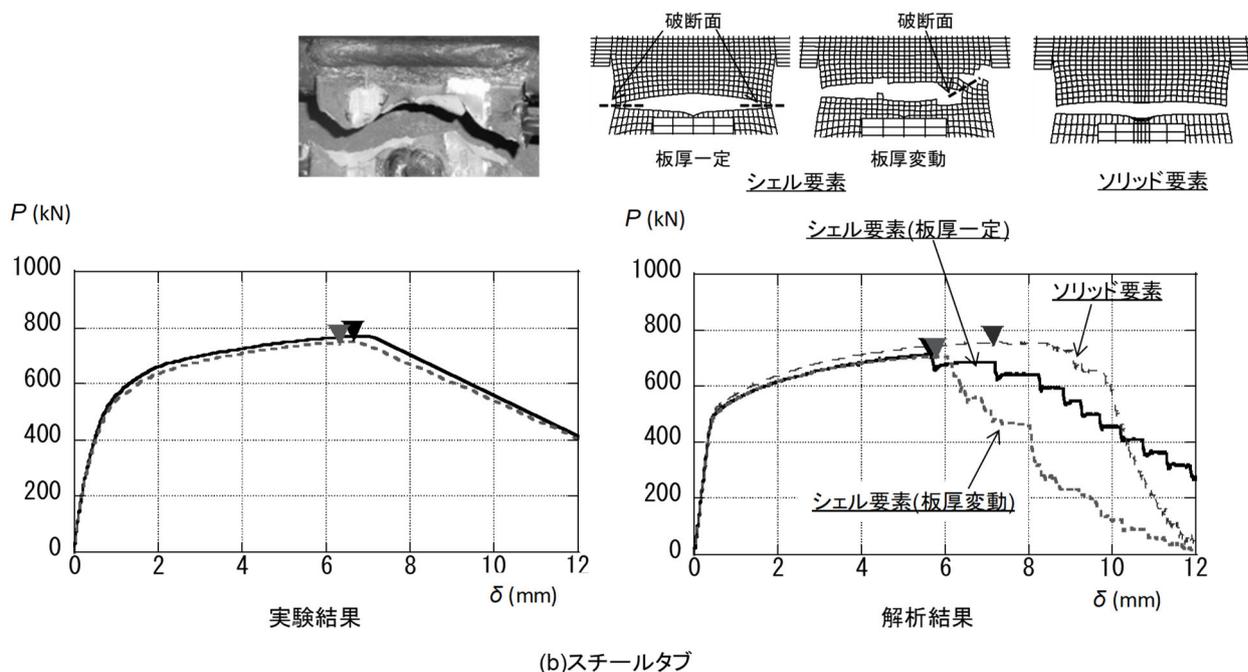
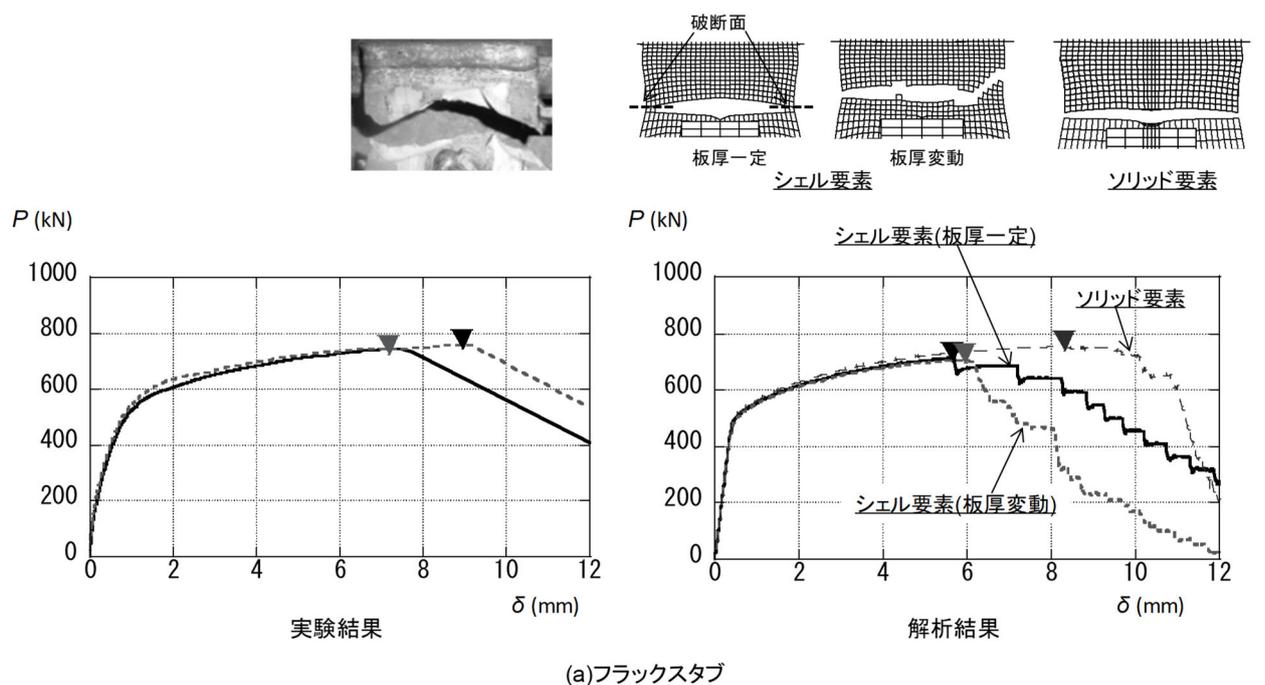
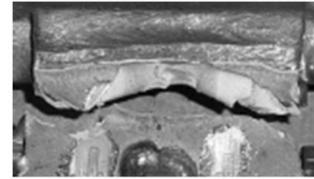
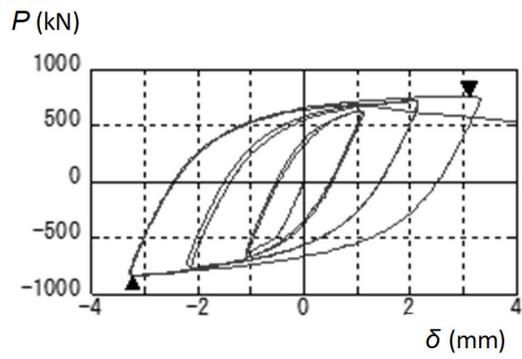
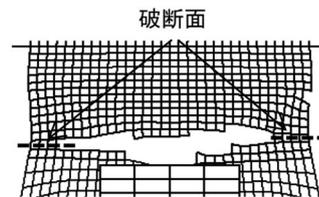
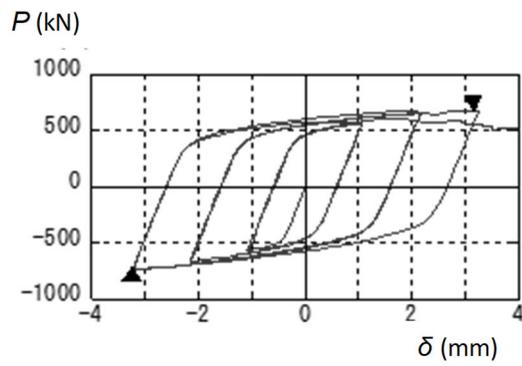


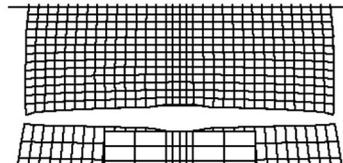
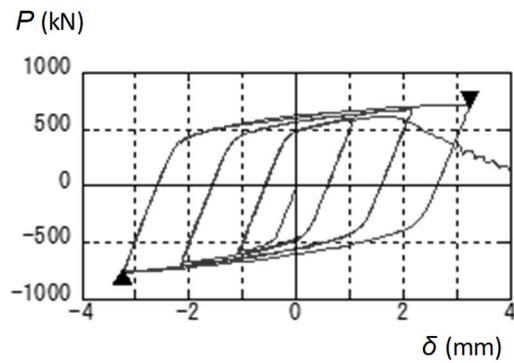
図 4.8 実験と解析結果の比較(単調荷重)



実験結果



シェル要素(板厚変動)



ソリッド要素

解析結果

図 4.9 実験と解析結果の比較(漸増载荷:フラックスタブ)

梁端フランジ溶接部の破断を考慮していない解析では、荷重低下を表現できないが、本解析では、実験結果と同様に、スカラップ底付近からき裂が入り、それが進展することにより荷重低下に至っている。図 4.8 の単調載荷時の解析結果より、シェル要素の結果はソリッド要素の結果よりも破断時の変形が 3~4 割程度小さくなる傾向にあることがわかった。

また、図 4.9 の漸増載荷ではシェル要素とソリッド要素でスカラップ底のき裂発生による荷重低下の時期はほぼ同じであるが、き裂進展による荷重低下の割合はソリッド要素の方が大きいことがわかった。また、ソリッド要素ではスカラップ底に一番近い要素から削除され、それが板厚方向に進展すると伴に板幅方向に進展しており、板厚方向のき裂進展は斜め方向であることがわかった。板厚を変動させたシェル要素での解析結果では、き裂の進展にランダム性が加味され、実験結果に比較的良く似た破壊状況となることがわかった。

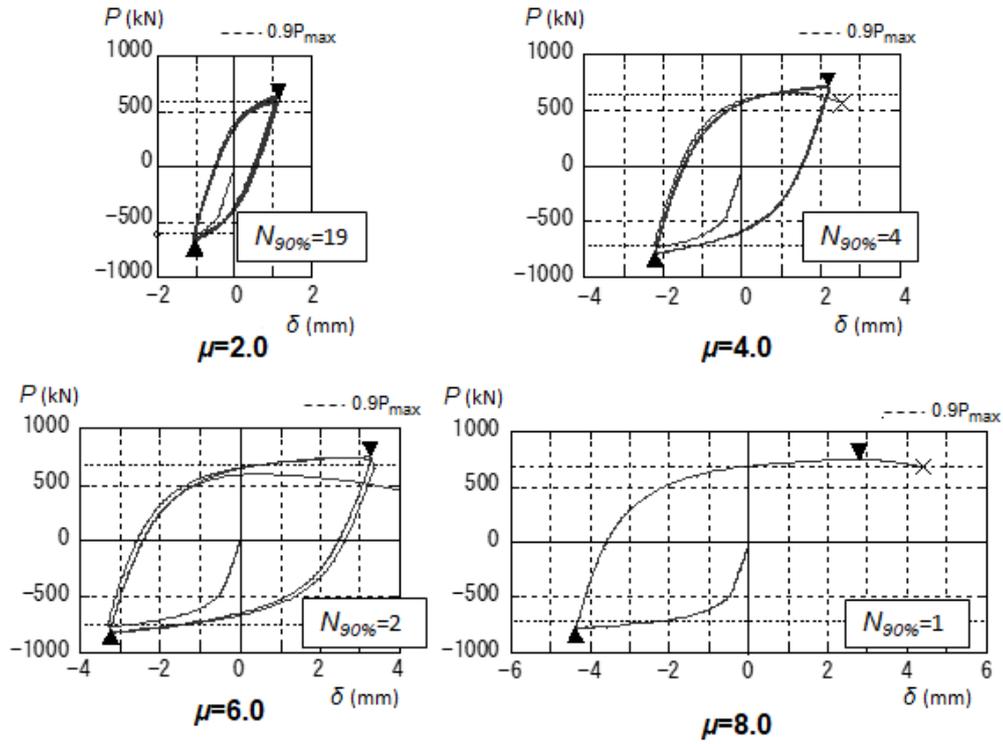
以上より、シェル要素を用いた解析によって、ソリッド要素と同様にき裂発生および進展、それに伴う荷重低下状況を模擬できることがわかった。よって、両要素の解析結果とも荷重変形関係は実験結果との対比で大差は無く、シェル要素の方が破壊状況を良く表現できていること、計算時間が半分程度であることから、以降の解析には基本的にシェル要素を用いて行う。

4.3.3 一定振幅載荷の解析

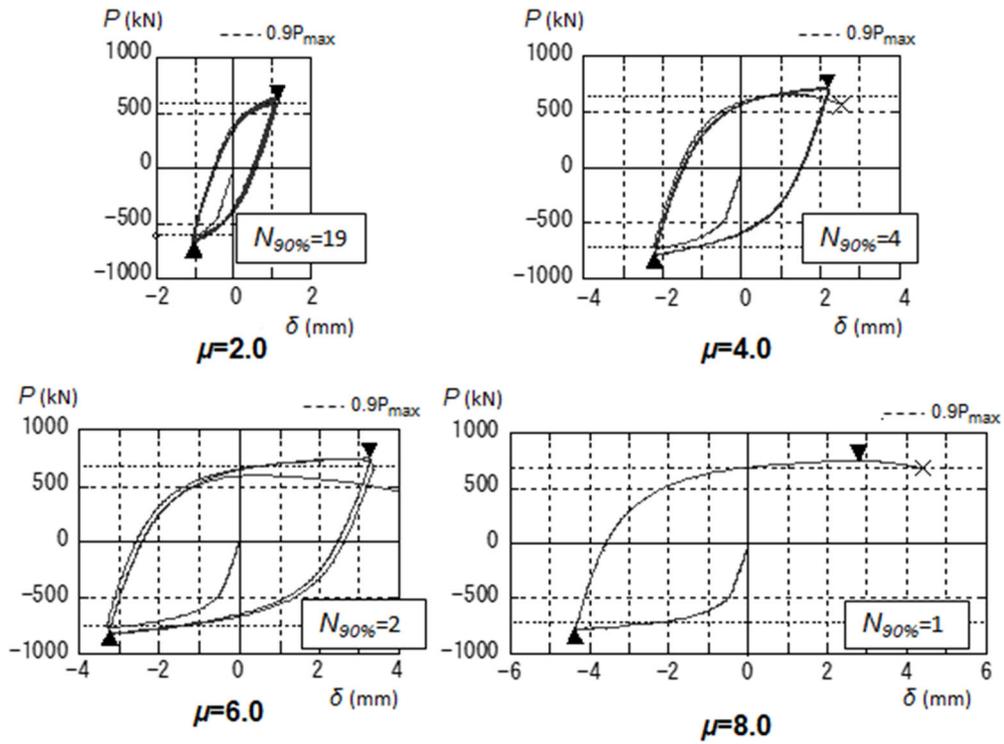
ここでは、塑性率振幅 μ を 2, 4, 6, 8 の 4 水準とした場合の一定振幅載荷の解析を実施する（圧縮側より載荷）。解析は、シェル要素を用いて板厚を変動させた場合とし、振幅の基準となる変形は実験時と同じものを用いる。なお、比較のため一定振幅載荷のフラックスタブの場合には、ソリッド要素での解析も実施する。

フラックスタブの場合の解析結果の荷重・変形関係を図 4.10 に示す。実験では、梁端フランジ溶接部が破断して荷重が急激に低下するか、荷重が最大荷重の 90%程度に低下するまで加力を行った。図 4.10 には最大荷重時を▼▲で、破断時を×で示し、荷重が最大荷重の 90%に低下するまでの繰り返し数 $N_{90\%}$ を示す。図 4.11 には、塑性率振幅 μ と繰り返し数 $N_{90\%}$ の関係を示す。図 4.11 の実線は実験結果の近似曲線である。また、解析での最初のき裂発生は、塑性率 8 では単調損傷則、塑性率 2~6 では繰り返し損傷則によるものであった。

また、図 4.10 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、実験結果と解析結果の荷重・変形関係は良い対応をしている。また、図 4.11 より塑性率振幅 μ と繰り返し数 $N_{90\%}$ の関係は、スチールタブの $\mu=2$ の場合で解析結果が実験結果より 24%程度小さめの評価となっているが、実験結果と解析結果は概ね良い対応を示している。また、ソリッド要素とシェル要素での解析結果を比較すると、ソリッド要素はシェル要素よりも繰り返し数 $N_{90\%}$ が大きな振幅でやや大きくなっている。

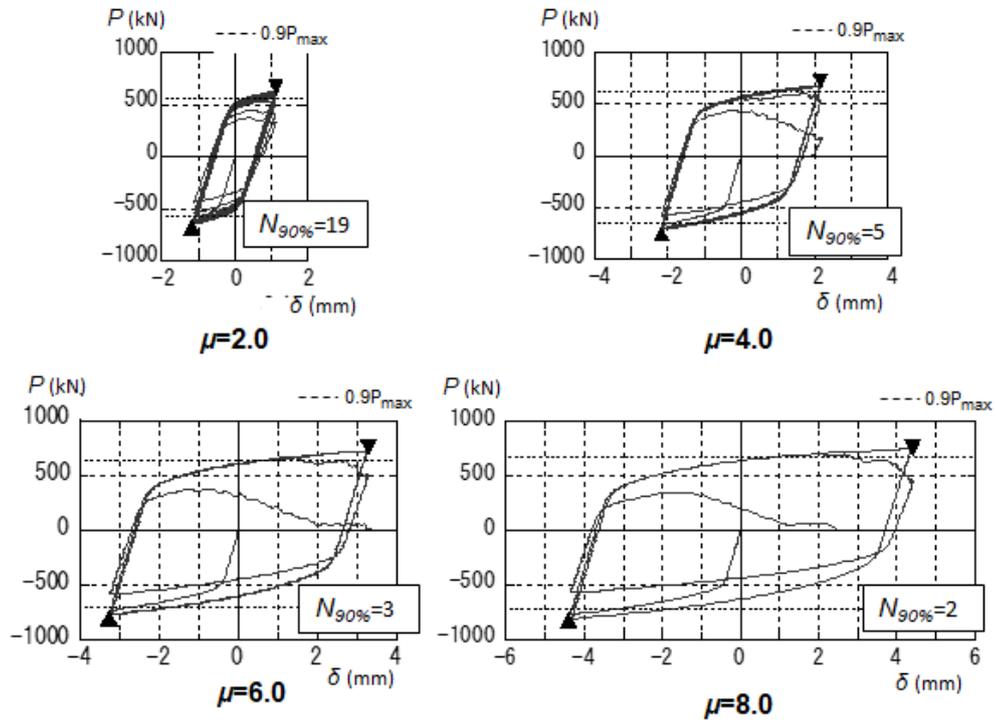


(a) 実験結果



(b) 解析結果[シェル要素]

図 4.10 実験と解析結果の比較(一定振幅載荷:フラックスタブ)



(c) 解析結果[ソリッド要素]

図 4.10 実験と解析結果の比較(一定振幅載荷:フラックスタブ)

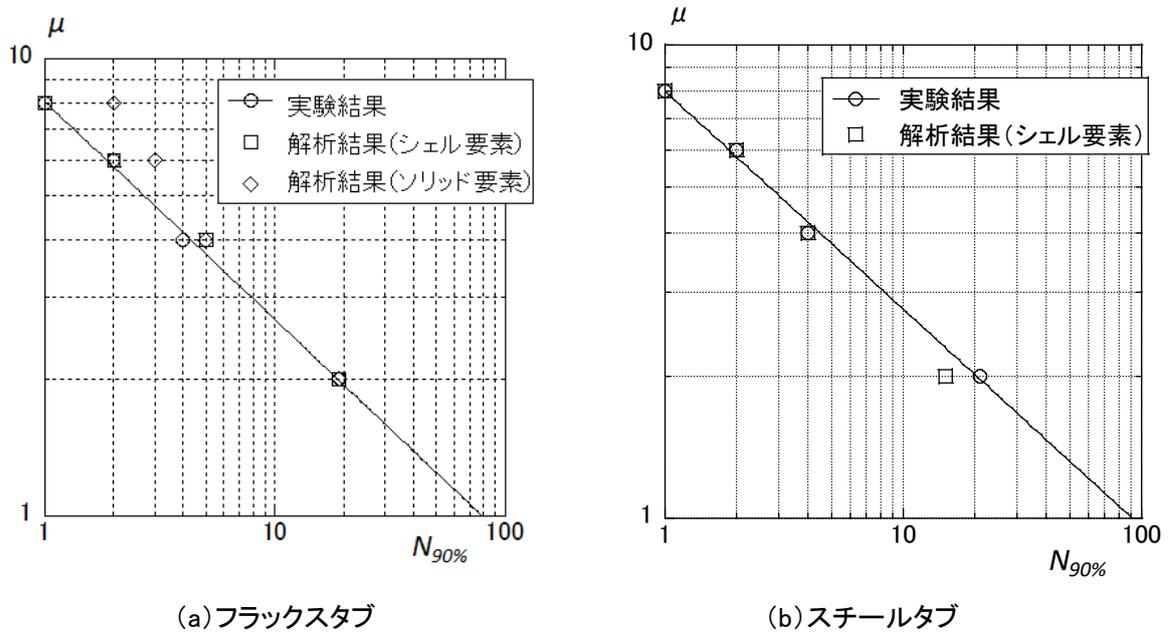


図 4.11 塑性率振幅と繰返し数の関係

4.4 部分骨組実験の解析

4.4.1 概要

解析対象の試験体は通しダイアフラムの現場溶接形式で、梁端のスカロップはR23 mmの1/4円で、溶接はエンドタブをスチールタブとした炭酸ガスアーク溶接である¹⁰⁹⁾。また、鋼種はSM490Aである。試験体形状および梁端ディテールを図4.12に示す。試験体は、ウェブのボルトを中央に寄せてウェブの曲げ伝達割合を小さくしている。解析モデルは、図4.4のシェル要素の場合と同様にモデル化を行う(図4.13)。

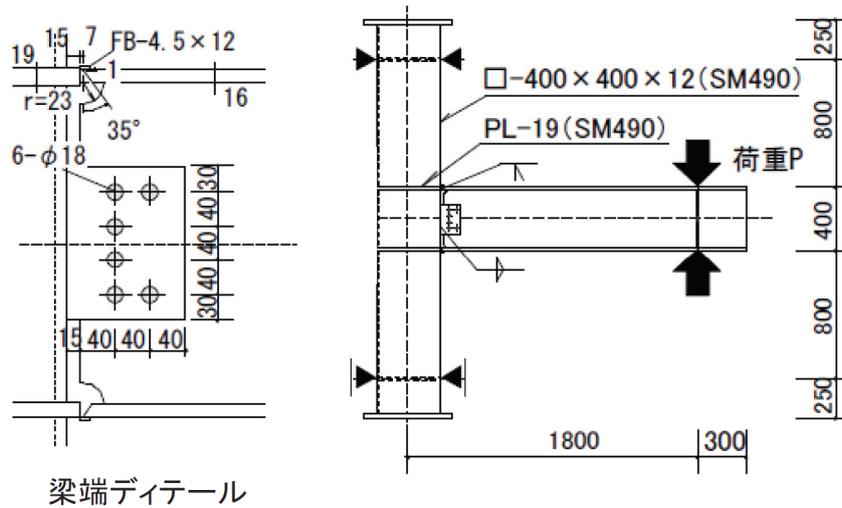


図 4.12 試験体形状

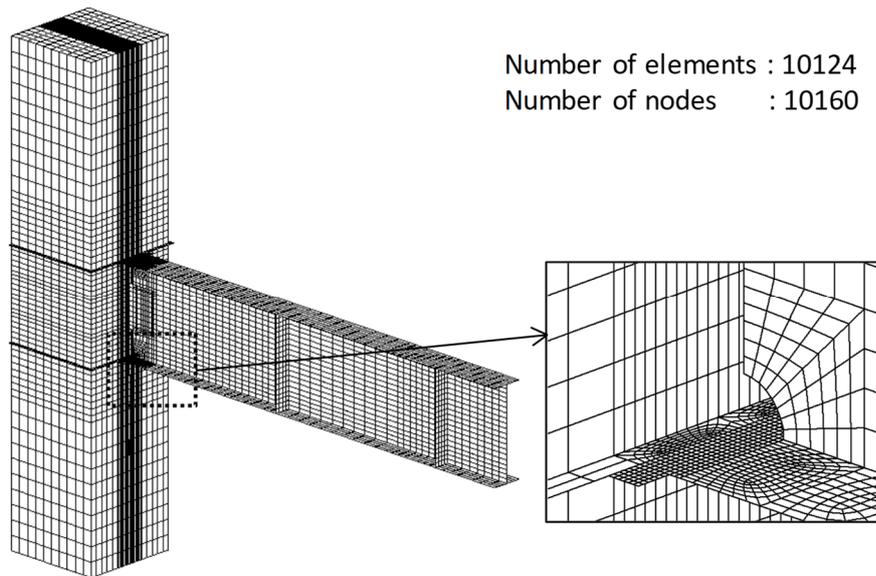


図 4.13 解析モデル

解析モデルではウェブのボルト接合部はボルトの面内方向を、M16 (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、面外方向はガセットプレートと梁ウェブが密着して挙動するように変位を拘束する。また、面内の初期剛性は変形0.1 mmでM16 (F10T) の短期許容応力度 (滑り荷重) となるように設定する。ただし、ボルト孔のクリアランス (± 1 mm) はモデルに反映していないため、クリアランスを超えてもボルトは滑り荷重を維持するモデルとなっている。また、今回の解析モデルでは、ウェブの曲げモーメント分担率が小さいため、このモデルの影響は小さいと考えられる。損傷モデルの材料定数 (S , λ , ε_{tf} , ζ) は図4.4(c)と同様な位置で、母材、熱影響部、溶接金属に表4.2に示す値を4.3.2節と同様に評価して与える。また、硬化係数は $C_1=3496$ N/mm², $\gamma_1=13$, $C_2=254$ N/mm²を用いる。なお、これら定数は要素実験の際と同じ条件で与えている。

表 4.2 解析入力値

	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	損傷 パラメータ		破断 ひずみ	共通	
			S	λ	ε_{tf}	ζ	
母材	371	535	1.9	10.0	1.04	2.0	
溶接金属	464	637	2.3	4.5	0.60	2.0	
HAZ	一般部	371	535	1.9	5.4	0.67	2.0
	スカラップ底	467	637	2.3	1.6	0.59	2.0
	梁端溶接部*	486	659	2.4	4.2	0.57	2.0

*: $t=2.7$: 溶接始末端の要素

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。また、载荷スケジュールは、実験と同様に基準変形 δ_p をもとに、2, 4, $6\delta_p$ を各2回繰り返し、梁端フランジ溶接部が破断するまで解析を実施する。 δ_p は梁全塑性耐力時の変形であり、2, 4, $6\delta_p$ は塑性率振幅 μ での2, 4, 6に相当する。ここで、梁全塑性耐力はスカラップの断面欠損を考慮しない梁全断面の値である。

4.4.2 解析結果

解析結果の梁先端荷重 P と梁変形 δ_b 関係を図 4.14 に示す。図 4.14 には実験結果も示す。実験および解析の破断状況を図 4.15 に示す。図 4.14 での梁変形 δ_b は、全体変形から梁のみの変形を分離したものである。▼▲は最大荷重時を示し、×は破断時を示す。

実験では、-3cycle ($4\delta_p$) で下フランジのスカラップ底にき裂が発生し、その後、+4cycle ($4\delta_p$) で上フランジのスカラップ底にき裂が発生、長さ約 40 mm まで進展して荷重が低下した。また、梁端フランジ溶接部の破断時には梁フランジが面外に変形する様子 (局部座屈) も見られた (図 4.15)。ここで、実験ではスカラップ底からの延性き裂がある程度拡大した後に、急激に破壊に至っており、最大荷重等を決定したのは延性破壊であると考えられる。解析では、実験と同様に、-3cycle ($4\delta_p$) で下フランジのスカラップ底にき裂が発生し、その後、+4cycle ($4\delta_p$) で上フランジのスカラップ底にき裂が発生、進展することにより、梁端フランジ溶接部がフランジ全幅にわたり破断している。スカラップ底のき裂発生は、要素

の積分点の 1 つが閾値に到達していたことから、要素は削除されるような貫通き裂は発生していないが、非貫通き裂が発生したと判定した。また、梁端フランジ溶接部の破断時には梁端フランジが面外に局部変形する様子（局部座屈）が見られた（図 4.15）。なお、最初のき裂発生は繰り返し損傷則によるものであった。また、ボルトの滑り量は最大でも 0.08 mm であった。

以上より、解析結果と実験結果に於いて、損傷の進展のサイクルはほぼ同じであり、梁先端荷重・梁変形関係でのき裂発生および荷重低下の時期と進展状況についても、解析と実験結果で良好な対応を示すことがわかった。

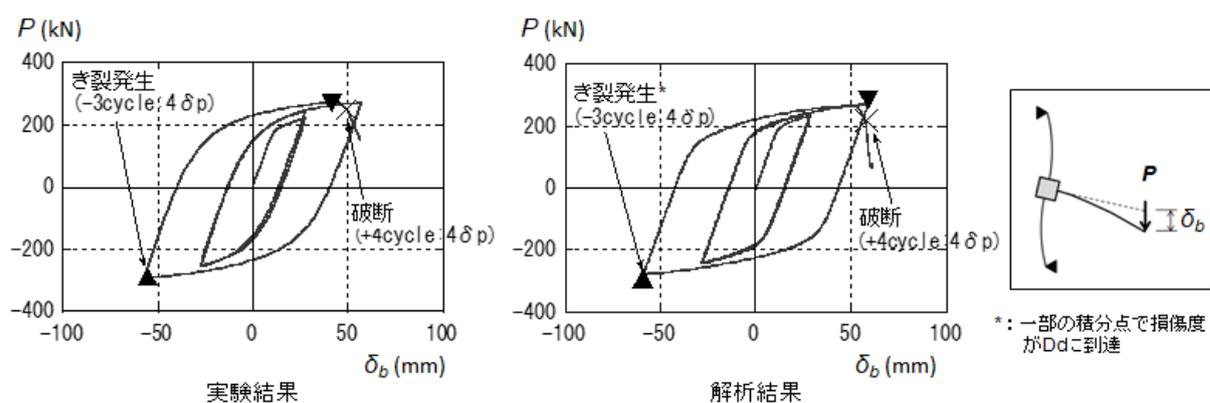


図 4.14 梁の荷重・変形関係

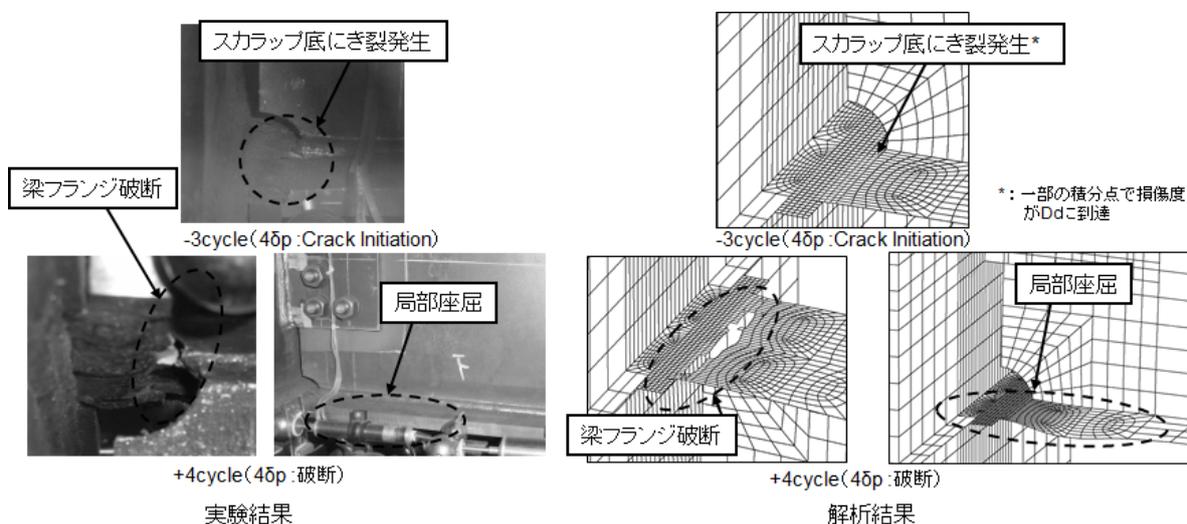


図 4.15 終局状況

4.4.3 既往性能曲線との比較

図 4.12 に示す試験体では一定振幅での多数回繰り返し実験を実施していないことから、ここでは、文献 74) および 76) で提案されている梁端接合部の性能曲線（塑性率振幅と破断までの繰り返し数の関係）と解析結果の比較を実施することにより、本解析手法の妥当性を検証する。塑性率振幅 μ と破断までの繰り返し数 N_f の関係を表す性能曲線は、文献 74) では式 (4.9) のように定式化される。

$$\mu = C \times N_f^{1/3} \quad (4.9)$$

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。なお、 $C=4$ は変動振幅実験に於ける Miner 則の適用結果を考慮した安全率⁶⁵⁾ を反映して $C=5$ の変形能力を半分とした設計式としている。

また、文献 76) による性能曲線を式 (4.9) と同様に μ と N_f の関係に整理したものを式 (4.10) に示す。

$$\mu = (2.92 \times 10^{-6} \times J^{-4.99})^\beta \times \frac{1}{\theta_p} \times N_f^{-\beta} \quad (4.10)$$

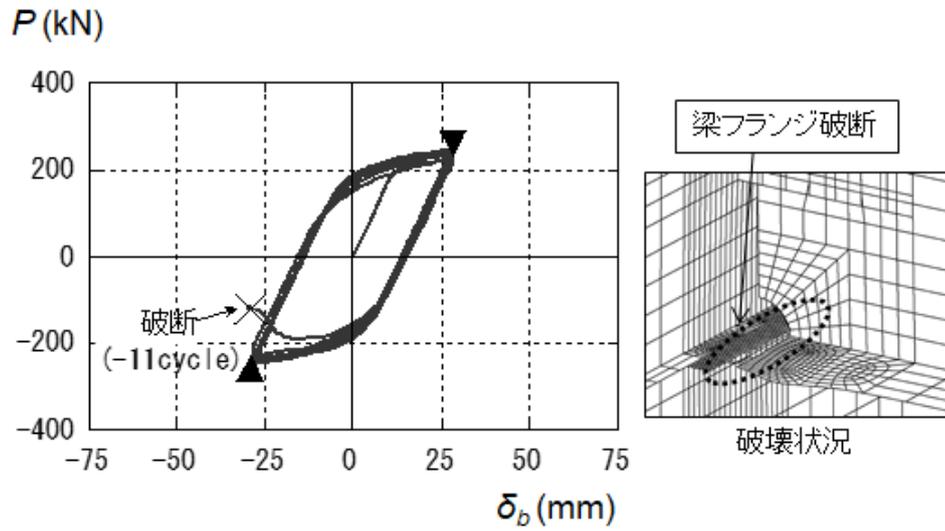
ここで、 β は実験係数 (=1/3.86), θ_p は梁の全塑性耐力時の変形角であり、 J は式 (4.11) で表現される。

$$J = \frac{bM_y}{b_f M_y + \min\{B_w M_s, sM_y, b_w M_y\}} \quad (4.11)$$

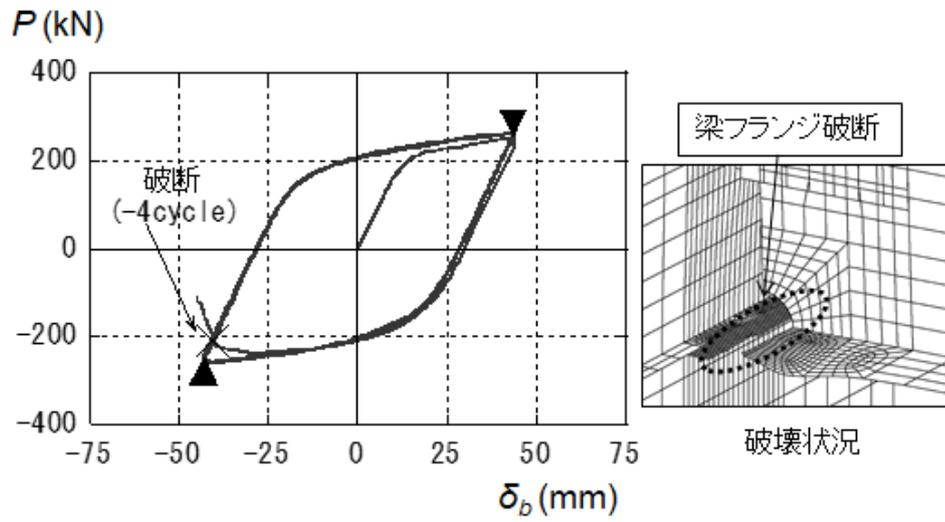
ここで、 bM_y は梁の降伏モーメント、 $b_f M_y$ は梁フランジの降伏モーメント、 $B_w M_s$ は梁ウェブの摩擦接合部におけるすべりモーメント、 sM_y は梁ウェブのシャーププレート全端面の降伏モーメント、 $b_w M_y$ は梁ウェブの降伏モーメントである。なお、式 (4.10) は文献 74) での性能曲線 (式 (4.9)) と同様な形式にまとめたもので、材料強度や部材寸法の影響に加えて、接合部詳細 (梁ウェブの曲げ耐力) の差異による影響を加味できるようになっている。

解析では、図 4.13 の解析モデルおよび条件を用い、塑性率振幅 μ が 1.5, 2.0, 3.0 の 3 種類について定振幅繰り返し载荷の解析を梁端が破断するまで実施し、破断までの繰り返し数 N_f を評価する。

代表的な解析結果の梁先端荷重・梁変形関係として、 $\mu=2.0$ および 3.0 の場合を図 4.16 に示す。▼▲は最大荷重時を示し、×は破断時を示す。また、図 4.16 には併せて、破壊状況も示す。全ての場合でスカラップ底からのき裂が進展して、梁端フランジ溶接部がフランジ全幅にわたり破断している。梁端フランジ溶接部の破断までの繰り返し数 N_f は、 $\mu=1.5$ で 35, $\mu=2.0$ で 11, $\mu=3.0$ で 4 であった。また、解析での最初のき裂発生は、 $\mu=1.5, 2.0, 3.0$ の全ての場合で繰り返し損傷則によるものであった。図 4.17 に解析結果と既往文献の性能曲線を示す。式 (4.9) では $C=4$ と 5 の場合を示す。図 4.17 より、解析結果は塑性率振幅 μ が大きくなると、梁端フランジ溶接部の破断までの繰り返し数 N_f が減少する傾向にあり、解析値は式 (4.9) での性能曲線の $C=4$ と 5 の間に位置しており、解析結果の変形能力は、既往実験の下限 ($C=5$) よりもやや小さな値を示している。この原因は、図 4.12 に示す試



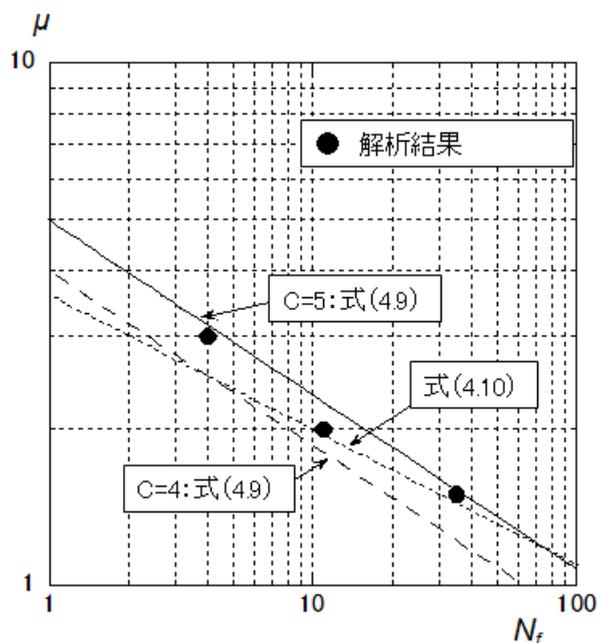
(a) $\mu = 2.0$



(b) $\mu = 3.0$

図 4.16 梁の荷重・変形関係

験体のウェブボルトが曲げには効かないように中央に寄っているため、梁ウェブの曲げモーメント伝達率が小さくなり、梁フランジの分担率が増加したためであると考えられる。また、接合部詳細（梁ウェブの曲げ耐力）の影響を考慮できる式(4.10)での性能曲線と解析値を比較すると、 $\mu=1.5$ と 2.0 では評価値と解析値は良く一致している。 $\mu=3.0$ では解析値が評価値の2倍程度となっているが、文献(76)の精度検証時の誤差範囲 $\pm 50\%$ 以内に収まっている。また、 $\mu=3.0$ では解析値が評価値の2倍程度となっているのは、図4.16(b)の破壊状況を見ると、梁フランジに局部座屈が発生していることから、局部座屈が発生することにより、梁端フランジ溶接部のひずみ振幅が相対的に小さくなっていることが一因と考えられる。



以上より、本解析手法により、図4.12に示すような梁端接合部ディールに於いて、梁ウェブの曲げモーメント伝達効率が低いケースについて既往の評価曲線と適合する低サイクル疲労曲線を取得することができた。

4.5 結論

梁端接合部の多数回繰り返し载荷時の変形能力を予測する方法を提案することを目的として、低サイクル疲労から単調载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法を提案し、梁フランジ・ウェブの一部を模擬した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、以下の知見を得た。

- (1) 一定振幅繰り返し载荷を含む要素実験および正負交番漸増繰り返し载荷の部分骨組実験の解析を実施することにより、提案した損傷モデルを用いて、延性破壊が支配的な状況でのき裂発生および進展の状況、それに伴う荷重低下状況を表現可能となった。また、部分骨組実験の正負交番漸増繰り返し解析では、局部座屈と梁端フランジ溶接部の破断が併発するような状況でのき裂発生および破断のサイクルを精度良くシミュレートできた。
- (2) シェル要素とソリッド要素での要素実験での単調载荷および正負交番漸増繰り返し载荷の解析を実施し、両解析結果を比較した結果、限定的な試験体形状での検討ではあるが、シェル要素を用いた解析によっても、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た。
- (3) 部分骨組モデルの試験体では、一定振幅による多数回繰り返し载荷の実験を実施していないため、一定振幅のFE解析結果については、既往の評価曲線と比較した。この結果、本解析手法により梁ウェブの曲げモーメント伝達効率が低いケースについて既往の低サイクル評価曲線と適合する低サイクル疲労曲線を取得することができた。

第 5 章

引張破断後の再接触を考慮した

繰り返し載荷時の変形能力

5.1 はじめに

第4章では、Huang and Mahin⁸²⁾の損傷モデルを低サイクル疲労から単調載荷まで拡張した損傷モデルを考案し、梁端フランジ溶接部に特有な材料特性を与えて延性破壊をシミュレートする解析に、梁の局部座屈が併発することも考慮することで、梁端フランジ溶接部が延性破壊する場合の弾塑性有限要素法による数値解析（FE解析）を用いた変形能力評価法を提案した。しかしながら、梁端接合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り、もう一方のフランジが引張破断するまで耐力を維持することができる。よって、上記の再接触を考慮しない場合には、再接触を考慮する場合と比較して、梁端の変形能力を小さく評価することになると考えられる。以上より、再接触の挙動を適切に表現することも梁端接合部の変形能力を精度良く評価するためには必要となることから、第4章の解析モデルに再接触を如何に組み込んでいくのが重要となる。また、第4章では、旧来型である1/4円の1種類のスカラップ形式（図3.12(a)）のみの解析しか行っておらず、従来型（複合円）のように異なるスカラップ形式（図3.12(b)）での応力集中の場合での破断についての検証も必要である。

本章では、梁端溶接部の多数回繰り返し載荷時の変形能力を予測する方法を提案することを目的とし、第4章の損傷モデルに梁端フランジ溶接部の破断後の再接触も考慮できるモデルを提案し、第4章と異なるスカラップ形式（応力集中度）を対象として、弾塑性有限要素解析を用い既往の多数回繰り返し実験シミュレーションを行い、本評価法の妥当性を検証する。

5.2 再接触のモデル化の概要

第4章では、引張破断後の再接触を考慮していなかったため、「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、図5.1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、水平方向の圧縮時に過大な鉛直方向の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。

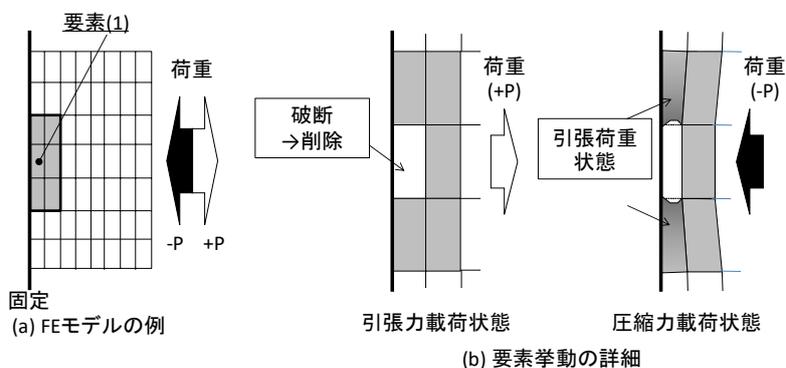


図 5.1 圧縮時の破壊伝播

これを解決するためには、破壊に達して削除された要素の圧縮時に負担するべき圧縮力を、隣接する要素に負担させるのではなく、削除された要素の位置で伝達させる必要がある。ここでは、圧縮力の伝達のため、図 5.2 に示す圧縮力のみ抵抗するばね要素を用いる。

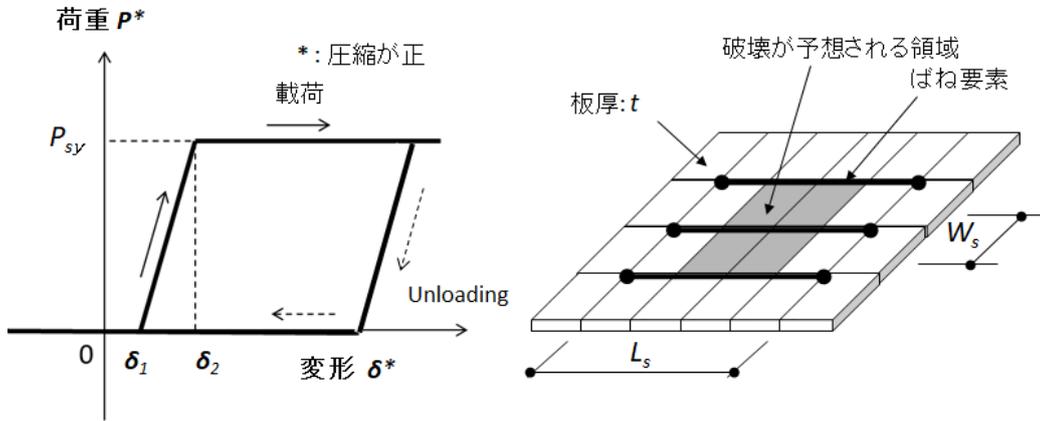


図 5.2 再接触のばねモデル概要

ばね要素は板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 (5.1) 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。

$$P_{sy} = A_s \times \sigma_y \quad (5.1)$$

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図 5.2 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と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、図 5.1 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 $1/10 \sim 1/5$ 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 (5.2) で表現できる。

$$\delta_2 = \delta_1 + \frac{P_{sy} \times L_s}{E_e \times A_s} \quad (5.2)$$

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 $0.5 \sim 0.8$ 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。

5.3 要素実験の解析

5.3.1 概要

要素実験¹¹²⁾は梁フランジ・ウェブの一部を模擬した実験で、図 5.3 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ずみ肉溶接として、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。さらに、梁端フランジ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、単調荷重およびひずみ振幅 $\epsilon_a=1, 2, 3, 6\%$ ($\epsilon_a = \delta_a/L$: $L=50\text{ mm}$) とした一定振幅繰り返し荷重の解析（荷重パターン：5 ケース）を実施する。なお、実験では単調荷重と定振幅繰り返し荷重 ($\epsilon_a=1, 3\%$) のみの 3 体を実施している。

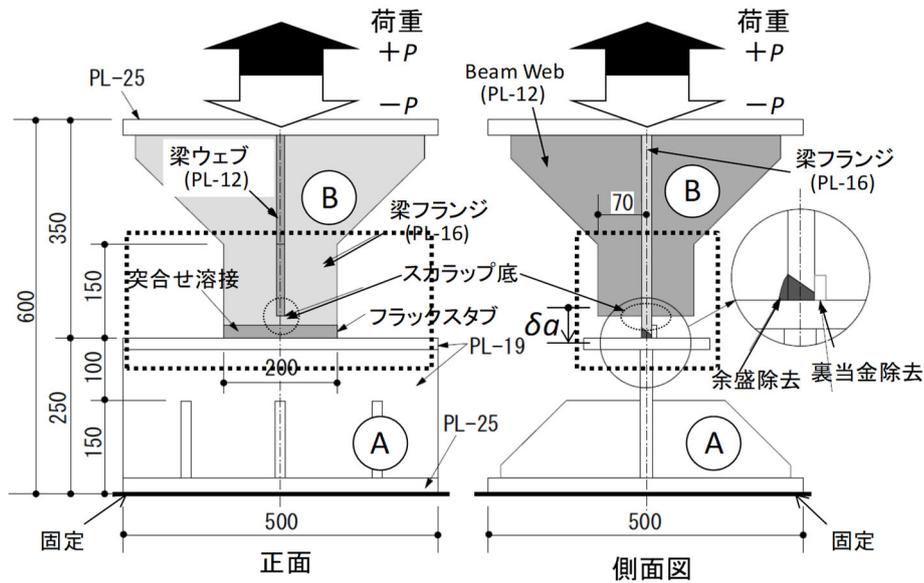


図 5.3 試験体形状

5.3.2 解析モデル

解析モデルは、図 5.3 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、4.3.1 節と同様に 4 節点シェル要素（完全積分シェル要素）と 8 節点ソリッド要素（完全積分 S/R ソリッド要素）⁸⁴⁾ を用いた 2 種類のモデルを作成する。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、第 4 章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。解析モデルを図 5.4、図 5.5 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。メッシュサイズは第 4 章と同様に、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、試験体では梁端フランジ溶接部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、第 3 章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、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。

式 (4.1) ~ (4.5) の損傷モデルの材料定数 ($S, \lambda, \varepsilon_{ff}, \zeta$) は、図 5.4(c) の物性を与える位置 (母材, 熱影響部 [スカラップ底, 溶接始末端, 一般部], 溶接金属) に応じて、素材試験結果等を基にし、4.3.2 節と同様に表 5.1 のように設定する。ここで、熱影響部 (スカラップ底, 溶接始末端), 溶接金属の降伏点および引張強さ等については、文献 111) を参考にし、母材に対する比率を評価して表 5.1 のように与える。

表 5.1 解析入力値

	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	損傷 パラメータ		破断 ひずみ	共通
			S	λ	ε_{ff}	ζ
母材	341	531	1.7	10.0	0.90	2.0
溶接金属	357	549	1.8	3.8	0.53	2.0
HAZ 一般部	373	568	1.9	1.9	0.31	2.0
HAZ スカラップ底	360	553	1.8	1.1	0.32	2.0
HAZ 梁端溶接部*	373	568	1.9	1.9	0.31	2.0

*: $\lambda = 1.3$: 溶接始末端の要素

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 (溶接始末端) 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 84) より $\sigma_y/200$ (σ_y : 材料の降伏点) を用い、定数 λ は 4.3.2 節と同様に求める。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 についても 4.3.2 節と同様に、3.2.1 節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、式 (4.5) の定数 ζ は 4.3.2 節でも述べたように単調载荷および漸増载荷の 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。

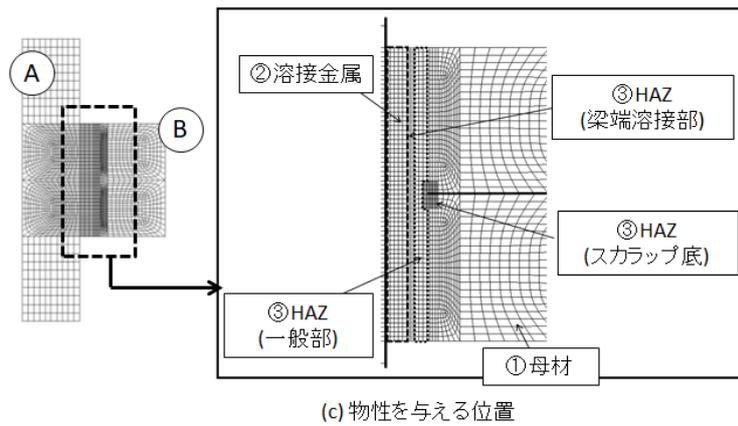
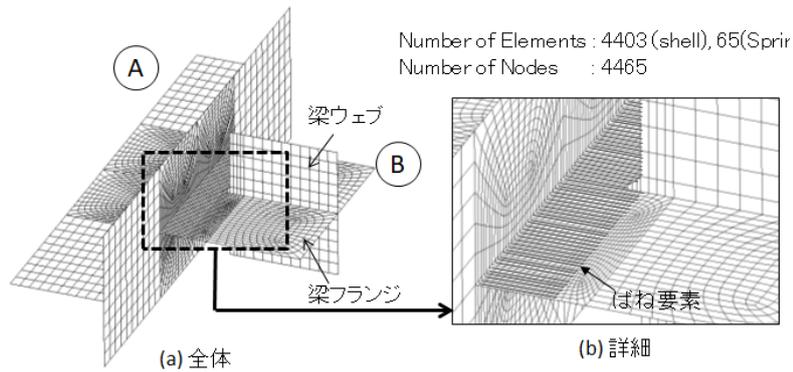


図 5.4 解析モデル(シェル要素)

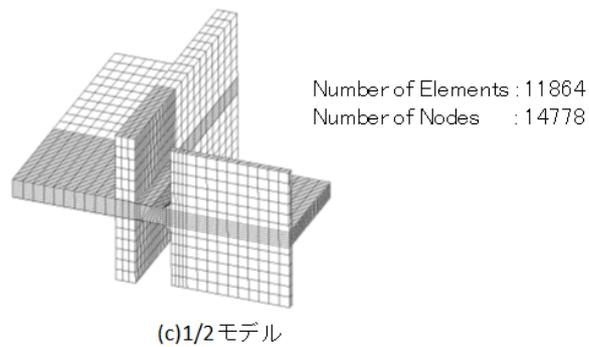
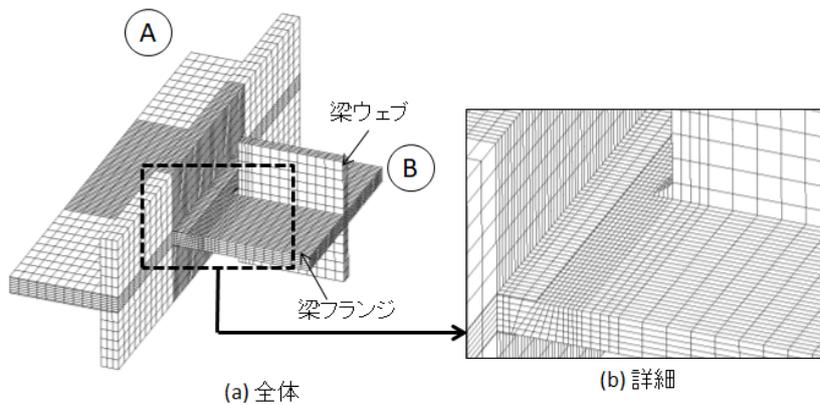


図 5.5 解析モデル(ソリッド要素)

5.3.3 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、図 5.6 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、梁端フランジ溶接部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。さらに、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。

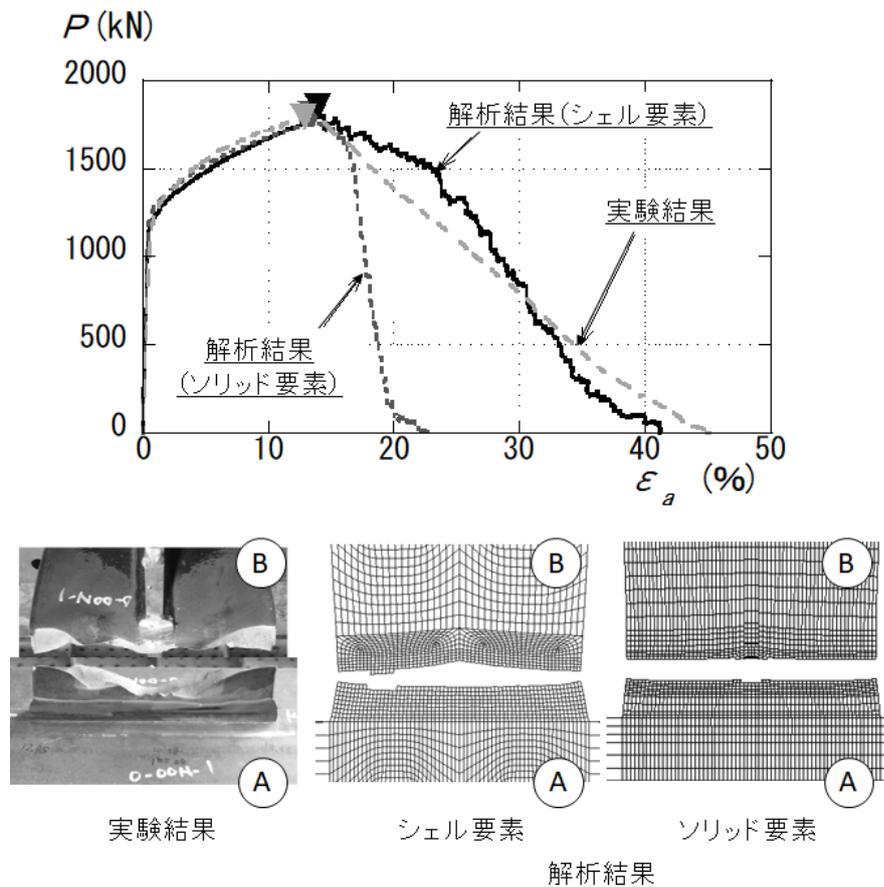


図 5.6 実験と解析結果の比較(単調載荷)

5.3.4 一定振幅载荷の解析

図5.7にひずみ振幅 $\varepsilon_a=3\%$ の荷重・変形関係を示す。また、図5.8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。ここで、 $N_{80\%}$ を用いたのは、試験体に4.3.1節のようなモーメント勾配に相当するテーパーが付いていないことから、梁端接合部の変形能力を評価する場合には、更に荷重低下が大きな領域を考える必要があると考えたためである。図5.8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、図5.2で $\delta_1=0.4\text{ mm}$ 、 $\delta_2=0.5\text{ mm}$ とした。図5.7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。

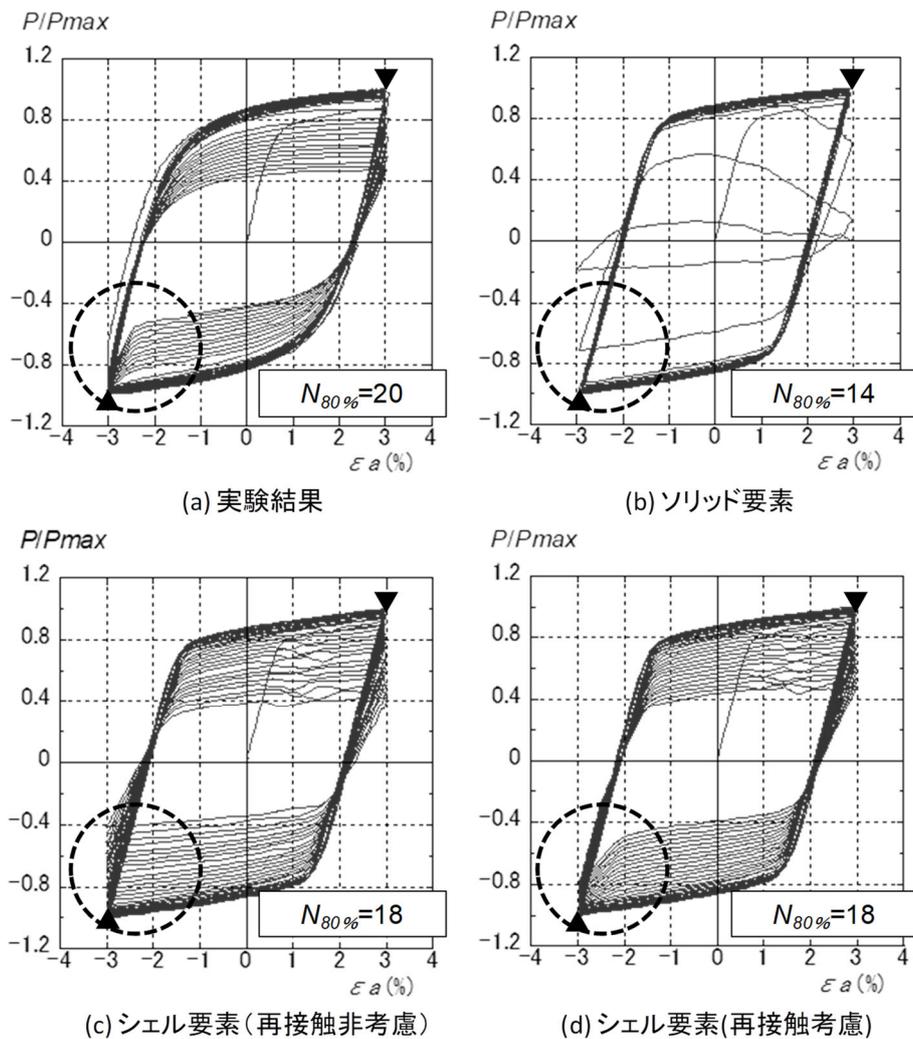


図 5.7 荷重・変形関係(一定振幅载荷)

図5.8を見ると、シェル要素では小さな振幅レベル ($\epsilon_a=1,2\%$) で実験結果の $N_{80\%}$ 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 ($\epsilon_a=3\rightarrow1\%$)、再接触考慮の方が実験結果の $N_{80\%}$ 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、早期に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、以降の解析はシェル要素（再接触考慮）を用いて行う。

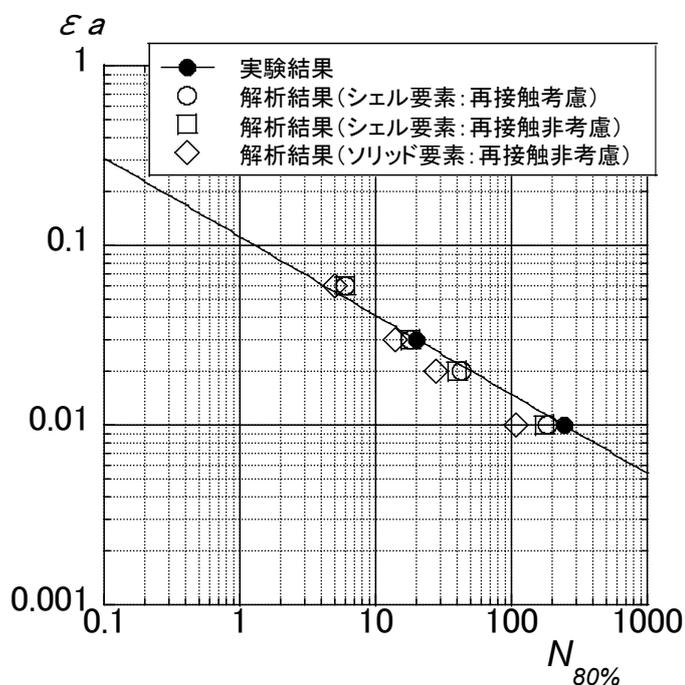


図 5.8 ひずみ振幅と繰返し数の関係

5.4 部分骨組実験の解析

5.4.1 概要

部分骨組実験¹¹³⁾の試験体は、内ダイアフラムの現場溶接形式で、梁端のスカロップは複合円 (R25+回し溶接部を R10 で仕上げ) となっている。梁端フランジ溶接部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図 5.9 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。

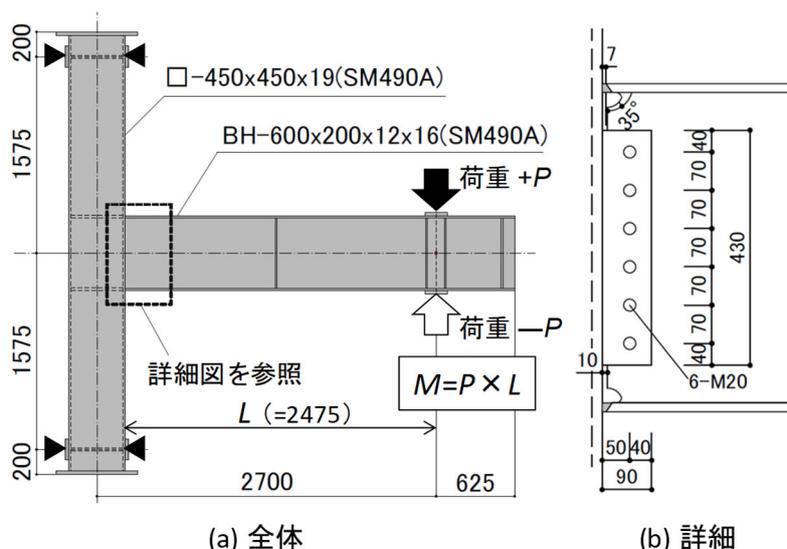


図 5.9 試験体形状

解析モデルは、図 5.10 に示すように図 5.4 のシェル要素の場合と同様にモデル化を行う。スカロ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 4.4 節と同様に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して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 , λ , ε_{fp} , ζ) は、図 5.4(c) と同様の位置で、母材、熱影響部、溶接金属に 4.3.2 節と同様にして表 5.2 に示す値を与える。また、硬化係数は $C_1=2760 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_1=14$, $C_2=444 \text{ N/mm}^2$ を用いる。なお、これら定数は要素実験の際と同じ条件で与えている。

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。載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。

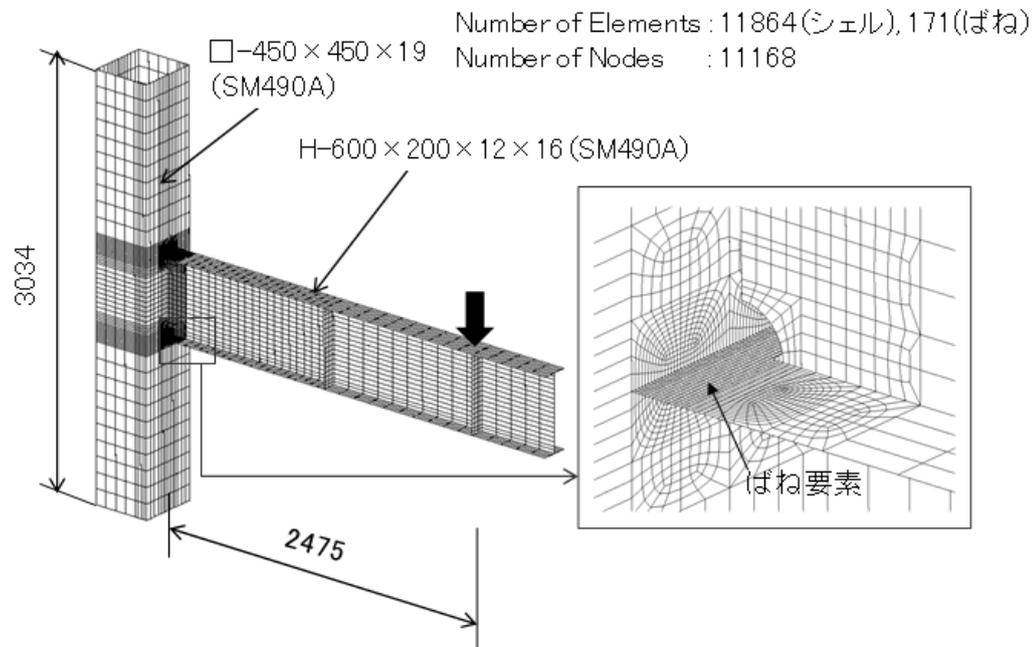


図 5.10 解析モデル

表 5.2 解析入力値

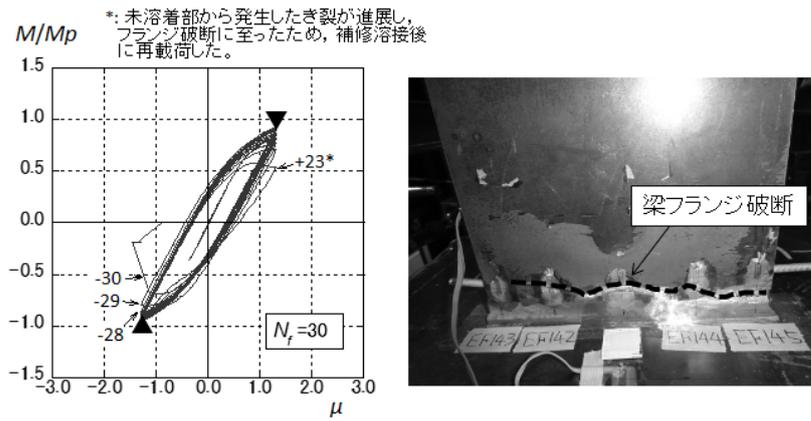
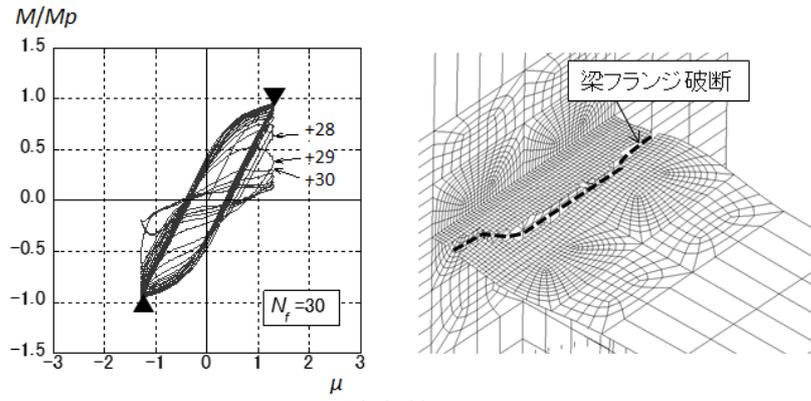
	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	損傷 パラメータ		破断 ひずみ	共通	
			S	λ	ϵ_{tf}	ζ	
母材	362	522	1.8	10.0	0.92	2.0	
溶接金属	378	540	1.9	3.8	0.53	2.0	
HAZ	一般部	396	2.0	1.9	0.31	2.0	
	スカルップ底	382	544	1.9	1.1	0.32	2.0
	梁端溶接部*	396	559	2.0	1.9	0.31	2.0

*: $\lambda = 1.3$: 溶接始終端の要素

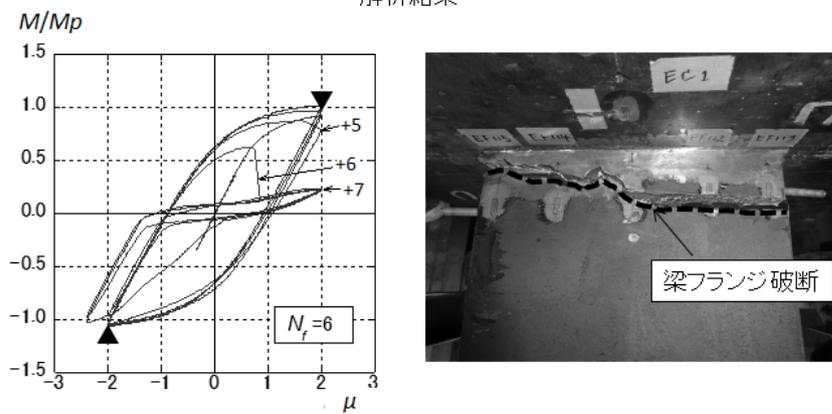
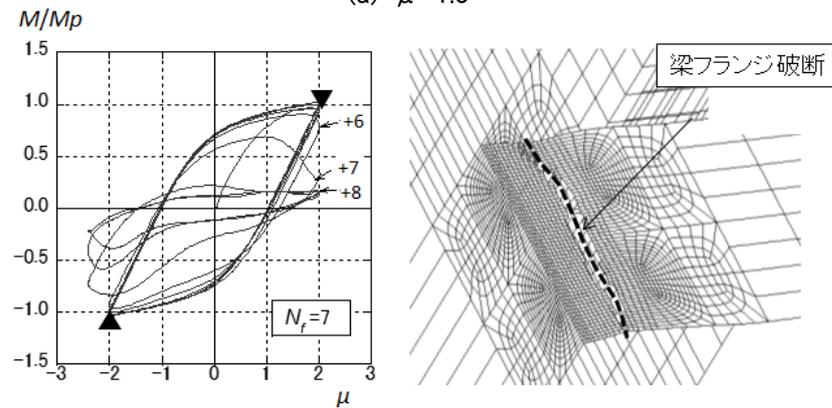
5.4.2 解析結果

解析結果の $M/M_p-\mu$ 関係を図 5.11 に示す。図 5.11 には実験結果の $M/M_p-\mu$ 関係および破壊状況（実験，解析）も示す。図 5.11 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，図 5.11 には梁端フランジ溶接部の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，正載荷の 23 サイクルで未溶着部から発生したき裂が進展し，梁端フランジ溶接部の破断に至ったため，再度，破断部を補修溶接後に再載荷している。このため，負載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ラップ底から発生したき裂が成長し，梁端フランジ溶接部の溶接始末端からのき裂と合流して梁全幅の破断に至っている。図 5.11 (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，図 5.11 (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。更に，図 5.12 に解析結果と実験結果の塑性率振幅 μ と破断までの繰り返し数 N_f の関係を示す。図中には，第 3 章と同様に文献 74) および文献 76) 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り返し数の関係）も示す。

図 5.12 より，実験と解析での 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 74) 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 76) での性能曲線は実験と解析の下限となっている。



(a) $\mu=1.3$



(b) $\mu=2.0$

図 5.11 実験と解析結果の比較

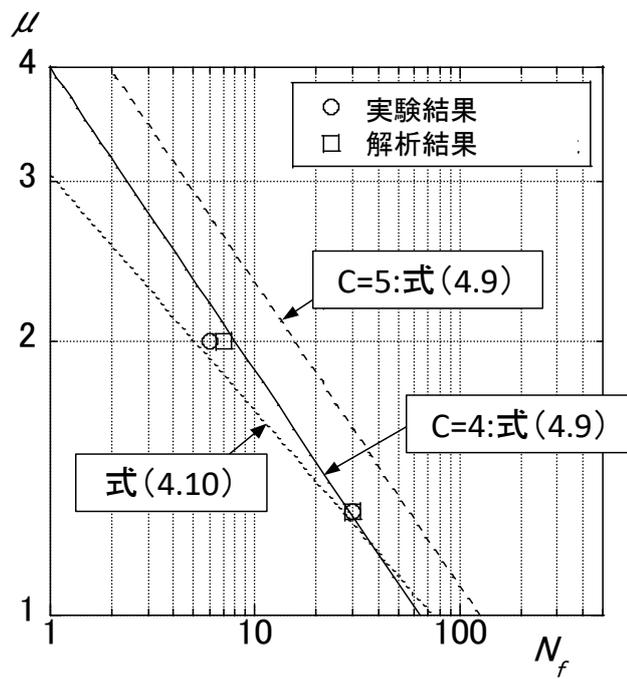


図 5.12 塑性率振幅と繰返し数の関係

5.5 結論

梁端接合部の多数回繰り返し载荷時の変形能力を予測する方法を提案することを目的として、第 4 章に示す低サイクル疲労から単調载荷までを考慮した損傷モデルに梁端フランジ破断後の再接触も考慮できるモデルを提案し、第 4 章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、以下の知見を得た。

- (1) 要素実験での単調载荷および一定振幅繰り返し载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) 第 4 章で提案した損傷モデルに梁端フランジ溶接部破断後の再接触を考慮したシェル要素での FE 解析により、要素実験および部分骨組実験でのき裂発生および進展、それに伴う荷重低下状況を表現可能となった。また、再接触をモデル化することにより、梁端フランジ溶接部破断後の再接触による荷重上昇を表現可能となり、要素実験での一定振幅载荷の解析では、再接触を考慮することにより、小さな振幅レベルでも再接触非考慮よりも 5%程度良く実験結果の繰り返し数をシミュレートできることがわかった。
- (3) 部分骨組の定振幅繰り返し载荷のシミュレーションにより第 4 章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、実験結果と同様な疲労曲線の傾向を示すことがわかった。これより、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と考えられる。

第 6 章

梁ウェブ厚の変化が梁端フランジ溶接部の 破断に与える影響

6.1 はじめに

既存超高層鉄骨造建築物の実態調査⁷⁴⁾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。一般に鉄骨梁の終局状況としては、梁端フランジ溶接部の破断および梁端の局部座屈が考えられるが、梁ウェブが薄い既存鉄骨梁に於いては、梁端フランジ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。また、上記のような梁ウェブが薄い既存鉄骨梁が、早期に局部座屈が発生して耐力低下することを防止するためには、梁ウェブを補強することが考えられるが、補強の程度によっては早期に梁端フランジ溶接部が破断する可能性が出てくる。このことから、梁ウェブが薄い場合での終局挙動を検討することが重要と考えられる。

新築の超高層鉄骨建築物に於いては、梁せいの大きなH形梁が使用されており、梁フランジ厚は曲げ耐力確保から変更することはできないが、梁ウェブ厚はせん断力に余裕がある場合が多く、減厚できる可能性がある。梁ウェブを減厚して鋼材量を低減することは建築物のローコスト化にも繋がることから、梁フランジと梁ウェブの関係をどのように最適化すれば、変形能力を最大化できるかを検討することは重要と考えられる。

また、山田らは梁フランジ溶接、梁ウェブボルト接合の現場混用形式の接合部に関して、接合部詳細の影響（梁ウェブのモーメント伝達能力）に着目して梁端接合部の繰り返し変形能力評価法を提案しているが^{65), 66)}、梁ウェブ厚が梁端接合部の変形能力に与える影響を検討した研究は行われていない。

以上より、ウェブが薄い場合でも適切に設計できるような資料を得ることは重要と考えられる。

本章では、第5章の評価手法を用いて、梁ウェブが薄い場合での局部座屈性状が梁端フランジ溶接部の破断により決定される多数回繰り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調査を行う。この結果より、梁ウェブが薄い鉄骨梁を設計する上での新たな知見を得る。

6.2 解析概要

文献 78) では冷間プレス成形角形鋼管柱について「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端接合部の破壊性状に与える影響を調べることを目的として、図 5.10 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) と変化させた解析を実施する。これより、梁ウェブの厚さが梁端フランジ溶接部破断により決定される多数回繰り返し性能へ及ぼす影響について検討を行う。最初に、単調載荷の解析を実施し、単調載荷での破壊性状を確認後、一定振幅載荷の解析を実施する。一定振幅載荷の塑性率振幅 μ としては $\mu=1.3, 2.0, 2.5, 3.0$ の 4 水準を実施する。

6.3 単調載荷の解析

図 6.1 に解析結果の基準化モーメント M/M_p と塑性率 μ 関係を、図 6.2 に終局状況を示す。また、▼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 が薄くなるにつれ、終局状況が「フランジ破断」→「フランジ破断と局部座屈」→「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、梁端フランジ溶接部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 の方が局部座屈の発生していない $t_w=12$ mm よりも 1.5 倍程度大きくなっている。

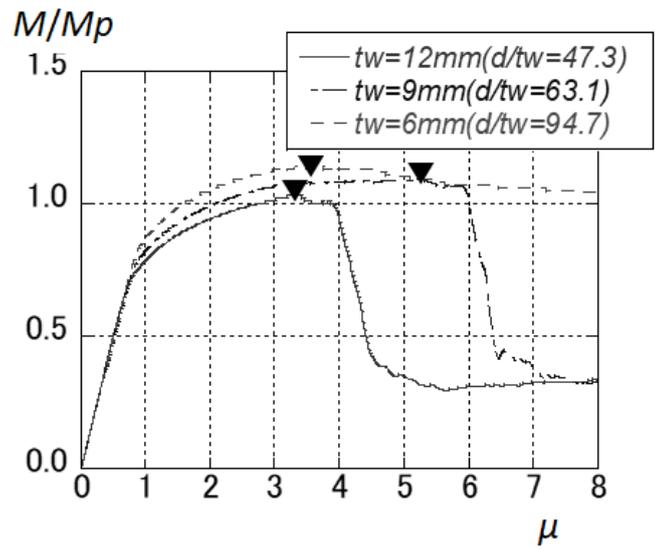


図 6.1 基準化モーメント M/M_p と塑性率 μ の関係 (単調載荷)

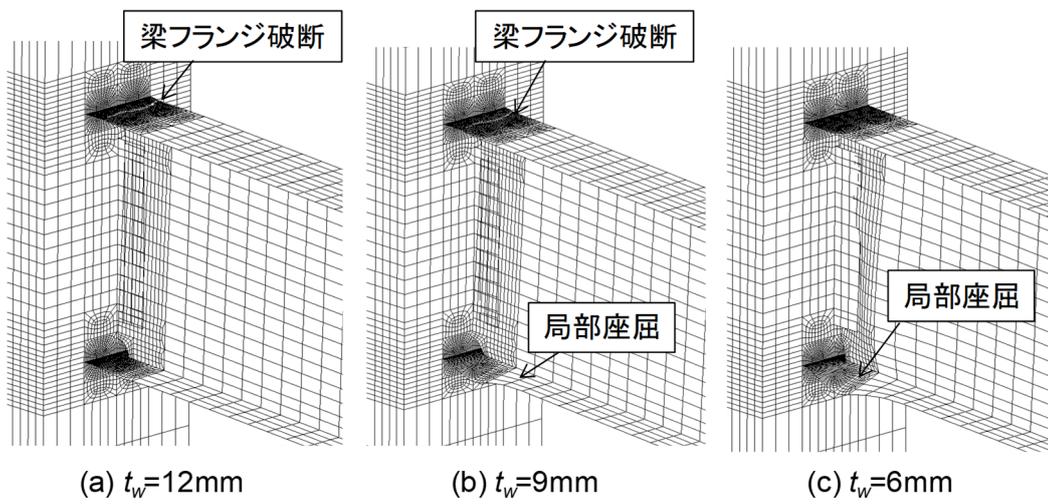


図 6.2 終局状況 (単調載荷)

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。

図 6.3 に、最大応力比 σ_{xmax}/σ_y とウェブの曲げへの寄与度 Z_{wp}/Z_p の関係および応力集中係数⁸⁶⁾ α と Z_{wp}/Z_p の関係を示す。ここで、 σ_{xmax} はスカラップ底での梁材軸方向の最大応力、 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と平均応力の比である。

図 6.3 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 σ_{xmax}/σ_y と α の値が減少している。これより、梁ウェブ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 が小さくなるにつれ、終局状況が「フランジ破断」→「フランジ破断と局部座屈」→「局部座屈」と変化していると考えられる。

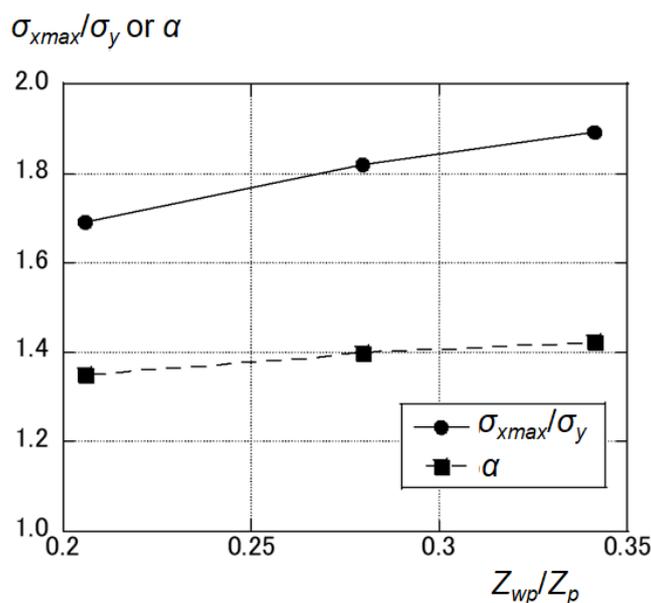


図 6.3 応力集中とウェブの曲げへの寄与度の関係

6.4 一定振幅載荷の解析

図 6.4 に梁ウェブ厚 6 mm の場合の解析結果の $M/M_p-\mu$ 関係を, 図 6.5 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り返し損傷則によるものであった。

ウェブ厚 6mm 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梁端フランジ溶接部破断から梁端フランジ溶接部破断と局部座屈に変化し, 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。

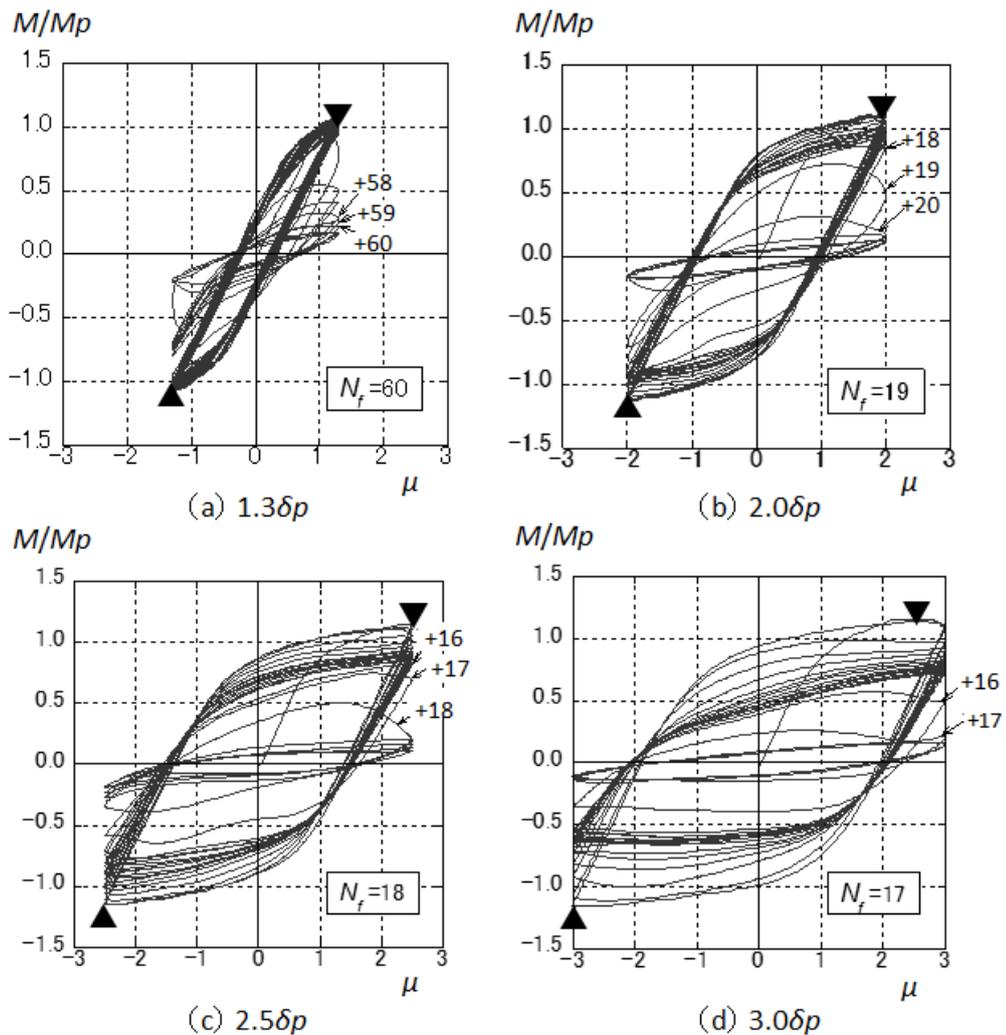


図 6.4 基準化曲げモーメントと塑性率の関係(一定振幅載荷: $t_w=6\text{mm}$)

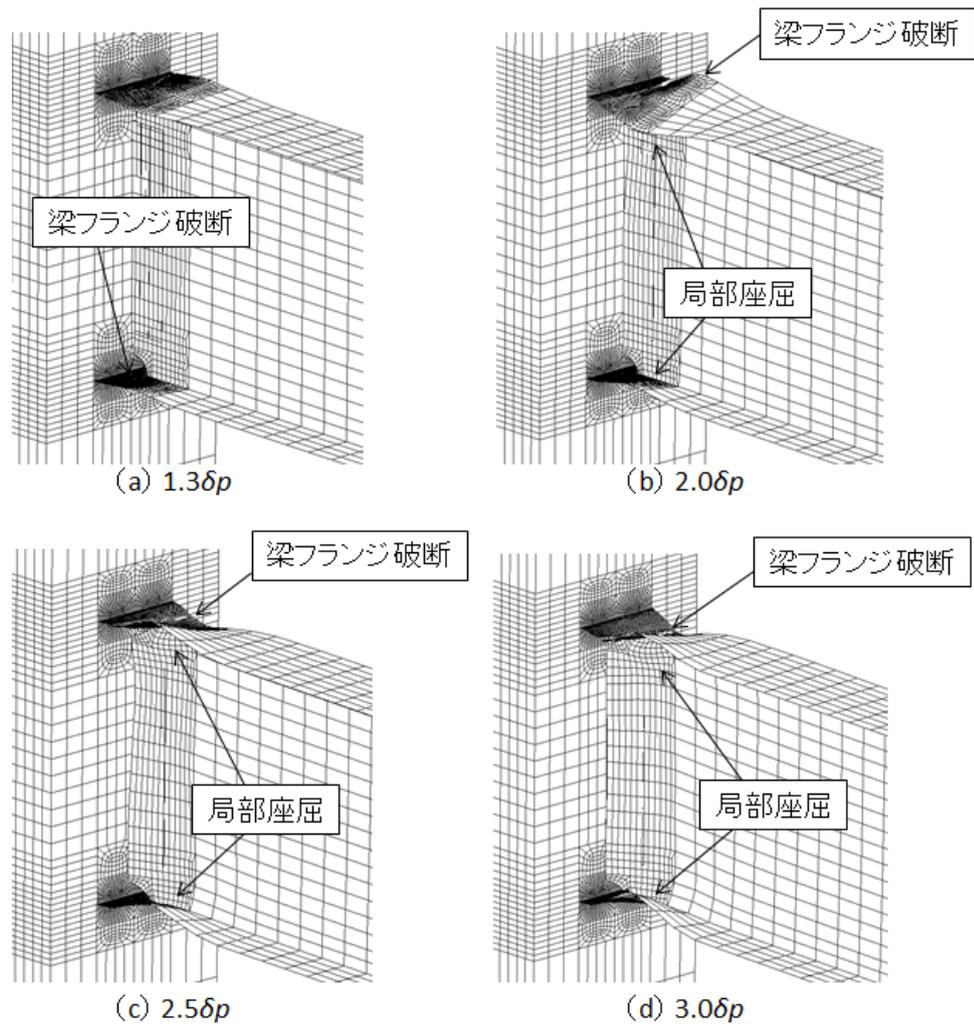
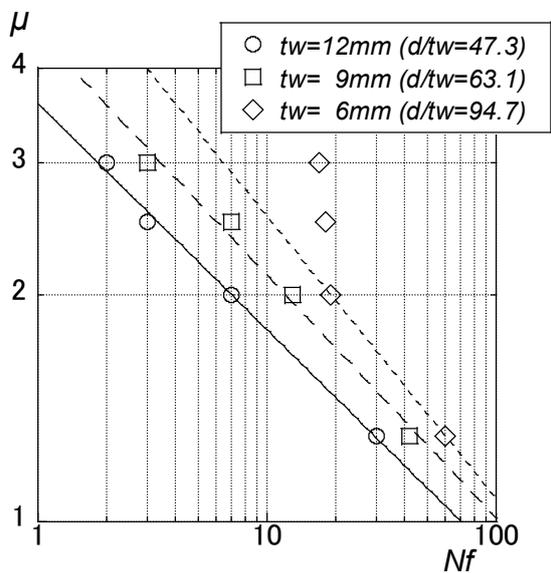


図 6.5 終局状況(一定振幅載荷: $t_w=6\text{mm}$)

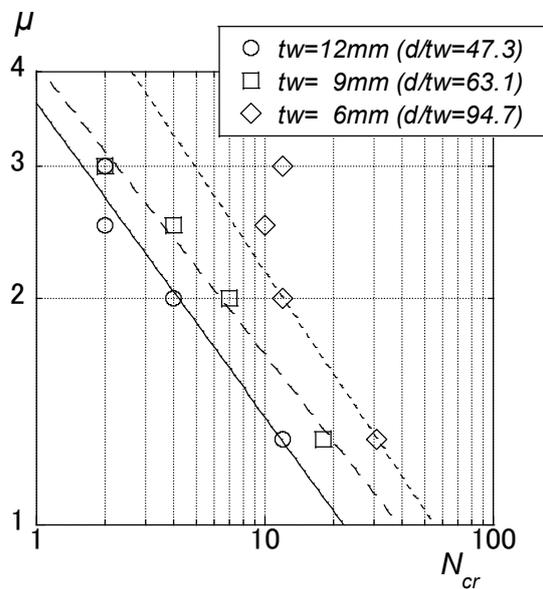
6.5 梁ウェブ厚の変化の影響分析

図 6.5 (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、図 6.5 (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、図 6.5 (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、 $t_w=6\text{ mm}$ では塑性率振幅 $\mu=2.0$ と 2.5 の間で傾きが異なるため、図 6.5 (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。

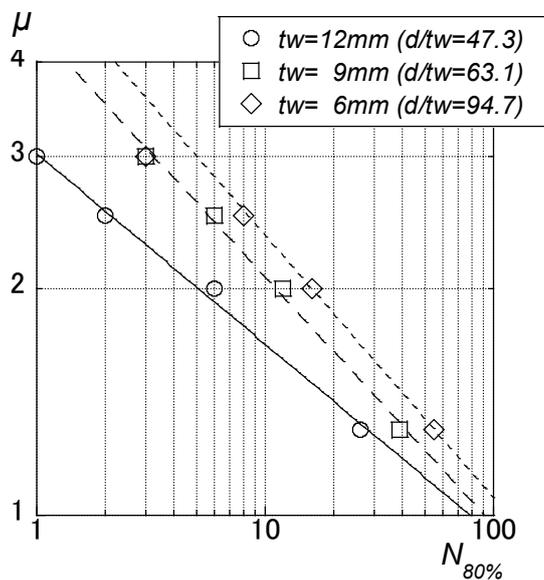
図 6.5 (a)より、 μ - N_f 関係では梁ウェブ厚が減少すると梁端フランジ溶接部破断までの繰返し数が大きくなっている。特に、 $t_w=6\text{ mm}$ の場合には荷重低下要因がき裂進展（破断）であるデータを結んだ点線を、荷重低下要因が局部座屈である $\mu=2.5$ と 3.0 の場合の N_f は大きく上回っている。ここで、文献 114)には局部座屈が発生する場合の N_f の修正法（局部座屈による繰返し数の増加を考慮）が示されており、局部座屈により N_f が増加する傾向は $\mu=2.5$ と 3.0 の場合と同様となっている。図 6.5(b)より、 μ - N_{cr} 関係では μ - 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、 μ - 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。図 6.5(c)より、 μ - $N_{80\%}$ 関係では μ - 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%低下してから梁端フランジ溶接部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。



(a) $\mu-N_f$



(b) $\mu-N_{cr}$



(c) $\mu-N_{80\%}$

図 6.5 塑性率振幅と繰り返し数の関係

次に、梁端フランジ溶接部破断までの繰り返し数 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。

図 6.6 にき裂長さ比 B_{cr}/B と繰り返し数 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。

$B_{cr}/B-N$ 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、梁端フランジ溶接部の破断に至る傾向にある。ここで、文献 (69)~(73) ではき裂幅と繰り返し数の関係を定式化しているが、図 6.6 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、梁ウェブ厚が小さい場合ではき裂の入る時期が遅くなり、それに伴い梁端フランジ溶接部の破断時期も遅くなる傾向にある。これは、図 6.3 に示したように、梁ウェブ厚が小さい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、それに伴い梁端フランジ溶接部の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。

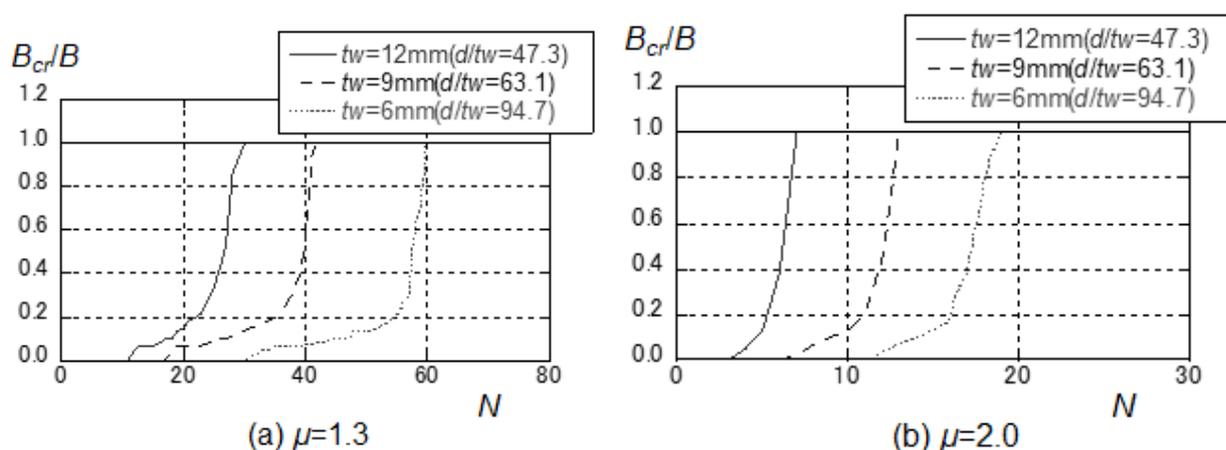


図 6.6 き裂長さ比と繰り返し数の関係

6.6 結論

梁ウェブが薄い場合での局部座屈性状が梁端フランジ溶接部破断により決定される多数回繰り返し性能へ及ぼす影響を調査し、梁ウェブが薄い鉄骨梁を設計する上での新たな知見を得ることを目的として、第5章の評価法を用いて、FE解析によるパラメータスタディを実施した結果、以下のことがわかり、梁ウェブが薄い鉄骨梁を設計する上での新たな知見を得るができた。

- (1) 梁ウェブ厚をパラメータとした部分骨組の定振幅繰り返し载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、それに伴い梁端フランジ溶接部の破断時期が遅くなる。
- (2) 梁ウェブが薄く塑性率振幅が大きな場合には、梁端フランジ溶接部の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。

第 7 章

結論

7.1 結論

本論文では、弾塑性有限要素法による数値解析（FE 解析）により、最初に、極大地震を想定して、衝撃荷重や単調載荷の荷重を受ける場合のように、主としてひずみが単調に増加する場合の鋼材破断（延性き裂発生に起因する破断）に対するひずみ速度や破壊靱性等の影響を簡易に考慮して変形能力を評価する方法を提案した。次に、長周期地震動（複数回の極大地震動を含む）を想定し、多数回繰り返し荷重を受ける場合での梁端の局部座屈と梁端フランジ溶接部の延性破壊を考慮した変形能力評価法を提案した。以下に、第2章から第6章で得られた知見をまとめる。

第2章では、応力・ひずみ関係について応力集中係数、ひずみ速度および破壊靱性の FE 解析へのモデルを提案し、衝撃荷重や単調載荷の荷重の下での鋼材の延性き裂発生に起因する破断現象のシミュレーションを弾塑性有限要素解析により行い、以下の知見を得た。ここで、鋼材の延性き裂発生に起因する破断現象には、延性破壊のみでは無く、脆性破壊も含まれている。また、第2章で得られた結果は第3章での簡易な変形能力評価式の導出のための一助とした。

- (1) 応力集中係数が大きくなると、破断時断面収縮率が小さくなり、その傾向は $h/W=0.9$ で場合分けを行い、近似式で評価できる。また、この近似式を用いて、破断ひずみを低減した R 付き試験片の引張試験のシミュレーションを実施した結果、荷重・変形関係を高精度で再現できた。
- (2) ひずみ速度による鋼素材特性（降伏点、引張強度、破断応力、破断ひずみ等）の変化について、ひずみ速度の関数として近似式で評価した。その近似式を用いて、鋼素材特性のひずみ速度効果を考慮した解析を実施した結果、既往実験結果の傾向を精度良く捉えることができた。
- (3) エネルギー塑性率を定義することにより、計装化シャルピー試験結果の整理を行った結果、シャルピー衝撃値とエネルギー塑性率の間に線形関係があることがわかった。この結果から、局所破断塑性率を定義し、シャルピー衝撃試験の解析からシャルピー衝撃値と局所破断塑性率の関係式を導いた。
- (4) 応力集中、ひずみ速度、破壊靱性（シャルピー衝撃値）の検討で得られた結果を用いて、ノッチ付き梁の静的および衝撃実験の解析を実施し、解析結果は実験結果の破断時の変形や荷重の継続時間、破壊状況でのき裂発生位置を再現可能であることがわかった。

第3章では、第2章の評価手法を用いて、工場溶接形式（梁ウェブ溶接形式）の角形鋼管柱と H 形梁接合部を対象として、繰り返し荷重での実験や FE 解析を行わずに、変形能力に影響を及ぼす因子による簡単な評価式を導出することを目的に検討を実施した結果、以下の知見を得た。

- (1) 弾塑性有限要素解析により、工場溶接形式（梁ウェブ溶接形式）の試験体（BWN）のスカラップ底からき裂が入り、梁端フランジ溶接部が破断する終局までの挙動を追跡

することができた。

- (2) 変形能力に影響を及ぼすと考えられる因子として梁のせん断スパン比，梁フランジの降伏比と幅厚比を想定し，パラメータスタディを行い，その結果を統計処理して，最大荷重時の骨格曲線における塑性変形倍率の評価式 $c\eta_{max}$ を導出した。
- (3) 梁の最大変形能力を発揮する必要シャルピー値 $reqE_v$ を定義し，その値を求めた。
- (4) 提案した評価式 $c\eta_{max}$ にて既往実験の変形能力を評価した結果，ばらつきは見られるものの，概ね実験結果を評価できることがわかった。また，「溶接管理なし」のデータを除いた場合には，評価式 $c\eta_{max}$ に 2/3 を乗じることで，実験結果を安全側に評価できることがわかった。

なお，第2章および第3章で検討した結果は，主としてひずみが単調に増加する場合に限定することで簡易に破断現象（延性き裂発生に起因する脆性破壊を含む）を伴う梁端接合部の変形能力を評価しようとするものであるが，地震時での繰り返し荷重には対応できていない。このため，第4章以降では上記を鑑み，梁端接合部の変形能力評価に関する検討を行った。

第4章では，梁端溶接部の多数回繰り返し荷重時の変形能力を予測する方法を提案することを目的として，低サイクル疲労から単調荷重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法を提案し，梁フランジ・ウェブの一部を模擬した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，以下の知見を得た。

- (1) 一定振幅繰り返し荷重を含む要素実験および正負交番漸増繰り返し荷重の部分骨組実験の解析を実施することにより，提案した損傷モデルを用いて，延性破壊が支配的な状況でのき裂発生および進展の状況，それに伴う荷重低下状況を表現可能となった。また，部分骨組実験の正負交番漸増繰り返し解析では，局部座屈と梁端フランジ溶接部の破断が併発するような状況でのき裂発生および破断のサイクルを精度良くシミュレートできた。
- (2) シェル要素とソリッド要素での要素実験での単調荷重および正負交番漸増繰り返し荷重の解析を実施し，両解析結果を比較した結果，限定的な試験体形状での検討ではあるが，シェル要素を用いた解析によっても，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た。
- (3) 部分骨組モデルの試験体では，一定振幅による多数回繰り返し荷重の実験を実施していないため，一定振幅のFE解析結果については，既往の評価曲線と比較した。この結果，本解析手法により梁ウェブの曲げモーメント伝達効率が低いケースについて既往の低サイクル評価曲線と適合する低サイクル疲労曲線を取得することができた。

第5章では，梁端接合部の多数回繰り返し荷重時の変形能力を予測する方法を提案する

ことを目的として、第 4 章に示す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に梁端フランジ溶接部破断後の再接触も考慮できるモデルを提案し、第 4 章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、以下の知見を得た。

- (1) 要素実験での単調載荷および一定振幅繰り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) 第 4 章で提案した損傷モデルに梁端フランジ溶接部破断後の再接触を考慮したシェル要素での FE 解析により、要素実験および部分骨組実験でのき裂発生および進展、それに伴う荷重低下状況を表現可能となった。また、再接触をモデル化することにより、梁端フランジ溶接部破断後の再接触による荷重上昇を表現可能となり、要素実験での一定振幅載荷の解析では、再接触を考慮することにより、小さな振幅レベルでも再接触非考慮よりも 5%程度良く実験結果の繰り返し数をシミュレートできることがわかった。
- (3) 部分骨組の定振幅繰り返し載荷のシミュレーションにより第 4 章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、実験結果と同様な疲労曲線の傾向を示すことがわかった。これより、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と考えられる。

第 6 章では、梁ウェブが薄い場合での局部座屈性状が梁端フランジ溶接部の破断により決定される多数回繰り返し性能へ及ぼす影響を調査し、梁ウェブが薄い鉄骨梁を設計する上での新たな知見を得ることを目的として、第 5 章の評価法を用いて、FE 解析によるパラメータスタディを実施した結果、以下のことがわかり、梁ウェブが薄い鉄骨梁を設計する上での新たな知見を得るができた。

- (1) 梁ウェブ厚をパラメータとした部分骨組の定振幅繰り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。
- (2) 梁ウェブが薄く塑性率振幅が大きな場合には、梁端フランジ溶接部の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。

7.2 今後の展望

本論文での検討を踏まえた今後の課題としては、下記が考えられる。

(1) 数値解析の精度向上

- ・第4章および第5章でのFE解析に於いて、さらに異なる接合部形式（ディテール）や梁断面諸元に対する繰り返し変位載荷での解析を行い、梁端接合部変形能力評価の更なる精度向上を図る必要がある。

(2) 梁ウェブが薄い梁に対する更なる検討

- ・第6章でのFE解析では、梁ウェブが薄い場合について梁フランジ断面を共通にして、梁ウェブ厚を小さくする方法によりパラメータスタディを実施した。しかしながら、上記の組み合わせとしては、梁フランジ及び梁ウェブの断面を変化させて梁断面の塑性断面係数を同じとするような場合等も考えられる。このため、異なる条件でのパラメータスタディを行い、梁ウェブが薄い鉄骨梁を設計する上での新たな知見を得ることが必要と考える。
- ・第6章では、梁ウェブを薄くしたことによるスカラップ底の応力集中が緩和されることにより、き裂発生が遅延することを主として検討していたが、梁ウェブを薄くしたことによる局部座屈の発生も重要な因子と考えられる。局部座屈が発生することにより、梁端フランジ溶接部のひずみ振幅が相対的に小さくなることにより、梁端フランジ溶接部の破断が遅れると考えられる。この点も考慮して、梁ウェブが薄い鉄骨梁の変形能力について総合的に考える必要がある。

参考文献

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所，建築研究所：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震被害調査報告，国土技術政策総合研究所資料，第 674 号；建築研究資料，第 136 号，2012.3
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所，土木研究所，建築研究所，港湾空港技術研究所：平成 15 年（2003 年）十勝沖地震被害に係る現地調査報告書，国土技術政策総合研究所資料，2005.2
- 3) 内閣府防災情報のページ：南海トラフ巨大地震対策検討ワーキンググループ・南海トラフ巨大地震の被害想定（第二次報告）について，2013.3
<http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/nankaitrough_info.html>
- 4) 土木学会，日本建築学会：海溝型巨大地震動による長周期地震動と土木・建築構造物の耐震性向上に関する共同提言，2006.11
- 5) 日本建築学会：長周期地震動と建築物の耐震性，2007.12
- 6) 北村春幸，馬谷原伴恵，川崎恵：時刻歴応答解析結果をもとにエネルギーの釣合に基づく耐震設計法を適用した建築物の耐震性評価法の提案，日本建築学会構造系論文集，第 73 巻，第 632 号，pp.977-986，2008.10
- 7) 吹田啓一郎，北村有希子，五藤友規，岩田知孝，釜江克宏：高度成長期に建設された超高層建物の長周期地震動に対する応答特性，想定南海トラフ地震の関西地区における予測波を用いた検討，日本建築学会構造系論文集，第 72 巻，第 611 号，pp.56-61，2007.1
- 8) 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，建築研究所資料 第 160 号，2014 年 7 月
- 9) 山田祥平，北村有希子，吹田啓一郎，中島正愛：初期超高層ビル柱梁接合部の実大実験による耐震性の検証，日本建築学会構造系論文集，第 73 巻，第 623 号，pp.119-126，2008.1
- 10) 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
- 11) V. V. Bertero：Performance of steel building structure during the Northridge earthquake，Report No. UCB/EERC-94/09，1994
- 12) R. Tremblay， A. Filiatrault， P. Timler and M. Bruneau：Performance of steel structures during the 1994 Northridge earthquake， Canadian Journal of Civil Engineering， Vol.22， pp.338-360，1995
- 13) E. J. Kaufmann， J. W. Fisher， R. M. Di Julio and J. L. Gross：Failure analysis of welded steel moment frames damaged in the Northridge earthquake， NISTIR 5944， National Institute of Standards and Technology， 1997

- 14) M. D. Engelhardt and A. S. Husain : Cyclic-loading performance of welded flange-bolted web connections, *Journal of Structural Engineering*, 119(12) , pp.3537-3550, 1993
- 15) 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会 : 1995年兵庫県南部地震 鉄骨造建物被害調査報告書, 1995. 5
- 16) 建設省建築研究所 : 平成7年兵庫県南部地震被害調査最終報告書, 第I編. 中間報告書以降の調査分析結果, 1996. 3
- 17) 日本建築センター : 鉄骨梁端溶接部の脆性破断防止ガイドライン・同解説, 2003. 9
- 18) 日本溶接協会 : WES2808-2000, 動的繰返し大変形を受ける溶接構造物の脆性破壊性能評価法, 2003. 11
- 19) 下川弘海, 中込忠男, 岡本晴仁, 森田耕次 : 線形破壊力学の応用による鉄骨部材の破断荷重推定方法, 日本建築学会構造系論文集, 第585号, pp. 385-397, 2004. 11
- 20) 小山毅, 伊山潤, 桑村仁 : ランダム振幅を受ける鋼部材の破断変形能力の予測, 日本建築学会構造系論文集, 第687号, pp. 977-986, 2013. 5
- 21) 井上一郎, 甲津功夫, 多田元英, 立山英二, 田淵基嗣, 豊田政男, 中島正愛, 丸岡義臣, 森迫清貴, 森田耕次 : 通しダイアフラム形式で角形鋼管柱に接続されるH形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験, その1. 実験計画および予備実験, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 第4巻, 第16号, pp. 27-42, 1997. 12
- 22) 田淵基嗣, 森田耕次, 田中剛, 上場輝康 : 通しダイアフラム形式で角形鋼管柱に接続されるH形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験, その2. 工場溶接形式 (梁 : H-500×200×10×16) 試験体に対する実験, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 第4巻, 第16号, pp. 43-58, 1997. 12
- 23) 中島正愛, 立山英二, 森迫清貴, 吹田啓一郎 : 通しダイアフラム形式で角形鋼管柱に接続されるH形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験, その3. 工場溶接形式 (梁 : H-600×250×12×25) 試験体に対する実験, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 第4巻, 第16号, pp. 59-74, 1997. 12
- 24) 多田元英, 甲津功夫, 丸岡義臣, 南二三吉, 井上一郎 : 通しダイアフラム形式で角形鋼管柱に接続されるH形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験, その4. 現場溶接形式 (梁 : H-600×250×12×25) 試験体に対する実験, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 第4巻, 第16号, pp. 75-87, 1997. 12
- 25) 井上一郎, 甲津功夫, 吹田啓一郎, 多田元英, 立山英二, 田中剛, 中島正愛, 丸岡義臣, 南二三吉, 森田耕次 : 通しダイアフラム形式で角形鋼管柱に接続されるH形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験, その5. 破壊特性と塑性変形能力の総合考察, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 第4巻, 第16号, pp. 89-104, 1997. 12
- 26) 日本建築学会 : 2016年熊本地震災害調査報告, 2018. 6
- 27) 国土交通省国土技術政策総合研究所 : 熊本地震における建築物被害の原因分析を行う委員会報告書, 2016. 9

<<http://www.nilim.go.jp/lab/hbg/0930/pdf/text.pdf>>

- 28) 池田芳樹：実大4層鉄骨造建物の震動台実験を利用した線形システム同定法の検証，日本建築学会技術報告集，第16巻，第34号，pp. 889-894，2010.10
- 29) 池田芳樹，久田嘉章：限られた階の地震観測記録を用いた建物全階の応答推定，日本地震工学会論文集，第13巻，第4号，pp. 38-54，2013
- 30) 畑田朋彦，池田芳樹，萩原一，仁田佳宏，西谷章：限定階の加速度記録を用いた損傷評価法のE-ディフェンスS造高層建物実験による検証，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，構造II，pp. 1099-1100，2017.8
- 31) 桑村仁，伊山潤，松井康治：鉄骨の脆性破断に及ぼす材料靱性と板厚の影響—鉄骨破断に関する研究，その1，日本建築学会構造系論文集，第525号，pp. 109-116，1999.11
- 32) 桑村仁：鉄骨の脆性破断に対する当面の課題，2000年度日本建築学会大会（東北）構造部門（鋼構造）パネルディスカッション資料，pp. 95-111，2000
- 33) 建設省建築研究所，鋼材倶楽部：次世代鋼材による構造物安全性向上技術の開発「材料・溶接と破断」分科会報告書，1999.3
- 34) 建設省建築研究所，鋼材倶楽部：次世代鋼材による構造物安全性向上技術の開発「接合部・施工と破断」分科会報告書，1999.3
- 35) 建設省建築研究所，鋼材倶楽部：次世代鋼材による構造物安全性向上技術の開発「崩壊型と破断」分科会報告書，1999.3
- 36) 日本建築センター：鉄骨梁端溶接接合部の脆性的破断防止ガイドライン・同解説，2003.9
- 37) 中込忠男，山田丈富，中野秀二，岡希光，的場耕，村井正敏：高速載荷による柱梁溶接接合部の力学的性能に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第499号，pp. 115-122，1997.9
- 38) 見波進，山崎真司：鋼材の応力-歪関係に及ぼす温度・歪速度・塑性歪の影響，構造工学論文集，Vol. 45B，pp. 391-396，1999.3
- 39) 豊貞雅宏，藤井秀輔，野原和宏，川口喜昭，有持和茂，井坂和美：破壊靱性値に及ぼすひずみ速度の影響，日本造船学会論文集，Vol. 161，pp. 343-356，1987.5
- 40) 豊貞雅宏，後藤浩二，渡辺康成：兵庫県南部地震時の脆性破壊事故に対する一考察，土木学会論文集，No. 647/I-51，pp. 317-329，2000.4
- 41) P. E. Bennett and G. M. Sinclair：ASME paper, 65-MET-11, 1965
- 42) 日本溶接協会：WES 2808-2017，動的繰返し大変形を受ける溶接構造物の脆性破壊性能評価方法，2017.7
- 43) 青木博文，加藤 勉，難波恒夫，佐藤亘宏：変断面鋼板引張材の変形能力に及ぼす試験温度・ひずみ速度の影響，日本建築学会論文報告集，第322号，pp. 11-19，1982.12
- 44) 藤本盛久，難波恒夫，中込忠男，佐々木聡：地震力を受ける単一山形鋼筋かいの高速引張実験，その1，日本建築学会構造系論文報告集，第389号，pp. 32-41，1988.7
- 45) 桑村仁，前田孝一：低YR高張力鋼の機械的性質に及ぼす歪速度の影響，構造工学論文

- 集, Vol. 36B, pp. 385-397, 1990. 3
- 46) M. A. Miner and S. Monica : Cumulative damage in fatigue, Journal of Applied Mechanics, ASME, Vol. 67, pp. 159-164, 1945
 - 47) L. F. Coffin and N.Y. Schenectady : A study of the effects of cyclic thermal stresses on a ductile metal, Transaction of ASME, Vol. 76, pp.931-950, 1954.8
 - 48) S. S. Manson: Fatigue : A complex subject-some simple approximations, Experimental Mechanics, Vol. 5, Issue 4, pp.193-226, 1965.6
 - 49) K. E. Puttick : Ductile fracture in metals, Philosophical Magazine, Vol. 4, pp.964-969, 1959
 - 50) T. L. Anderson : Fracture Mechanics, Fundamentals and Applications, Second Edition, CRC Press, 1995
 - 51) J. R. Rice , D. M. Tracey : On the ductile enlargement of voids in triaxial stress fields, Journal of Mechanics and Physics of Solids, Vol. 17, pp. 201-217, 1969
 - 52) A. Kanvinde, and G. G. Deierlein : Micromechanical simulation of earthquake induced fractures in steel structures, Blume Center TR145, Stanford University, Stanford, CA, 2004
 - 53) A. L. Gurson : Continuum theory of ductile rupture by void nucleation and growth: Part I - yield criteria and flow rules for porous ductile media, Journal of Engineering Materials and Technology, ASME, Vol. 99, pp. 2-15, 1977
 - 54) V. Tvergaard and A. Needleman : Analysis of the cup-cone fracture in a round tensile bar, Acta Metallurgica, Vol. 32(1), pp. 157-169, 1984
 - 55) J. Lemaitre : A course on damage mechanics, Springer-Verlag, pp.95-151, 1992
 - 56) J. Dufailly and J. Lemaitre : Modeling very low cycle fatigue, International Journal of Damage Mechanics, Vol. 4, pp.153-170, 1995.4
 - 57) 一戸康生, 桑村仁 : 鉄骨の脆性破断に及ぼす繰返し変位振幅の影響—鉄骨破断に関する研究, その 3, 日本建築学会構造系論文集, 第 534 号, pp. 145-151, 2000. 8
 - 58) 桑村仁, 高木直人 : 「破断履歴の相似則」の検証, 日本建築学会構造系論文集, 第 548 号, pp. 139-146, 2001. 10
 - 59) 桂大輔, 宮澤秀明, 桑村仁 : 繰返し载荷による鋼梁の延性破断, 日本建築学会構造系論文集, 第 588 号, pp. 157-164, 2005. 2
 - 60) H. Krawinkler and M. Zhoirei : Cumulative damage in steel structures subjected to earthquake ground motions, Computers & Structures, Elsevier, Vol.16, Issue 1-4, pp.531-541, 1983
 - 61) M. Nakashima, K. Suita, K. Morisako, and Y. Maruoka : Tests of welded beam-column subassemblies, I, Global behavior, Journal of Structural Engineering, Vol. 124(11), pp.1236-1244, 1998
 - 62) 村上竜人, 聲高裕治 : 軸方向変形を拘束された H 形鋼梁の局部座屈と破断による耐力劣化挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第 748 号, pp. 913-921, 2018. 6
 - 63) 村上竜人, 聲高裕治 : 局部座屈を伴う H 形鋼梁の耐力劣化挙動に及ぼす骨組による拘束

- 効果, 日本建築学会構造系論文集, 第 752 号, pp.1487-1497, 2018.10
- 64) 福元敏之, 澤本佳和, 時野谷浩良, 寺田岳彦, 成原弘之, 宇佐美徹, 小鹿紀英, 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 22~24 年度報告) 長周期地震動に対する鉄骨造建築物の安全性検証方法の検討, 日本建築センター・ビルディングレター, pp.12-28, 2014.4
- 65) 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り返し載荷実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 81 巻, 第 727 号, pp.1541-1551, 2016.9
- 66) 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
- 67) 吹田啓一郎, 北村由希子, 橋田勇正: 初期超高層建物柱梁接合部が保有する変形性能と接合部改良効果の検証, 日本建築学会構造系論文集, 第 74 巻, 第 636 号, pp.376-374, 2009.2
- 68) 吹田啓一郎, 田中剛, 佐藤篤司, 真鍋義貴, 津嘉田敬章, 蘇鐘鈺: 梁端接合部の最大曲げ耐力が変形能力に及ぼす影響—塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力, その 1, 日本建築学会構造系論文集, 第 76 巻, 第 664 号, pp.1135-1142, 2011.6
- 69) 高塚康平, 真鍋義貴, 吹田啓一郎, 田中剛, 津嘉田敬章, 蘇鐘鈺: スカラップの有無が変形能力に及ぼす影響—塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力, その 2, 日本建築学会構造系論文集, 第 77 巻, 第 673 号, pp.453-459, 2012.3
- 70) 吹田啓一郎, 田中剛, 真鍋義貴, 高塚康平: 振幅が変動する載荷履歴が変形能力に及ぼす影響—塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力, その 3, 日本建築学会構造系論文集, 第 77 巻, 第 682 号, pp.1951-1958, 2012.12
- 71) 高塚康平, 吹田啓一郎, 田中剛, 梅田敏弘: 梁断面寸法と接合詳細が変形能力に及ぼす影響—塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力, その 4, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 696 号, pp.315-321, 2014.2
- 72) 田中剛, 吹田啓一郎, 朝倉直毅, 津嘉田敬章, 魚住奈緒美, 高塚康平: 床スラブが変形能力に及ぼす影響—塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力, その 5, 日本建築学会構造系論文集, 第 80 巻, 第 707 号, pp.127-136, 2015.1
- 73) 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—塑性歪履歴を受ける鋼構造柱梁溶接接合部の変形能力, その 6, 日本建築学会構造系論文集, 第 80 巻, 第 718 号, pp.1971-1979, 2015.12
- 74) 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
- 75) 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」 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, 2019.11
<<https://www.kenken.go.jp/japanese/contents/topics/lpe/index.html>>

- 76) 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
- 77) C. Mao, J. Ricles, L. W. Lu, and J. Fisher : Effect of local details on ductility of welded moment connections, *Journal of Structural engineering*, Vol. 127(9) , pp.1036-1044, 2001
- 78) 桑田涼平，聲高裕治，吹田啓一郎：局部座屈と破断をとも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
- 79) Y. Wang, Y. Koetaka, I. Chan and T. Nakano : Cyclic behavior of beam-column joints with various yielding modes, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol.159, pp.245-259, 2019.8
- 80) Y. Wang, Y. Koetaka, I. Chan and T. Nakano : Elasto-plastic behavior of weak-panel beam-column joints with RC slabs under bidirectional loading, *Journal of Constructional Steel Research*, published online.
- 81) 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，日本建築学会構造系論文集，第 81 巻，第 719 号，pp. 61-70，2016. 1
- 82) Y. Huang and S. Mahin : Evaluation of steel structure deterioration with cyclic damaged plasticity, *Proceedings of 14WCEE*, 2008
- 83) 日本建築学会：建築物の耐衝撃設計の考え方，丸善，2015.
- 84) LS-DYNA Ver.971 User's Manual, 2007
- 85) 森脇良一，林健治：切欠き材の塑性変形能力について，鋼構造論文集，第 2 巻，第 8 号，pp. 1-12，1995. 12
- 86) 西田正孝：応力集中，森北出版，1967.
- 87) 鉄鋼の引張試験法に関する文献調査報告，JSSC Vol15, No. 48，1969
- 88) 日本建築学会：建築構造用鋼材および金属系素材に関する技術資料，第 1 版，2002.
- 89) 岩井哲，吉田望，中村武，若林實：構造部材の挙動に及ぼす載荷速度の影響に関する実験的研究（その 1），日本建築学会論文報告集，第 314 号，pp. 102-111，1982. 4
- 90) 石川信行，小林泰男，東田幸四郎，前中浩，豊田政男：構造用鋼の変形・破壊性状に及ぼす歪速度の影響，鋼構造年次論文報告集，第 4 巻，pp. 113-120，1996. 11
- 91) 増田浩志，田中敦夫，形山忠輝，廣田実，角田拓也：鋼材の機械的性質に及ぼす歪速度の影響(SN490B, HT780, SUS304 の場合)，日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)，pp. 241-242，1996. 9
- 92) 藤本盛久，難波恒夫：高速変形を受ける鋼部材の変形能力に関する実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp. 1129-1130，1980. 9
- 93) 見波進，山崎真司：鋼材の応力- 歪関係に及ぼす温度・歪速度・塑性歪の影響，日本建築学会構造工学論文集，Vol. 45B，pp. 391-396，1999. 3

- 94) 谷村眞治, 三村耕司, 山田哲: 鋼構造材の動的強度 (高靱性材, 低靱性材および溶接部材), 第2回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集, 土木学会, pp. 135-140, 2001. 3
- 95) 中村祥保, 林賢一, 小野徹朗, 加古康也, 岩田衛: 金属系材料の力学的特性に及ぼす切欠, 温度, 歪速度の影響, その3. Strain rate-temperature parameter (R) による評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp. 555-556, 1998. 9
- 96) 加古康也, 林賢一, 小野徹朗, 中村祥保, 岩田衛: 金属系材料の力学的特性に及ぼす切欠, 温度, 歪速度の影響, その4. 修正補エネルギー・R 指標を用いた推定式の提示, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp. 557-558, 1998. 9
- 97) 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会: 通しダイアフラム形式で角形鋼管柱に接合されるH形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験報告書, 1997. 7
- 98) 田中直樹, 澤本佳和, 三井宜之: 水平ハンチ付きはりとは角形鋼管柱接合部の有効ハンチ長さ, 鋼構造論文集, 第6巻, 第23号, pp. 27-39, 1999. 9
- 99) 田中直樹, 澤本佳和, 佐伯俊夫, 深田良雄: 水平ハンチ付きはりとは角形鋼管柱接合部の弾塑性挙動, 鋼構造論文集, 第5巻, 第20号, pp. 101-111, 1998. 12
- 100) 日本建築センター: 冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル (改訂版)
- 101) 古谷仁志, 植森龍治, 栗飯原周二, 永田匡宏, 池辺卓, 小嶋敏文, 村上喜明, 岡本晴仁, 工藤純一, 久保高宏, 渡辺祐一, 安藤隆一, 塩飽豊明, 本間弘之, 向井昭義, 森田耕次: 建築用鋼材のHAZ 靱性評価方法の提案と靱性評価結果, 鋼構造論文集, 第7巻, 第27号, pp. 23-37, 2000. 9
- 102) 古谷仁志, 植森龍治, 栗飯原周二, 富田幸男, 池辺卓, 小嶋敏文, 岡本晴仁, 久保高宏, 安藤隆一, 樋口孝一, 向井昭義, 森田耕次: 建築柱梁接合部を再現した溶接部のHAZ 靱性に及ぼす鋼材化学成分の影響とその定式化, 鋼構造論文集, 第8巻, 第32号, pp. 17-31, 2001. 12
- 103) 建設省建築研究所, 鋼材倶楽部: 鋼構造物の耐震保有性能評価のための標準試験方法と評価基準の提案 (標準化研究会研究報告書), 2002. 4
- 104) 日本建築学会: 鋼構造限界状態設計指針・同解説, 第3版第2刷, 2011.
- 105) 東清三郎, 鈴木孝彦, 森田耕次: 溶接組立箱形断面柱に接合される溶接組立H形断面梁の破壊性状に関する実験的研究, 鋼構造論文集, 第7巻, 第25号, pp. 63-77, 2000. 3
- 106) 中込忠男, 的場耕, 岩田衛: 梁材の力学的性能が柱梁溶接接合部の変形能力に与える影響に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第540号, pp. 111-117, 2001. 2
- 107) 吹田啓一郎, 田村匠, 森田周平, 中島正愛, マイケルDエンゲルハート: ノンスラップ工法とRBS工法による柱梁接合部の塑性変形能力—改良型溶接柱梁接合部の実大実験, その1, 日本建築学会構造系論文集, 第526号, pp. 177-184, 1999. 12

- 108) 澤本佳和, 田中直樹, 辻泰一, 小鹿紀英: 繰返し変位振幅を受ける梁端溶接部の塑性変形能力評価法の比較検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp. 1011-1012, 2009. 8
- 109) 澤本佳和, 清川貴世, 辻泰一, 小鹿紀英: 繰返し変位振幅を受ける梁端溶接部の塑性変形能力評価法の比較検討, 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-1, 構造Ⅲ, pp. 767-768, 2010. 9
- 110) P. J. Armstrong , C.O. Frederick : A mathematical representation of the multiaxial bauschinger effect, CEBG Report RD/BN/731, Berkeley Nuclear Laboratories, 1966
- 111) 周志光, 桑村仁: 鉄骨柱-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
- 112) 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, 構造Ⅲ, pp. 1049-1050, 2015. 7
- 113) 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, 構造Ⅲ, pp. 1087-1088, 2016. 7
- 114) 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, 構造Ⅲ, pp. 1049-1050, 2018. 7

論文リスト

学術論文(完全査読)

【本論文の内容に関連するもの】

- 1) 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
- 2) 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
- 3) 澤本佳和，久保田淳，大崎純：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，日本建築学会構造系論文集，第 85 巻，第 767 号，pp. 105-115, 2020. 1

【本論文の内容に関連しないもの】

- 4) 森川博司，澤本佳和，小鹿紀英：個別要素法を用いたコンクリートの破壊解析，日本建築学会構造系論文集，第 60 巻，第 473 号，pp. 127-135, 1995. 7
- 5) 山田登志郎，石田雅利，澤本佳和：建築構造物のファジィ非線形履歴応答制御における制御パラメータの適正值について ファジィ理論の建築構造物の地震応答制御への適用性に関する研究(II)，日本建築学会構造系論文集，第 60 巻，第 473 巻，pp. 95-105, 1995. 7
- 6) Y. Sawamoto, H. Tsubota, Y. Kasai, N. Koshika, H. Morikawa ; Analytical studies on local damage to reinforced concrete structures under impact loading by discrete element method, Nuclear Engineering and Design, Volume 179, Issue 2, pp. 157-177, 1998.2
- 7) 田中直樹，澤本佳和，佐伯俊夫，志村保美：高カワンスайдボルトを用いた角形鋼管柱・H形はり接合部の構造特性 水平加力下での十字形部分骨組の弾塑性性状，日本建築学会構造系論文集，第 63 巻，第 505 号，pp. 123-130, 1998. 3
- 8) 福元敏之，澤本佳和，森田耕次：高強度材料を用いたコンクリート充てん角形鋼管柱・鉄骨はりの内部補強形式仕口の研究 仕口パネル・部分骨組の弾塑性性状，日本建築学会構造系論文集，第 63 巻，第 507 号，pp. 171-178, 1998. 5
- 9) 田中直樹，澤本佳和，佐伯俊夫，深田良雄：水平ハンチ付はりと角形鋼管柱接合部の弾塑性挙動，鋼構造論文集，第 5 巻，第 20 号 pp. 101-111, 1998. 12
- 10) 福元敏之，澤本佳和，森田耕次：高強度材料を用いたコンクリート充てん角形鋼管柱・鉄骨はりの外部補強形式仕口の研究 仕口パネル・部分骨組の弾塑性性状，日本建築学会構造系論文集，第 64 巻，第 519 号，pp. 119-126, 1999. 5
- 11) 田中直樹，澤本佳和，三井宜之：水平ハンチ付はりと角形鋼管柱接合部の有効ハンチ長さ，鋼構造論文集，第 6 巻，第 23 号，pp. 27-39, 1999. 9
- 12) 田中直樹，澤本佳和：カバープレート付鉄骨はりと角形鋼管柱接合部の弾塑性挙動，日

- 本建築学会構造系論文集，第 66 卷，第 546 号，pp. 143-150，2001. 8
- 13) 称原良一，澤本佳和，今井和正，中澤春生，成原弘之，福元敏之：引張軸力を受ける SRC 造非埋込み形柱脚の耐力と変形性能について，日本建築学会構造系論文集，第 68 卷，第 569 号，pp. 111-118，2003. 7
 - 14) 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 卷，第 63 号，pp. 1-13，2009. 9
 - 15) 原田幸博，森田耕次，穂高明日香，吉貝滋，深田良雄，澤本佳和：せん断降伏先行梁部材の繰り返し曲げせん断実験—せん断降伏先行短スパン梁の曲げせん断挙動に関する研究—，鋼構造論文集，第 16 卷，第 62 号，pp. 11-25，2009
 - 16) 福元敏之，澤本佳和：拘束応力下に於ける鋼・コンクリート接触面の摩擦・付着特性，日本建築学会構造系論文集，第 82 卷，第 736 号，pp. 941，2017. 6
 - 17) 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 卷，第 746 号，pp. 625-635，2018. 4

会議論文（梗概査読）

【本論文の内容に関連するもの】

- 1) Y. Sawamoto and N. Tanaka, : Analytical study on the deformation capacity of steel plate under ductile fracture, Proceedings of 7th International Conference on STEEL & SPACE STRUCTURES, pp.129-136, 2002
- 2) Y. Sawamoto and N. Tanaka : Analytical study on the deformation capacity of H-Shaped Beam-To-Box column connection under brittle fracture, Proceedings of 6th International Conference on SHOCK & IMPACT LOADS ON STRUCTURES, 2005
- 3) Y. Sawamoto and N. Tanaka, : ANALYTICAL STUDY ON DEFORMATION CAPACITY OF STEEL BEAM WITH NOTCHES UNDER BRITTLE FRACTURE, Proceedings of International Symposium on Structures under Earthquake, Impact, and Blast Loading (IB'08), pp.173-180, 2008

【本論文の内容に関連しないもの】

- 4) N. Koshika, H. Tsubota, Y. Kasai, H. Morikawa, Y. Sawamoto and N. Kobayashi : Quantitative studies on impact resistance of reinforced concrete panels with steel liners under impact loading. Part 2: Analytical study for small-scale and full-scale tests, Transactions of SMiRT-12, 1993.8
- 5) H. Morikawa, N. Kusano, N. Koshika, T. Aoyagi, Y. Hagiwara and Y. Sawamoto : Estimations of impact strength on reinforced concrete structures by the discrete element method, Transactions of SMiRT-12, 1993.8
- 6) Y. Sawamoto, H. Tsubota, Y. Kasai, N. Koshika and H. Morikawa : Analytical studies on impact penetration behavior of concrete structures by discrete element method, Transactions of SMiRT-13, 1995.8
- 7) Y. Sawamoto and T.Yamada : Fuzzy elasto-plastic earthquake response control of high-rise building structures using velocity and acceleration feedback, Proceedings of ICOSSAR '97, pp.309-316, 1997.11
- 8) N. Tanaka, Y. Sawamoto and T. Saeki : Elasto-plastic behavior of horizontal haunched beam-to-column connection, Proceedings of 12WCEE, 2000
- 9) 澤本佳和, 松尾一平 : SC 構造大型架構の基礎的研究, 第 5 回複合構造の活用に関するシンポジウム梗概集, 2003.11
- 10) 山田登志郎, 澤本佳和 : ファジィ弾塑性地震応答制御における制御用アクチュエータの周波数応答特性の最適値に関する考察, 第 5 回システム最適化に関するシンポジウム, pp.27-31, 1997.12
- 11) J. Mizuno, N. Koshika, Y. Sawamoto, N. Niwa, T. Yamashita and A. Suzuki : Investigation on impact resistance of steel plate reinforced concrete barriers against air craft impact Part 1 Test

- program and results, Transactions of SMiRT-18, 2005.8
- 12) J. Mizuno, N. Koshika, E. Tanaka, A. Suzuki, I. Nishimura and Y. Sawamoto : Investigation on impact resistance of steel plate reinforced concrete barriers against air craft impact Part 3 Analyses of full-scale aircraft impact, Transactions of SMiRT-18, 2005.8
 - 13) T. Fujita, H. Matsumoto, H. Ijich, A. Yabuuchi, Y. Sawamoto, Y. Orito, H. Kumagai, Y. Hijioka and S. Hirako : Development of advanced concept for shortening construction period of ABWR plant (Part 3), The 13th international conference on nuclear engineering abstracts, 2005
 - 14) Y. Harada, Y. Morita, A. Hotaka, Y. Sawamoto, S. Yoshikai and Y. Fukada : Bending shear behavior of shear yield precedence short-span beam Part 1 Experimental results, Proceedings of STESSA 2006, pp.233-240, 2006
 - 15) Y. Sawamoto, S. Yoshikai, N. Tanaka, Y. Harada, K. Morita and A. Hotaka : Bending shear behavior of shear yield precedence short-span beam Part 2 FEM analysis and evaluation of ultimate strength, Proceedings of STESSA 2006, pp.265-270, 2006
 - 16) Y. Sawamoto, S. Yoshikai, N. Tanaka, Y. Harada, K. Morita and A. Hotaka : Bending shear behavior of shear yield precedence short-span beam Part 3 Experimental results and evaluation of maximum strength, Proceedings of STESSA 2009, pp.209-215, 2009
 - 17) 松尾一平, 澤本佳和 : 無溶接鋼板コンクリート構造 (NW-SC 構造) に関する実験的研究, その 1. 接合法に関する基礎的実験, 第 8 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム梗概集, 2009. 11
 - 18) 澤本佳和, 松尾一平 : 無溶接鋼板コンクリート構造 (NW-SC 構造) に関する実験的研究, その 2. SC 壁の水平加力実験とせん断耐力の評価, 第 8 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム梗概集, 2009. 11
 - 19) 澤本佳和 ; 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、鋼構造年次論文集 第 22 巻、2014. 11.
 - 20) J. Kubota, Y. Suzuki, K. Suita, Y. Sawamoto, T. Kiyokawa, N. Koshika and M. Takahashi : Experimental study on the collapse process of an 18-story high-rise steel building based on the large-scale shaking table test, Proceedings of 16WCEE, 2017
 - 21) J. Ota, H. Hirai, S. Hirako, H. Nouji, S. Sawada, Y. Sawamoto and T. Abiru : Applicability evaluation of steel plate reinforced concrete structure to primary containment vessel of BWRs (6) Mechanical and thermal properties of steel under high temperature up to 700°C, Transactions of SMiRT-24, 2017.8

学会口頭発表

- 1) 沢本佳和, 中村 恒善 : 最大応答歪エネルギー, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B, 構造 I, pp. 639-640, 1992. 8
- 2) 山田登志郎, 沢本佳和 : Fuzzy 理論による構造物の弾塑性応答制御, その 6. 中・低層構造物の制御パラメータの適正值, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 構造 II, pp. 695-696, 1995. 7
- 3) 沢本佳和, 吉田弘, 木原碩美, 鳥井信吾, 田中直樹, 田原新六, 力山聖 : 角形鋼管柱梁溶接部における梁端ディテールに関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造 III, pp. 375-376, 1998. 7
- 4) 沢本佳和, 田中直樹, 深田良雄 : 水平ハンチ付はり角形鋼管柱接合部の有効ハンチ長さ, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造 III, pp. 597-598, 1999. 07
- 5) 瀧正哉, 福元敏之, 関田徹志, 沢本佳和 : コンクリート充てん鋼管軸方向部材の弾塑性性状に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造 III, pp. 1201-1202, 2000. 7
- 6) 今井和正, 成原弘之, 称原良一, 中澤春生, 福元敏之, 沢本佳和 : SRC 構造非埋込み形柱脚の耐震性能に関する研究, その 3. 実験結果の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造 III, pp. 1151-1152, 2000. 7
- 7) 沢本佳和, 福元敏之, 成原弘之, 今井和正, 称原良一, 中澤春生 : SRC 構造非埋込み形柱脚の耐震性能に関する研究, その 2. 実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造 III, pp. 1149-1150, 2000. 7
- 8) 称原良一, 中澤春生, 福元敏之, 沢本佳和, 成原弘之, 今井和正 : SRC 構造非埋込み形柱脚の耐震性能に関する研究, その 1. 実験計画, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造 III, pp. 1147-1148, 2000. 7
- 9) 河西良幸, 堀越清視, 沢本佳和, 内田一義, 武田幸和, 斉藤隆晴 : 木造家屋の外部耐震補強構法, その 2. 金属製ポールを非緊結にした場合, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造 III, pp. 311-312, 2000. 7
- 10) 西岡聖雅, 松尾一平, 沢本佳和, 宇佐美滋 : SC 構造大型架構の基礎的研究, その 2. 柱梁接合部実験 (SR 部材, 構造 III) , 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造 III, pp. 1169-1170, 2001. 7
- 11) 沢本佳和, 松尾一平, 西岡聖雅, 宇佐美滋 : SC 構造大型架構の基礎的研究, その 1. 柱・梁部材の曲げせん断実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造 III, pp. 1167-1168, 2001. 7
- 12) 沢本佳和, 石塚馨, 土橋徹, 西尾啓一, 郭献群, 福元敏之, 吉岡信明 : 円形 CFT 柱・H 形梁接合部における梁端ディテールに関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造系, pp. 697-698, 2002. 8

- 13) 吉貝滋, 深田良雄, 澤本佳和, 鈴木孝彦, 森田耕次, 加藤勉: リブプレート補強方式による鉄骨梁端部の破断防止対策に関する研究, その2. 第二次予備実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造系, pp. 687-688, 2002. 8
- 14) 松尾一平, 松本尚志, 青山雄一, 澤本佳和: 鋼板コンクリート構造フレームに関する実験的研究, その4. SC柱・梁接合部の有孔ダイアフラム実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp. 1135-1136, 2003. 7
- 15) 中山晋吾, 松本尚志, 青山雄一, 澤本佳和: 鋼板コンクリート構造フレームに関する実験的研究, その3. SC柱・梁接合部の曲げせん断実験(接合部パネル破壊タイプ), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp. 1133-1134, 2003. 7
- 16) 青山雄一, 松本尚志, 澤本佳和, 中山晋吾: 鋼板コンクリート構造フレームに関する実験的研究, その2. SC柱・梁接合部の曲げせん断実験(梁降伏破壊タイプ), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp. 1131-1132, 2003. 7
- 17) 澤本佳和, 坂元昭一, 嵐山正樹, 奥野親正, 田中直樹: 増厚補強円形鋼管柱・梁現場溶接型接合部に関する実験的研究, その2. 実大引張試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp. 905-906, 2003. 7
- 18) 奥野親正, 坂元昭一, 嵐山正樹, 澤本佳和, 田中直樹: 増厚補強円形鋼管柱・梁現場溶接型接合部に関する実験的研究, その1. 接合部概要と現場溶接試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp. 903-904, 2003. 7
- 19) 澤本佳和, 藤田朝浩, 松尾一平, 丹羽信之: ハーフSC構造の構造特性に関する研究, その5. ハーフSC円筒壁の水平加力実験: 結果の考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp. 1243-1244, 2004. 7
- 20) 丹羽信之, 青山雄一, 澤本佳和, 藪内彰夫: ハーフSC構造の構造特性に関する研究, その3. ハーフSC円筒壁の水平加力実験: 荷重変形関係および破壊性状, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp. 1239-1240, 2004. 7
- 21) 松尾一平, 澤本佳和, 大塚克己, 美原義徳, 石田雅利, 丹羽信之: 鋼板コンクリート(SC)構造壁に関する実験および解析的検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp. 1081-1084, 2005. 7
- 22) 原田幸博, 森田耕次, 穂高明日香, 吉貝滋, 澤本佳和, 田中直樹: せん断降伏先行短スパン梁の曲げせん断挙動に関する実験的研究, その3. リブ及び貫通孔の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp. 703-704, 2005. 7
- 23) 穂高明日香, 森田耕次, 原田幸博, 吉貝滋, 澤本佳和, 深田良雄: せん断降伏先行短スパン梁の曲げせん断挙動に関する実験的研究, その2. 柱梁接合部ディテールの影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp. 701-702, 2005. 7
- 24) 澤本佳和, 森田耕次, 原田幸博, 吉貝茂, 深田良雄, 田中直樹: せん断降伏先行短スパン梁の曲げせん断挙動に関する実験的研究, その1. 予備解析及び実験計画, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp. 699-700, 2005. 7

- 25) 澤本佳和, 星川努, 中村仁, 向野聡彦, 吉江慶祐, 朝川剛, 田中直樹, 久保田淳: 東京ステーションシティグラントウキョウノースタワーにおける柱梁接合部と制震梁の実大実験, その3. 制震梁の実験とFEM解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp. 619-620, 2006.7
- 26) 久保田淳, 星川努, 中村仁, 向野聡彦, 吉江慶祐, 朝川剛, 田中直樹, 澤本佳和: 東京ステーションシティグラントウキョウノースタワーにおける柱梁接合部と制震梁の実大実験, その2. 柱梁接合部の部分骨組実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp. 617-618, 2006.7
- 27) 澤本佳和, 松尾一平, 宮本圭一, 丹羽信之: SC構造の高温下における特性確認実験, その2. 熱応力実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp. 1259-1260, 2007.7
- 28) 丹羽信之, 松尾一平, 宮本圭一, 澤本佳和: SC構造の高温下における特性確認実験, その1. 熱座屈実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp. 1257-1258, 2007.7
- 29) 久保田淳, 福元敏之, 田中俊平, 澤本佳和, 荻原行正, 藤村博, 村松清一, 吉貝滋: コンクリート充填鋼管柱フラットスラブ接合部の構造性能に関する実験的研究 柱スラブ接合部の押し抜きせん断実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp. 1201-1202, 2007.7
- 30) 中倉健介, 伏見実, 宮崎覚, 澤本佳和: 鋼材の脆性破壊挙動の検討, その2. 破壊靱性特性の評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp. 679-680, 2007.7
- 31) 宮崎覚, 伏見実, 中倉健介, 澤本佳和: 鋼材の脆性破壊挙動の検討, その1. 鋼材の脆性破壊試験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp. 677-678, 2007.7
- 32) 前田祥三, 岡野昌明, 美原義徳, 福田隆介, 澤本佳和, 小鹿 紀英: 爆破解析による爆発荷重および構造物の損傷評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, 構造Ⅰ, pp. 261-262, 2007.7
- 33) 久保田淳, 福田孝晴, 福元敏之, 澤本佳和: 柱鉄骨にエンドプレート接合を用いた鉄骨鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁接合部の構造性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp. 1137-1138, 2009.7
- 34) 澤本佳和, 田中直樹, 辻泰一, 小鹿紀英: 繰返し変位振幅を受ける梁端溶接部の塑性変形能力評価法の比較検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp. 1011-1012, 2009.7
- 35) 熊谷高博, 棟方善成, 丸田誠, 澤本佳和, 紺谷修, 西岡聖雅: 鋼板コンクリート耐震壁の遮へい性能に関する研究, その1. H形壁の水平加力実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 構造Ⅱ, pp. 1113-1114, 2009.7
- 36) 松尾一平, 丹羽信之, 澤本佳和: SC構造の高温下における特性確認実験, その3. 熱座屈実験結果の分析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp. 1391-1392,

2010. 7

- 37) 澤本佳和, 清川貴世, 辻泰一, 小鹿紀英: 繰返し変位振幅を受ける梁端溶接部の塑性変形能力評価法の比較検討, 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-1, 構造Ⅲ, pp. 767-768, 2010. 7
- 38) 澤本佳和, 清川貴世, 久保田淳, 田上淳, 福元敏之, 長谷川隆, 岩田善裕: 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 7. 柱部材の多数回繰返し載荷実験(結果と考察), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp. 1025-1026, 2011. 7
- 39) 清川貴世, 澤本佳和, 久保田淳, 田上淳, 福元敏之, 長谷川隆, 岩田善裕: 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 6. 柱部材の多数回繰返し載荷実験(実験計画及び結果概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp. 1023-1024, 2011. 7
- 40) 清川貴世, 澤本佳和, 久保田淳, 田上淳, 福元敏之, 長谷川隆: 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 14. 柱部材の多数回繰返し載荷実験(結果と考察), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 1059-1060, 2012. 9
- 41) 澤本佳和, 清川貴世, 久保田淳, 田上淳, 福元敏之, 長谷川隆: 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 13. 柱部材の多数回繰返し載荷実験(実験計画及び結果概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 1057-1058, 2012. 9
- 42) 岡安隆史, 澤本佳和, 佐野公俊, 安田聡, 成原弘之, 有山伸之: 合成梁の横座屈性状に関する研究, その 2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 849-850, 2012. 9
- 43) 安田聡, 成原弘之, 有山伸之, 澤本佳和, 岡安隆史, 佐野公俊: 合成梁の横座屈性状に関する研究, その 1, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 847-848, 2012. 9
- 44) 出倉利紀, 菊地利喜郎, 清浦英明, 佐藤仁, 肱岡康雄, 澤本佳和: 長尺頭付きスタッドのせん断力-ずれ変位関係に関する実験的研究, その 1. 試験計画の概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp. 1291-1292, 2012. 9
- 45) 清川貴世, 久保田淳, 澤本佳和, 福元敏之, 荻原行正, 吉貝滋: コンクリート充填鋼管柱フラットスラブ接合部の構造性能に関する実験的研究 孔あき鋼板ジベルを用いた柱スラブ接合部の押し抜きせん断挙動, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 1601-1602, 2013. 8
- 46) 宇佐美徹, 澤本佳和, 小野喜信, 長谷川隆, 牛渡ふみ: 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 24. 鉄骨造 3 層実大架構の多数回繰返し載荷実験(実験経過と荷重-変形関係), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 1095-1096, 2013. 8
- 47) 澤本佳和, 久保田淳, 清川貴世, 田上淳, 福元敏之, 長谷川隆: 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 23. 鉄骨造 3 層実大架構の多数回繰

- り返し載荷実験(実験概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 1093-1094, 2013. 8
- 48) 高橋元美, 澤本佳和, 久保田淳, 清川貴世, 小鹿紀英, 鈴木芳隆, 吹田啓一郎, 聲高裕治, 伊山潤, 長江拓也: E-ディフェンス振動台実験の計画 鉄骨造高層建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発, その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 969-970, 2013. 8
- 49) 諸伏勲, 小川一郎, 吉原正, 澤本佳和, 清川貴世, 山田辰雄: 偏心柱梁接合部の力学的特性, その2. 実験結果及び考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 779-780, 2013. 8
- 50) 吉原正, 小川一郎, 諸伏勲, 澤本佳和, 清川貴世, 山田辰雄: 偏心柱梁接合部の力学的特性に関する研究, その1. 実験概要及び実験計画, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 777-778, 2013. 8
- 51) 澤本佳和, 高橋元美, 久保田淳, 清川貴世, 小鹿紀英, 鈴木芳隆: 振動台実験における部材の変形能力評価 鉄骨造高層建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発, その10, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 1247-1248, 2014-09
- 52) 久保田淳, 高橋元美, 澤本佳和, 清川貴世, 小鹿紀英, 鈴木芳隆: 振動台実験による層および部材の挙動 鉄骨造高層建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発, その9, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 1245-1246, 2014. 9
- 53) 清川貴世, 高橋元美, 澤本佳和, 久保田淳, 小鹿紀英, 鈴木芳隆: 振動台実験における試験体の全体挙動 鉄骨造高層建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発, その8, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 1243-1244, 2014. 9
- 54) 鈴木芳隆, 小鹿紀英, 高橋元美, 澤本佳和, 久保田淳, 清川貴世, 吹田啓一郎: 振動台実験のための梁端破断を考慮した事前解析 鉄骨造高層建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発, その6, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 1239-1240, 2014. 9
- 55) 小鹿紀英, 高橋元美, 澤本佳和, 久保田淳, 清川貴世, 鈴木芳隆, 吹田啓一郎, 聲高裕治, 伊山潤, 長江拓也: E-ディフェンス振動台実験の概要 鉄骨造高層建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発, その5, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 1237-1238, 2014. 9
- 56) 澤邊浩, 尾形芳博, 澤本佳和, 久保田淳: 屋根トラスの接合部補強に関する実験について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 809-810, 2014. 9
- 57) 岡安隆史, 田上淳, 澤本佳和, 鈴木芳隆, 阿部雅史, 瀧正哉: 鋼製弾塑性ダンパとオイルダンパの組合せによる既存超高層建物の制震補強, その2. 鋼製弾塑性ダンパ付き合成梁の多数回繰返し挙動, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅱ, pp. 673-674, 2014. 9
- 58) 澤本佳和, 高橋元美, 久保田淳, 清川貴世, 小鹿紀英, 鈴木芳隆: 振動台実験のための要素実験のシミュレーション解析 鉄骨造高層建物の崩壊余裕度定量化に関する研究

- 開発, その 15, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 1221-1222, 2015. 9
- 59) 鈴木芳隆, 小鹿紀英, 高橋元美, 澤本佳和, 久保田淳, 清川貴世, 吹田啓一郎: 振動台実験における試験体挙動のシミュレーション解析 鉄骨造高層建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発, その 14, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 1219-1220, 2015. 9
- 60) 久保田淳, 高橋元美, 澤本佳和, 清川貴世, 小鹿紀英, 鈴木芳隆: 振動台実験における南海トラフ想定地震に対する応答特性: 鉄骨造高層建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発, その 13, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 1217-1218, 2015. 9
- 61) 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, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 1049-1050, 2015. 9
- 62) 澤本佳和, 吉貝滋, 久保田淳, 清川貴世, 堀裕輔: CFT 柱・水平リブ付き鉄骨梁接合部の多数回繰り返し性能向上に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 1241-1242, 2016. 8
- 63) 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, 構造Ⅲ, pp. 1087-1088, 2016. 8
- 64) 鈴木芳隆, 小鹿紀英, 高橋元美, 澤本佳和, 久保田淳, 清川貴世, 吹田啓一郎: 地震後避難要否判断の手順とその試行 鉄骨造高層建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発, その 19, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 669-670, 2016. 8
- 65) 久保田淳, 高橋元美, 澤本佳和, 清川貴世, 小鹿紀英, 鈴木芳隆, 吹田啓一郎: 振動台実験における想定を超える地震での骨組挙動 鉄骨造高層建物の崩壊余裕度定量化に関する研究開発, その 18, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 667-668, 2016. 8
- 66) 久保田淳, 田上淳, 清川貴世, 澤本佳和: 座屈拘束ブレースの構造性能に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 1193-1194, 2017. 7
- 67) 澤本佳和, 岡安隆史, 清川貴世, 佐野公俊: 床スラブ付き鉄骨梁の横座屈性状に関する研究, その 2. FEM 解析結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 1037-1038, 2017. 7
- 68) 清川貴世, 澤本佳和, 岡安隆史, 佐野公俊: 床スラブ付き鉄骨梁の横座屈性状に関する研究, その 1. 実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 1035-1036, 2017. 7
- 69) 安本宏, 兵頭陽, 鈴木芳隆, 澤本佳和: マルチスプリングモデルを用いた柱の終局挙動解析, その 2. コンクリート充填鋼管部材実験のシミュレーション解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅲ, pp. 1027-1028, 2018. 7
- 70) 兵頭陽, 安本宏, 鈴木芳隆, 澤本佳和: マルチスプリングモデルを用いた柱の終局挙動解析, その 1. 角形鋼管部材実験のシミュレーション解析, 日本建築学会大会学術講演

- 梗概集，構造Ⅲ，pp.1025-1026，2018.7
- 71) 澤本佳和，久保田淳，鈴木芳隆：多数回繰り返し荷重下の鉄骨柱部材の変形能力評価に関する考察，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.1023-1024，2018.7
- 72) 久保田淳，田上淳，栗野治彦，井上隆司，澤本佳和：材端部に長さ・角度調整機構を有する座屈拘束ブレースの構造性能に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.715-716，2018.7
- 73) 澤本佳和，福元敏之，長谷川隆：多数回繰り返し荷重下の鉄骨柱部材の変形能力評価法に関する検討，その1. 幅厚比の影響検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.1135-1136，2019.9
- 74) 日向大樹，瀧正哉，久保田淳，加藤敬史，澤本佳和，佐藤恵治，藤本信夫：ロボット上向溶接を適用した鉄骨ノンスカラップ梁端接合部の構造性能，その1. 実験概要および漸増実験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.725-726，2020.9
- 75) 久保田淳，瀧正哉，日向大樹，加藤敬史，澤本佳和，佐藤恵治，藤本信夫：ロボット上向溶接を適用した鉄骨ノンスカラップ梁端接合部の構造性能，その2. 定振幅載荷実験結果・考察，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.727-728，2020.9
- 76) 澤本佳和，福元敏之，長谷川隆：多数回繰り返し荷重下の鉄骨柱部材の変形能力評価法に関する検討，その2. FEMによるシミュレーション解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.977-978，2020.9

謝辞

本論文をまとめるにあたっては、京都大学大学院工学研究科教授 大崎純博士より始終懇切なご指導と暖かいご鞭撻を賜り、心より感謝の意を表します。また、本論文の審査にあたり、京都大学大学院工学研究科教授 池田芳樹博士、同教授 聲高裕治博士には、貴重なご意見、ご教授、ご指導を受け賜りました。ここに厚く御礼申し上げます。

本研究は、著者が鹿島建設(株)技術研究所に於いて携わってきた研究を発展させたものがあります。このような研究の機会を与えていただいた鹿島建設(株)常務執行役員・技術研究所 所長 福田孝晴氏、技術研究所 鈴木紀雄博士、福元敏之博士、元技術研究所 田上淳氏、(株)小堀鐸二研究所 高橋元美博士（当時、技術研究所）に対し深く御礼申し上げます。

本論文をまとめるにあたり貴重なご意見と始終変わらぬ暖かいご支援並びに励ましのお言葉を頂いた鹿島建設(株)建築管理本部 田中直樹博士（当時、技術研究所）、(株)アルテス代表取締役社長 吉貝滋博士（当時、鹿島建設(株)建築設計本部）、鹿島建設(株)執行役員・建築設計本部副本部長 黒川泰嗣氏に深く感謝いたします。

研究を進めるに際しては、技術研究所 久保田淳氏、元技術研究所 清川貴世氏、(株)小堀鐸二研究所 鈴木芳隆博士をはじめ多くの同僚諸氏の方々のご指導とご協力を、技術研究所建築構造グループの皆様から暖かい励ましを頂きました。ここに心から感謝いたします。

本論文は、以上の皆様をはじめとする多くの方々のご指導とご協力のもとにまとめたものであり、ここに心より謝意を示します。

最後に私事ではありますが、本論文をまとめるにあたって陰ながら応援してくれた亡母、妻りつ子に感謝します。

令和2年8月 澤本 佳和