

腐食損傷を有する鋼製鉄道橋の
残存耐荷力評価と補強法の提案

Remaining Strength Evaluation of Steel Railway Bridges with
Corrosion-induced Damage and Proposal for Strength Recovery

広島大学大学院 工学研究科
博士課程後期 社会基盤環境工学専攻

学位取得年月 2018年9月

浅尾 尚之

目次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景と目的.....	1
1.2 本論文の構成.....	6
参考文献.....	7
第2章 既往の研究	9
2.1 プレートガーダーの曲げ耐荷力評価に関する研究.....	9
2.2 腐食した桁の残存曲げ耐荷力に関する研究.....	9
2.3 桁の残存耐荷力評価法に関する研究.....	10
2.4 腐食した桁の残存せん断耐荷力（残存圧縮耐荷力含む）および補強法に関する研究..	11
2.5 腐食部材の補修・補強の要否および力学性能.....	14
参考文献.....	15
第3章 まくらぎ下腐食を有するプレートガーダーの残存耐荷力評価.....	18
3.1 残存曲げ耐荷力評価法.....	18
3.1.1 解析概要.....	18
3.1.2 フランジ水平座屈.....	20
3.1.3 フランジねじれ座屈.....	28
3.1.4 残存曲げ耐荷力.....	36
3.2 局所荷重を受ける残存耐荷力評価法.....	37
3.3 組合せ荷重状態の相互作用曲線.....	37
3.4 まくらぎ下腐食を有する残存耐荷力評価法.....	38
3.5 残存耐荷力評価法の適用性に関する解析的検証.....	39
3.5.1 解析概要.....	39
3.5.2 解析結果.....	44
3.5.3 局所荷重と曲げの相関曲線.....	67
3.5.4 評価値と解析値の比較.....	68
3.6 結論.....	77
参考文献.....	77
第4章 支承部付近に腐食損傷を有するプレートガーダーの残存耐荷力評価.....	79
4.1 解析概要.....	79
4.1.1 解析モデルと境界条件.....	79
4.1.2 解析条件の妥当性検討.....	83

4.1.3 腐食損傷パターンと解析ケース	91
4.2 解析結果.....	94
4.2.1 腐食損傷による減肉モデル.....	94
4.2.2 腐食損傷による剥離モデル.....	98
4.3 結論.....	102
参考文献.....	102
第5章 支承部付近に腐食損傷を有するプレートガーダーの補強法とその効果	104
5.1 解析概要.....	104
5.1.1 解析モデルと解析ケース	104
5.1.2 補強モデル.....	105
5.2 解析結果.....	107
5.3 結論.....	111
5.4 今後の展望.....	111
参考文献.....	111
第6章 総括	113
6.1 維持管理分野における残存耐荷力評価.....	113
6.2 本研究成果の活用.....	114
6.3 結論.....	121
参考文献.....	123

124 END

謝辞

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

近年の日本の社会インフラ分野における最重要かつ最重点課題および施策のひとつに、『既存の土木構造物の維持管理』が挙げられている。平成26年5月には、国土交通大臣を議長とする「社会資本の老朽化対策会議」において、「国土交通省インフラ長寿命化計画（行動計画）」が取りまとめられ、それ以降、より具体的な施策や取組みに基づく土木インフラの維持管理・更新等を着実に推進していくための動きが活発化してきている。日本では、1960年代から1980年代までのいわゆる高度経済成長期の急速な経済発展に呼応する形で、社会基盤整備の一環としての土木インフラ構造物が大量に建設および蓄積されてきた。その中には、道路や鉄道などの橋梁構造物も数多く含まれており、近年においては、建設から50年を迎える老朽化橋梁が年々増加している状況にある。

国土交通省（2012年）の調査結果によると、日本国内に存在する鉄道橋（橋長1m以上）の総数は、約10万2300橋に達しており、現時点（2018年）においてはさらに増大している。これらの建設年度別の橋梁数および年齢層別の橋梁数を図1.1と図1.2にそれぞれ示す。これらによれば、前述した高度経済成長期のみならず、戦前の1920年以前から1930年代にかけても大量の鉄道橋が建造されており、既に建設後80年以上が経過しているものも少なくないことがわかる。

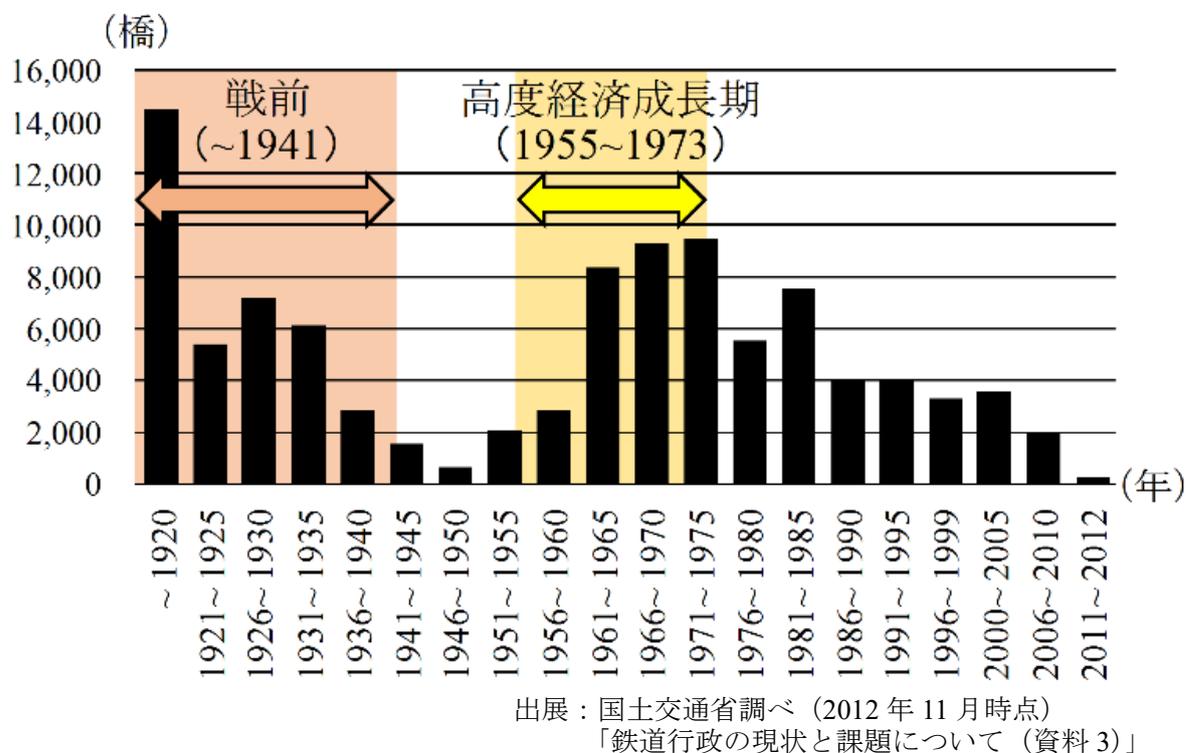
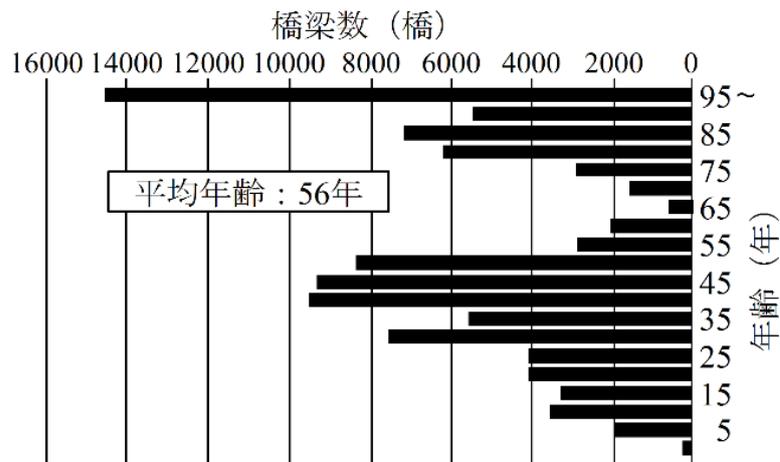


図1.1 建設年度別の橋梁数（橋長1m以上の鉄道橋）



注) 平均年齢は、建設年度が把握されている施設の平均

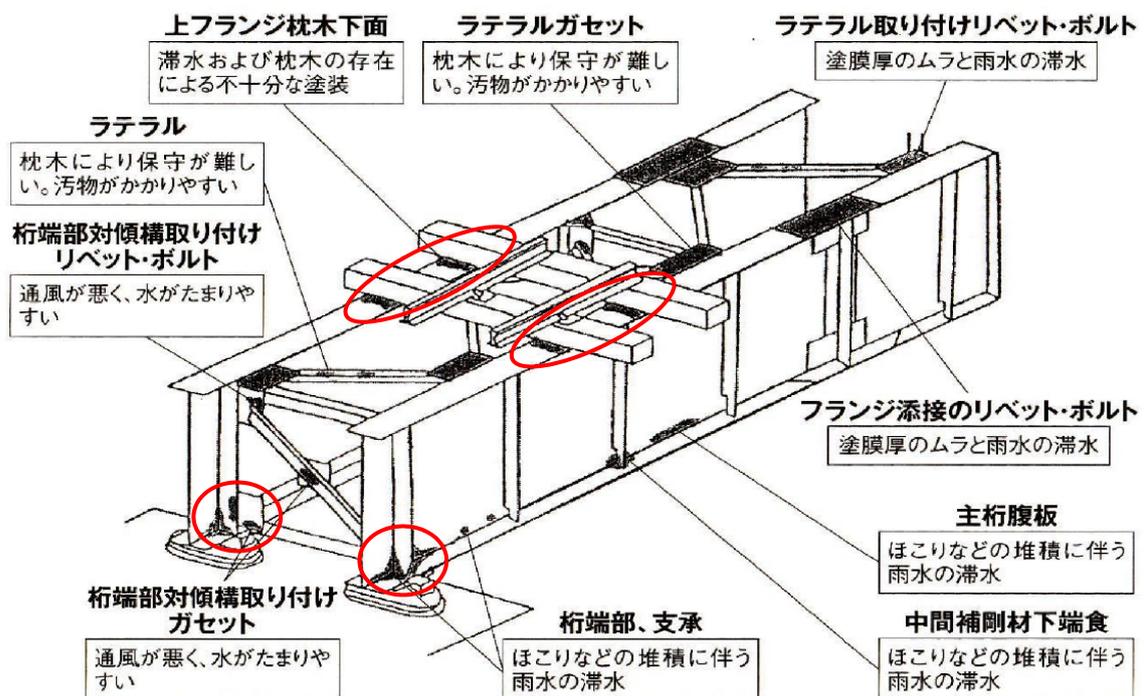
出展：国土交通省調べ (2012年11月時点)
「鉄道行政の現状と課題について (資料3)」

図 1.2 年齢層別の橋梁数 (橋長 1m 以上の鉄道橋)

昨今、これらの大量にストックされた土木構造物の老朽化にともなう経年劣化や腐食損傷などの事象が社会問題化し、多くのメディアや記事でもそれらに関連する諸問題が頻繁に取り上げられるようになっており、今後の土木インフラ国内市場の軸足が、より一層、メンテナンス分野へ不可避的に移行していくことに疑いの余地がない。そんな中、昨今および今後の社会インフラ整備費全体の急激な予算縮減化傾向や深刻な労働力不足の懸念などの社会経済情勢に鑑み、新たな社会資本への投資のみならず、メンテナンス分野自体の存続もより一層厳しい状況に追い込まれていくことが危惧されている。自治体によっては、老朽化の進行した橋梁を既に廃止もしくは撤去したり、継続的な維持管理そのものを断念したりしているとの報道も少なからずなされている。また、より古くから建設されてきた代表的な橋梁形式のひとつである鋼製プレートガーダー橋の多くにおいては、経年劣化にともなう腐食損傷が既に顕著化してきている状況^{1-1)~1-3)}にあり、場合によっては崩壊に至ったものも報告¹⁻⁴⁾されている。近年では、これらの対策として部分的な補修や補強が行われたり、桁全体が取り替えられたりしている¹⁻⁵⁾ものの、実際には桁本体の残存耐荷力を定量的視点から適切に検討・評価したうえで、合理的に対策や対処法を選定もしくは決定しているとは言い難い¹⁻⁶⁾。昨今のような厳しい社会経済情勢のなか、維持管理分野のさらなる技術革新へ向けた、既存構造物の状況把握や最適評価、長寿命化や延命化のための具体策の実現に対して強い期待が集まっている。これらを実現していくために、より一層、合理的かつ経済的な維持管理作業を実施するための既存構造物の腐食損傷状況の調査方法、およびその結果を包括できる評価・判定手法の構築、さらには補修・補強までを一貫して取り扱うことのできる設計体系の確立へ向けた、継続的な調査・研究ならびに基礎データの蓄積が強く求められている。これまでに、鋼部材や鋼桁の腐食損傷や残存耐荷力に関する多くの研究報告^{1-7)~1-13)}が行われてきてはいるものの、対象橋梁の使用制限要否にかかわる短期間での設計者判断や施工現場作業性能に着目した、腐食損傷に対する簡易な残存耐

荷力評価法や補強法の実案へ向けた研究事例は未だ数少ない。また、ある一定レベルの精度を有する残存耐荷性能に着目した定量的評価法を確立することができれば、より危険性や緊急性の高い橋梁から優先的に補強などの対策を講じていくことができ、素早い対処も可能になる。

ここで、本研究で対象とする鋼製プレートガーダー鉄道橋の経年劣化による主な腐食は、飛来塩分や乾湿繰返し等に起因するものであり、本形式における一般的な腐食マップを図 1.3 に示す。これらの主部材に生じる腐食現象のうち、その進行レベルに応じて、桁本体の耐荷力低下に大きな影響を及ぼすと想定される、①まくらぎ直下の上フランジ上面における腐食、②支承部近傍の構成部材における腐食、の2タイプの腐食損傷に着目する。



出展：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）▽鋼・合成構造物（H.19.01）¹⁻¹⁴

図 1.3 鋼製プレートガーダー鉄道橋の腐食マップ

上記①に関して、日本鋼構造協会耐用性調査小委員会から報告された研究結果¹⁻¹⁵⁾によると、鋼鉄道橋の架け替え理由の約半数が腐食によるものであり、とりわけ、まくらぎ下の腐食が最も多いことが示されている。鋼製プレートガーダー鉄道橋は、図 1.4 に示すようにプレートガーダーの上フランジ上面に直接、まくらぎを載せた構造形態であり、列車荷重がレールを介して直接的にまくらぎに繰返し載荷される。その結果として、まくらぎ下の上フランジ上面が局部的に摩耗し、さらに水はけも悪く湿潤状態になりやすいことから、他の部位に比べて腐食の進行が早まる。まくらぎ下の防食対策には、上フランジの塗り替え塗装を行う事例もあるが、夜間の列車閉塞による作業時間はわずかしがなく、塗装後もすぐに列車荷重を受けてしまうため、十分な防食機能の発現を期待できないのが実状である。また、塗装以外にも、上フランジ

を鋼板で補強した事例もあるが、多くは桁を取り替えているようである。このまくらぎ下の上フランジ上面における局部腐食は、主部材に対する曲げ耐荷性能に直接影響を及ぼす現象であり、その場合、スパン中央部での腐食進行が最も残存曲げ耐荷力上、クリティカルなものとなる。ここで、プレートガーダーの最大耐荷力に関する研究は、これまでに、Basler & Thurlimann¹⁻¹⁶⁾、森脇ら^{1-17),1-18)}、藤野¹⁻¹⁹⁾、小松ら¹⁻²⁰⁾、長谷川ら¹⁻²¹⁾、藤井ら¹⁻²²⁾により、実験や解析を通じて多くの研究がなされてきた。これらの研究は、いずれもフランジの局部腐食を考慮していないが、まくらぎ下腐食がプレートガーダーの耐荷力を大きく低下させることを指摘しており^{1-23),1-24)}、この種の腐食損傷を有する鋼鉄道橋の残存耐荷力を精度よく評価することは、既存の鋼製プレートガーダー鉄道橋の効率的維持管理のために非常に重要である。したがって、まくらぎ下腐食を有するプレートガーダーの現象解明のための解析的検討、さらには、今後、鋼鉄道橋を合理的かつ効率的に維持管理していくための残存耐荷力評価式ならびに評価法の確立が必要である。



図 1.4 一般的な鋼製プレートガーダー鉄道橋（国内）

また、上記②の鋼製プレートガーダー鉄道橋の支承部近傍は、部材構成が複雑なために風通しも悪く、また日陰にもなりやすいことから橋台上に滞水して湿気も高く、他の部位と比較しても腐食が進行しやすい環境条件となる。そのため、支承部周辺でのウェブや、垂直補剛材や下フランジに腐食損傷が発生しているケースが数多くみられる。さらに、ウェブと下フランジの接合部が局部腐食や繰返しの応力集中によって分離（本研究においては、“剥離”と称す）する事例も存在する（図 1.5）。ここで、本研究では、主として国内事例のみをターゲットとしているものの、海外の鋼鉄道橋においても、図 1.6 に示すような支承部周辺が腐食しているケースが数多くみられることから、本研究で得られる成果を現地の状況に応じて適用していくことも可能である。以上のことから、これらの鋼鉄道橋に対する定量的見地からの補修・補強の必要性の有無や継続利用の可否を短期間で適切に技術判断していくためには、支承部近傍でよく見受けられる実腐食現象を包括する簡易モデルの提案・構築やそれを用いた現象解明のための解析的検討、さらには、それらの解析結果に基づく残存耐荷力の評価が必要である。これらが実現できれば、必要に応じて、それ以降の補修・補強対策の具体的検討や選定作業にも迅速に取り掛かることができる。



図 1.5 支承部近傍の劣化腐食および分離（ウェブと下フランジ間）状況（国内）



図 1.6 支承部周辺の劣化腐食状況（海外）

ここで参考までに、鋼製プレートガーダー鉄道橋の健全度評価の際に着目する耐荷力として、①支点部の圧縮耐荷力、②支点部腹板のせん断耐荷力、③支間中央部の曲げ耐荷力、が主として考えられ、①と②はせん断力、③は曲げモーメントの作用にそれぞれかかわっている。また、これらを検討する場合に取り扱う、腐食に起因する変数パラメーターとして、一般的に以下が挙げられる。

- 1) ウェブ（腹板）、垂直補剛材（縦補剛材）、上・下フランジなどの残存板厚
- 2) 横方向部材（横桁や横構・対傾構など）の断面欠損および部材欠損
- 3) 継手部材やリベット、ボルトなどの欠損
- 4) 支承部の不備や不整

本研究は、桁全体の耐荷性能に直接的な影響を及ぼす、上記 1) に着目して行う。

1.2 本論文の構成

本研究では、古くから国内外に数多く存在する開床式（無道床式）の鋼製プレートガーダー鉄道橋における局部腐食に着目し、主桁本体の残存耐荷力低下に及ぼす影響がきわめて大きいと考えられる代表的な2タイプの腐食損傷現象（まくらぎ下の上フランジ腐食，支承部付近の構成部材腐食）を抽出して，維持管理分野における合理的かつ経済的な定量的評価法や補強法の提案ならびにそれらの手法に対する解析的検討・評価を実施する。

はじめに，まくらぎ直下の上フランジ上面に腐食損傷を有する鋼製プレートガーダー鉄道橋を対象として，曲げを受けることによる崩壊形式が，圧縮フランジの座屈様式（フランジ水平座屈もしくはフランジねじれ座屈）に応じて変化する現象に着目する．これらの座屈様式ごとに異なる基本座屈長を有する上フランジの抽出モデルを用いた複合非線形 FEM 解析結果を参考に，双方の座屈耐荷力曲線について解説する．その上で，残存曲げ耐荷力力の簡易算定式，ならびに曲げとまくらぎ直下腐食部へ直接作用する局所荷重（パッチロード）との組合せ荷重状態下における主桁本体としての残存耐荷力の評価手法について解説する．さらに，上記同様の腐食状況や組合せ荷重状態を考慮したビームモデルによる複合非線形 FEM 解析を実施し，上記の評価手法を用いて算定した主桁の残存耐荷力が妥当であることを示す。

続いて，支承部周辺に腐食損傷を有する鋼製プレートガーダー鉄道橋を対象に，支点部付近にせん断力を受ける場合のビームモデルのせん断破壊や局部座屈挙動に着目した複合非線形 FEM 解析を行い，各部材表面からの減肉量や部材接合部における剥離範囲をそれぞれ変化させて，各々の腐食状態を組み合わせたパラメトリックスタディによる主桁の残存耐荷力の評価や耐荷力低下傾向の把握を試みる．さらに，長寿命化に主眼を置いた，主桁全体としての残存耐荷力回復のための補強法の提案，ならびにそれらを適切にモデル化した解析的な評価検討を実施の上，この補修法が有用かつ実用であることを示す。

本論文は，全6章で構成され，**第1章**では，本研究の背景と目的および本論文の構成について述べる。

第2章では，本研究に関連する鋼製桁の曲げ耐荷力やせん断（圧縮）耐荷力の評価や腐食損傷を有する桁の残存耐荷力の評価などに着目した既往の研究内容について整理する．また，維持管理分野における残存耐荷力評価や補強の現状についても述べる。

第3章では，まくらぎ直下の上フランジ上面に腐食減肉を有する鋼製プレートガーダー橋を対象に，維持管理分野の実務に適用可能な残存耐荷力の簡易評価法およびその妥当性について解析的に検証する。

第4章では，支承部付近に腐食損傷を有する鋼製プレートガーダー橋を対象に，支点部付近の各部材表面からの減肉量や部材接合部における剥離範囲をそれぞれ変化および組み合わせるパラメトリックスタディによって，残存耐荷力の評価や耐力低下傾向の把握を行う。

第5章では，**第4章**で着目した支承部付近に腐食損傷を有するプレートガーダーの長寿命化に主眼を置いた，残存耐荷力回復のための補強法の提案およびそれらをモデル化した解析的な評価検討を実施の上，その有用性や実用性についても明らかにする。

第6章では，本論文の**第3章**から**第5章**までの研究成果をもとに，維持管理分野における残

存耐荷力評価や本研究成果の活用の観点からの総括を述べ、あわせて本研究で得られた知見についても総括する。

参考文献

- 1-1) 名取暢：鋼橋の腐食事例とその対策，第1回鋼構造物の維持管理に関するシンポジウム資料集，pp.63-70，1999
- 1-2) 名取暢，西川和廣，村越潤，大野崇：鋼橋の腐食事例調査とその分析，土木学会論文集，No.668，pp.299-311，2001.1
- 1-3) 玉越隆史，中州啓太，石尾真理，武田達也，水津紀陽：鋼道路橋の局部腐食に関する調査研究，国土技術政策総合研究所資料，第294号，p.18，2006.1
- 1-4) 下里哲弘，村越潤，玉城喜章，高橋実：腐食により崩落に至った鋼橋の変状モニタリングの概要と崩落過程，橋梁と基礎，Vol.43，pp.55-60，2009.11
- 1-5) 国土技術政策総合研究所資料：橋りょうの架替に関する調査結果 (IV)，2008.4
- 1-6) 土木学会鋼構造委員会：腐食した鋼構造物の耐久性照査マニュアル，土木学会，鋼構造シリーズ18，2009.3
- 1-7) 海田辰将，藤井堅，原考志，中村秀治：腐食鋼板のせん断耐力とその評価法，構造工学論文集，Vol.50A，pp.121-130，2004.3
- 1-8) 海田辰将，藤井堅，原考志，中村秀治：腐食したフランジの簡易な圧縮強度評価法，土木学会論文集，No.766/I-68，pp.59-71，2004.7
- 1-9) 中山太士，木村元哉，石川俊之，松井繁之：腹板孔食をもつ鋼桁のせん断耐荷力，構造工学論文集，Vol.52，pp.49-56，2006.3
- 1-10) 森猛，橘敦志，野上邦栄，山沢哲也：鋼食鋼板の引張・降伏耐力評価法の検討，土木学会論文集 A，Vol.64，No.1，pp.38-47，2008.1
- 1-11) 金仁浩，山口隆司，北田俊行，中村智明：ソールプレート周辺にき裂を有する鋼橋 I 桁端部のせん断耐荷力特性に関する基礎的研究，土木学会論文集，Vol.64，No.4，pp.841-856，2008.11
- 1-12) 下里哲弘，玉城喜章，有住康則，矢吹哲哉，小野秀一，三木千壽：実腐食減厚分布を有する鋼プレートガーダー腹板のせん断強度特性に関する実験的研究，土木学会論文集 A1，Vol.70，No.3，pp.359-376，2014.1
- 1-13) 田井政行，下里哲弘，玉城喜章，有住康則，矢吹哲哉：腐食により落橋に至った鋼プレートガーダー橋の崩壊メカニズムと桁端部の損傷回復評価に関する解析的検討，構造工学論文集，Vol.61A，pp.416-428，2015.2
- 1-14) 国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）鋼・合成構造物，H.19.1
- 1-15) 日本鋼構造協会 耐用性調査委員会：鋼構造物の耐用性調査報告書，JSSC Vol5，No39，1969

- 1-16) Basler, K. and Thurlimann, B. : Strength of Plate Girders in Bending, Proc. of ASCE, Vol.87, No.ST6, pp.153-181, 1961
- 1-17) 森脇良一, 藤野真之 : 初期不整を有するプレートガーダーのせん断強度に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.248, 1976.5
- 1-18) 森脇良一, 藤野真之 : 初期不整を有するプレートガーダーの純曲げ強度に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.264, pp.1-15, 1977.8
- 1-19) 藤野真之 : 初期不整を有するプレートガーダーの組合せ強度に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.269, pp.1-15, 1978
- 1-20) 小松定夫, 森脇良一, 藤野真之, 滝本哲四朗 : 組合せ荷重を受けるプレートガーダーの極限強度, 土木学会論文集, No.321, pp.1-14, 1982
- 1-21) 長谷川彰夫, 和田耕造, 西野文雄 : プレートガーダーの曲げ耐荷力に関する新しい理論, 土木学会論文報告集, No.360, pp.33-42, 1980.3
- 1-22) 藤井堅, 大村裕 : フランジ局部座屈に起因するプレートガーダーの曲げ耐荷力解析, 土木学会論文集, No.374/I-6, pp.467-476, 1986.10
- 1-23) 海田辰将, 藤井堅, 宮下雅史, 上野谷実, 中村秀治 : 腐食したプレートガーダーの残存曲げ強度に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.51A, pp.139-148, 2005.3
- 1-24) 中山太士, 石川敏之, 木村元哉, 松井繁之 : まくらぎ下の上フランジが腐食した鋼桁の曲げ耐荷力低下度に関する研究, 応用力学論文集, Vol.13, pp.929-936, 2010.8

第2章 既往の研究

2.1 プレートガーダーの曲げ耐荷力評価に関する研究

Basler ら²⁻¹⁾は、曲げを受けるプレートガーダーの崩壊形式が、図 2.1²⁻²⁾に示すような圧縮フランジの3つの座屈様式、すなわち、垂直座屈、水平座屈（横ねじれ座屈）、ねじれ座屈により決定されるものとして、各崩壊形式に対する耐荷力評価を示している。このうち、フランジ垂直座屈は、ウェブの幅厚比が極端に大きい場合（Basler によれば、 $h_w/t_w > 320$ ； h_w ：ウェブ高さ、 t_w ：ウェブ板厚）にのみ発生し、通常では起きないことが今までに明らかにされている。また、そのほかのフランジ水平座屈とフランジねじれ座屈は、フランジの剛性に大きく依存する局部座屈による崩壊形式となることから、本研究における検討対象とする。この2つの座屈挙動は、まくらぎ下腐食を有するプレートガーダーにとって、極めて影響の大きい崩壊形式となる。その場合、フランジ水平座屈による崩壊については、通常、横桁や横構の間隔などの主桁のねじれ角が拘束されている区間で発生するが、複数のまくらぎ下腐食がある状態では、圧縮フランジの曲げ座屈挙動が支配的になるものと考えられる。また、フランジねじれ座屈による崩壊は、腐食のない場合には垂直補剛材の間隔で発生するが、まくらぎ下腐食が進行すれば、まくらぎ幅を座屈長とする範囲に発生する。

以上の考えに基づき、本研究では、Basler らが与えた曲げ耐荷力評価式を用いて、その適用性の可否に関する検討および評価を行う。

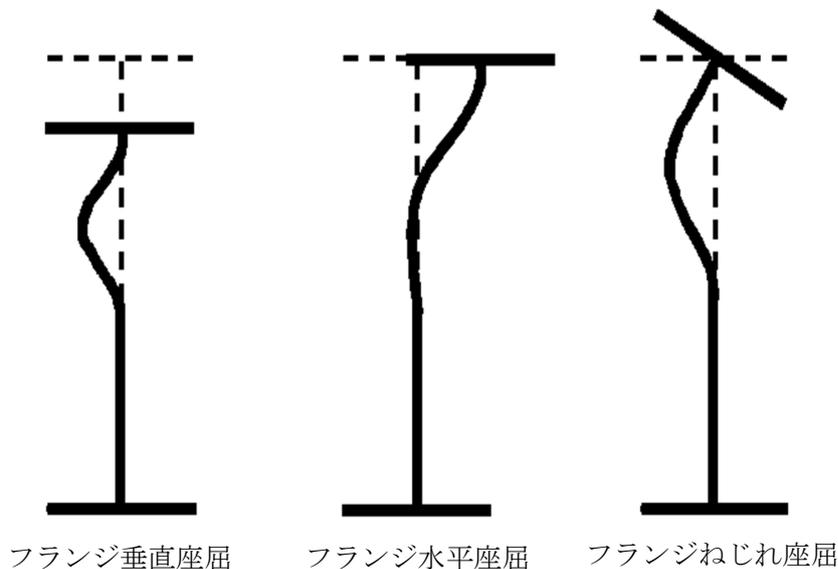


図 2.1 プレートガーダーの座屈様式²⁻²⁾

2.2 腐食した桁の残存曲げ耐荷力に関する研究

鋼構造物の維持管理分野では、腐食した構造物あるいは部材の現時点における残存耐荷力を適切に評価することが不可欠であることはいままでもない。藤井ら^{2-3)~2-6)}は、正確な耐荷力評価のためには腐食表面の凹凸状態と部材が受ける応力状態が重要であるとの観点から、引張

(繰り返し)、圧縮などの種々の応力状態における腐食鋼板あるいは桁の残存耐力の解明を試みている。これらの腐食を有する鋼構造物の残存耐力評価においては、載荷実験のみならず、腐食した鋼材表面の凹凸状態の測定にも多大な労力と時間を要することから、今後はより多くの計測や実験結果とあわせて、解析的アプローチからのパラメトリックスタディ実施に基づいたデータの蓄積やプロセスの体系化が期待される場所である^{2-7)~2-9)}。

腐食したプレートガーダーの残存曲げ耐力については、野上ら²⁻¹⁰⁾や森ら²⁻¹¹⁾が、人工的に作成したフランジ表面の腐食を立体要素に考慮して、桁全体の強度解析を行っている。

海田ら²⁻¹²⁾は、約 100 年間供用された後に撤去されたプレートガーダーを用いた残存曲げ強度試験を行い、終局曲げ挙動を調べている。その結果として、圧縮フランジの腐食部において局部的にねじれ座屈が発生して崩壊することを確認している。また、この圧縮フランジ部の座屈が、桁の残存曲げ耐力に大きく影響するものとして結論づけている。

中山ら²⁻¹³⁾は、健全なプレートガーダー1 体とまくらぎ下の上フランジ板厚が 50%減肉した 3 体のプレートガーダーを用いた曲げ載荷試験を行い、まくらぎ下の腐食状態が桁の曲げ耐力にどのような影響を及ぼすのかを明らかにしている。それと同時に、この実験に対応した FEM 解析も行っており、まくらぎ下腐食を考慮した解析が適用可能であることを示している。また、中山ら²⁻¹⁴⁾は、まくらぎ下の上フランジに局部腐食を有するプレートガーダーモデルを用いて、腐食の位置や箇所数、板厚減少率を変化させた場合に、桁の残存耐力がどのように変化するかを解析的に検証しており、板厚減少が大きくなれば、腐食範囲の上フランジの局部座屈強度が桁全体の最大荷重に大きな影響を及ぼすことを示している。さらに、中山ら²⁻¹⁵⁾は、まくらぎ下の上フランジの腐食減肉をモデル化する際、上面のみからの減肉と両面からの減肉の双方の解析モデルを用いた比較検討も実施しており、後者よりも前者の場合の曲げ耐力の方が若干低下するものの、ほとんど影響しないことが示されている。一方、以上の研究は、上フランジの座屈様式の違いに着目した曲げ耐力低下や曲げと局所荷重の組合せ荷重下の観点では述べられておらず、今後はそれらの状況に着目した残存耐力評価が必要になる。

岡本²⁻¹⁶⁾は、まくらぎ下腐食を有するプレートガーダーに局所荷重が作用する場合の残存耐力実験を実施している。この研究において、まくらぎ下の上フランジ腐食による減肉量が大きくなれば、プレートガーダーの残存耐力もそれに応じて低下していくことを明らかにしており、局所荷重直下のウェブに生じる面外方向のたわみ形状は、腐食量によらず、ほぼ同じになることを示している。

2.3 桁の残存耐力評価法に関する研究

建設省土木研究所(当時)で行われた腐食した梁部材の曲げ強度実験²⁻¹⁷⁾では、梁が水平座屈(横倒れ座屈)を生じるときの曲げ強度について、腐食箇所の平均板厚を用いた評価法が提案されている。

また、局所荷重を受けるプレートガーダーの耐力については、今までに多数の実験的および解析的研究が行われているが、耐力の算定法としては実験に基づいたものが多い^{2-18)~2-25)}。

このうち、1979年にASCEに発表されたRobertsら²⁻²⁵⁾の算定法は、崩壊メカニズムを考えた塑性解析であり、物理的意味づけの明確なものとして注目された。しかしながら、彼らの算定法には、腹板の座屈強度が一切考慮されておらず、耐荷力算定値が実験値に対し、平均16%程度も控えめな値となっている。藤井ら²⁻¹⁴⁾は、まくらぎ下腐食を有するプレートガーダーが、腐食フランジ部分に局所荷重を受けた場合の残存耐荷力について実験的に検討し、滝本らの提案する耐荷力算定式^{2-26), 2-27)}を適用すれば精度よく評価できることを示している。さらに、岡本²⁻¹⁶⁾は、自ら実施した実験結果をもとに、過去の研究で提案されている局所荷重を受ける場合のプレートガーダーの耐荷力評価式の適用性について検討を行い、滝本の提案式²⁻²⁶⁾が適用可能であると結論づけている。

しかしながら、残存曲げ耐荷力の簡易算定式や曲げとまくらぎ直下腐食部へ作用する局所荷重（パッチロード）との組合せ荷重状態下における主桁全体としての残存耐荷力を十分な精度で評価および推定する手法はまだ確立されていないのが実状であり、本研究における検討対象とする。

2.4 腐食した桁の残存せん断耐荷力（残存圧縮耐荷力含む）および補強法に関する研究

鋼橋における腐食損傷の多発箇所として、漏水の多い桁端部、水平材上面などの滞水しやすい箇所、支承部周辺、通気性や排水性の悪い連結部、泥・ほこりの堆積しやすい下フランジの上面、溶接部等があげられる²⁻²⁸⁾。図2.2に腐食損傷事例を示す。桁端部はせん断力が卓越する箇所であり、桁端に近い主桁ウェブのせん断耐荷力および支点上の柱としての圧縮耐荷力を評価する必要があり、本研究で対象とする腐食損傷を有する桁端部の残存耐荷力を明らかにすることは、非常に重要かつ重点課題の一つとなっている。

腐食損傷を有する主桁ウェブの残存せん断耐荷力については、海田ら²⁻²⁹⁾が、腐食を考慮した周辺単純支持板のパラメトリック強度解析と腐食した実際のプレートガーダーを用いたせん断強度実験結果から、腐食鋼板のせん断強度評価のための統計量と強度評価法について検討している。結果として、鋼板全面がほぼ同じ凹凸状態で腐食した形態を有する腐食鋼板の極限せん断強度は、平均板厚を用いて幅厚比パラメータ R を求めれば、腐食の無い鋼板の座屈強度曲線から精度よく評価できることを示している。また、下フランジ近傍のウェブ下部腐食を模擬したせん断耐力実験と解析が行われており²⁻³⁰⁾、人工的に切削したウェブ下部がせん断耐荷力の低下要因となることを示したうえで、実腐食減厚分布を有する桁の継続的な研究の必要性についても述べられている。

下里ら^{2-31), 2-32)}は、腐食位置に着目し、ウェブ下端部および水平補剛材の腐食が先行している場合について、実験的検討を行い、ウェブ断面積の割合が残存せん断耐荷力に比例しないことを示している。中山ら²⁻³³⁾は、鋼鉄道橋を対象に、ウェブに孔食を設けた桁の載荷試験および弾塑性有限変位解析を行い、ウェブに孔食を有する桁の残存せん断耐荷力について検討している。孔食を有する桁の残存せん断耐荷力の低下は8%程度と小さいが、最大荷重時の桁の鉛直たわみが健全な桁のそれと比べて非常に小さくなることを示している。また、孔食の長さが

短い場合、桁の残存せん断耐荷力はほとんど低下しないことを示している。

奥山ら^{2-34)~2-36)}は、桁端部のウェブに生じた腐食損傷に対して、炭素繊維に樹脂を含浸硬化させた炭素繊維強化樹脂材料(CFRP)を貼り付け、面外剛性を増加させることでせん断強度の向上を図る工法について検討している。また、桁端部の支点上などの代表的な腐食損傷を模擬し、図 2.3 に示すウェブ下端から 50mm の高さで板厚を 50%、100%減肉させた場合、残存せん断耐荷力は、10.4%、21%低下することを示し、ウェブの損傷範囲と腐食量をパラメータに検討している。田井ら²⁻³⁷⁾は、重度の腐食損傷によって崩落に至った鋼プレートガーダー橋を対象に、その崩壊のメカニズムを解析的に検討している。さらに、腐食部位を回復させた場合の逆解析を行って、橋梁全体の耐力低下に重大な影響を及ぼす腐食損傷形態と耐力保持部材を明らかにしている。

支点上の柱としての残存圧縮耐荷力について、Vo Thanh Hung ら²⁻³⁸⁾は、実際に腐食した桁端部の載荷実験を行い、板厚減少の大きな部位に局部座屈が発生すること、実験的検討と解析的検討により、残存圧縮強度は残存断面積比率にほぼ比例して低下することを示している。白倉ら²⁻³⁹⁾は、鋼橋の桁端のウェブと支点上補剛材の下端の腐食に着目して、支点上の柱の残存圧縮耐荷力について、腐食を模擬して解析的に検討し、道路橋示方書・同解説(平成 14 年版)の許容値 1.7 に対して 1.3 倍の余裕度があること、および高さ 10mm の欠損範囲に対して解析し、健全時に対して約 4 割程度に残存耐荷力が低下することを示している。丹波ら²⁻⁴⁰⁾は、支点上の柱の残存圧縮耐荷力について、鋼板当て板補修について実験的に検討している。

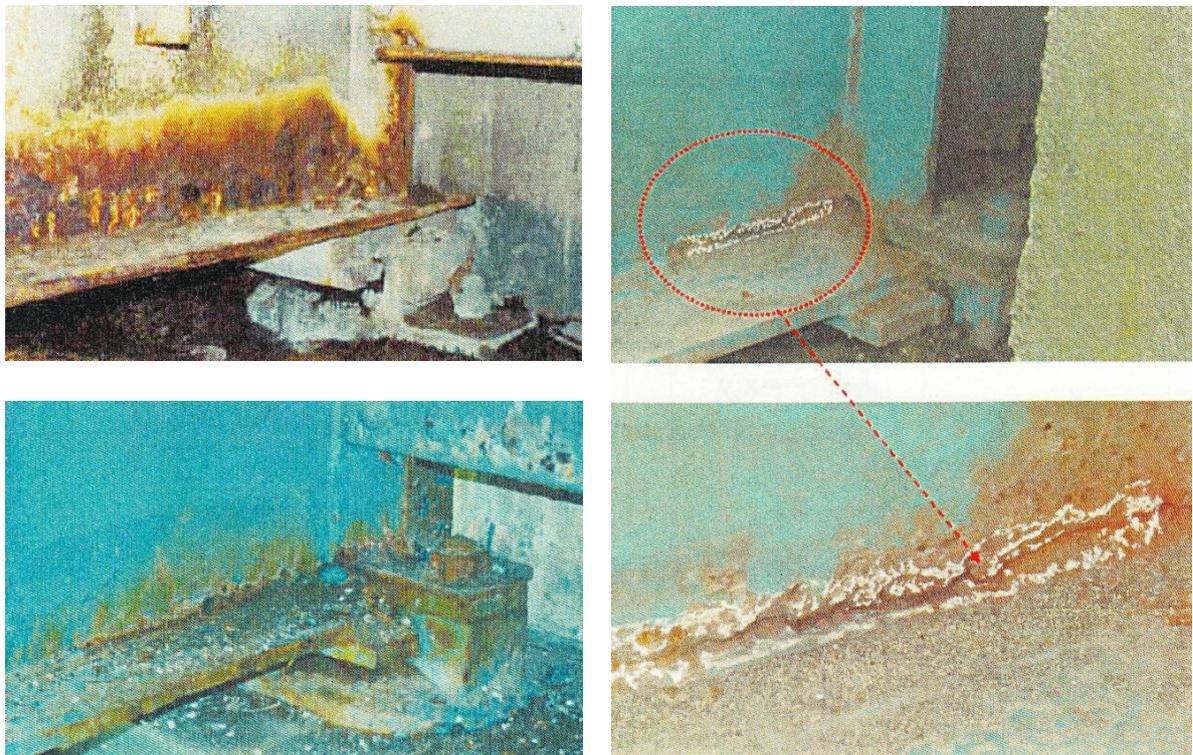


図 2.2 プレートガーダー桁端部の腐食損傷事例²⁻²⁷⁾

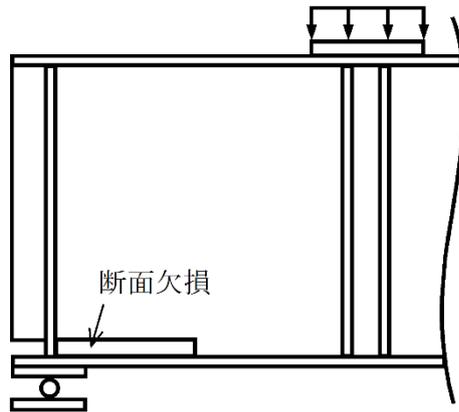


図 2.3 桁端部腐食の模擬形状²⁻³³⁾

以上より、腐食損傷した桁端部付近のせん断耐荷力ならびに圧縮耐荷力の回復に着目した補強対策に関する研究として、図 2.4 に示す腐食箇所の部分的な部材取替え（手順：①局所的な腐食減肉や孔食を発見，②フィルム型を使用しての孔開け位置や切断位置の罫書き，③添接用の孔開けおよびガス切断，④グラインダーによる切断箇所の仕上げ，⑤高力ボルトによる部材取付け），鋼板や炭素繊維強化樹脂材料（CFRP）などを用いた当て板による補強法が提案されている。ただし、補強箇所周辺での応力集中によるせん断座屈や部材破断を誘発する恐れがあることやせん断座屈後の後座屈挙動時に生じる接着面剥離にともなって急激に耐荷力が低下する恐れがあること、現場での下地処理や繰り返しの接着処理もしくは狭いスペースでの多くのボルト接合処理などの煩雑作業が数多く生じることなどの総合的見地から、本研究においては、これらの問題や課題を軽減すべく、腐食損傷を有する桁端部における簡易補強法の提案ならびに解析的評価を行う。

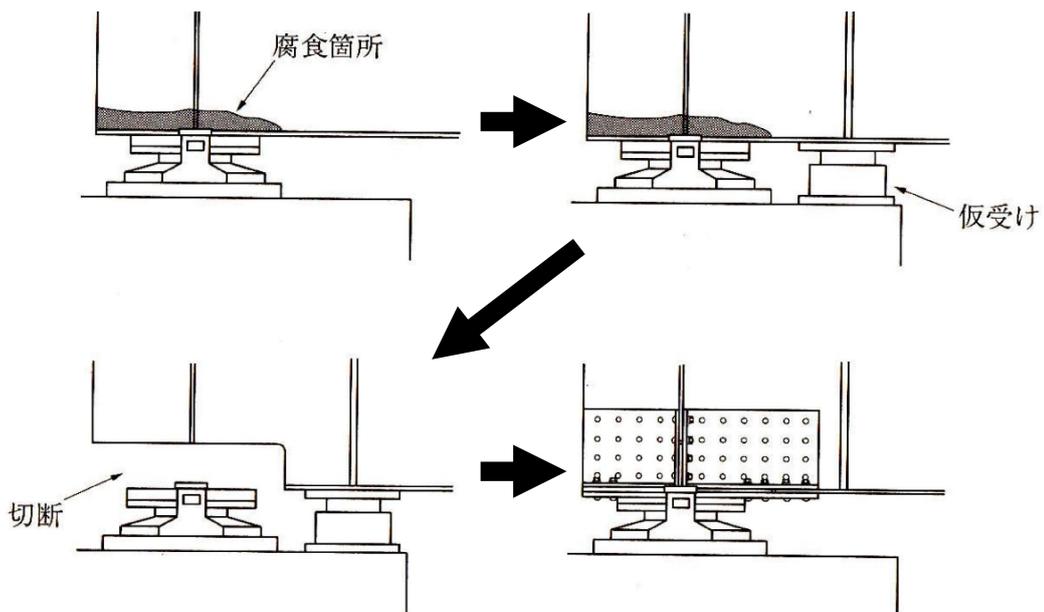


図 2.4 桁端部腐食部位の取替え手順²⁻⁴¹⁾

2.5 腐食部材の補修・補強の要否および力学性能

腐食した部材の補修や補強の要否や程度を判断する際、その腐食部位が当該部材の耐荷力を決める断面であるかどうか、あるいは、もともとの強度に余裕のある断面であるかどうか、構造物全体の安全性に与える影響はどのレベルなのか、などの定性的もしくは定量的観点に基づく検討や判定が必要になる。例えば、コンクリート床版やまくらぎを支持する主桁などの端部に生じるせん断力に対する耐荷機構を考えれば、その周辺の水平フランジ部に多少の腐食が生じていたとしても、それ自体がせん断耐荷力に大きな影響を及ぼすものではないと定性的に判断できる。つまり、腐食減肉が生じている部位を調査した結果として、それが部材や全体系の耐荷力に大きく影響しない部位であれば、それ以上の腐食進行を防止するだけの対策としておけばよいという定性的判断も可能になる。

一方、部材の力学的な抵抗断面に腐食が生じている場合においても、その全てにおいて初期断面への完全回復が必要になるとは限らない。鋼橋では、想定される最大の荷重に荷重係数を乗じて載荷し、部材の強度にも所定の安全率を見込んで設計が行われているため、実際には設計で考慮するような大きな荷重が作用していることはきわめてまれである。また、実働荷重作用下で発生する応力は、死荷重による応力を加えても設計計算で求められる応力に比べて大幅に小さくなることが多い。つまり、供用中の既設構造物を対象とする維持管理分野の場合、上記の実状に基づく定量的な検討を行えば、不必要な断面補強を省略することも可能になる。

定量的な検討を行う場合、腐食による部材耐力の低下は、板厚や断面積の減少量に依存することは明らかであるが、腐食が各部材で一様に生じることはまれであり、板厚変化が場所によって異なったものとなることから、維持管理業務においては、何らかの代表値を用いて耐荷力評価を行う必要がある。一般的によく用いられる評価指標としては、表 2.1 に示すようなものがある。

表 2.1 板厚の評価指標の例

指標	定義
平均板厚	対象部材全体の板厚測定値を単純に算術平均した値
最小板厚	対象部材全体の板厚測定値の最小値
最小平均板厚	対象部材の幅方向測線ごとの平均板厚の最小値
有効板厚	平均板厚 $-\alpha$ ×標準偏差 (α : 定数) で算出される板厚
有効板厚欠損率	初期板厚に対する有効板厚の減少率
最大断面欠損率	最小平均板厚となる断面での断面積の減少率

引張を受ける部材では、断面積の減少分だけ耐力が下がると考えてよい。腐食が一様ではなく、局所的な腐食により減肉が生じている場合には、荷重作用に対する直角方向の断面積が最小となる位置で破断が生じるため、引張耐力の算定にあたっては、最小平均板厚または最大断面欠損率を用いればよいことがわかる。

また、腐食した圧縮部材（柱部材）や曲げ部材の耐荷性能を考える場合には、断面積の減少

による影響に加え、幾何形状（細長比，幅厚比）の変化による座屈耐荷力への影響も考慮する必要がある．一般に，断面二次半径の減少によって細長比が，板厚の減少によって幅厚比が各々増加するため，全体座屈強度および局部座屈強度ともに低下する．腐食は各部材で一様に生じることなく，板厚も場所によってさまざまにばらつくものとなるため，それらを正確に考慮した上で座屈耐荷力を予測することはきわめて難しい．そのため，表 2.1 に例示した板厚の評価指標を用いて，経験則的に耐荷力の低下傾向を評価するのが現実的であり，その考え方や取扱いについては，さまざまな提案が行われている²⁻⁴²⁾．さらには，本研究等を通じた解析的アプローチからの分析データや知見の蓄積ならびに活用が継続的に必要になる．

参考文献

- 2-1) Basler, K. and Thurlimann, B. : Strength of Plate Girders in Bending, Proc. of ASCE, Vol.87, No.ST6, pp.153-181, 1961
- 2-2) 土木学会鋼構造委員会 座屈設計ガイドライン改訂小委員会（委員長：宇佐美勉）：座屈設計ガイドライン改訂第 2 版，土木学会，鋼構造シリーズ 12，2005.10
- 2-3) 村中昭典，皆田理，藤井堅：腐食鋼板の表面形状と残留耐荷力，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1063-1071，1998
- 2-4) Fujii, K., Satoh, M., Minata, O., Ohmura, H. and Muranaka, A. : A Proposal on Effective Thickness for Evaluation of Buckling Strength of Corroded Steel Plate, Proc. of the 5th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, pp.2105-2110, 1995
- 2-5) 海田辰将，藤井堅，中村秀治：腐食したフランジの簡易な圧縮強度評価法，土木学会論文集，No.766, I-68, pp.59-71, 2004.7
- 2-6) Kaita, T. and Fujii, K. : Buckling Strength Evaluation of Corroded Flange of Plate Girder, System-based Vision for Strategic and Creative Design, pp.885-891, 2003.9
- 2-7) 松本勝，白井義朗，中村幾雄，白石成人：腐食鋼板の有効板厚評価法の一提案，橋梁と基礎，Vol.23, No.12, pp.19-25, 1989
- 2-8) Z. Sadovsky and M. Drdacky : Buckling of plate strip subjected to localized corrosion – a stochastic model –, Thin-Walled Structures, Vol.39, pp.247-259, 2000
- 2-9) A.F. Mateus and J.A. Wits : Post-buckling of corroded steel plates, An assessment of the design codes, Proc. of BOSS'97, Vol.3, pp.3-17, 1997
- 2-10) 野上邦栄，山沢哲也，小栗友紀，加藤美幸：腐食減厚に伴う合成 I 桁及び I 断面柱の残存耐力評価に関する一考察，構造工学論文集，Vol.47A, pp.93-102, 2001
- 2-11) 森猛，渡辺一，正井資之：腐食した鋼板の表面形状シミュレーションと腐食鋼板の曲げ耐荷力，構造工学論文集，Vol.49A, pp.675-686, 2003
- 2-12) 海田辰将，藤井堅，宮下雅史，上野谷実，中村秀治：腐食したプレートガーダーの残存曲げ強度に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.51A, pp.139-148, 2005.3
- 2-13) 中山太士，近藤拓也，石川敏之，清水健太，松井繁之：まくらぎ下の上フランジが腐食

- した桁の曲げ耐荷力に関する検討, 土木学会第 62 回年次学術講演会, I-370, 2007.9
- 2-14) 中山太士, 岡本章太, 近藤拓也, 藤井堅, 松井繁之: まくらぎ下の上フランジに局部腐食を有する桁の残存耐荷力, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.145-156, 2010.3
- 2-15) 中山太士, 石川敏之, 木村元哉, 松井繁之: まくらぎ下の上フランジが腐食した鋼桁の曲げ耐荷力低下度に関する研究, 応用力学論文集, Vol.13, pp.929-936, 2010.8
- 2-16) 岡本章太: まくらぎ下に局部的腐食を有するプレートガーダーの残存耐荷力, 広島大学修士論文, 2009.3
- 2-17) 建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室, (社) 日本橋梁建設協会: 橋梁部材の腐食に対する健全度評価手法に関する共同研究報告書—腐食橋梁部材の耐荷力実験—, 第 149 号, 1996
- 2-18) Bergfelt, A. : Studies and Tests on Slender Plate Girders without Stiffeners – Shear Strength and Local Web Crippling –, International Association for Bridge and Structural Engineering, London, pp.67-83, 1971
- 2-19) Bergfelt, A. and J. Hovik : Shear Failure and Local Web Crippling in Thin Walled Plate Girders-Experiments 1966-1969, Chalmers Univ. of Technology, Inst. Skr. S70, 1970
- 2-20) Rocky, K.C. : The Behaviour of Plates When Subjected to In-plane Patch Loading, Bridge Section, Department of Transport, London, 1977
- 2-21) Skaloud, M. and P. Novak : Post-buckled Behaviour of Webs under Partial Edge Loading, Acad. Sci. Rep. Prague, Issue 3, 1975
- 2-22) Granholm, C.A. : Light Girders. Girders with Slender Flanges and Web, Chalmers Univ. of Technology, Inst. Skr. S76, 1976
- 2-23) Dubas, P. and E. Gehri : Behaviour of Webs under Concentrated Loads Acting between Vertical Stiffeners, European Convention of Constructional Steelworks, Commission 8.3, Zurich, 1975
- 2-24) 土木学会鋼構造委員会 鋼構造終局強度研究小委員会 (委員長: 倉西茂): 鋼構造物の終局強度と設計, 土木学会, 鋼構造シリーズ 6, pp.122-127, 1994
- 2-25) Roberts, T.M. and K.C. Rooley : A Mechanism Solution for Predicting the Collapse Loads of Slender Plate Girders When Subjected to In-plane Patch Loading, Proc. Instn Civ. Engrs, Part 2, Vol.67, pp.155-175, 1979
- 2-26) 森脇良一, 滝本哲四朗, 三村裕一: 局所荷重を受ける桁の耐荷力, 土木学会論文集, No.339, pp.69-77, 1983.11
- 2-27) 森脇良一, 滝本哲四朗, 安井義則: 局所荷重を受ける桁の耐荷力算定法の拡張, 土木学会論文集, No.392, pp.281-287, 1988.4
- 2-28) 国土技術政策総合研究所 道路構造物管理研究室: 道路橋の定期点検に関する参考資料 (2013 年版), 国土技術政策総合研究所資料, 第 748 号, 2013
- 2-29) 海田辰将, 藤井堅, 原孝志, 中村秀治, 上野谷実: 腐食鋼板のせん断耐力とその評価法, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.121-130, 2004.3
- 2-30) ボータンフン, 佐々木栄一, 市川篤司, 三木千壽: 腐食を模擬した模型桁のせん断耐力

- に関する実験および解析，構造工学論文集，Vol.48A，pp.1099-1105，2002.3
- 2-31) 下里哲弘，玉城喜章，有住康則，丸山直人，矢吹哲哉，小野秀一：腐食劣化した鋼 I 桁のせん断耐荷力実験（その 1），土木学会第 66 回年次学術講演会，pp.1045-1046，2011.9
- 2-32) 下里哲弘，玉城喜章，有住康則，矢吹哲哉，小野秀一，三木千壽：実腐食減厚分布を有する鋼プレートガーダー腹板のせん断強度特性に関する実験的研究，土木学会論文集 A1，Vol.70，No.3，pp.359-376，2014
- 2-33) 中山太士，木村元哉，石川敏之，松井繁之：腹板孔食をもつ鋼桁のせん断耐荷力，構造工学論文集，Vol.52A，pp.49-56，2006.3
- 2-34) 奥山雄介，宮下剛，若林大，小出宣央，秀熊佑哉，堀本歴，長井正嗣：鋼橋桁端部腹板の腐食に対する CFRP を用いた補修工法の実験的研究，構造工学論文集，Vol.58A，pp.710-720，2012.3
- 2-35) 奥山雄介，宮下剛，若林大，小出宣央，小林朗，秀熊佑哉，堀本歴，長井正嗣：腹板を CFRP 補強した鋼桁のせん断座屈試験と強度評価法，土木学会論文集 A1，Vol.68，No.3，pp.635-654，2012.11
- 2-36) 奥山雄介，宮下剛，若林大，秀熊佑哉，小林朗，小出宣央，堀本歴，長井正嗣：鋼橋桁端部腹板の腐食に対する炭素繊維シートを用いた補修・補強法の最適設計方法に関する一考察，構造工学論文集，Vol.60A，pp.416-428，2015.3
- 2-37) 田井政行，下里哲弘，玉城善章，有住康則，矢吹哲哉：腐食により崩落に至った鋼プレートガーダー橋の崩壊メカニズムと桁端部の損傷回復評価に関する解析的検討，構造工学論文集，Vol.61A，pp.541-553，2014.3
- 2-38) Vo Thanh Hunng，永澤洋，佐々木栄一，市川篤司，名取暢：腐食が原因で取り替えられた実鋼橋支点部の載荷実験および解析，土木学会論文集，Vol.710，pp.141-151，2002.7
- 2-39) 臼倉誠，金銅晃久，山口隆司，畠中彬，三ツ木幸子，橋本国太郎，杉浦邦征：鋼道路橋の腐食した桁端の耐力特性とその設計法に関する 2, 3 の考察，構造工学論文集，Vol.56A，pp.722-732，2010.3
- 2-40) 丹波寛夫，橋本国太郎，田中大介，杉浦邦征：腐食した鋼桁端部の当て板補修に関する実験的検討，構造工学論文集，Vol.60A，pp.94-104，2014.3
- 2-41) 山田健太郎，舘石和雄：鋼橋の維持管理，コロナ社，2015.6
- 2-42) 土木学会鋼構造委員会：腐食した鋼構造物の耐久性照査マニュアル，土木学会，鋼構造シリーズ 18，2009.3

第3章 まくらぎ下腐食を有するプレートガーダーの残存耐荷力評価

最初に、以下の2つの評価法に対する具体について記述する。

- 1) まくらぎ下腐食を有するプレートガーダーの残存曲げ耐荷力評価法。
- 2) 局所荷重と曲げが同時に作用する場合の相互作用曲線を用いた、まくらぎ下腐食を有するプレートガーダーの残存耐荷力評価法。

残存曲げ耐荷力については、基本的には Basler³⁻¹⁾らの考えを踏襲し、まくらぎ下腐食を有する圧縮フランジ部のみを取り出して、それらを解析的に評価している。実橋梁において、ウェブ全体が極端に減肉していることはまれであることから、フランジ垂直座屈は考慮しない^{3-2), 3-3)}。したがって、フランジの水平座屈とねじれ座屈の2つの座屈様式ごとに異なる基本座屈長を有する上フランジの抽出モデルを用いた複合非線形 FEM 解析結果を参考に、各々の崩壊様式に対する残存曲げ耐荷力の特性について解説する。

次に、局所荷重と曲げの組合せ荷重を受けるプレートガーダーのビームモデルを用いた弾塑性非線形 FEM 解析を実施し、そこで得られる解析結果との比較によって、上記の評価法ならびに評価式の妥当性を検証する。

また、以上に基づく、維持管理のためのプレートガーダーの残存耐荷力評価法の流れについても、まとめて記述する。

3.1 残存曲げ耐荷力評価法

3.1.1 解析概要

列車が鉄道橋梁上を通過する際、図 3.1 に示すように、軸重 P がレールを介してまくらぎに伝わり、さらにまくらぎから主桁に伝達されることになる。例えば、赤点線で囲った部分を抽出すれば、図 3.2 に示すように、まくらぎが載っている部分に局所荷重 P' が作用し、両端に曲げモーメント M とせん断力 V が発生することとなる。このとき、上フランジの主方向には、曲げによる等分布軸圧縮応力が作用している。

ここで、本研究で対象とするプレートガーダーの曲げ崩壊形式は、圧縮フランジの水平座屈とねじれ座屈の2つであるが、それぞれの座屈長さは、図 3.2、図 3.3 に示すようになると考えられる。すなわち、水平座屈の場合は横構（横桁）間隔 L_h 、一方、ねじれ座屈の場合は垂直補剛材間隔 L_t となる。ただし、まくらぎ下の上フランジ部に腐食による減肉が生じた場合には、そのまくらぎ幅 L_f' においてねじり座屈が生じることとなる。

各々の座屈様式に対する曲げ耐荷力を算出するためのモデルは、プレートガーダーから圧縮フランジのみを取り出して考えることとするが、その際、圧縮フランジには、曲げモーメントによる等分布軸圧縮応力が発生し、さらにウェブの接合辺において単純支持されているものと仮定する。

ここでの解析検討は、汎用解析コード ABAQUS を用いて実施し、4 節点アイソパラメトリックシェル要素を採用した弾塑性大変形解析として、増分制御には孤長増分法を適用する。あわ

せて、圧縮フランジ部における溶接による残留応力についても考慮する。また、鋼材の材質にはSS400を採用し、その材料特性として、弾性係数 $E=200$ (GPa)、ポアソン比 $\nu=0.3$ 、降伏応力 $\sigma_y=235$ (Mpa) の完全弾塑性体を仮定する。

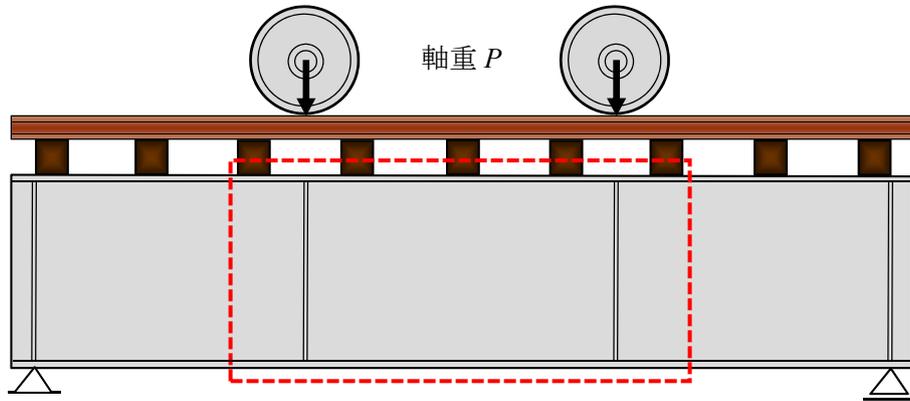


図 3.1 プレートガーダーの側面図

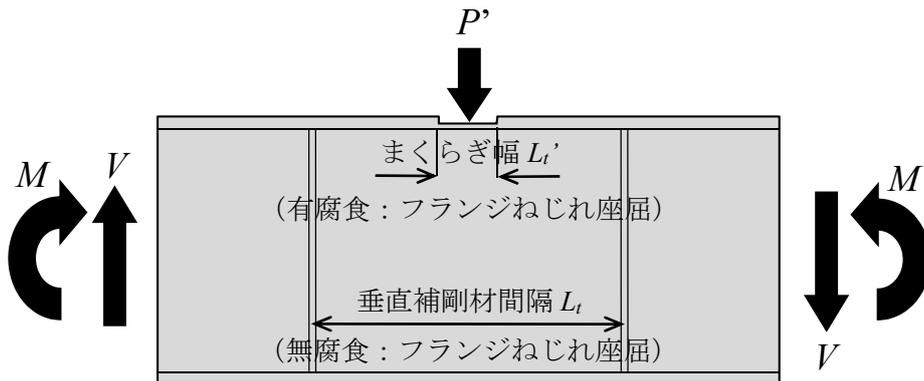


図 3.2 側面詳細図

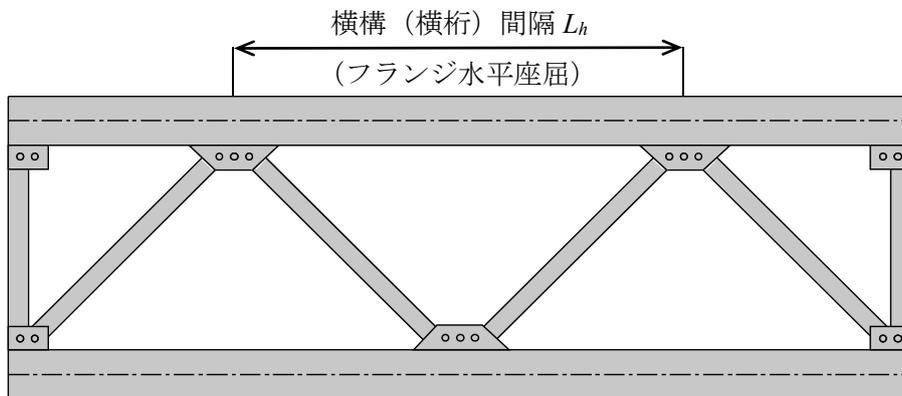


図 3.3 プレートガーダーの平面図

3.1.2 フランジ水平座屈

(1) 解析モデルと境界条件

フランジ水平座屈に着目した曲げ耐荷力評価を行う際、横構もしくは横桁間隔を基本座屈長 L_h とする圧縮フランジのみをプレートガーダーから取り出して解析を行う。この取り出した圧縮フランジは、図 3.4 に示すように、両端のウェブ接合部でピン支持され、たわみに対しては、フランジ両端の辺およびウェブ接合辺でそれぞれ単純支持 (S.S : Simple Support) される 1 枚のプレートとしてモデル化できる。この圧縮フランジの両端部には、等分布軸圧縮応力が作用している。

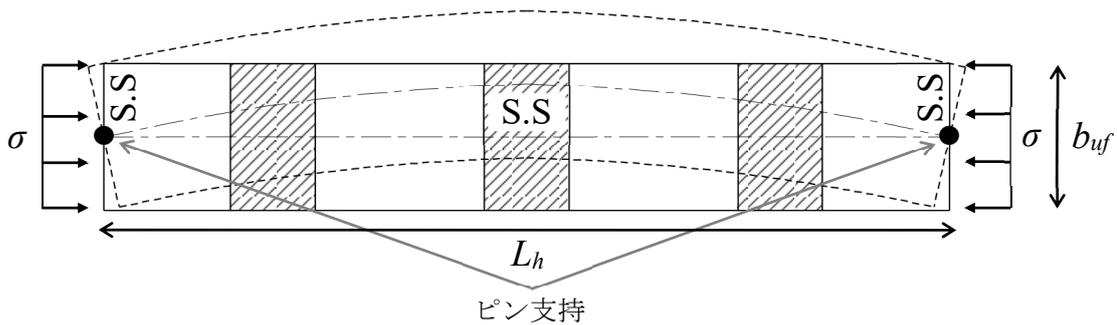


図 3.4 フランジ水平座屈解析のモデル化

解析モデルの寸法諸元を表 3.1 に、要素分割図を図 3.5 にそれぞれ示す。モデル A には腐食部を 3 箇所、モデル B には腐食部を 4 箇所想定し、図中に示す通りの等間隔に配置する。腐食部の幅はまくらぎ幅 200mm に同じとし、まくらぎ純間隔 (腐食部間の純間隔) は 400mm とする。ここで、要素分割上の 1 要素の大きさについては、両モデルともに、x 軸 (橋軸) 方向に 20mm、y 軸 (橋軸直角) 方向に 19.5mm として設定する。さらに、初期変位 w_0 に式 (3.1) であらわされる正弦半波形を用いて、最大初期変位を基本区間 L_h の 1/1000 として与える。

$$w_0 = \frac{L_h}{1000} \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L_h}\right) \quad (3.1)$$

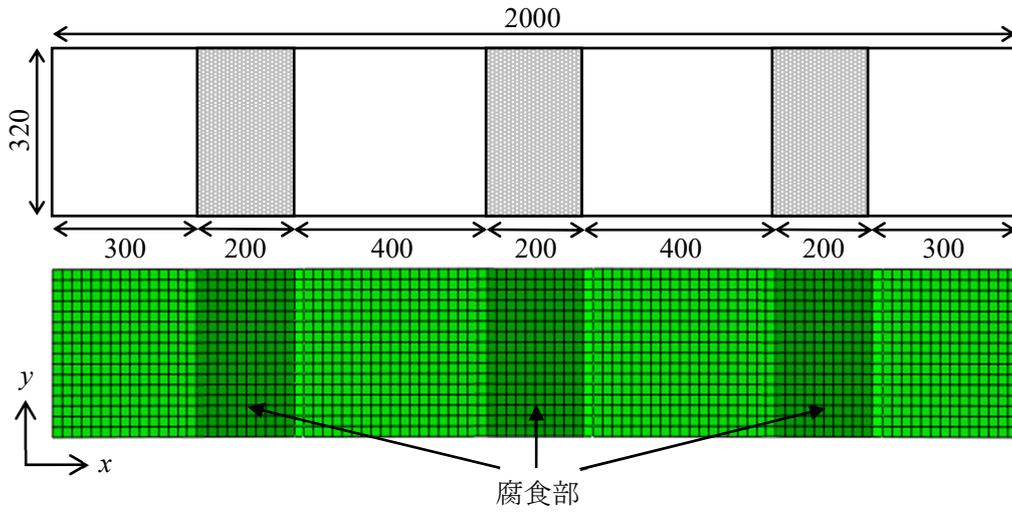
また、溶接による残留応力は、図 3.6 に示す応力分布で与える。境界条件は、図 3.7 に示すとおり、フランジ両端の点 A、B をピン支持とし、フランジ両端の辺 a、b、およびウェブ接合辺 c の面外方向たわみに対して単純支持とする。なお、図 3.7 の表は、各点および各辺における拘束条件をあらわしており、6 自由度の節点変位に対して、1 は固定、0 は自由であることを示している。

解析は、腐食部の板厚を 30, 27, 24, 21, 18, 15, 12, 9, 6, 3mm と変化させて行う。

表 3.1 フランジ水平座屈解析のモデル寸法諸元

フランジ水平座屈解析のモデル		モデル A	モデル B
フランジ全長	L_h (mm)	2000	2600
フランジ全幅	b_{uf} (mm)	320	320
フランジ元板厚	t_{uf0} (mm)	30	30
腐食箇所数	箇所	3	4

■ モデル A



■ モデル B

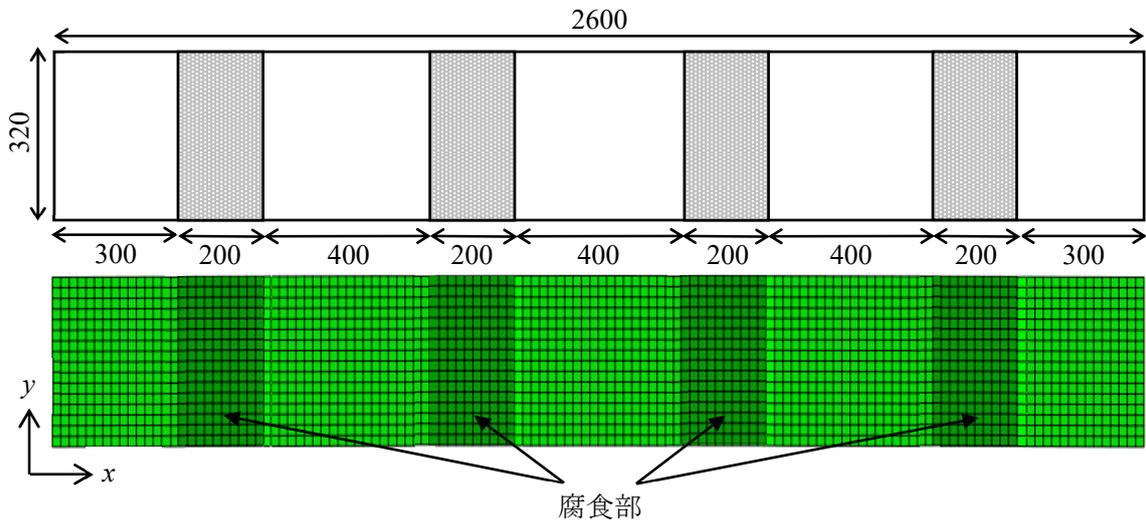


図 3.5 フランジ水平座屈解析のモデル要素分割図

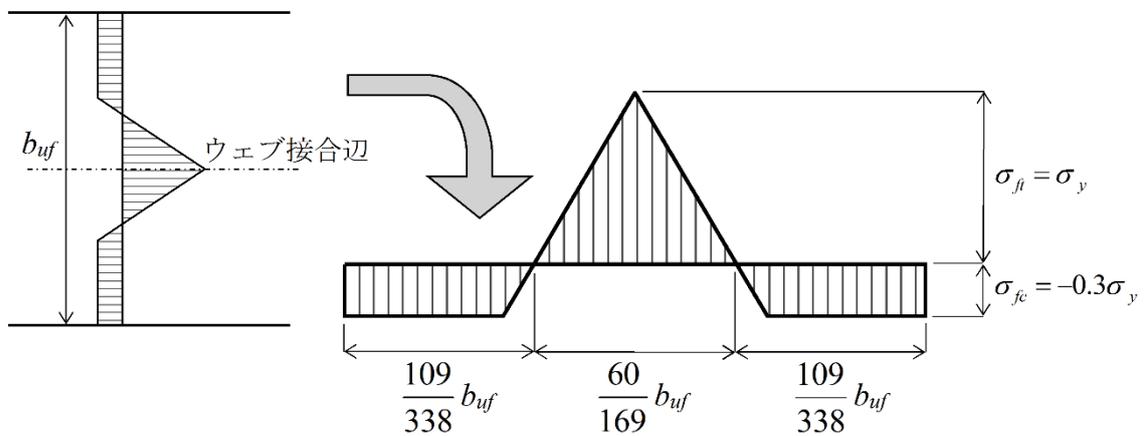
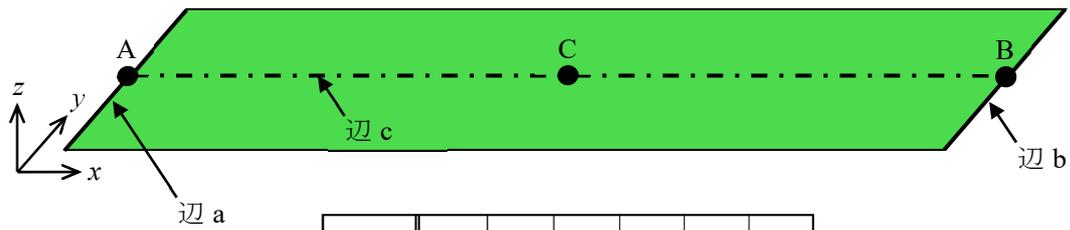


図 3.6 残留応力分布



	x	y	z	θ_x	θ_y	θ_z
A	0	1	1	1	1	0
B	0	1	1	1	1	0
C	1	0	0	0	0	0
辺 a	0	0	1	1	0	0
辺 b	0	0	1	1	0	0
辺 c	0	0	1	0	1	0

1: 固定 0: 自由

図 3.7 フランジ水平座屈解析のモデル境界条件

(2) 解析結果

i) 終局変形状態

図 3.8 にモデル A とモデル B の終局変形状態をそれぞれ示す。モデル A および B とともに、ほとんどの腐食ケースにおいて、まくらぎ下腐食区間にわずかなねじれ角が生じるものの、橋軸直角方向の変位（フランジ水平座屈）が発生して崩壊している。しかし、モデル A のまくらぎ下腐食部板厚が 9mm、モデル B のそれが 6mm よりも小さくなると、図 3.9 に示すように、フランジねじれ座屈が先行して崩壊する現象がみられる。

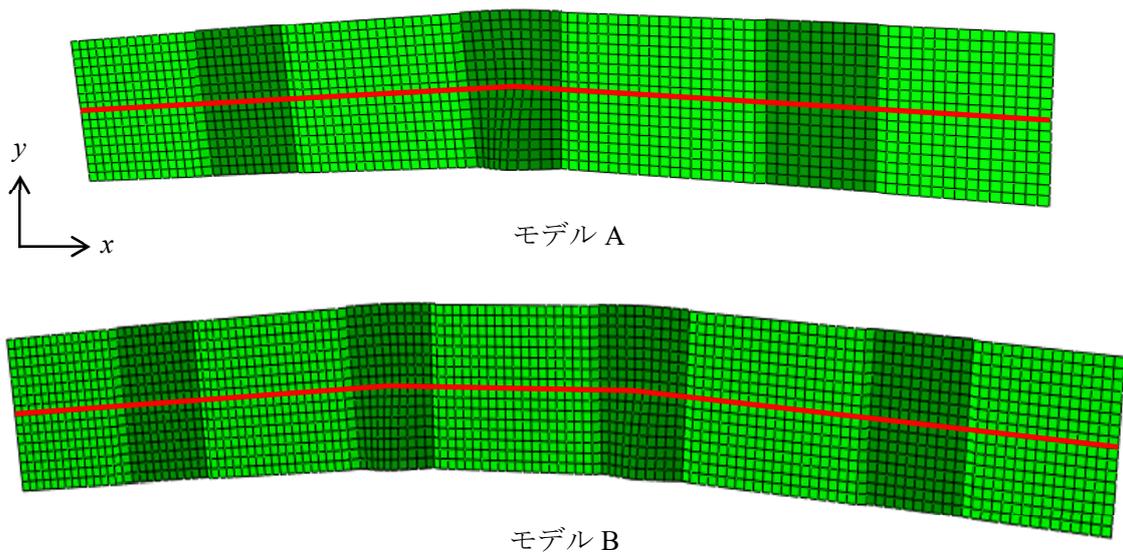


図 3.8 終局変形状態（フランジ水平座屈）

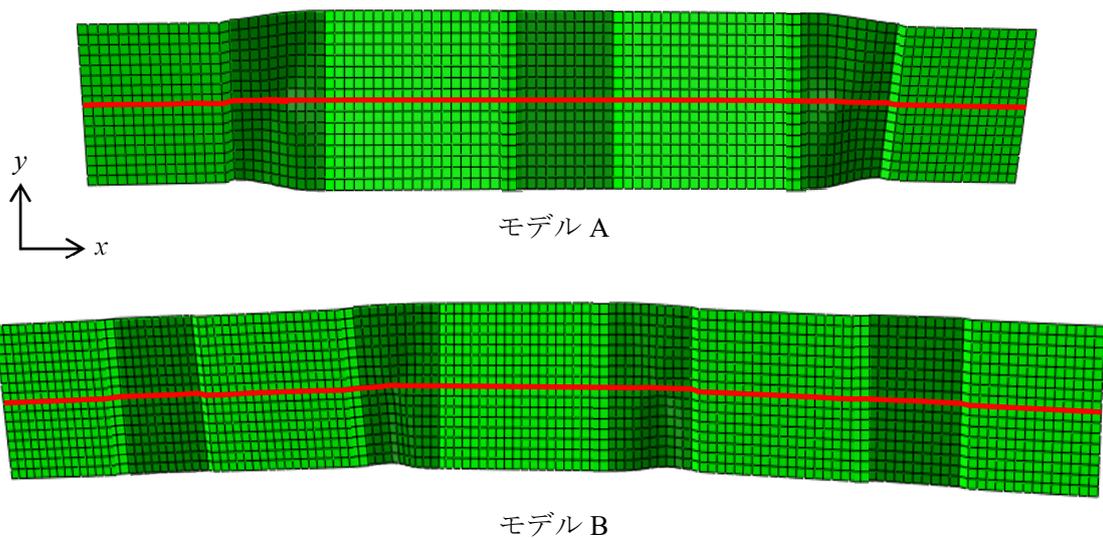


図 3.9 終局変形状態（フランジねじれ座屈）

ii) 荷重 - 変位曲線

表 3.2 に各々のモデルにおける最大荷重と最大軸圧縮応力を示す。それぞれの最大荷重を比較すると、モデル B が若干低くなるものの、ほとんど同じである。表 3.2 に示されるとおり、フランジ水平座屈で崩壊する場合の最大軸圧縮応力が、ほぼ降伏応力に達しているのがわかる。ここで、表中のアスタリスク（*）は、フランジ水平座屈ではなく、フランジねじれ座屈が先行して終局状態に達したケースを示す。

図 3.11 および図 3.12 に、圧縮荷重（フランジ圧縮力）と、図 3.10 に赤丸●で示す中間点の y 方向変位との関係を示す。この図より、上フランジ腐食部の板厚が減少するにつれて、最大荷重が低くなっていくのが確認できる。

表 3.2 最大荷重と最大軸圧縮応力

上フランジ			モデルA		モデルB	
板厚	断面積	断面2次モーメント	最大荷重	最大軸圧縮応力	最大荷重	最大軸圧縮応力
t_{uf} (mm)	A_{uf} (mm ²)	I_{uf} (mm ⁴)	P_u (kN)	σ_u (N/mm ²)	P_u (kN)	σ_u (N/mm ²)
30	9600	8.19.E+07	2120	221	2063	215
27	8640	7.37.E+07	2003	232	1944	225
24	7680	6.55.E+07	1808	235	1758	229
21	6720	5.73.E+07	1590	237	1554	231
18	5760	4.92.E+07	1372	238	1334	232
15	4800	4.10.E+07	1144	238	1111	232
12	3840	3.28.E+07	913	238	888	231
9	2880	2.46.E+07	*668	*232	664	230
6	1920	1.64.E+07	*331	*173	*360	*188
3	960	8.19.E+06	*121	*126	*157	*164

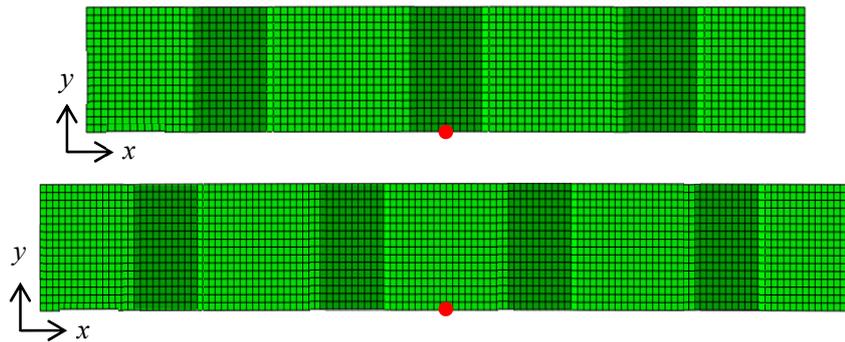


図 3.10 y 方向変位着目点

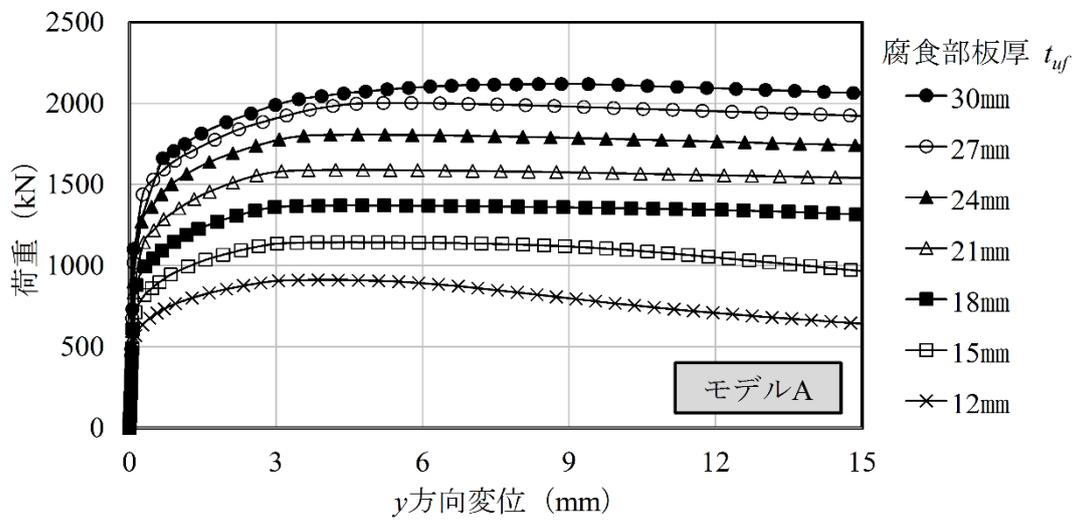


図 3.11 荷重 - 変位曲線 (モデル A)

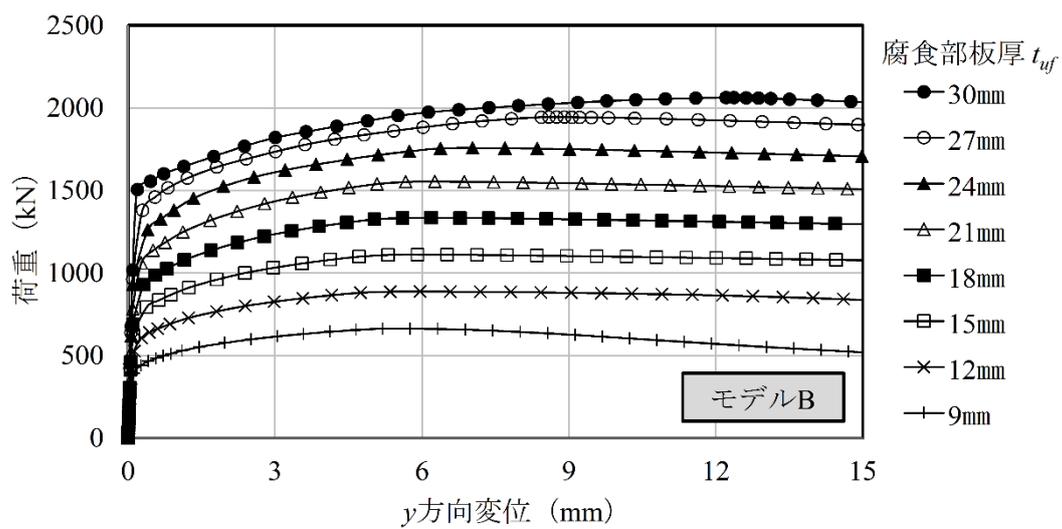


図 3.12 荷重 - 変位曲線 (モデル B)

(3) 耐荷力曲線

以上の各解析モデルにおける各種パラメータと解析結果により得られた最大軸圧縮応力 σ_u を降伏応力 σ_y で無次元化したもの (σ_u/σ_y) の数値一覧を表 3.3 に示す。また、縦軸に σ_u/σ_y 、横軸に細長比パラメータ λ を用いてあらわした、フランジ水平座屈の耐荷力曲線を図 3.13 に示す。

図 3.13 の破線は、以下に示す Basler の提案式 (3.2) であり、細長比パラメータ λ は、式 (3.3) で与えられる。表 3.3 に基づく図中の中抜きプロットは、破線で示す Basler の水平座屈の耐荷力曲線とよく一致していることから、フランジ水平座屈による曲げ耐荷力は、Basler の提案式より曲げ耐荷力 σ_{uh} を求めて評価する。

ここで、腐食部板厚が小さくなると、図中の黒塗りプロットに示すように、フランジねじれ座屈により崩壊するものもあり、それらについては、別の耐荷力曲線の提案が必要になる。

$$\left\{ \begin{array}{ll} \frac{\sigma_{uh}}{\sigma_y} = 1 - \frac{\lambda^2}{4} & \lambda \leq \sqrt{2} \\ = \frac{1}{\lambda^2} & \sqrt{2} < \lambda \end{array} \right. \quad (3.2)$$

$$\lambda = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{L_h}{r} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (3.3)$$

ここに、

σ_{uh} : 水平座屈における曲げ耐荷力

σ_y : 降伏応力

λ : 細長比パラメータ

L_h : 基本座屈長

r : 断面2次半径

E : 弾性係数

である。また、断面2次半径 r は、

$$r = \sqrt{\frac{I_{uf}}{A_{uf}}} = \sqrt{\frac{b_{uf}^2}{12}} \quad (3.4)$$

であり、 I_{uf} および A_{uf} は、それぞれ腐食部における上フランジの断面 2 次モーメントおよび断面積で、

$$I_{uf} = \frac{b_{uf}^3 \cdot t_{uf}}{12} \quad (3.5)$$

$$A_{uf} = b_{uf} \cdot t_{uf} \quad (3.6)$$

である。ここに、 b_{uf} は上フランジ全幅、 t_{uf} は腐食部における上フランジの平均板厚である。

表 3.3 解析モデルにおける各種パラメータと算出応力比 σ_u/σ_y

上フランジ				モデルA			モデルB		
板厚	断面積	断面2次 モーメント	断面2次 半径	L_h/r	λ	σ_u/σ_y	L_h/r	λ	σ_u/σ_y
t_{uf} (mm)	A_{uf} (mm ²)	I_{uf} (mm ⁴)	r (mm)						
30	9600	8.19.E+07	92.4	21.65	0.24	0.94	28.15	0.31	0.91
27	8640	7.37.E+07	92.4	21.65	0.24	0.99	28.15	0.31	0.96
24	7680	6.55.E+07	92.4	21.65	0.24	1.00	28.15	0.31	0.97
21	6720	5.73.E+07	92.4	21.65	0.24	1.01	28.15	0.31	0.98
18	5760	4.92.E+07	92.4	21.65	0.24	1.01	28.15	0.31	0.99
15	4800	4.10.E+07	92.4	21.65	0.24	1.01	28.15	0.31	0.99
12	3840	3.28.E+07	92.4	21.65	0.24	1.01	28.15	0.31	0.98
9	2880	2.46.E+07	92.4	21.65	0.24	0.99	28.15	0.31	0.98
6	1920	1.64.E+07	92.4	21.65	0.24	0.74	28.15	0.31	0.80
3	960	8.19.E+06	92.4	21.65	0.24	0.54	28.15	0.31	0.70

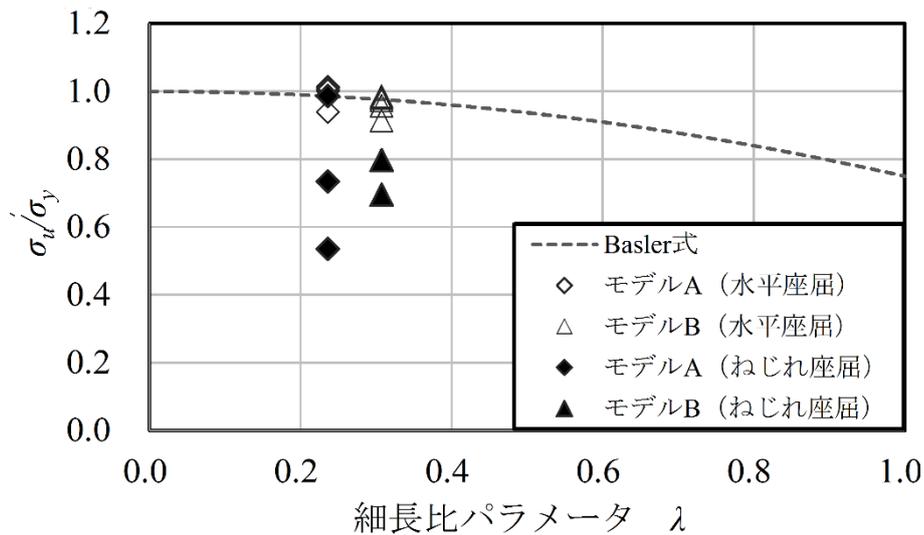


図 3.13 フランジ水平座屈の耐荷力曲線

式 (3.5), 式 (3.6) を代入して得られる式 (3.4) の断面 2 次半径 r は, 腐食後の平均板厚 t_{uf} には無関係となるため, 細長比パラメータ λ は基本座屈長 L_h のみによって決定される. したがって, 通常の横構 (横桁) 配置間隔であれば, フランジ応力が降伏応力付近に達するまでは, フランジ水平座屈は発生しないものと推察できる. そして, フランジ水平座屈が発生する場合の主桁の終局曲げモーメントは, 腐食によるフランジ断面積の減少とそれにとまなう桁中立軸の移動によって決まることがわかる.

図 3.14 に, フランジ水平座屈解析モデルを用いた終局変形状態の一例を示す. この解析モデルは, 基本座屈長 3 m で, 5 箇所腐食区間を有する. なお, 図中の赤色部は降伏域を示しており, この部位が局部腐食の位置であり, 一方の健全部 (腐食していない区間) は塑性域に達

していない。図 3.14 (a) の平面図をみると、変形状態は正弦半波形のようにみえる。しかし、詳しくみれば、腐食部で角折れした多角形のようにもみえる。このとき、フランジの面外変位（たわみ）は、図 3.14 (b) に示すとおりであり、腐食部で板がねじれていることがわかる。したがって、複数の腐食部のねじれ座屈に起因して水平座屈のような終局モードが現れたと解釈することも可能である。この終局モードがフランジ水平座屈かフランジねじれ座屈かを判断するのは難しいが、本研究では、この種の連成座屈は、ねじれ座屈破壊として扱った。連成座屈が起こると、終局耐荷力は、単独の座屈荷重よりも幾分小さめになることが知られているが、本研究で扱う腐食をともなう耐荷力評価では、連成座屈による耐荷力低下よりも板厚測定の誤差や解析のためのモデル化などに起因する誤差の方が大きくなるものと推測され、連成効果の影響は小さくなるものと考えている。

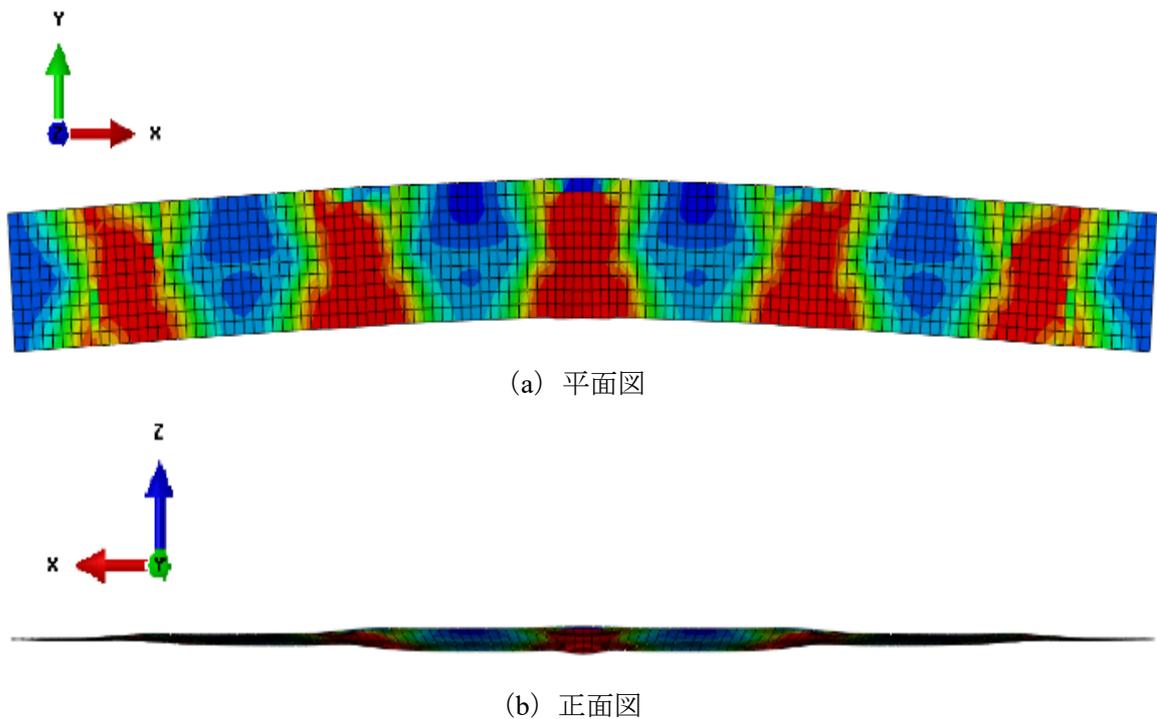


図 3.14 フランジ水平座屈解析における変形状態

3.1.3 フランジねじれ座屈

(1) 解析モデルと境界条件

フランジねじれ座屈に着目した曲げ耐荷力評価を行う際、前述のとおり、まくらぎ下が腐食していない場合は、垂直補剛材間隔 L_l を基本座屈長とするねじれ座屈が発生するが、まくらぎ下が腐食した場合には、垂直補剛材間隔 L_l のほかに、まくらぎ幅 L_l' ($=200\text{mm}$) を基本座屈長とするねじれ座屈が発生する。よって、フランジねじれ座屈の解析では、圧縮フランジのまくらぎ下の腐食部分に着目した解析モデルを採用する。このとき、まくらぎ下が腐食した上フランジプレートの解析モデルは、図 3.15 に示すように、3 辺単純支持 1 辺自由の圧縮板として、両端で強制圧縮変位 δ を与え、その最大荷重 (反力) から、板断面の平均圧縮応力 σ_u を求める。

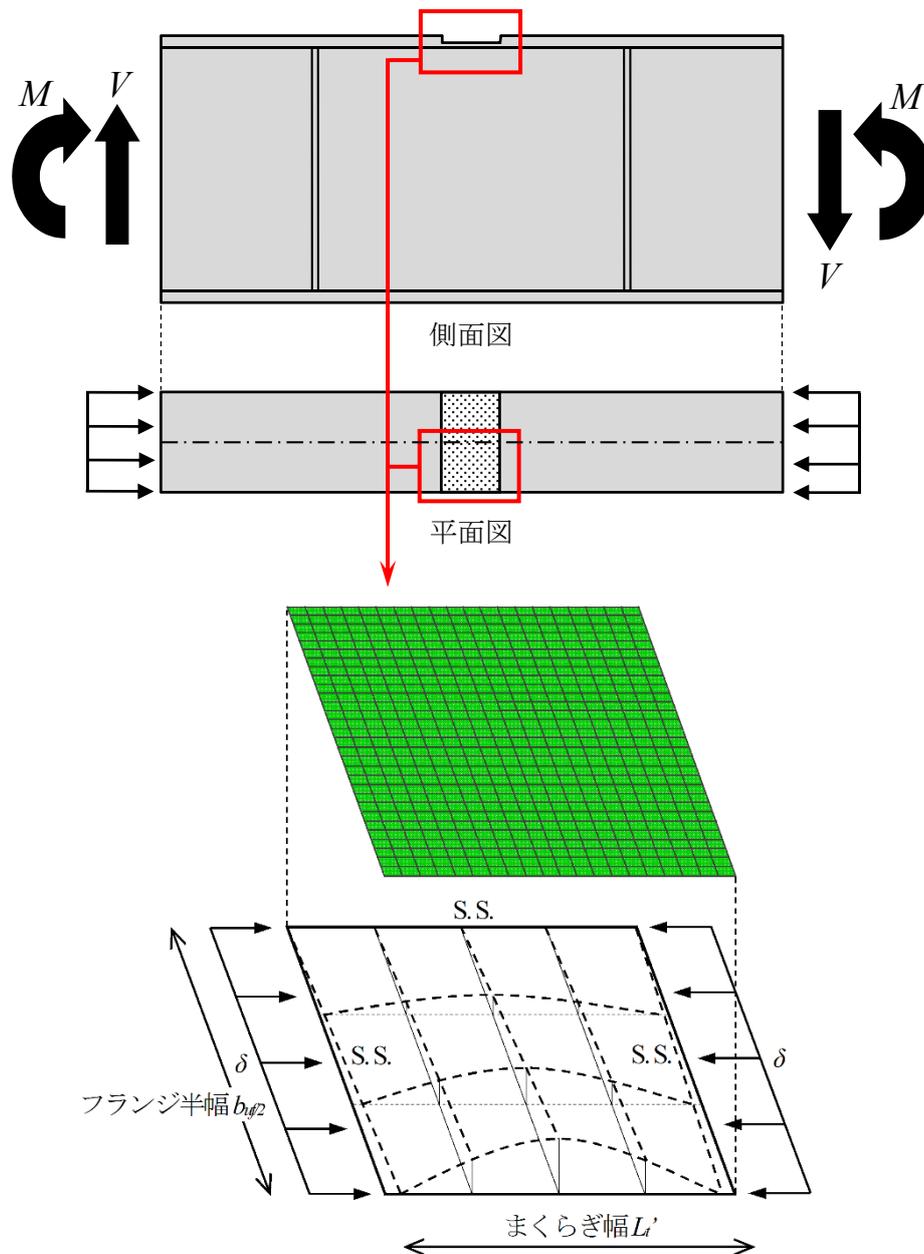


図 3.15 フランジねじれ座屈解析のモデル化

解析モデルは表3.4に示すとおり、基本座屈長をまくらぎ幅 L_t' (=200mm) として、フランジ半幅 $b_{uf/2}$ (= $b_{uf}/2$) の異なる計4ケースとする。図3.15に示す要素分割は、幅10mmの等間隔メッシュとして設定する。解析では、上フランジの元板厚 t_{uf0} を基準に、まくらぎ下腐食部の板厚をフランジ半幅が160mmのときは28, 25, 20, 15, 10, 5mm, フランジ半幅が200, 300, 400mmのときは30, 25, 20, 15, 10, 5mmとそれぞれ段階的に減少させて、耐荷力を調べる。

さらに、初期変位 w_0 に式 (3.7) であらわされる正弦半波形を用いて、最大初期変位を元板厚 t_{uf0} の 1/100 として与える。

$$w_0 = \frac{t_{uf0}}{100} \cdot \frac{y}{b_{uf/2}} \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L_t'}\right) \quad (3.7)$$

また、溶接による残留応力は、図3.16に示す応力分布で与える。境界条件は、図3.17に示すとおり、3辺単純支持1辺自由とする (1は固定, 0は自由)。

表 3.4 フランジねじれ座屈解析のモデル寸法諸元

フランジねじれ座屈解析のモデル		モデル A	モデル B	モデル C	モデル D
まくらぎ幅	L_t' (mm)	200	200	200	200
フランジ半幅	$b_{uf/2}$ (mm)	160	200	300	400
フランジ元板厚	t_{uf0} (mm)	28	30	30	30

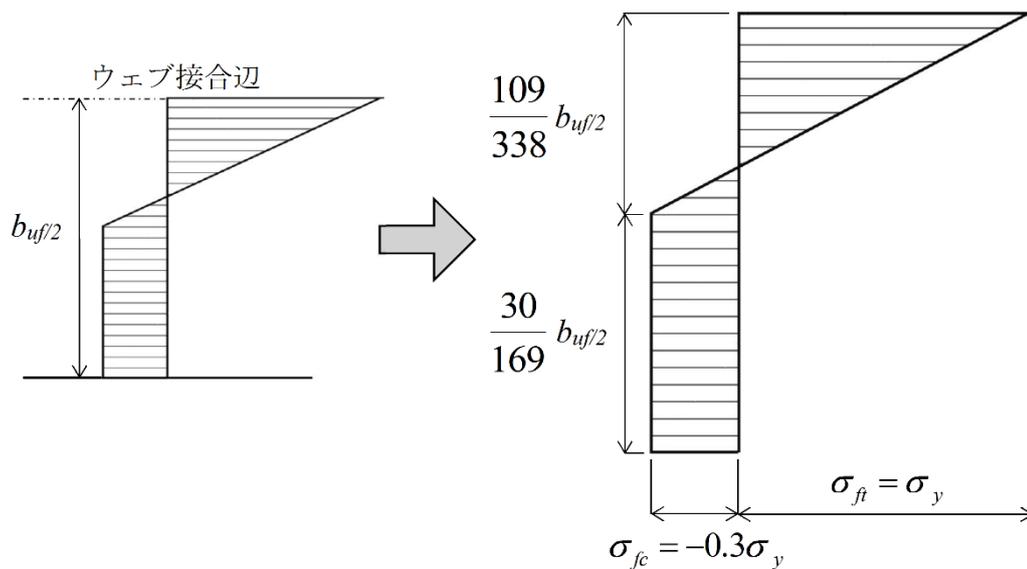


図 3.16 残留応力分布

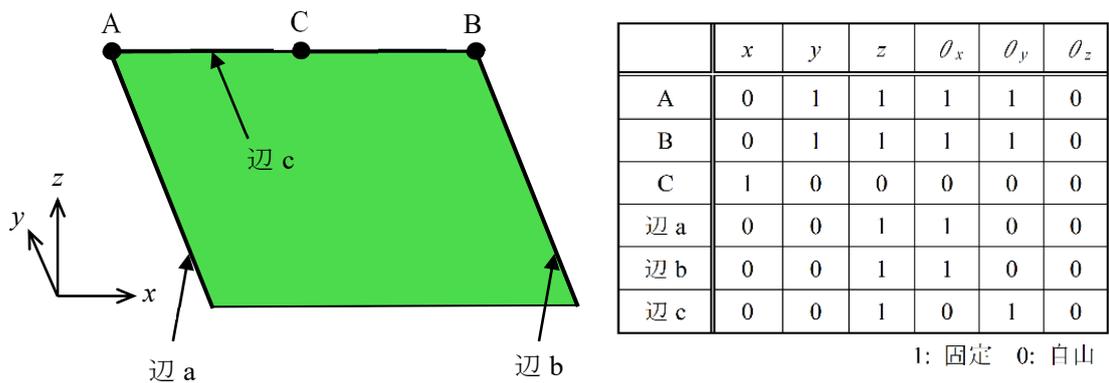


図 3.17 フランジねじれ座屈解析のモデル境界条件

(2) 解析結果

i) 終局変形状態

図 3.18 にモデル C の終局変形状態を示す。各モデルおよび各解析ケースにおいてもこの図と同様の終局変形状態となった。これらは、フランジねじれ座屈による崩壊形式をあらわしている。

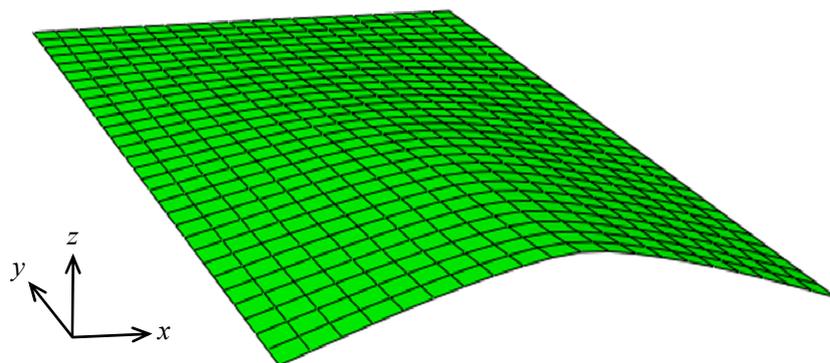


図 3.18 終局変形状態（フランジねじれ座屈）

ii) 荷重 - 変位曲線

表 3.5 にそれぞれのモデルにおける最大荷重と最大軸圧縮応力を示す。本表より、フランジ半幅が大きくなるにつれて、最大荷重も大きくなっているのがわかる。また、表中のアスタリスク（*）は、全降伏する前に、弾塑性座屈が現れて終局状態に達したケースを示す。

図 3.19～図 3.22 に、モデル化した圧縮フランジ端に現れる反力としての圧縮荷重と、フランジ自由辺上の中間点のたわみ（z 方向変位）との関係を示す。

表 3.5 最大荷重と最大軸圧縮応力

解析モデル	板厚	断面積	最大荷重	最大軸圧縮応力
	t_{uf} (mm)	$A_{uf/2}$ (mm ²)	P_u (kN)	σ_u (N/mm ²)
モデルA	28	4480	1117	249
	25	4000	982	243
	20	3200	771	241
	15	2400	570	237
	10	1600	*325	*203
	5	800	*85	*107
モデルB	30	6000	1518	253
	25	5000	1240	248
	20	4000	974	243
	15	3000	*687	*229
	10	2000	*376	*188
	5	1000	*93	*93
モデルC	30	9000	2189	243
	25	7500	1801	240
	20	6000	1419	236
	15	4500	*991	*220
	10	3000	*499	*166
	5	1500	*122	*81
モデルD	30	12000	2925	244
	25	10000	2399	240
	20	8000	*1871	*234
	15	6000	*1267	*211
	10	4000	*644	*161
	5	2000	*151	*76

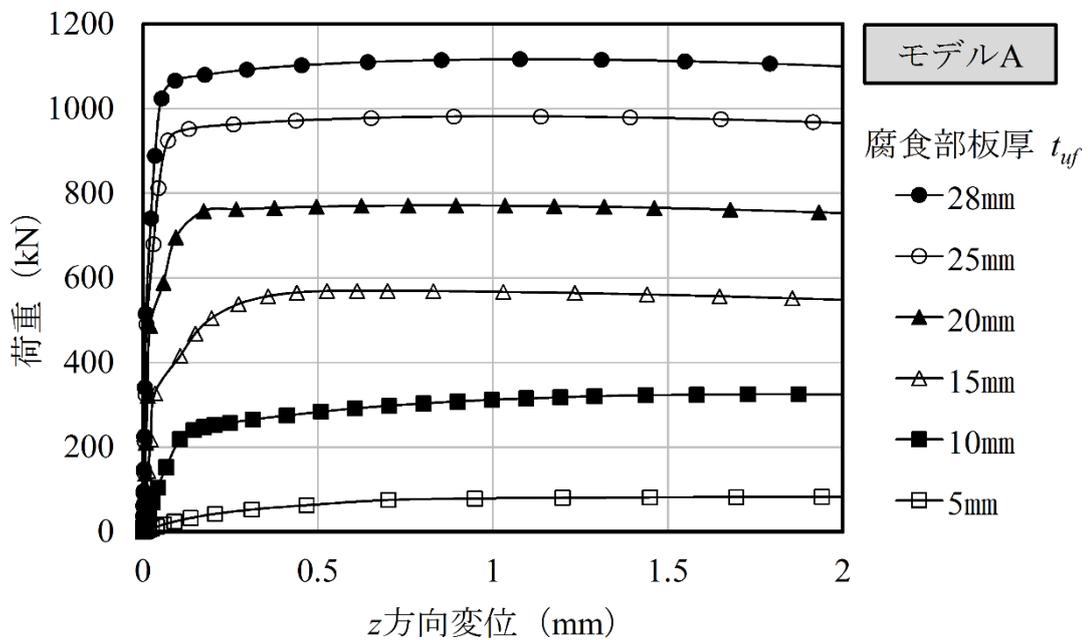


図 3.19 荷重 - 変位曲線 (モデル A)

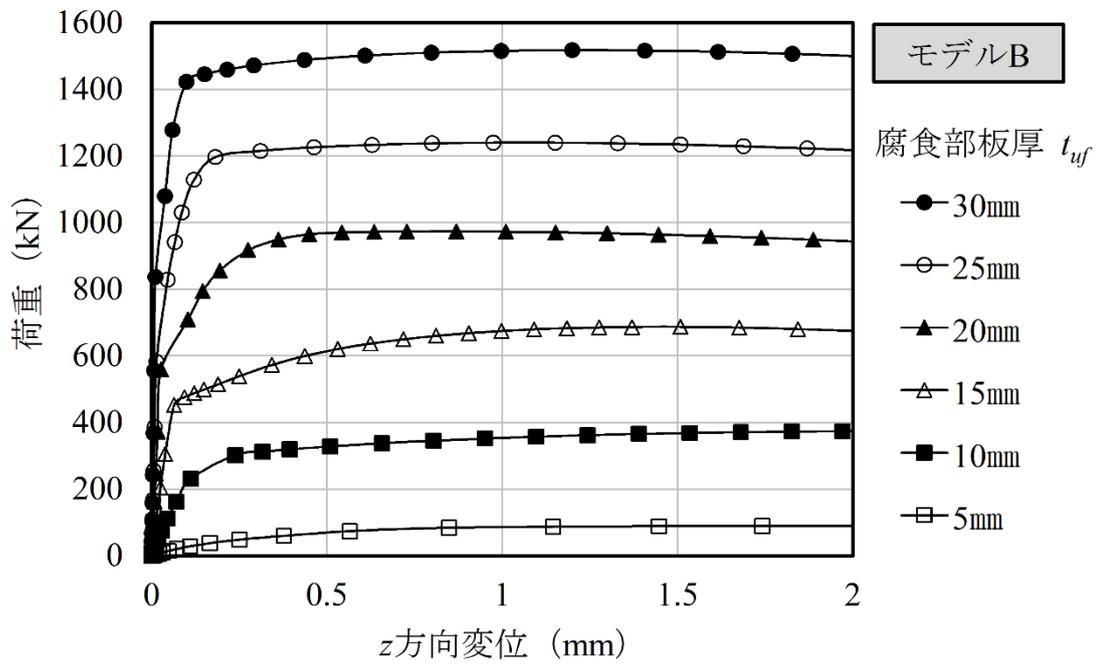


図 3.20 荷重 - 変位曲線 (モデル B)

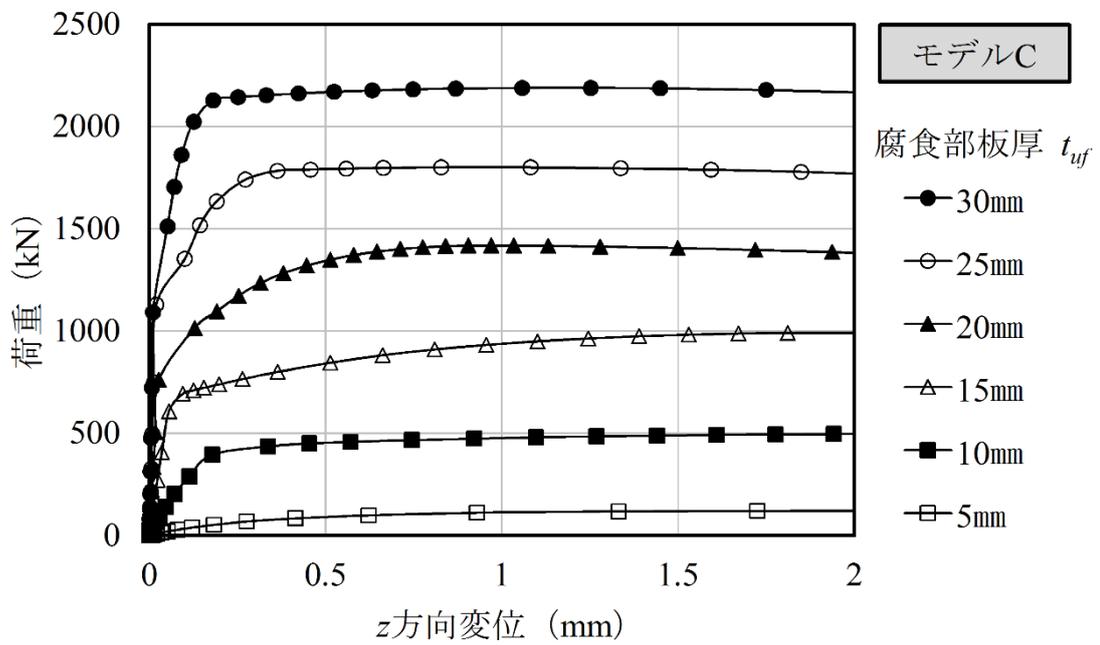


図 3.21 荷重 - 変位曲線 (モデル C)

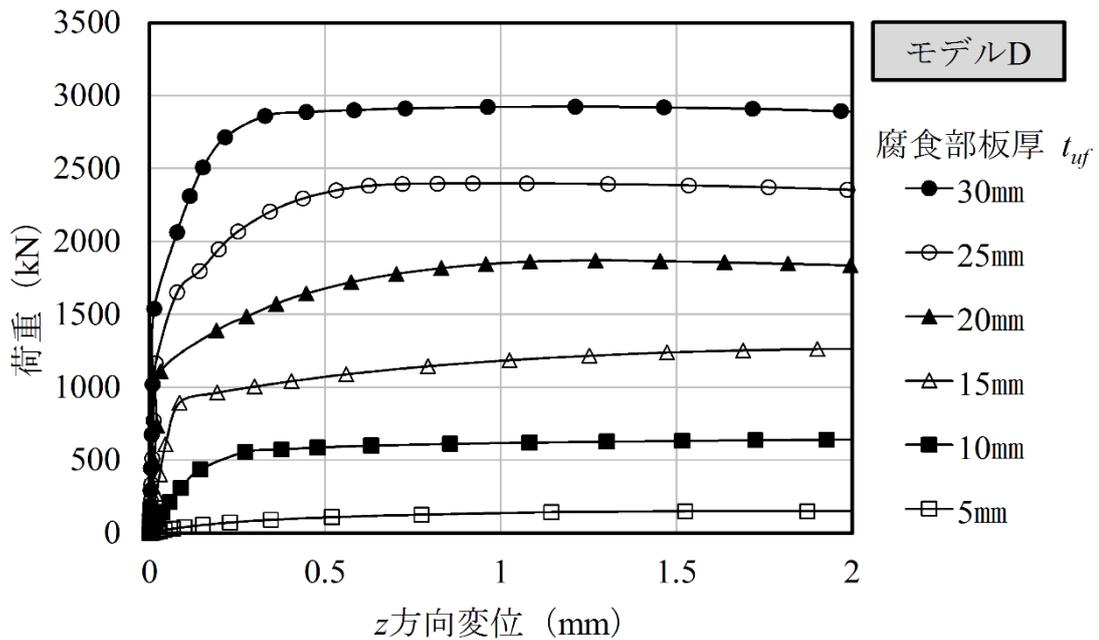


図 3.22 荷重 - 変位曲線 (モデル D)

(3) 耐荷力曲線

以上の各解析モデルにおける各種パラメータと解析結果により得られた最大軸圧縮応力 σ_u を降伏応力 σ_y で無次元化したもの (σ_u/σ_y) の数値一覧を表 3.6 に示す. また, 縦軸に σ_u/σ_y , 横軸に幅厚比パラメータ R を用いてあらわした, フランジねじれ座屈の耐荷力曲線を図 3.23 に示す.

図 3.23 の破線は, 前述した Basler の提案式 (3.2) をあらわしているが, 解析結果として得られた値 (σ_u/σ_y) はこれよりも小さい. これは, Basler の提案式では, アスペクト比 a を ∞ としたときの座屈係数 k に 0.43 を用いているためである. すなわち, 本研究ではまくらぎ幅を基本座屈長 L_i' としているため, Basler の提案式は適用できないことを示す. そこで, 解析結果からアスペクト比 a を考慮した式 (3.8) を各プロットからの近似式として用いる.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \frac{\sigma_{ut}}{\sigma_y} = 1 & R \leq 0.433 \\ = \left(\frac{0.433}{R} \right)^{0.89} & 0.433 < R \end{array} \right. \quad (3.8)$$

上式中の R は幅厚比パラメータで, 式 (3.9) であらわされる.

$$R = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{b_{uf/2}}{t_{uf}} \cdot \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{k}} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (3.9)$$

ここに,

σ_{ut} : ねじれ座屈における曲げ耐荷応力

t_{uf} : 腐食後の上フランジの平均板厚

$b_{uf/2}$: 上フランジ半幅

ν : ポアソン比

k : 座屈係数

$$k = 0.43 + (1/\alpha)^2 \quad (3.10)$$

α : アスペクト比 (本解析の場合, $L_i'/b_{uf/2}$)

σ_y : 降伏応力

E : 弾性係数

である.

以上の解析では, 基本座屈長 L_i' をまくらぎ幅としているため, その適用は, 垂直補剛材間にまくらぎ下腐食が1箇所存在する場合のみに限られる. そこで, 他の腐食状態における基本座屈長の考え方を, 図3.24 (a) ~ (c) に示す. 図3.24 (c) のように, 腐食箇所が垂直補剛材間に2箇所存在する場合の座屈長は, 2倍の400 mmとなる.

表 3.6 解析モデルにおける各種パラメータと算出応力比 σ_u/σ_y

解析モデル	板厚	断面積	アスペクト比	座屈係数	幅厚比パラメータ	最大軸圧縮応力比
	t_{uf} (mm)	$A_{uf/2}$ (mm ²)	α	k	R	σ_u/σ_y
モデルA	28	4480	1.25	1.07	0.20	1.06
	25	4000	1.25	1.07	0.22	1.04
	20	3200	1.25	1.07	0.28	1.03
	15	2400	1.25	1.07	0.37	1.01
	10	1600	1.25	1.07	0.56	0.86
	5	800	1.25	1.07	1.12	0.46
モデルB	30	6000	1.00	1.43	0.20	1.08
	25	5000	1.00	1.43	0.24	1.06
	20	4000	1.00	1.43	0.30	1.03
	15	3000	1.00	1.43	0.40	0.97
	10	2000	1.00	1.43	0.60	0.80
	5	1000	1.00	1.43	1.21	0.40
モデルC	30	9000	0.67	2.68	0.22	1.03
	25	7500	0.67	2.68	0.26	1.02
	20	6000	0.67	2.68	0.33	1.00
	15	4500	0.67	2.68	0.44	0.94
	10	3000	0.67	2.68	0.66	0.71
	5	1500	0.67	2.68	1.32	0.34
モデルD	30	12000	0.50	4.43	0.23	1.04
	25	10000	0.50	4.43	0.27	1.02
	20	8000	0.50	4.43	0.34	1.00
	15	6000	0.50	4.43	0.46	0.90
	10	4000	0.50	4.43	0.69	0.69
	5	2000	0.50	4.43	1.37	0.32

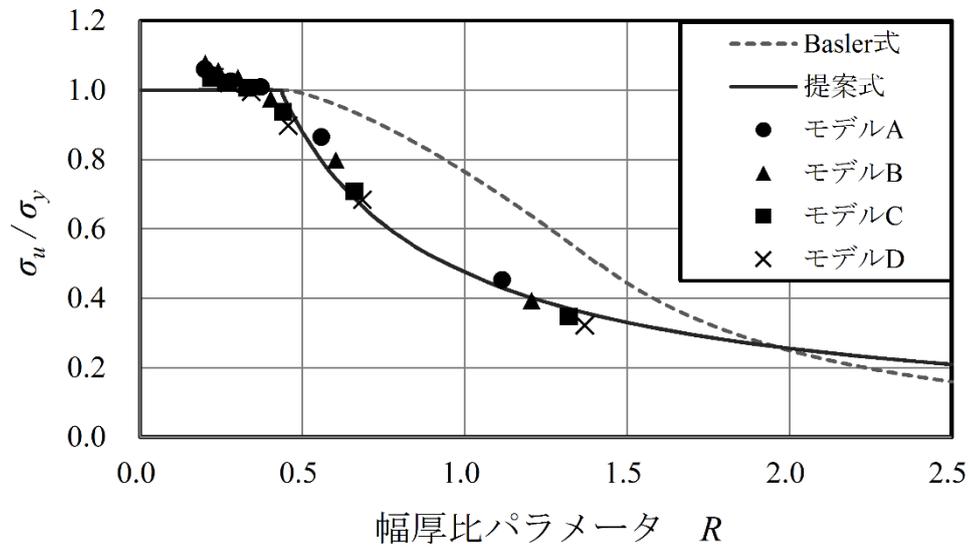


図 3.23 フランジねじれ座屈の耐荷力曲線

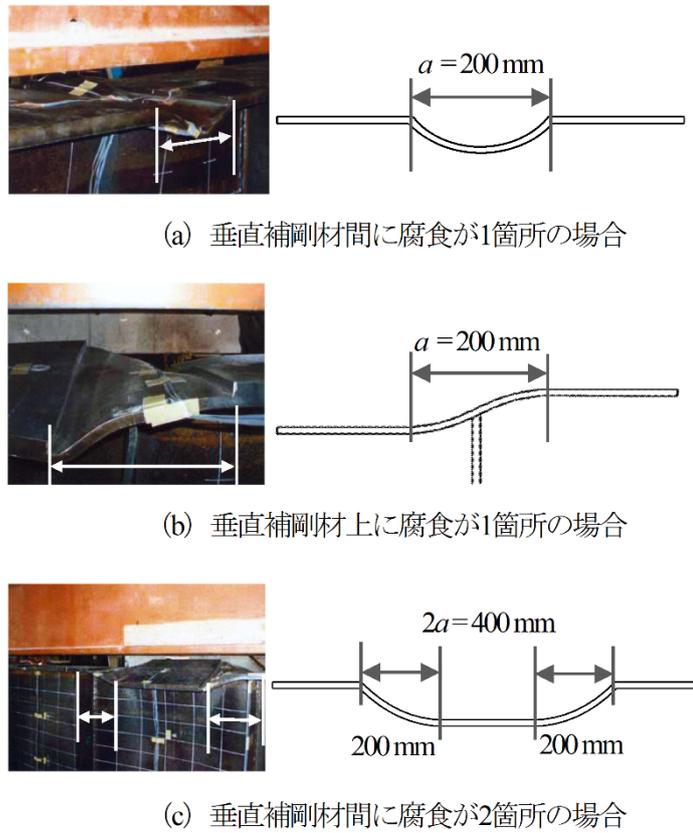


図 3.24 座屈長 a の考え方

また、長期経年したプレートガーダーでは、維持管理作業において、まくらぎ位置を何度も線路方向にずらした経緯をもつものも実際には多数存在する。このような橋梁では、上フランジ全体がほぼ一様に減肉していることも考えられ、その場合には、基本座屈長を垂直補剛材間隔に採り、その間の残存板厚の平均値を適用して、以上に示した手法を用いてフランジねじれ座屈応力を求めればよい。

3.1.4 残存曲げ耐荷力

ここまで、フランジの水平座屈およびねじれ座屈が発生するときの各々の残存耐荷応力 σ_u の算定法について示した。このフランジの残存耐荷応力 σ_u を用いて、まくらぎ下腐食を有するプレートガーダーの残存曲げ耐荷力を、はり理論に基づいて求める。

まず、フランジ水平座屈応力 σ_{uh} とフランジねじれ座屈応力 σ_{ut} のうち、小さい方が実際の主桁の曲げ耐荷力を決定することになる。そして、主桁の終局モードは、それに対応した座屈様式となる。両者の小さい方の座屈応力を σ_u として、まくらぎ下の腐食量がフランジ全面にわたって一様に減肉していると仮定すると、はり理論に基づく残存曲げ耐荷力（残存終局曲げモーメント） M_{u0} は次のように与えられる。

$$\sigma_u = \frac{M_{u0}}{I} \cdot h \quad (3.11)$$

$$M_{u0} = \frac{\sigma_u}{h} \cdot I \quad (3.12)$$

ここに、

I ：まくらぎ下の腐食を考慮した断面2次モーメント

h ：腐食部断面の中立軸位置から上フランジ中央面までの距離

である。

よって、腐食による曲げ耐荷力低下率は、式 (3.12) と腐食前の降伏モーメント M_{y0} を用いて、式 (3.13) としてあらわすことができる。

$$\frac{M_{u0}}{M_{y0}} = \frac{\frac{\sigma_u}{h} \cdot I}{\frac{\sigma_y}{h_0} \cdot I_0} = \frac{\sigma_u}{\sigma_y} \cdot \frac{I}{I_0} \cdot \frac{h_0}{h} \quad (3.13)$$

ここに、

σ_y ：降伏応力

I_0 ：腐食前の断面2次モーメント

h_0 ：腐食前の中立軸位置から上フランジ中央面までの距離

である。

3.2 局所荷重を受ける残存耐荷力評価法

局所荷重を受けるプレートガーダーの耐荷力算定式については、今までに多数の研究がなされている³⁻⁴⁾。藤井ら³⁻⁵⁾は、まくらぎ下腐食を有するプレートガーダーが、腐食フランジ部分に局所荷重を受けた場合の残存耐荷力について実験的に検討し、滝本らの提案する耐荷力算定式^{3-6), 3-7)}を適用すれば精度よく評価できることを示した。本研究では、滝本の算定式をもとにさらに簡略化した次式³⁻⁴⁾を用いることとする。

$$P_{u0} = \left(25t_w^2 \cdot \sigma_{wy} + 4t_w \cdot t_{uf} \cdot \sigma_{ufy} \right) \cdot \left(1 + \frac{a + 2t_{uf}}{2h_w} \right) \quad (3.14)$$

ここに、

t_w : ウェブ板厚

σ_{wy} : ウェブの降伏応力

t_{uf} : 上フランジ板厚

σ_{ufy} : 上フランジの降伏応力

a : 局所荷重の作用幅

h_w : ウェブ高さ

である。

3.3 組合せ荷重状態の相互作用曲線

開床式プレートガーダー橋では、列車荷重がレールからまくらぎを介して上フランジに直接作用し、ガーダーパネルは、曲げモーメントとせん断力およびまくらぎを介した局所荷重が作用する組合せ荷重状態下となる。ここでは、次式に示す相互作用曲線^{3-4), 3-7)}を適用して、組合せ荷重状態を考慮することとする。

$$\left(\frac{P_u}{P_{u0}} \right)^2 + \left(\frac{M_u}{M_{u0}} \right)^2 = 1 \quad (3.15)$$

ここに、

P_u : 組合せ荷重時の局所荷重の終局荷重

M_u : 組合せ荷重時の終局曲げモーメント

P_{u0} : 局所荷重のみが作用するときの局所荷重の終局荷重 (式 (3.14))

M_{u0} : 曲げモーメントのみが作用するときの終局曲げモーメント (式 (3.12))

である。

森脇ら³⁻⁷⁾は、せん断力も考慮した相互作用曲線を提案しているが、式 (3.15) では、せん断力は考慮していない。これは、本研究において、せん断耐荷力は主にウェブによって受け持たれるため、フランジの腐食は、せん断耐荷力にそれほど影響しないと判断したことによる。

3.4 まくらぎ下腐食を有する残存耐荷力評価法

ここまでの内容をもとに、まくらぎ下腐食を有するプレートガーダーの残存耐荷力把握のための簡易評価法の手順について、前出の各評価式を用いて、あらためて以下に示す。

まず、純曲げが作用する主桁の曲げ耐荷応力をフランジの水平座屈およびねじれ座屈のそれぞれの座屈様式が発生するケースを想定して、式 (3.2) および式 (3.8) より、座屈応力 σ_{uh} と σ_{ut} を求める。

$$\left\{ \begin{array}{ll} \frac{\sigma_{uh}}{\sigma_y} = 1 - \frac{\lambda^2}{4} & \lambda \leq \sqrt{2} \\ = \frac{1}{\lambda^2} & \sqrt{2} < \lambda \end{array} \right. \quad (3.2)$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \frac{\sigma_{ut}}{\sigma_y} = 1 & R \leq 0.433 \\ = \left(\frac{0.433}{R} \right)^{0.89} & 0.433 < R \end{array} \right. \quad (3.8)$$

上式より求めた曲げ耐荷応力 σ_{uh} と σ_{ut} の小さい方が実際に生じる座屈様式となり、対象とする主桁の曲げ耐荷応力 σ_u として決定する。この σ_u を用いて、はり理論式 (3.12) から、純曲げが作用するときの残存曲げ耐荷力（残存終局曲げモーメント） M_{u0} を求める。

$$M_{u0} = \frac{\sigma_u \cdot I}{h} \quad (3.12)$$

次に、局所荷重のみが作用する主桁の耐荷力 P_{u0} を式 (3.14) から求める。

$$P_{u0} = \left(25t_w^2 \cdot \sigma_{wy} + 4t_w \cdot t_{uf} \cdot \sigma_{ufy} \right) \cdot \left(1 + \frac{a + 2t_{uf}}{2h_w} \right) \quad (3.14)$$

以上で求めた M_{u0} と P_{u0} 、および実際のプレートガーダーの着目パネルの曲げモーメント M_u もしくは局所荷重 P_u のどちらか一方が与えられると、評価式 (3.15) から組合せ荷重を受けるガーダーのもう一方の残存耐荷力（局所荷重の終局荷重 P_u もしくは終局曲げモーメント M_u ）が求まる。

$$\left(\frac{P_u}{P_{u0}} \right)^2 + \left(\frac{M_u}{M_{u0}} \right)^2 = 1 \quad (3.15)$$

このとき、式 (3.2)、式 (3.8)、式 (3.14) 内の降伏応力については、許容応力や実材料の降伏応力あるいは鋼種による公称降伏応力などの適用が考えられる。これについては、管理者の判断によるが、本研究では、鋼種が判明している場合には、公称降伏応力を用いてよいものと

考えている。

3.5 残存耐荷力評価法の適用性に関する解析的検証

実際の開床式（無道床式）の鋼製プレートガーダー鉄道橋では，列車による軸重がレールとまくらぎを介して上フランジ上面へ直接的に作用する局所荷重と主桁全体へ作用する曲げモーメントやせん断力との組合せ荷重状態となる．本節では，まくらぎ下腐食を有するプレートガーダーの有限要素モデルを用いて，種々の局所荷重と曲げモーメントの組合せ荷重下における終局強度解析を実施する．そして，ここで得られた解析結果や過去に行われた載荷実験結果^{3-5), 3-8)}と比較することで，前述した「まくらぎ下腐食を有するプレートガーダーの残存耐荷力評価法」の適用性についても検証する．

3.5.1 解析概要

ここでの解析検討は，汎用解析コードNASTRANを用いて実施し，4節点アイソパラメトリックシェル要素を適用した複合非線形有限要素解析として，増分制御には孤長増分法を採用する．また，鋼材の材質にはSS400を採用し，その材料特性として，弾性係数 $E=200$ (GPa)，ポアソン比 $\nu=0.3$ ，降伏応力 $\sigma_y=235$ (MPa) の完全弾塑性体を仮定する．

本解析で対象とするプレートガーダーの一般形状寸法と荷重条件などのモデル化条件を図 3.25 に示す．また，解析モデルの寸法諸元一覧を表 3.7 に示す．解析検討は，まくらぎ下腐食が，支間中央部の上フランジ上面に 1 箇所（タイプ 1），支間中央部の上フランジ上面に 2 箇所（タイプ 2），の計 2 タイプに対して行う．図 3.25 に示すように，局所荷重は，まくらぎ下腐食範囲の上フランジとウェブとの接合辺上に線荷重として作用させ，曲げモーメントは，桁両端における支持点直上の垂直補剛材面にフランジ全幅を有する剛体要素を配置の上，偶力として作用させる．なお，解析モデルには，支間中央部の垂直補剛材間のウェブ 1 パネルの面外方向に，式 (3.16) であらわされる正弦半波形の初期たわみ（やせ馬型） w_0 ³⁻⁹⁾を与える．ウェブ中央点の最大たわみは，桁高 H の 1/250 となる．

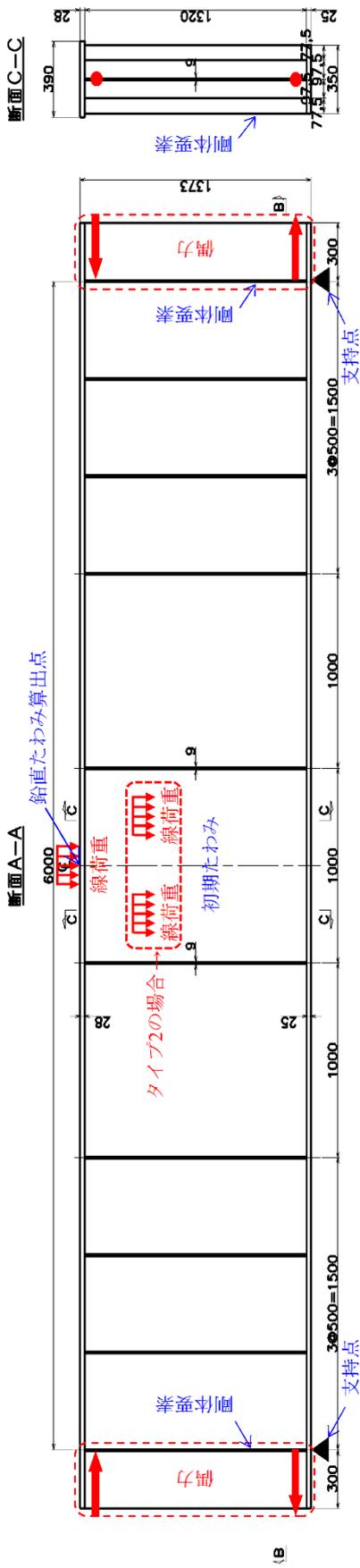
$$w_0 = \frac{H}{250} \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right) \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot y}{H}\right) \quad (3.16)$$

ここに，

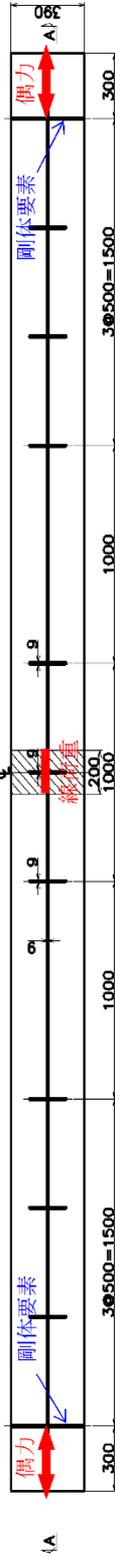
H ：桁高

L ：垂直補剛材間隔

である．ここで，一定範囲内の初期不整であれば，プレートガーダーの曲げ強度低下に及ぼす影響は非常に小さくなるとの研究報告^{3-10), 3-11)}がなされており，本研究においても耐荷力低下に大きく影響しない範囲の初期たわみとして与えている．



■ タイプ1 (まくらぎ下腐食：上フランジ上面に1箇所)



■ タイプ2 (まくらぎ下腐食：上フランジ上面に2箇所)

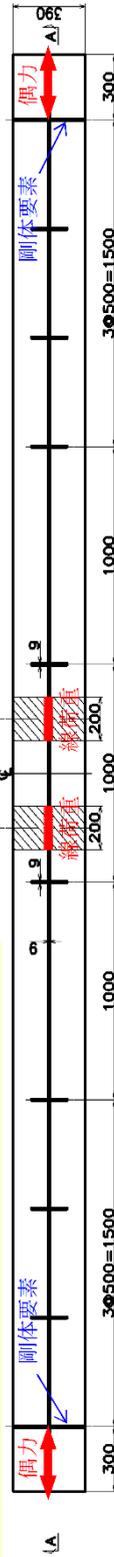


図 3.25 プレートガダーの一般形状寸法図とモデル化条件

検討対象とするタイプ1とタイプ2の腐食箇所に対する解析では、上フランジの元板厚 t_{yf0} (28mm)を基準として、まくらぎ下腐食部の板厚を21mm (減肉率25%), 14mm (減肉率50%), 7mm (減肉率75%)と段階的に減少させて、プレートガーダーの残存耐荷力を調べる。ここで、まくらぎ下の上フランジが無腐食のモデルをPG-0、腐食に応じて25%, 50%, 75%減肉させたモデルをそれぞれ、PG -25, PG -50, PG -75と呼ぶ。このプレートガーダーに作用する曲げモーメントと局所荷重の大きさの割合を変化させて、耐荷力曲線と残存耐荷力を求める。

解析モデルは、図3.26に示すように、応力や変形が集中する支間中央部付近を20mmメッシュにて細かく要素分割している。また、境界条件は、図3.27に示すとおりとして、辺a, bにて単純支持させ、横構や横桁によるz方向の変位拘束を考慮している (1は固定, 0は自由)。

表 3.7 解析モデルの寸法諸元 (タイプ 1 と 2 共通)

解析モデル	支間長	ウェブ高	ウェブ厚	上フランジ幅	上フランジ厚	下フランジ幅	下フランジ厚
PG - 減肉率 (%)	L (mm)	h_w (mm)	t_w (mm)	b_{yf} (mm)	t_{yf0} (mm)	b_{lf} (mm)	t_{lf} (mm)
PG -0	6000	1320	9	390	28	350	25
PG -25	6000	1320	9	390	28	350	25
PG -50	6000	1320	9	390	28	350	25
PG -75	6000	1320	9	390	28	350	25

解析モデル	垂直補剛材幅	垂直補剛材厚	上フランジ厚 (腐食部板厚)	断面 2 次 モーメント (腐食全断面)	中立軸位置 (腐食全断面)
PG - 減肉率 (%)	b_s (mm)	t_s (mm)	t_{yf} (mm)	I (mm ⁴)	h (mm)
PG -0	97.5	9	28.0	1.06.E+10	627
PG -25	97.5	9	21.0	9.36.E+09	684
PG -50	97.5	9	14.0	7.92.E+09	753
PG -75	97.5	9	7.0	6.17.E+09	838

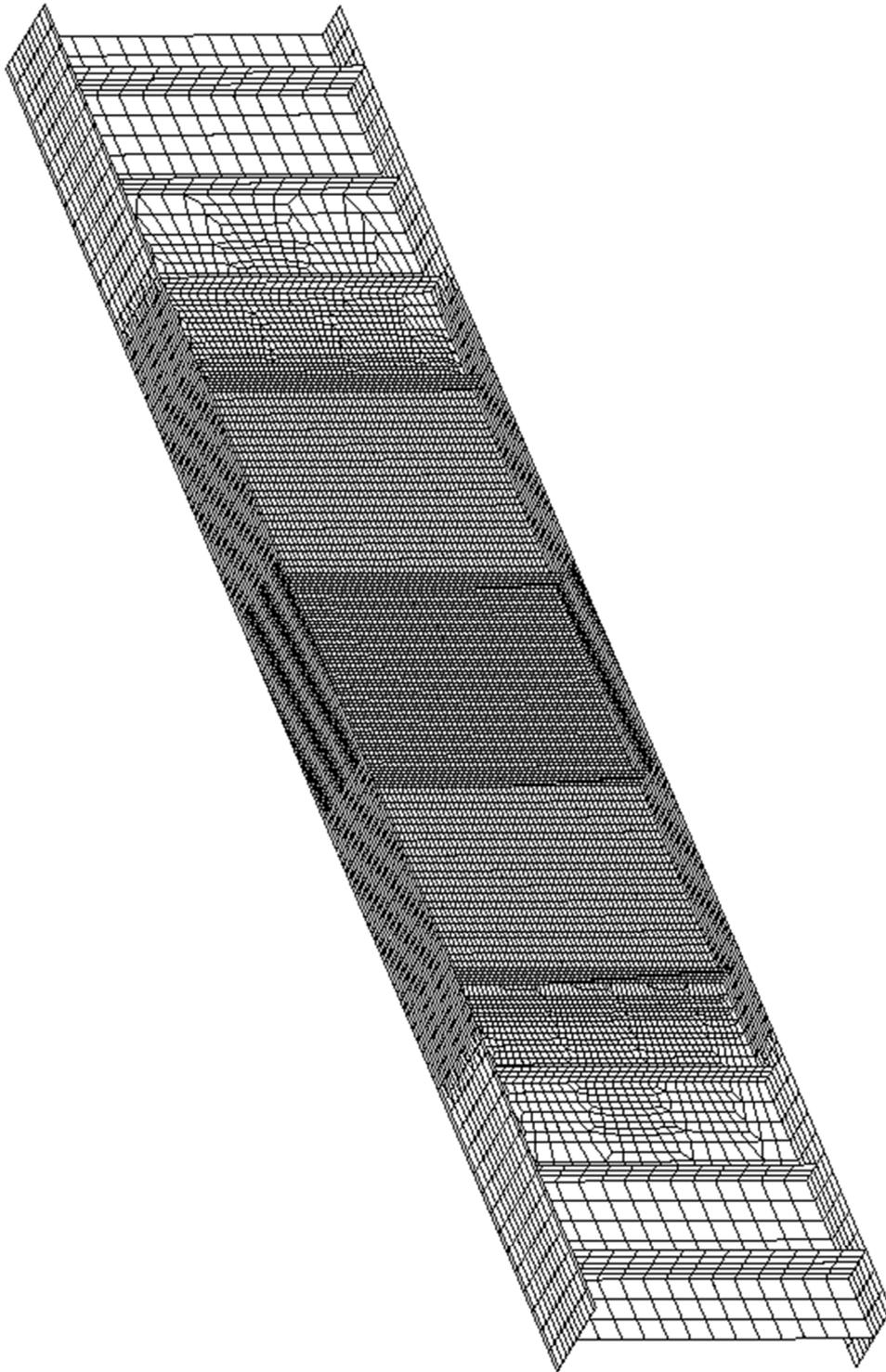
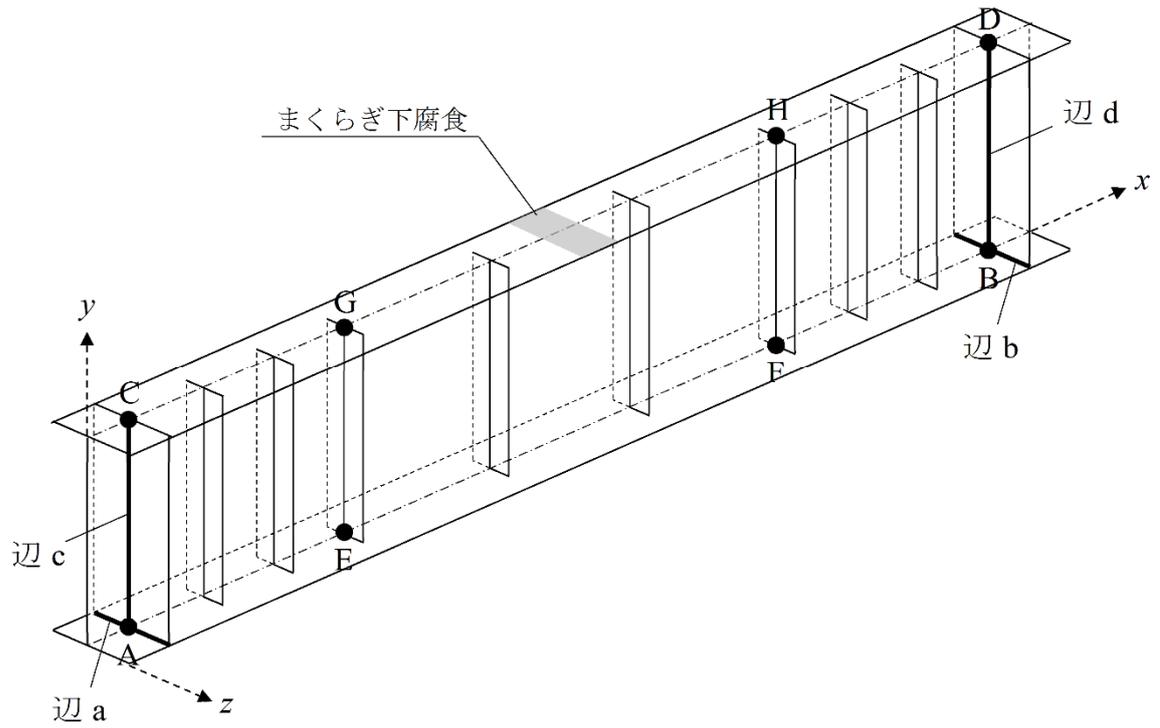


図 3.26 プレートガウダーの解析モデル要素分割図



	x	y	z	θ_x	θ_y	θ_z
A	1	1	1	1	1	0
B	0	1	1	1	1	0
C	0	0	1	1	1	0
D	0	0	1	1	1	0
E	0	0	1	0	0	0
F	0	0	1	0	0	0
G	0	0	1	0	0	0
H	0	0	1	0	0	0
辺 a	0	1	0	1	0	0
辺 b	0	1	0	1	0	0
辺 c	0	0	1	1	1	0
辺 d	0	0	1	1	1	0

1: 固定 0: 自由

図 3.27 プレートガーダーの解析モデル境界条件

3.5.2 解析結果

(1) タイプ1

以下に、まくらぎ下腐食が、「支間中央部の上フランジ上面に1箇所（タイプ1）」（図3.25）の場合の解析結果を示す。

i) 荷重 - 変位曲線

図3.28に局所荷重のみが作用するとき、図3.29に純曲げが作用するときの荷重 - 変位曲線をそれぞれ示す。このときの横軸の変位は、図3.25に示した“鉛直たわみ算出点”（支間中央部の上フランジ中央点）における鉛直変位をあらわす。

局所荷重のみが作用する場合の図3.28から、各々の最大荷重は、まくらぎ下の上フランジ上面の腐食による減肉量が大きくなるにつれて低下しているのがわかる。そのなかでも、PG-75の最大荷重の低下割合や最大荷重到達後の耐荷力の低下傾向が若干大きくなっている。また、純曲げが作用する場合の図3.29から、最大曲げモーメント後の挙動として、PG-0およびPG-25は、ほぼ一定の耐荷力を保ったまま変位が増加しているが、PG-50以上になると変位の増加とともに耐荷力が低下して、ある一定値に収束していくのがわかる。加えて、PG-50以上の最大曲げモーメントの低下割合も大きくなっている。

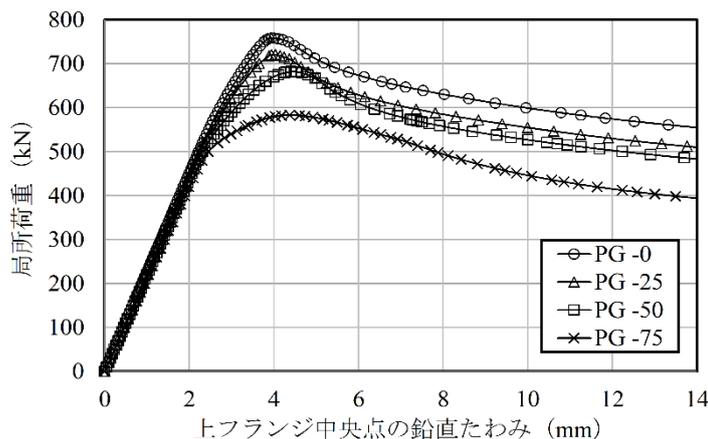


図 3.28 荷重 - 変位曲線（局所荷重のみ）

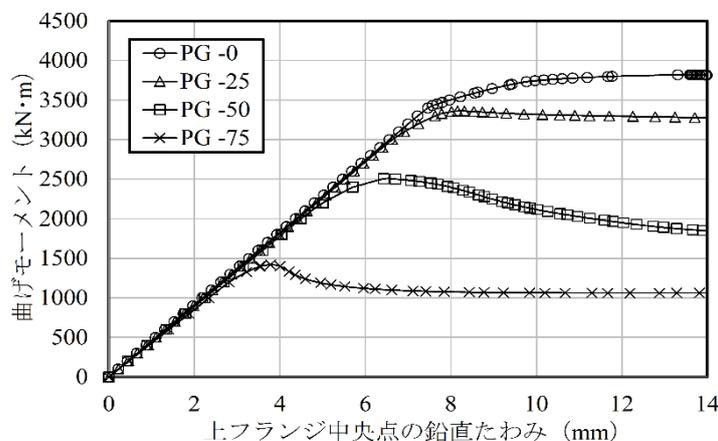


図 3.29 荷重 - 変位曲線（純曲げ）

次に、各減肉モデルに対して、組合せ荷重の割合を変化させたときの局所荷重と上フランジ中央点の鉛直変位の関係を図 3.30～図 3.33 にそれぞれ示す。全体的に、曲げが作用し始めると局所荷重のみを受ける場合よりも最大荷重が低下し、解析開始時点からの鉛直変位は、曲げ作用の増加に応じて大きくなる。

PG-25 (図 3.31) は、PG-0 (図 3.30) と比較して、各荷重比率ケースともに最大荷重が若干低下しているものの、荷重 - 変位の関係性に大きな違いはみられない。曲げの割合が比較的小さい場合 (曲げと局所荷重の比が 1.0 程度よりも小さい場合) には、最大荷重到達後にも耐荷力が低下して、ある一定値に収束していく傾向にあるのがわかる。一方、曲げの割合がそれ以上に大きくなれば、最大荷重自体が急激に下がり、最大荷重到達後は耐荷力がほぼ低下することなく、変位が増加している。PG-50 (図 3.32) についても、曲げの割合が比較的小さい場合 (曲げと局所荷重の比が 0.91 のとき) の最大荷重の低下割合や最大荷重到達後の耐荷力の低下傾向が顕著化しているなど、若干の相違はみられるものの、PG-0 や PG-25 と概ね同じ傾向を示している。また、PG-75 (図 3.33) は、曲げの割合が比較的小さい場合にも、最大荷重の低下割合や最大荷重到達後の耐荷力の低下傾向が著しくなっており、上フランジの局部腐食による過度な減肉状態は、曲げと局所荷重の組合せ荷重下においては極めて危険な状態にあるといえる。

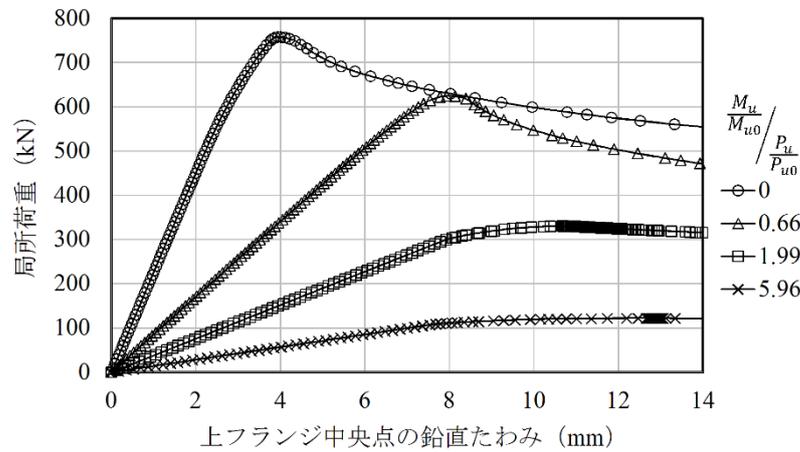


図 3.30 荷重 - 変位曲線 (PG-0)

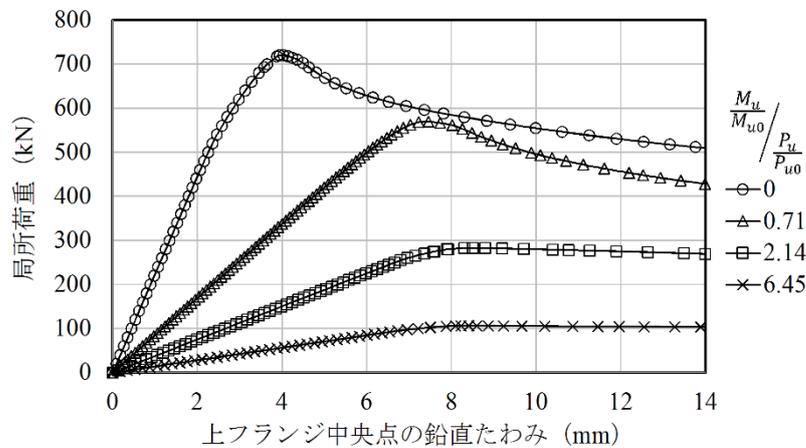


図 3.31 荷重 - 変位曲線 (PG-25)

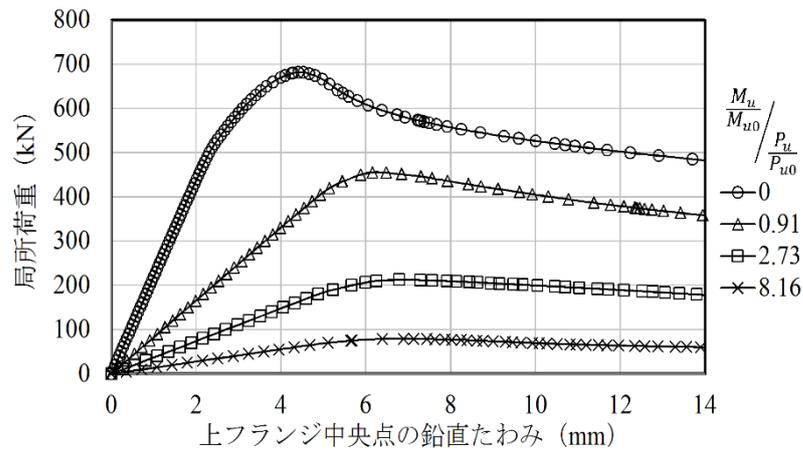


図 3.32 荷重 - 変位曲線 (PG -50)

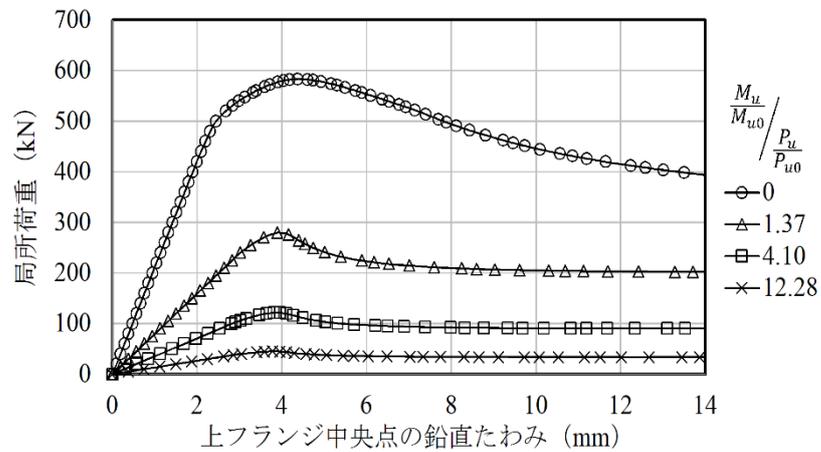


図 3.33 荷重 - 変位曲線 (PG -75)

次に、組合せ荷重の割合を変えたときの曲げモーメントと上フランジ中央点の鉛直変位の関係を図 3.34～図 3.37 に示す。これらの図からも、局所荷重が作用し始めると曲げのみを受ける場合よりも最大曲げモーメントが低下し、解析開始時点からの鉛直変位は、局所荷重作用の増加に応じて大きくなっているのがわかる。

PG-25 (図 3.35) は、PG-0 (図 3.34) と比較して、各荷重比率ケースともに最大曲げモーメントが 1 割程度低下しているものの、荷重 - 変位の関係性に大きな相違はみられない。局所荷重の割合が大きくなる場合を除いて、最大曲げモーメント到達後の耐荷力はほとんど低下せず、変位のみが増加しているのがわかる。また、局所荷重の割合が極端に大きくなれば、最大曲げモーメント自体が急激に下がり、最大曲げモーメント到達後の耐荷力も緩やかに低下していく。PG-50 (図 3.36) や PG-75 (図 3.37) は、各荷重比率ケースともに最大曲げモーメントや最大曲げモーメント到達後の耐荷力が大きく低下しており、ある一定値に収束していく傾向にあるのがわかる。

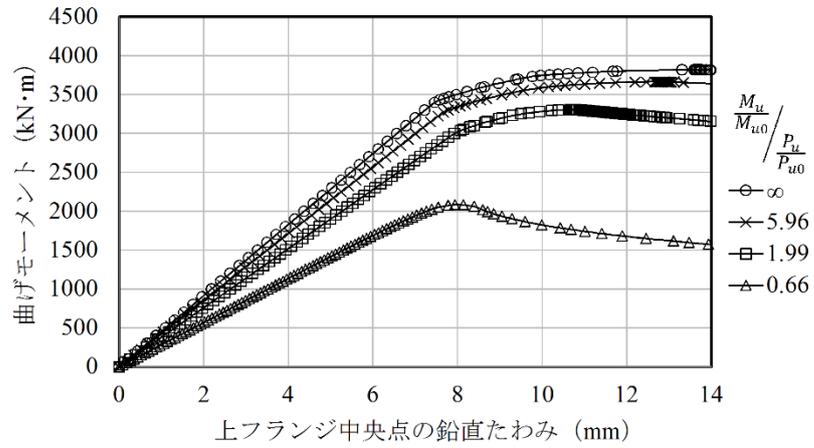


図 3.34 荷重 - 変位曲線 (PG -0)

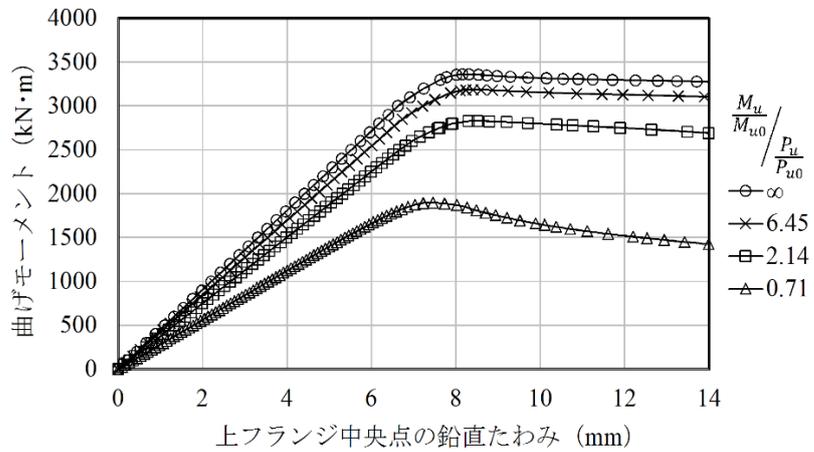


図 3.35 荷重 - 変位曲線 (PG -25)

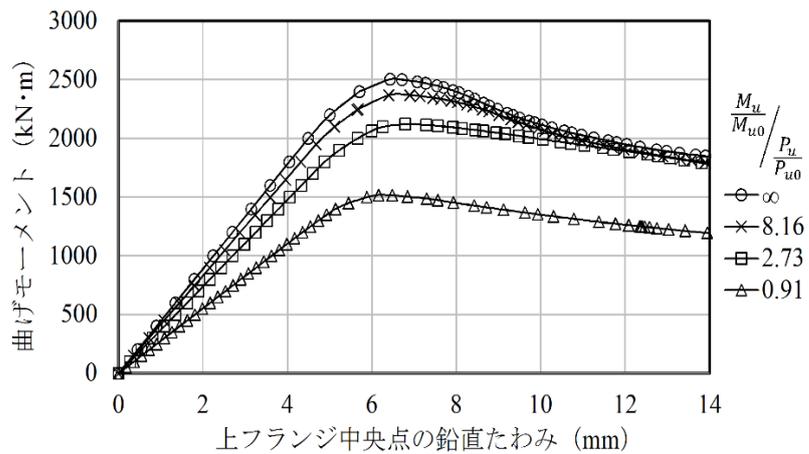


図 3.36 荷重 - 変位曲線 (PG -50)

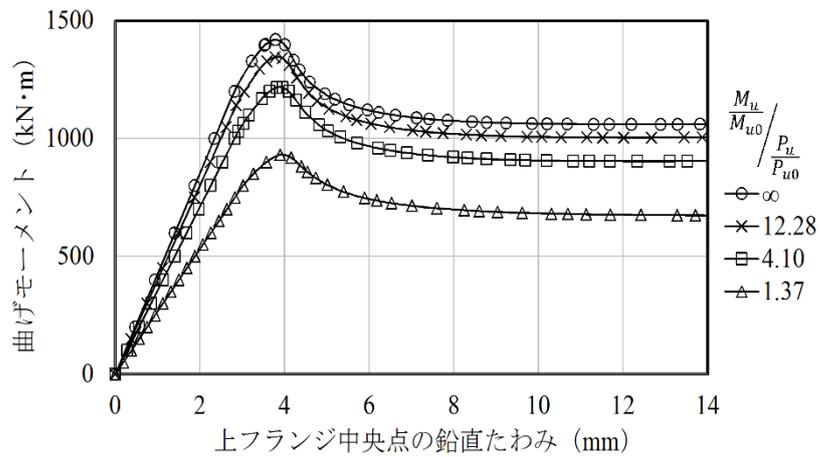


図 3.37 荷重 - 変位曲線 (PG -75)

種々の局所荷重と曲げモーメントの組合せ荷重下 (荷重比率ケース : A, B, C, D, E) における終局強度解析から得られた, タイプ 1 の各減肉モデル (PG -0, PG -25, PG -50, PG -75) の局所荷重と曲げモーメントの耐荷力一覧を表 3.8 に示す. 表中に示す P_u と M_u は各々, 局所荷重と曲げモーメントの耐荷力を示し, P_{u0} と M_{u0} は, 局所荷重のみ, および純曲げのみを作用させたときの耐荷力をそれぞれ示す.

表 3.8 解析結果による耐荷力 (タイプ 1)

PG - 減肉率 (%)	解析モデル		局所荷重 (kN)			曲げモーメント (kN·m)		
	荷重比率 ケース	荷重比率 (M_u/M_{u0})/(P_u/P_{u0})	P_u	P_{u0}	P_u/P_{u0}	M_u	M_{u0}	M_u/M_{u0}
PG -0	A	0	758	758	1.00	0	3821	0.00
	B	0.66	625	758	0.82	2082	3821	0.54
	C	1.99	330	758	0.44	3305	3821	0.86
	D	5.96	122	758	0.16	3666	3821	0.96
	E	∞		0	758	0.00	3821	3821
PG -25	A	0	721	721	1.00	0	3361	0.00
	B	0.71	570	721	0.79	1898	3361	0.56
	C	2.14	283	721	0.39	2829	3361	0.84
	D	6.45	106	721	0.15	3187	3361	0.95
	E	∞		0	721	0.00	3361	3361
PG -50	A	0	682	682	1.00	0	2505	0.00
	B	0.91	455	682	0.67	1518	2505	0.61
	C	2.73	212	682	0.31	2123	2505	0.85
	D	8.16	79	682	0.12	2369	2505	0.95
	E	∞		0	682	0.00	2505	2505
PG -75	A	0	583	583	1.00	0	1420	0.00
	B	1.37	279	583	0.48	931	1420	0.66
	C	4.10	122	583	0.21	1217	1420	0.86
	D	12.28	45	583	0.08	1346	1420	0.95
	E	∞		0	583	0.00	1420	1420

ii) 終局荷重時の変形および応力分布

タイプ1の各減肉モデル (PG-0, PG-25, PG-50, PG-75) に対する各荷重比率ケース (A, B, C, D, E) の終局荷重時の変形および応力分布状況を表 3.10～表 3.13 にそれぞれ示す。

本解析から得られた終局荷重時の変形状態は、概ねウェブ上端に生じる垂直方向の局部座屈とフランジのねじれ座屈に分けることができる。表 3.9 からわかるように、崩壊形式のほとんどがウェブ上端の局部座屈によるものであったが、曲げが局所荷重よりも支配的に作用するケースにおいて、PG-0 や PG-25 ではウェブ上端の局部座屈とあわせてフランジの水平座屈のような現象があらわれ、また、PG-50 や PG-75 ではフランジのねじれ座屈があらわれた。このフランジねじれ座屈に起因して崩壊に至るものは、全 25 モデル (荷重比率ケース含む) のうち計 7 ケースであった。

表 3.9 崩壊形式 (タイプ 1)

解析モデル			崩壊形式
PG - 減肉率 (%)	荷重比率 ケース	荷重比率 $(M_u/M_{u0})/(P_u/P_{u0})$	
PG-0	A	0	垂直 (ウェブ上端)
	B	0.66	垂直 (ウェブ上端)
	C	1.99	垂直 (ウェブ上端) + 水平
	D	5.96	垂直 (ウェブ上端) + 水平
	E	∞	垂直 (ウェブ上端) + 水平
PG-25	A	0	垂直 (ウェブ上端)
	B	0.71	垂直 (ウェブ上端)
	C	2.14	垂直 (ウェブ上端) + 水平
	D	6.45	垂直 (ウェブ上端) + 水平
	E	∞	垂直 (ウェブ上端) + 水平
PG-50	A	0	垂直 (ウェブ上端)
	B	0.91	垂直 (ウェブ上端)
	C	2.73	垂直 (ウェブ上端) + ねじれ
	D	8.16	ねじれ
	E	∞	ねじれ
PG-75	A	0	垂直 (ウェブ上端)
	B	1.37	ねじれ
	C	4.10	ねじれ
	D	12.28	ねじれ
	E	∞	ねじれ

表 3.10 終局荷重時の変形および応力分布 (MPa) 状況 (タイプ 1 の PG-0)

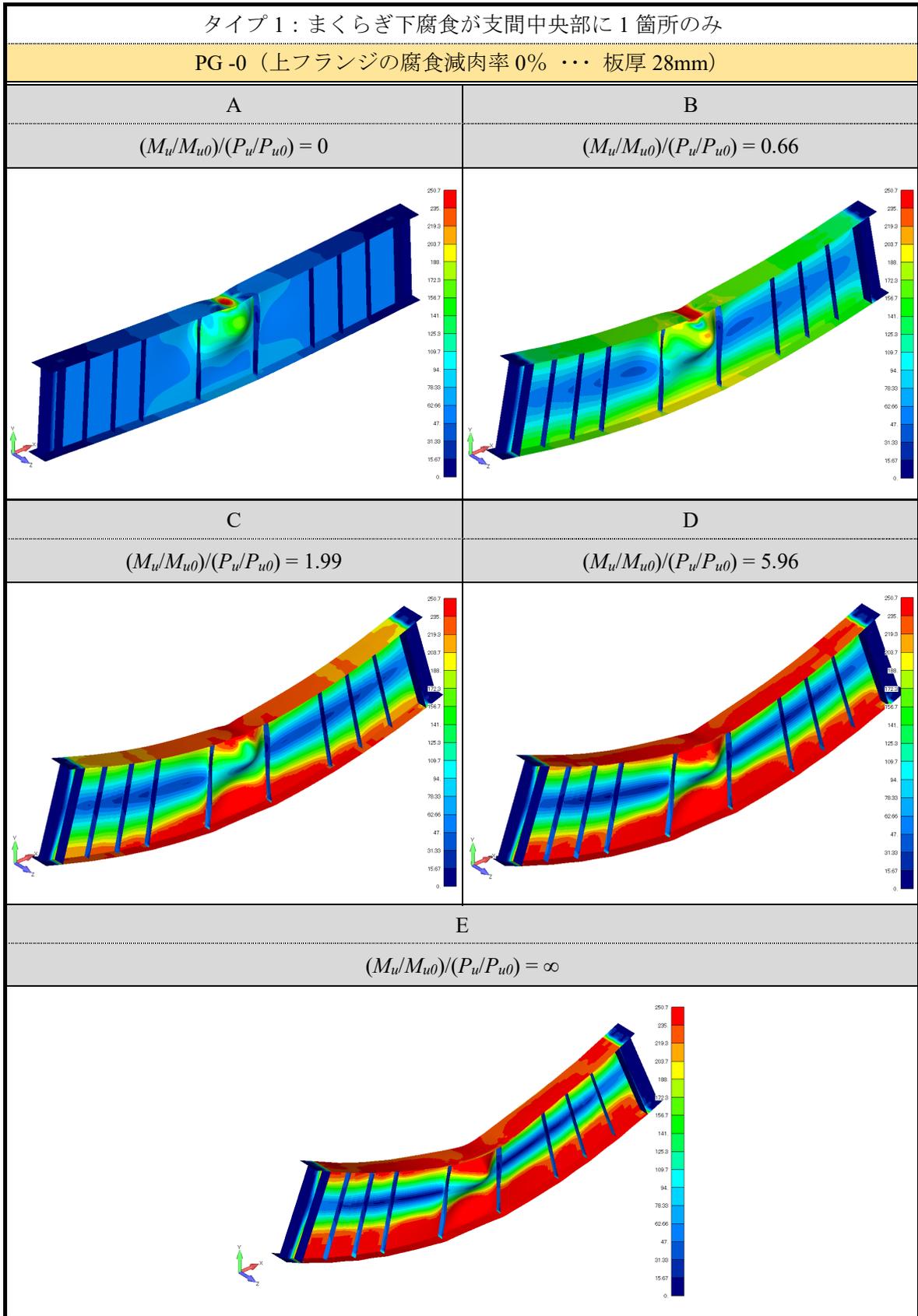


表 3.11 終局荷重時の変形および応力分布 (MPa) 状況 (タイプ 1 の PG -25)

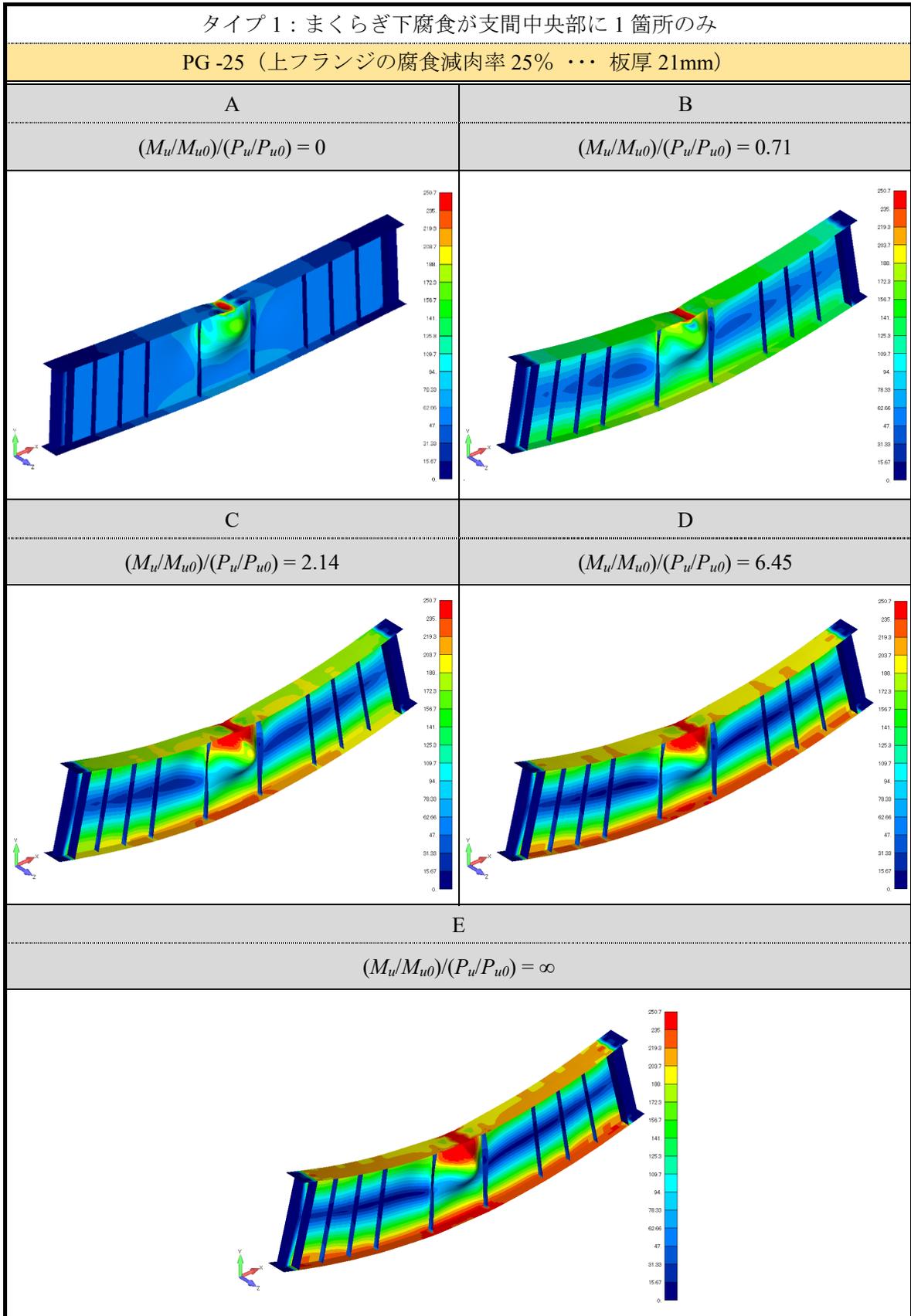


表 3.12 終局荷重時の変形および応力分布 (MPa) 状況 (タイプ 1 の PG -50)

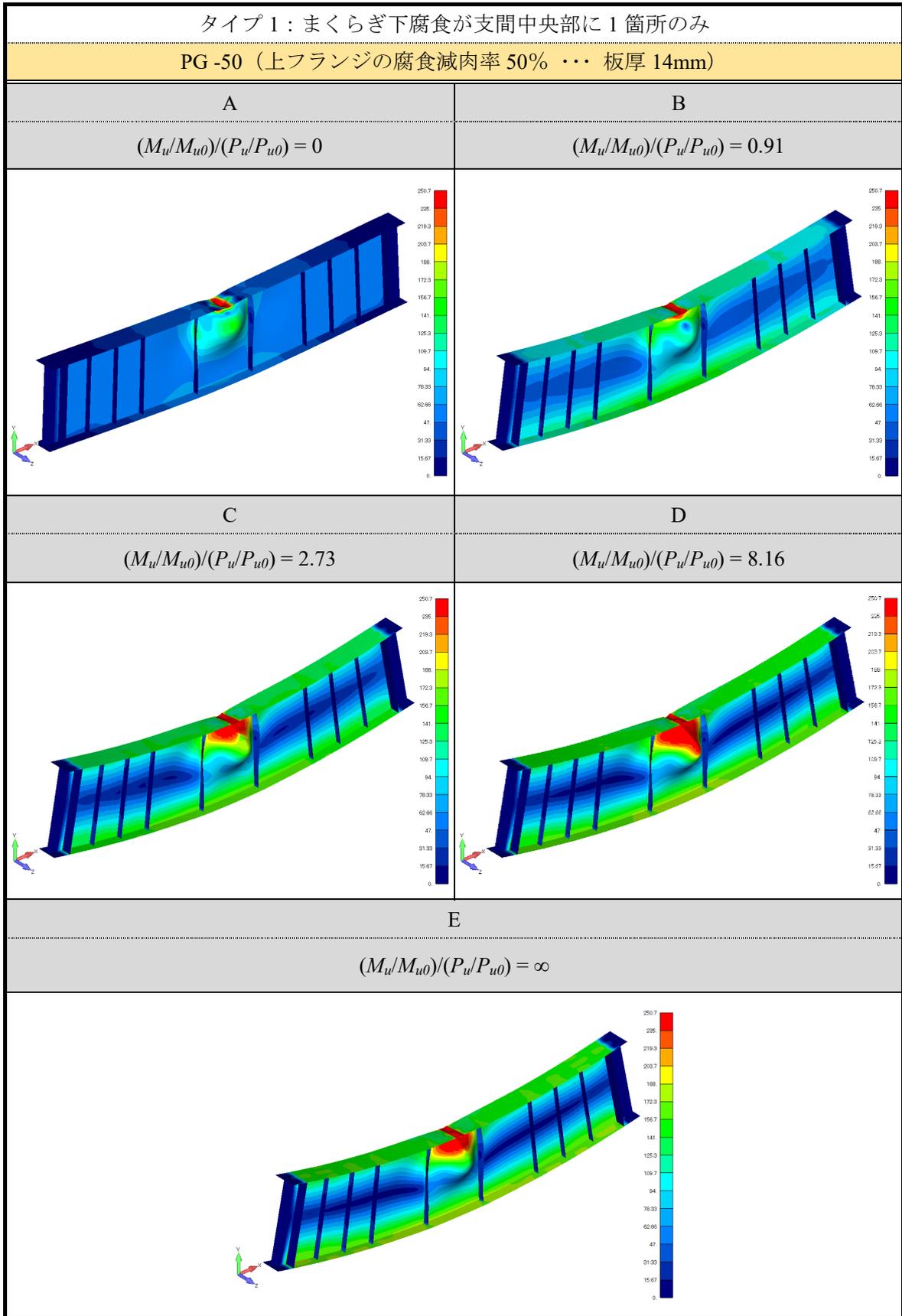
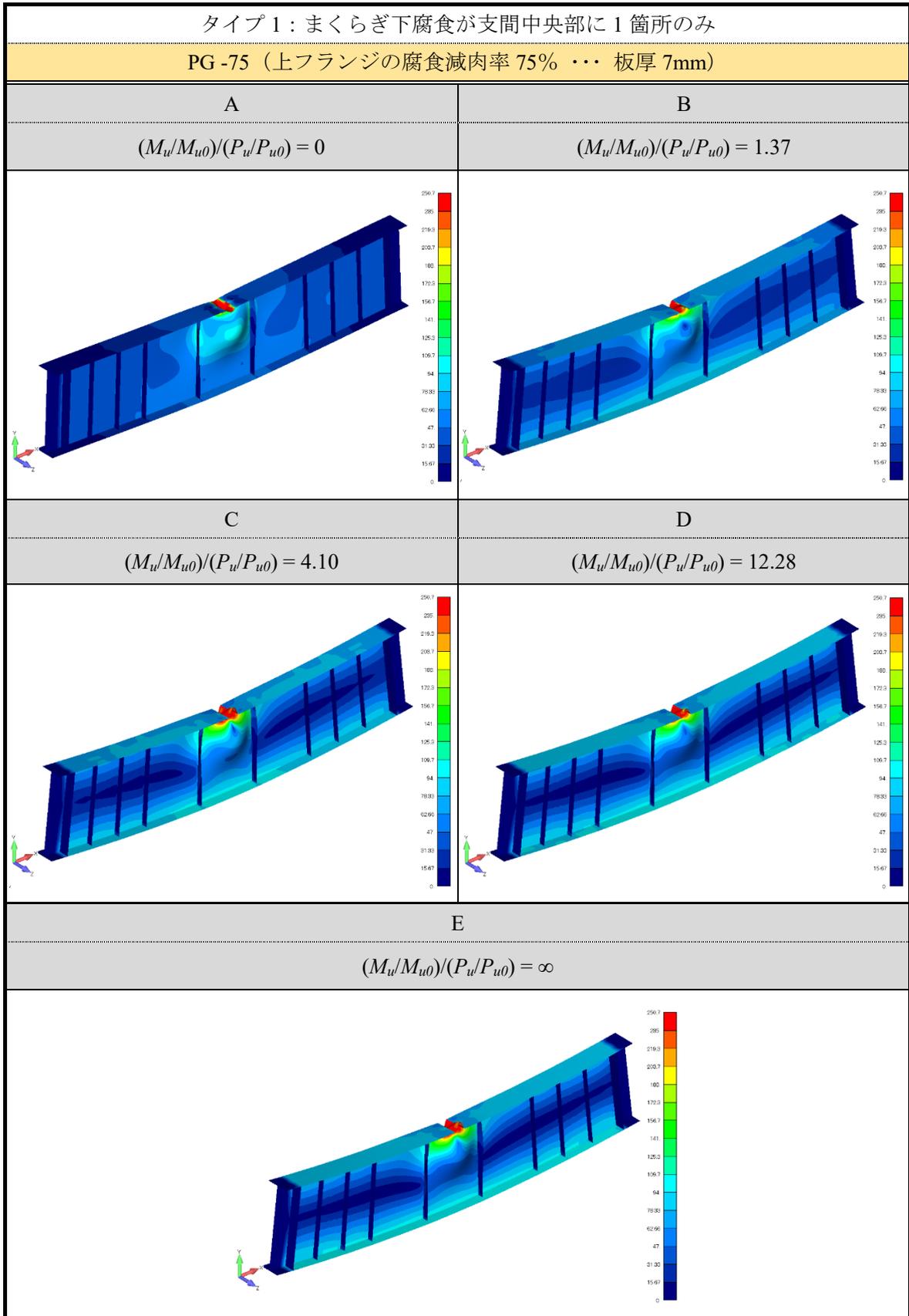


表 3.13 終局荷重時の変形および応力分布 (MPa) 状況 (タイプ 1 の PG -75)



ここで、表 3.12 に示した、タイプ 1（まくらぎ下腐食が支間中央部に 1 箇所のみ）の減肉モデル PG-50（上フランジの腐食減肉率 50% … 板厚 14mm）の各荷重比率ケース（A, B, C, D, E）における終局荷重時（最大荷重時）の変形およびミーゼス応力分布状況の支間中央部付近拡大図を図 3.38（a）～（e）にそれぞれ示す．局所荷重のみが作用する図 3.38（a）および局所荷重が支配的に作用する（曲げの影響が小さい）図 3.38（b）では、局所荷重作用直下の上フランジとウェブの狭い範囲にのみ応力が集中して、局部座屈が生じているのがわかる．一方、曲げが局所荷重よりも支配的に作用するケース C 以降の図 3.38（c）～（e）においては、曲げによる等分布軸圧縮応力が腐食部周辺に発生し、垂直補剛材間のウェブ上部の広範囲に降伏領域が広がり、上フランジの腐食部にフランジねじれ座屈現象がみられる．ここで、純曲げのみが作用する図 3.38（e）のケース E よりも、組合せ荷重作用状態下の図 3.38（d）のケース D の方がフランジねじれ座屈が明確にあらわれているのがわかる．

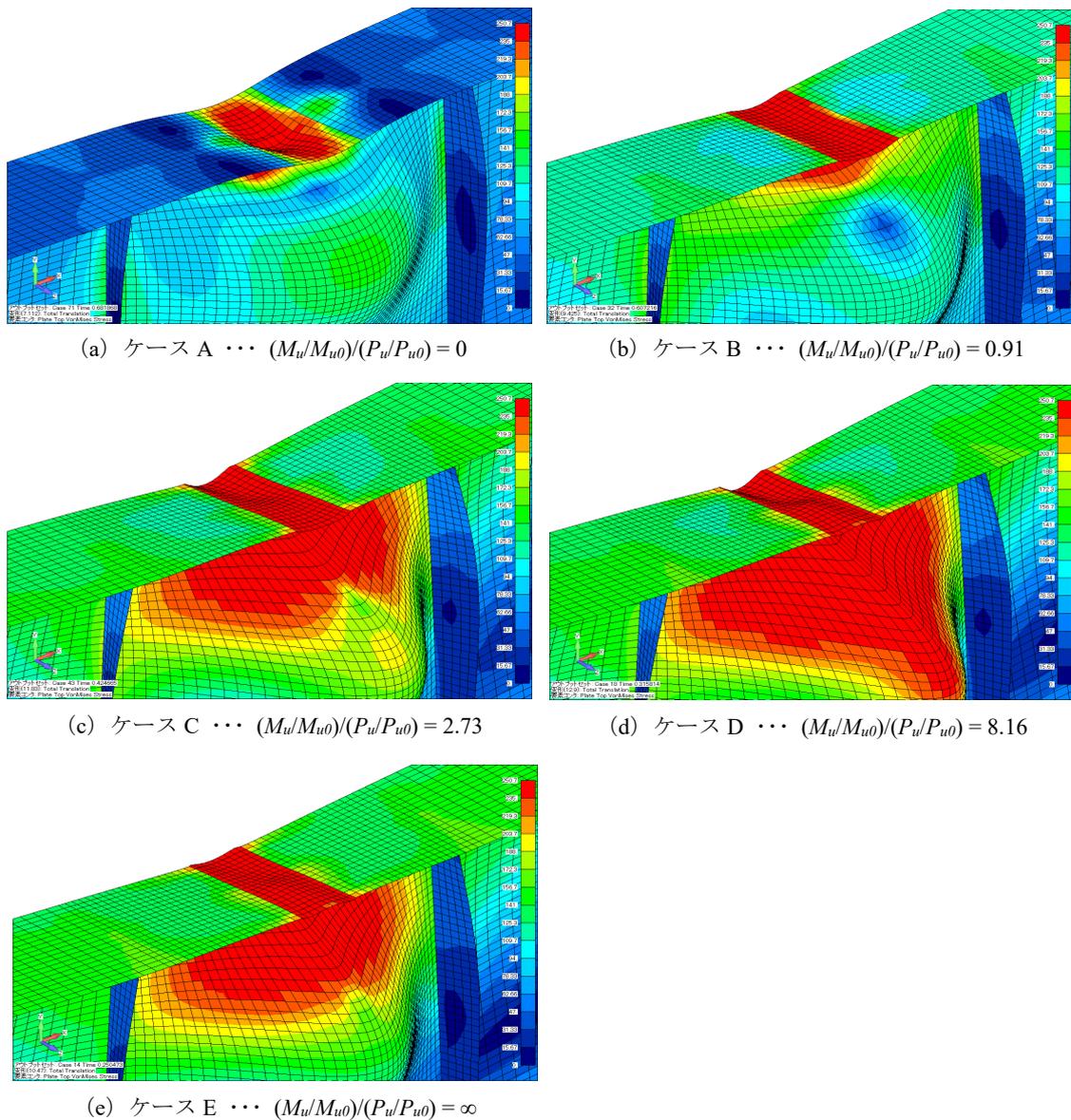


図 3.38 終局荷重時の変形および応力分布（MPa）状況の拡大詳細図（タイプ 1 の PG -50）

(2) タイプ 2

次に、まくらぎ下腐食が、「支間中央部の上フランジ上面に 2 箇所（タイプ 2）」（図 3.25）の場合の解析結果を示す。

i) 荷重 - 変位曲線

図 3.39 に局所荷重のみが作用するとき、図 3.40 に純曲げが作用するときの荷重 - 変位曲線をそれぞれ示す。このときの横軸の変位は、図 3.25 に示した“鉛直たわみ算出点”（支間中央部の上フランジ中央点）における鉛直変位をあらわす。また、ここでの局所荷重は、2 箇所の腐食部に同時作用させた線荷重の和として示す。

タイプ 1 と同様に、局所荷重のみが作用する場合の図 3.39 から、各々の最大荷重は、まくらぎ下の上フランジ上面の腐食による減肉量が大きくなるにつれて低下し、そのなかでも、PG-75 の最大荷重の低下割合や最大荷重到達後の耐荷力の低下傾向が大きくなっている。また、最大荷重到達直後の耐荷力低下の勾配は、タイプ 1 よりも大きくなっている。さらに、純曲げが作用する場合の図 3.40 から、最大曲げモーメント後の挙動として、PG-0 は、ほぼ一定の耐荷力を保ったまま変位が増加しているものの、PG-25 以上の有腐食状態になると変位の増加とともに耐荷力が低下して、ある一定値に収束していくのがわかる。

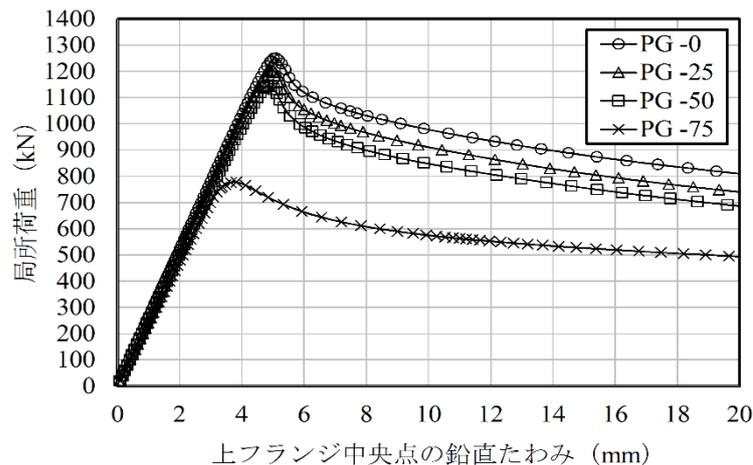


図 3.39 荷重 - 変位曲線（局所荷重のみ）

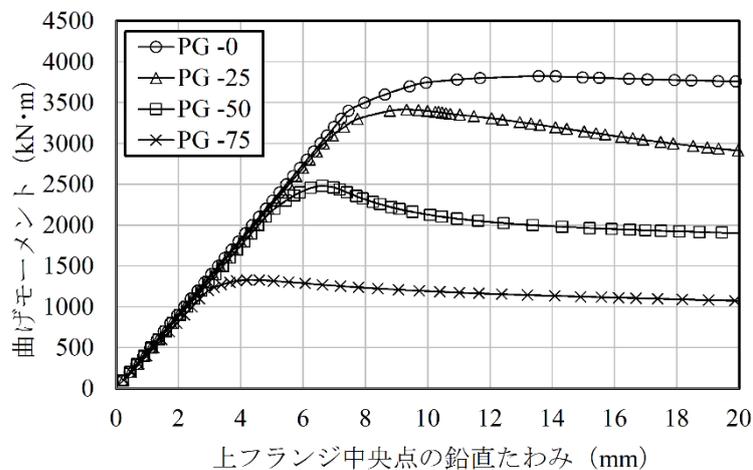


図 3.40 荷重 - 変位曲線（純曲げ）

次に、各減肉モデルに対して、組合せ荷重の割合を変化させたときの局所荷重と上フランジ中央点の鉛直変位の関係を図 3.41～図 3.44 にそれぞれ示す。全体的に、曲げが作用し始めると局所荷重のみを受ける場合よりも最大荷重が低下し、解析開始時点からの鉛直変位は、曲げ作用の増加に応じて大きくなる。

タイプ 1 と同様に、PG-25 (図 3.42) は、PG-0 (図 3.41) と比較して、各荷重比率ケースともに最大荷重が若干低下しているものの、荷重 - 変位の関係性に大きな違いはみられない。曲げが支配的に作用する場合を除いて、最大荷重到達後にも耐荷力が低下して、ある一定値に収束していく傾向にあるのがわかる。一方、曲げの割合が極端に大きくなれば、最大荷重自体が急激に下がり、最大荷重到達後は耐荷力がほぼ低下することなく、変位が増加している。また、PG-50 および PG-75 (図 3.43, 図 3.44) は、曲げの割合が比較的小さい場合にも、最大荷重の低下割合や最大荷重到達後の耐荷力の低下傾向が著しくなっている。

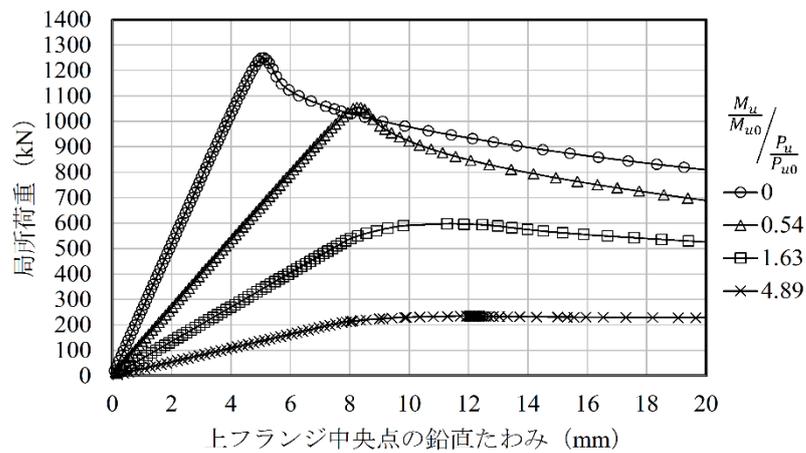


図 3.41 荷重 - 変位曲線 (PG-0)

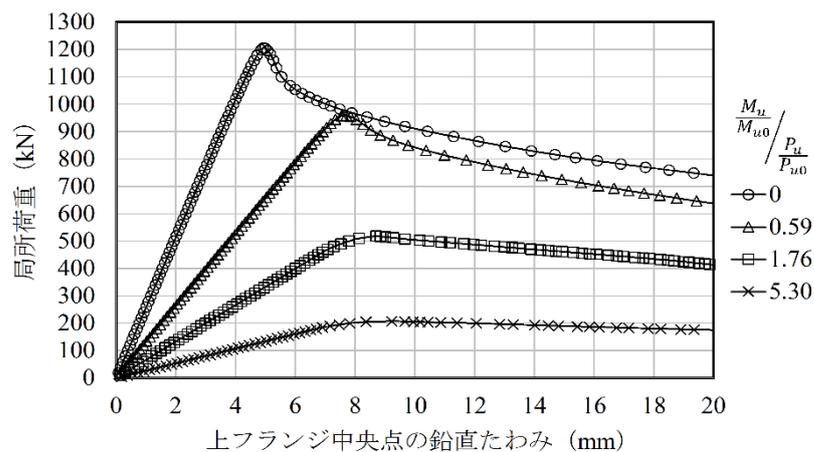


図 3.42 荷重 - 変位曲線 (PG-25)

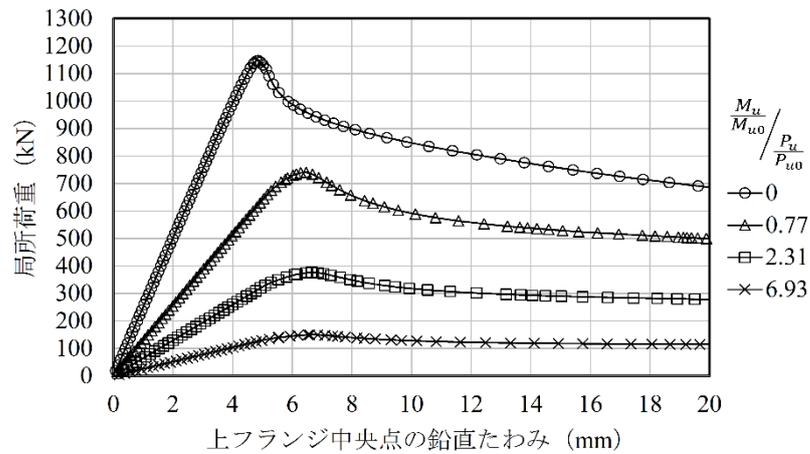


図 3.43 荷重 - 変位曲線 (PG -50)

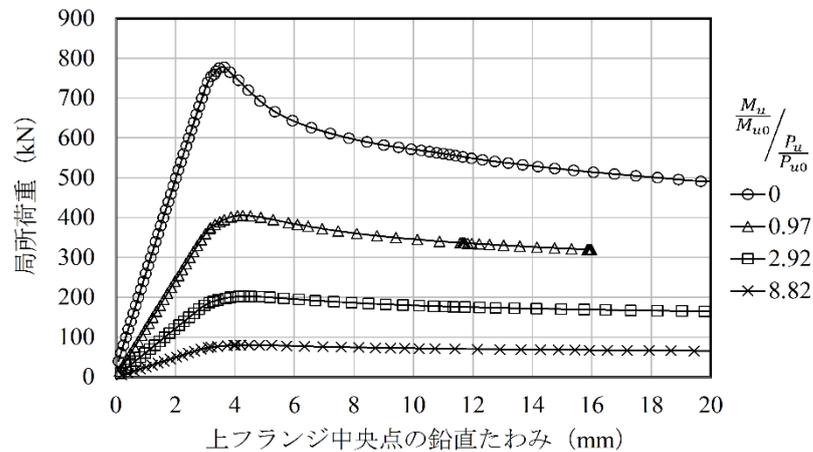


図 3.44 荷重 - 変位曲線 (PG -75)

次に、組合せ荷重の割合を変えたときの曲げモーメントと上フランジ中央点の鉛直変位の関係を図 3.45～図 3.48 に示す。これらの図からも、局所荷重が作用し始めると曲げのみを受ける場合よりも最大曲げモーメントが低下し、解析開始時点からの鉛直変位は、局所荷重作用の増加に応じて大きくなっているのがわかる。

PG-0 (図 3.45) は、局所荷重の割合が大きくなる場合を除いて、最大曲げモーメント到達後の耐荷力はほとんど低下せずに、変位のみが増加しているのがわかる。また、局所荷重の割合がある程度まで大きくなれば、最大曲げモーメント自体が急激に下がり、最大曲げモーメント到達後の耐荷力も緩やかに低下していく。PG-25 以上 (図 3.46～図 3.48) になると、各荷重比率ケースとともに最大曲げモーメントや最大曲げモーメント到達後の耐荷力が大きく低下しており、PG50 以上の場合には、ある一定値に収束していく傾向にあるのがわかる。

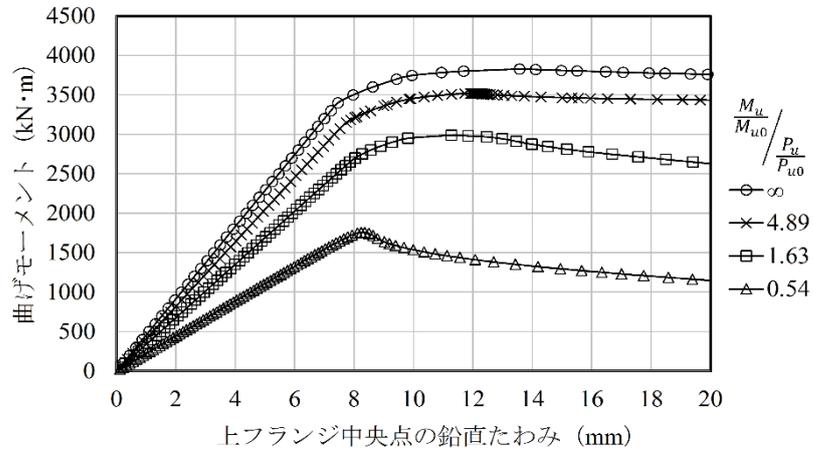


図 3.45 荷重 - 変位曲線 (PG-0)

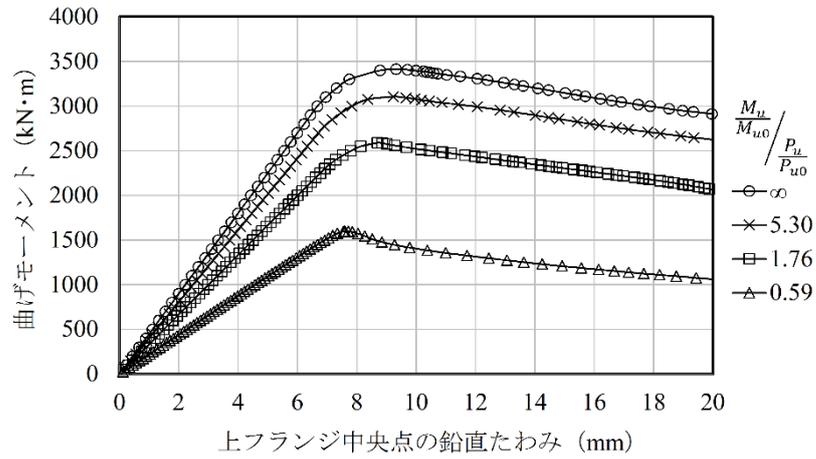


図 3.46 荷重 - 変位曲線 (PG-25)

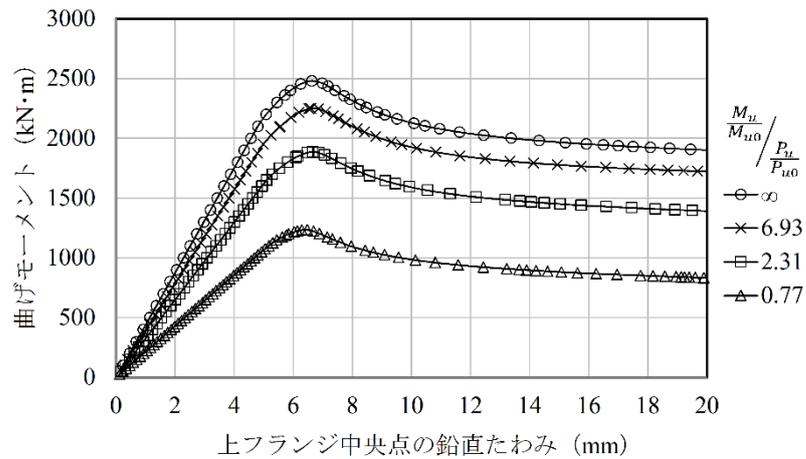


図 3.47 荷重 - 変位曲線 (PG-50)

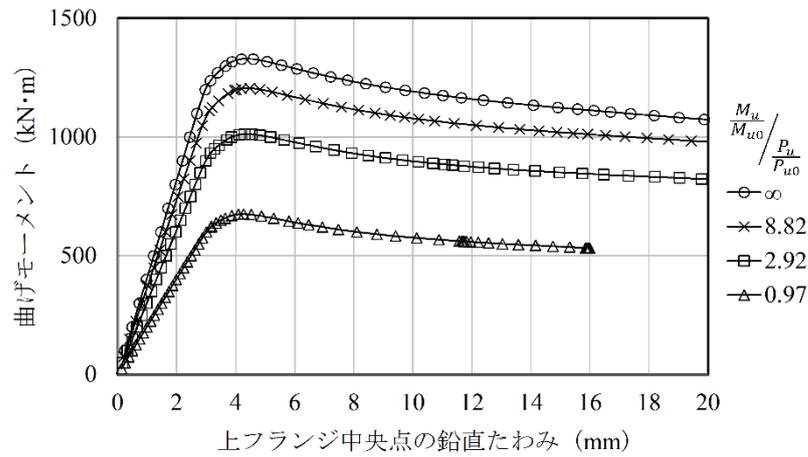


図 3.48 荷重 - 変位曲線 (PG -75)

種々の局所荷重と曲げモーメントの組合せ荷重下（荷重比率ケース：A, B, C, D, E）における終局強度解析から得られた、タイプ 2 の各減肉モデル（PG -0, PG -25, PG -50, PG -75）の局所荷重と曲げモーメントの耐荷力一覧を表 3.14 に示す。表中に示す P_u と M_u は各々、局所荷重と曲げモーメントの耐荷力を示し、 P_{u0} と M_{u0} は、局所荷重のみ、および純曲げのみを作用させたときの耐荷力をそれぞれ示す。

表 3.14 解析結果による耐荷力（タイプ 2）

PG - 減肉率 (%)	解析モデル		局所荷重 (kN)			曲げモーメント (kN·m)		
	荷重比率 ケース	荷重比率 (M_u/M_{u0})/(P_u/P_{u0})	P_u	P_{u0}	P_u/P_{u0}	M_u	M_{u0}	M_u/M_{u0}
PG -0	A	0	1250	1250	1.00	0	3826	0.00
	B	0.54	1055	1250	0.84	1759	3826	0.46
	C	1.63	598	1250	0.48	2988	3826	0.78
	D	4.89	235	1250	0.19	3519	3826	0.92
	E	∞	0	1250	0.00	3826	3826	1.00
PG -25	A	0	1206	1206	1.00	0	3414	0.00
	B	0.59	960	1206	0.80	1600	3414	0.47
	C	1.76	518	1206	0.43	2576	3414	0.75
	D	5.30	207	1206	0.17	3106	3414	0.91
	E	∞	0	1206	0.00	3414	3414	1.00
PG -50	A	0	1147	1147	1.00	0	2481	0.00
	B	0.77	741	1147	0.65	1235	2481	0.50
	C	2.31	377	1147	0.33	1886	2481	0.76
	D	6.93	150	1147	0.13	2250	2481	0.91
	E	∞	0	1147	0.00	2481	2481	1.00
PG -75	A	0	778	778	1.00	0	1329	0.00
	B	0.97	406	778	0.52	676	1329	0.51
	C	2.92	203	778	0.26	1013	1329	0.76
	D	8.82	80	778	0.10	1206	1329	0.91
	E	∞	0	778	0.00	1329	1329	1.00

ii) 終局荷重時の変形および応力分布

タイプ2の各減肉モデル (PG-0, PG-25, PG-50, PG-75) に対する各荷重比率ケース (A, B, C, D, E) の終局荷重時の変形および応力分布状況を表 3.16～表 3.19 にそれぞれ示す。

本解析から得られた終局荷重時の変形状態は、概ねウェブ上端に生じる垂直方向の局部座屈とフランジのねじれ座屈に分けることができる。表 3.15 からわかるように、無腐食の PG-0 において、局所荷重の割合が大きい場合にはウェブ上端の局部座屈、曲げの割合が大きい場合にはフランジの水平座屈の崩壊形式がそれぞれ生じる傾向にある。有腐食の PG-25 においては、局所荷重の割合が大きい場合にウェブ上端の局部座屈があらわれるものの、曲げの割合が大きくなるとフランジのねじり座屈があらわれるようになる。有腐食の PG-50 および PG-75 のように、支間中央部に極度の減肉が2箇所存在する場合には、荷重比率ケースにかかわらず、フランジねじり座屈による崩壊が支配的になる。

表 3.15 崩壊形式 (タイプ2)

PG - 減肉率 (%)	解析モデル		崩壊形式
	荷重比率 ケース	荷重比率 (M_u/M_{u0})/(P_u/P_{u0})	
PG-0	A	0	垂直 (ウェブ上端)
	B	0.54	垂直 (ウェブ上端)
	C	1.63	垂直 (ウェブ上端) + 水平
	D	4.89	水平
	E	∞	水平
PG-25	A	0	垂直 (ウェブ上端)
	B	0.59	垂直 (ウェブ上端)
	C	1.76	垂直 (ウェブ上端) + ねじれ
	D	5.30	ねじれ
	E	∞	ねじれ
PG-50	A	0	垂直 (ウェブ上端)
	B	0.77	ねじれ
	C	2.31	ねじれ
	D	6.93	ねじれ
	E	∞	ねじれ
PG-75	A	0	ねじれ
	B	0.97	ねじれ
	C	2.92	ねじれ
	D	8.82	ねじれ
	E	∞	ねじれ

表 3.16 終局荷重時の変形および応力分布 (MPa) 状況 (タイプ 2 の PG-0)

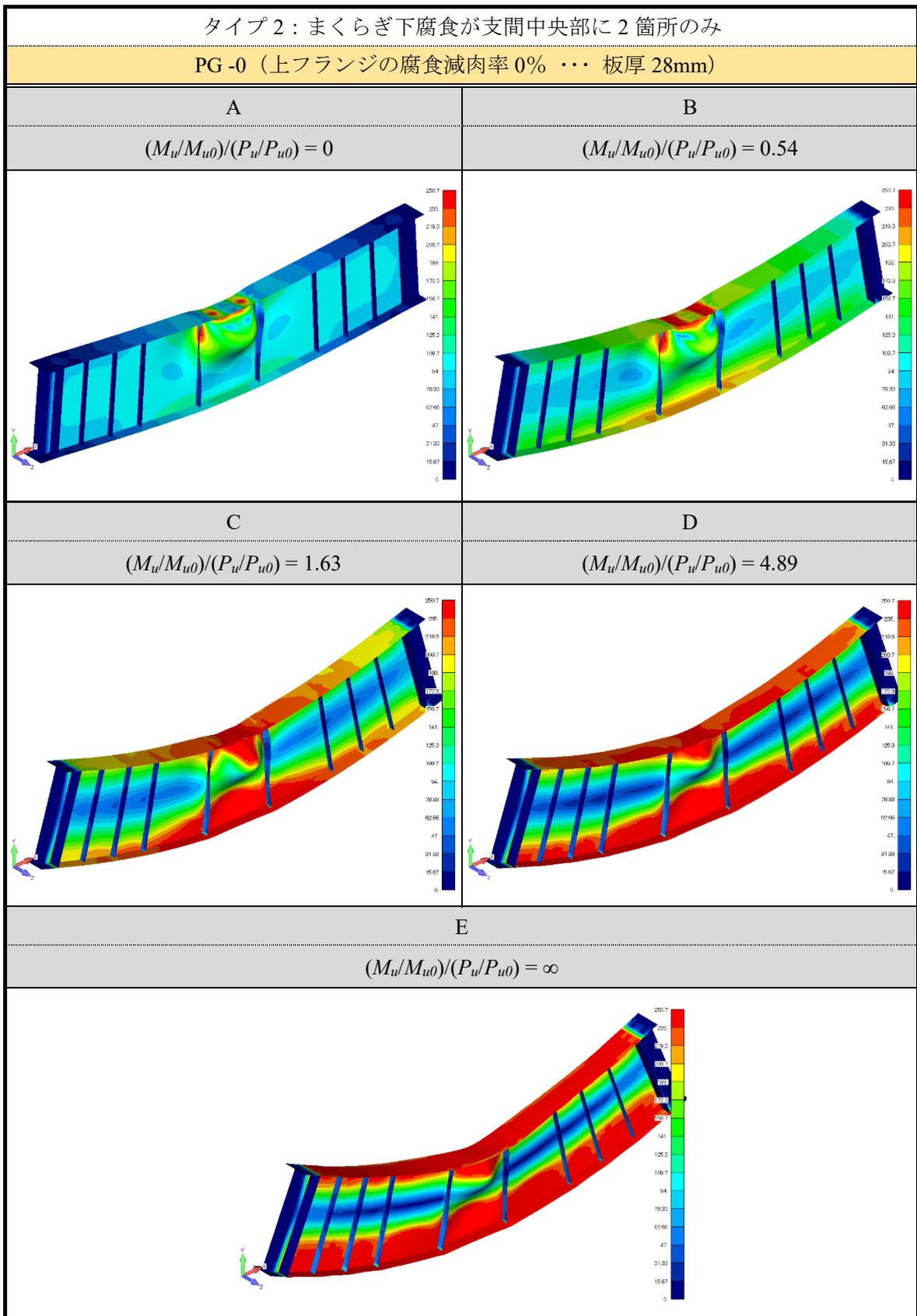


表 3.17 終局荷重時の変形および応力分布 (MPa) 状況 (タイプ 2 の PG -25)

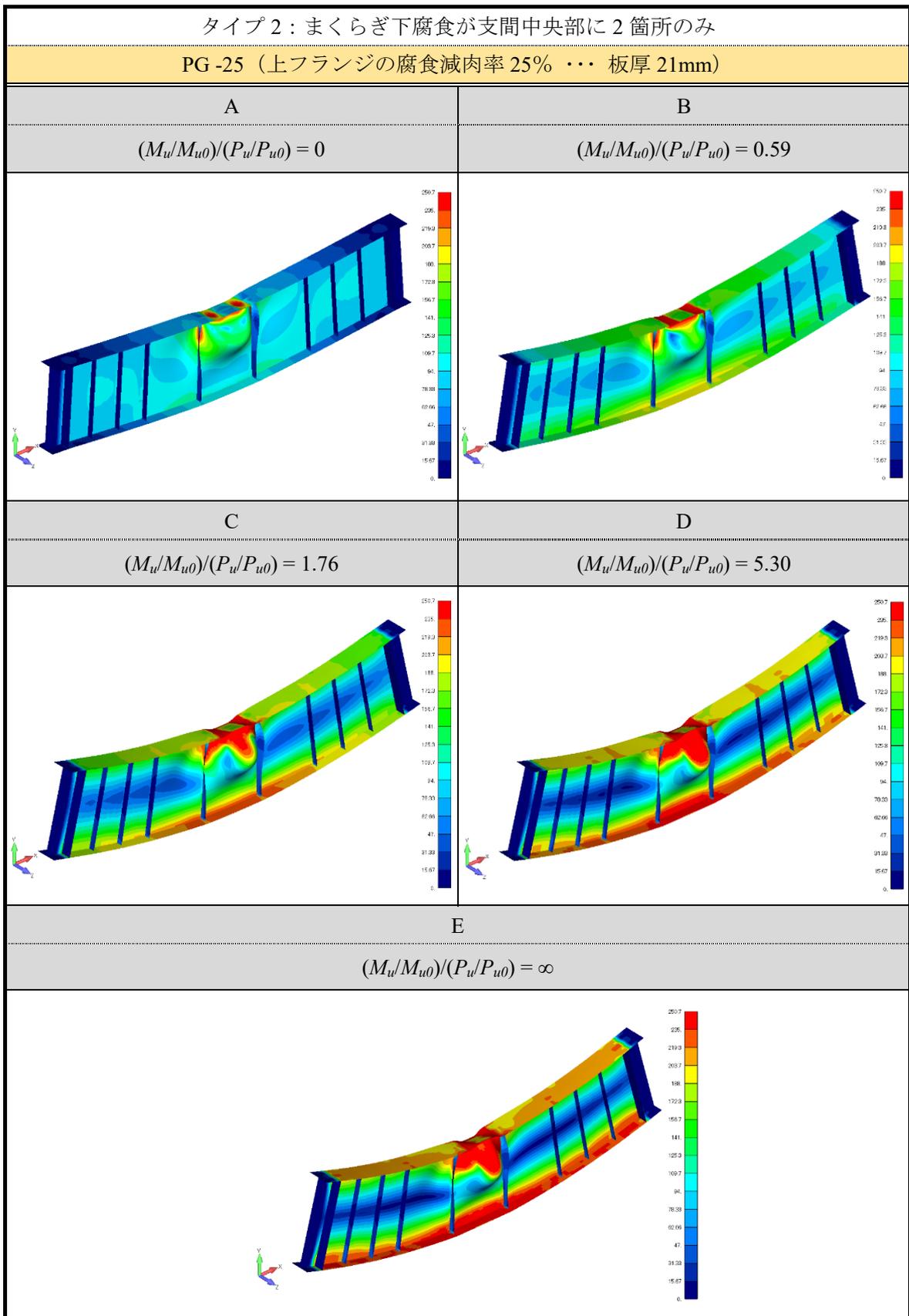


表 3.18 終局荷重時の変形および応力分布 (MPa) 状況 (タイプ 2 の PG -50)

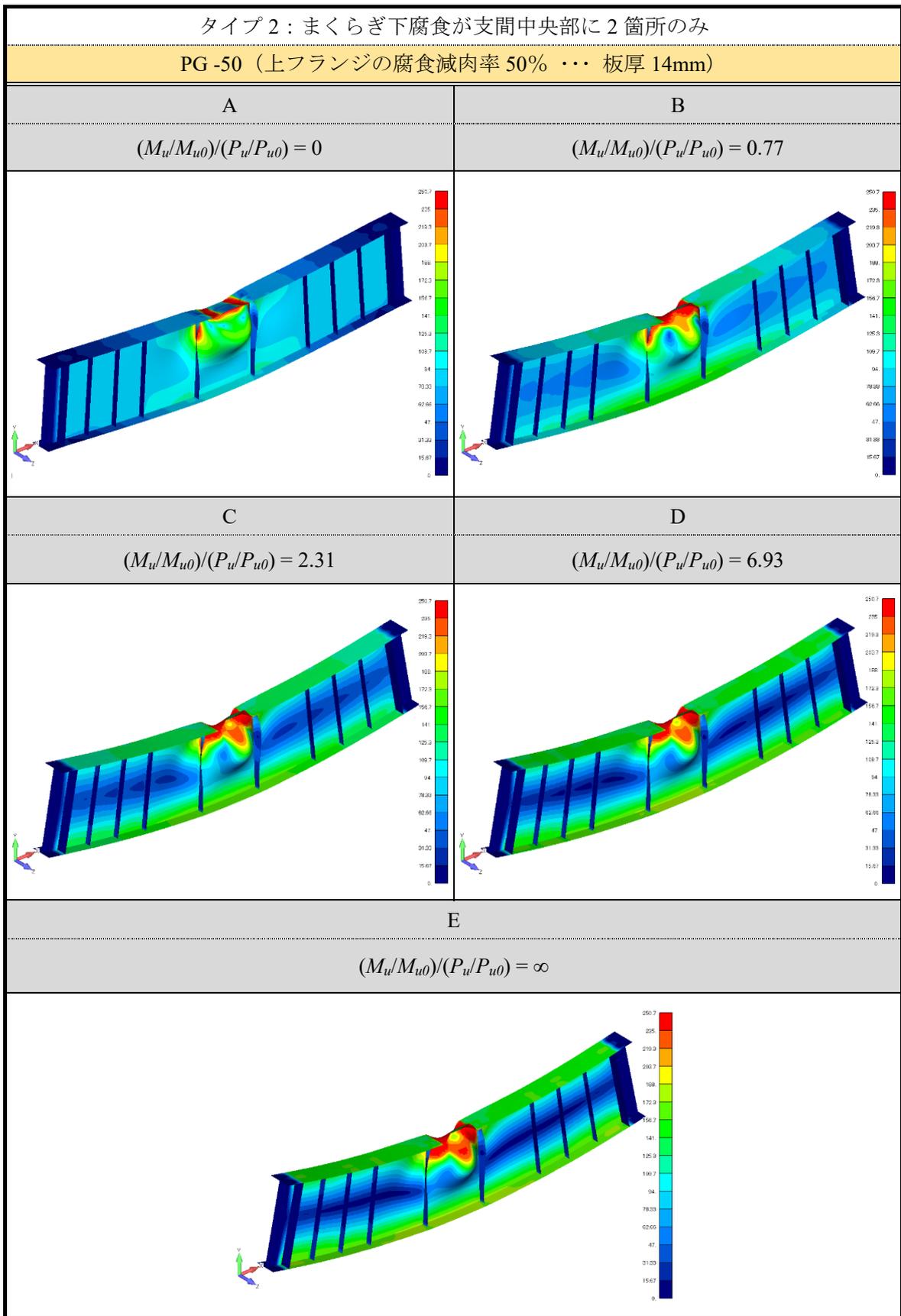
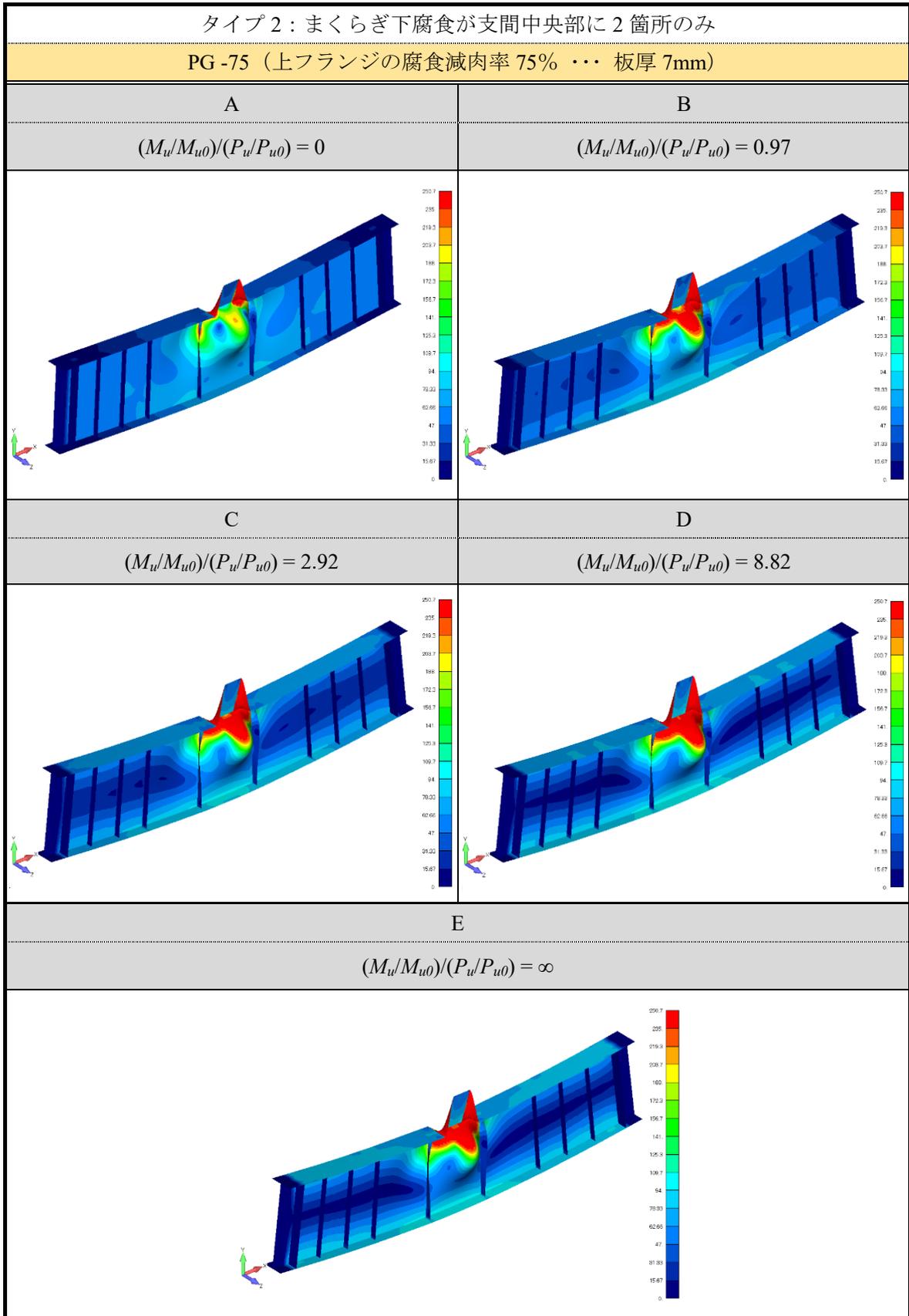


表 3.19 終局荷重時の変形および応力分布 (MPa) 状況 (タイプ 2 の PG -75)



ここで、表 3.18 および表 3.19 に示した、タイプ 2 の減肉モデル PG -50 と PG -75 の各荷重比率ケース (A, C, E) における終局荷重時の変形状態をわかりやすく表示したもの (変位倍率を小さくしてメッシュ表示したもの) を参考データとして、図 3.49 と図 3.50 にそれぞれ示す。

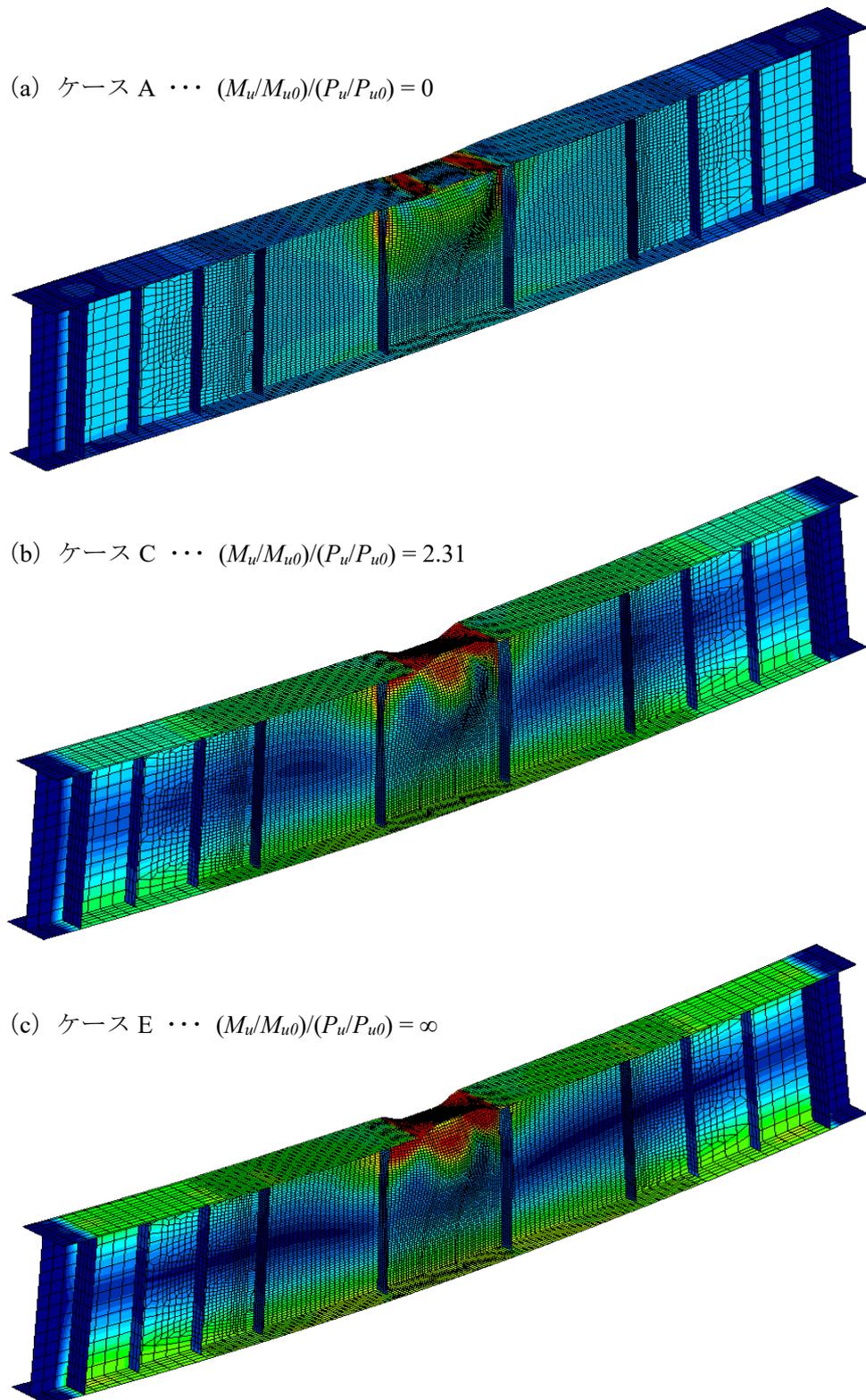


図 3.49 終局荷重時の変形 (タイプ 2 の PG -50)

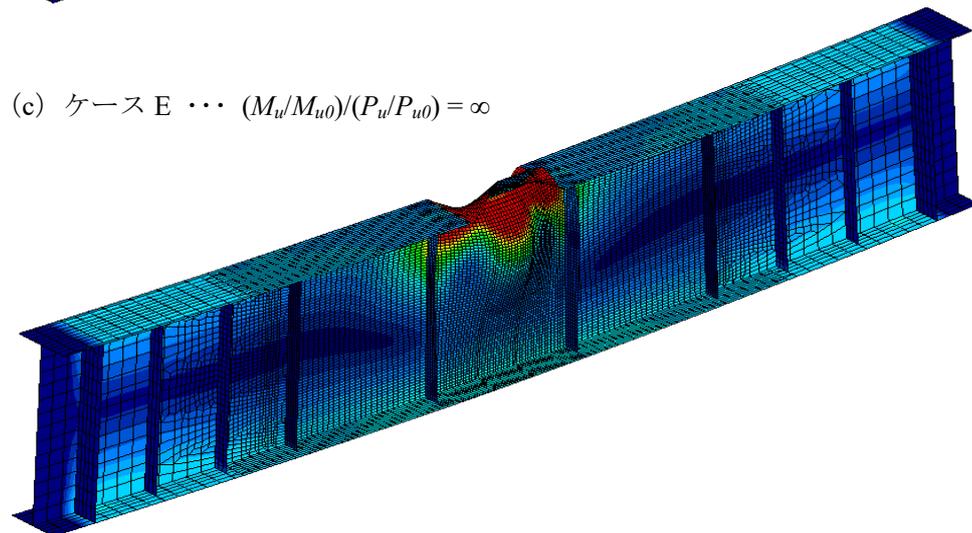
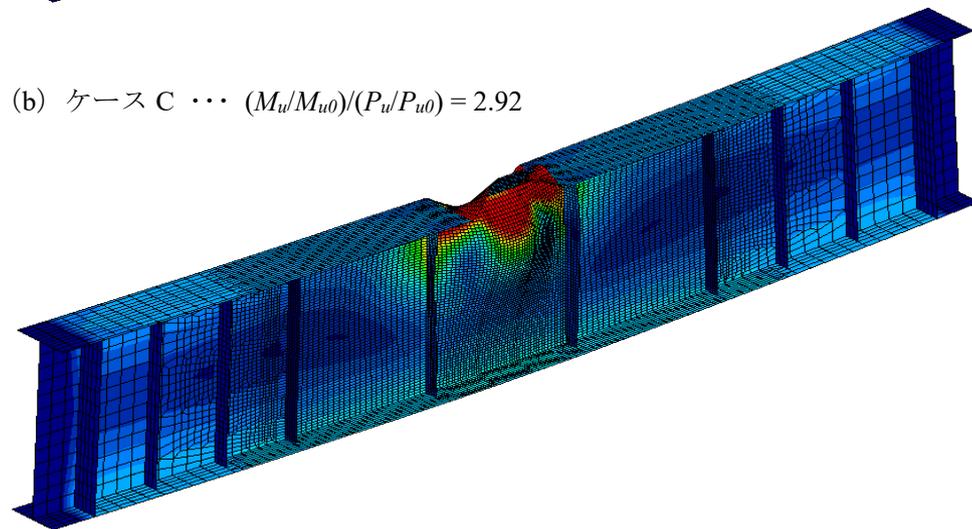
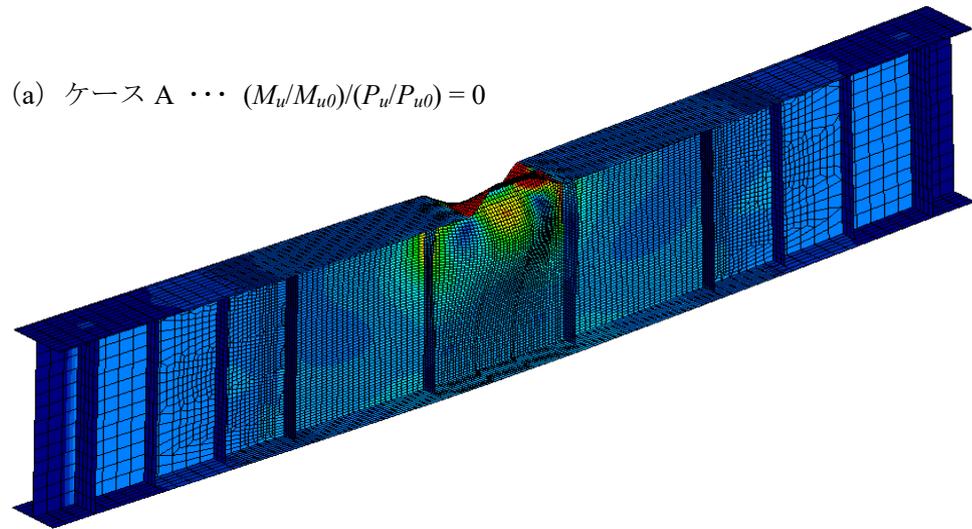


図 3.50 終局荷重時の変形 (タイプ 2 の PG -75)

3.5.3 局所荷重と曲げの相関曲線

前項で求めたタイプ1およびタイプ2における耐荷力を相互作用曲線上にプロットしたものを図 3.51 および図 3.52 にそれぞれ示す。これらの図中の曲線（円弧）は、下式によりあらわされる。

$$\left(\frac{P_u}{P_{u0}}\right)^2 + \left(\frac{M_u}{M_{u0}}\right)^2 = 1 \quad (3.15)$$

ここに、

P_u : 組合せ荷重時の局所荷重の終局荷重

M_u : 組合せ荷重時の終局曲げモーメント

P_{u0} : 局所荷重のみが作用するときの局所荷重の終局荷重

M_{u0} : 曲げモーメントのみが作用するときの終局曲げモーメント

である。

図 3.51 から、無腐食の PG-0 の場合には、曲線近くにプロットされているものの、有腐食の PG の減肉量が大きくなるにしたがい、曲線から内側へ遠ざかるようにプロットされる結果となっているのがわかる。実際には、腐食による上フランジ元板厚からの 50%以上の減肉は極めて稀なケースであると考えられ、仮に存在した場合には、架替もしくは廃止を大前提に検討されることとなる。したがって、本研究における残存耐荷力評価に対しては、腐食代 50%程度未満の精度確保および把握を主眼に、全ての減肉モデルに対して、上式の相互作用曲線を用いることとする。

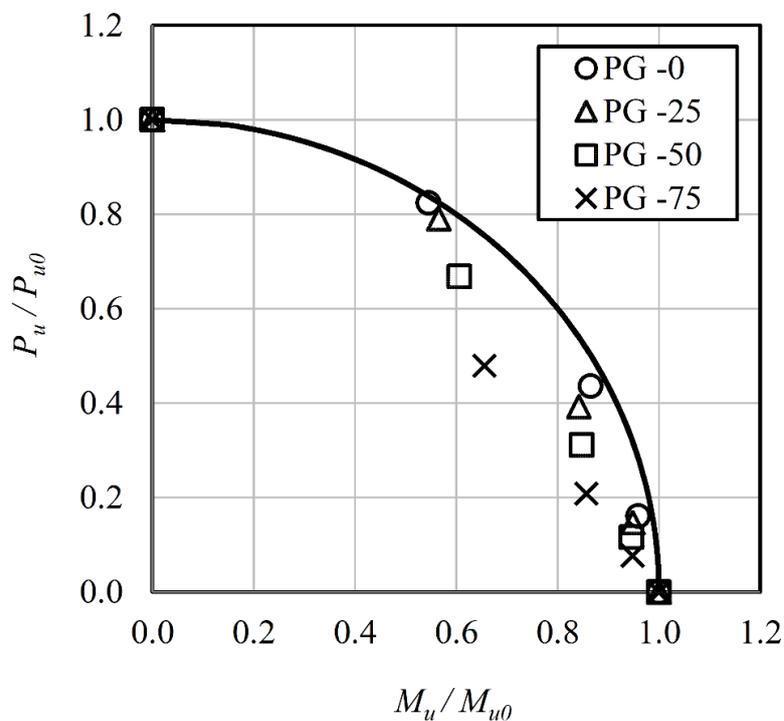


図 3.51 相互作用曲線（タイプ1）

また、図 3.52 から、無腐食の PG-0 とあわせて、有腐食の PG-25 から 75 へと減肉量が大きくなるにしたがい、曲線から内側へより遠ざかるようにプロットされる結果となっているのがわかる。この傾向が、タイプ 1 の場合よりも顕著になっている理由の一つに、タイプ 2（まくらぎ下腐食が支間中央部に 2 箇所）としての局所荷重の载荷数や载荷位置の違いが挙げられる。曲線内側へのプロットそのものは、耐荷力として危険側の評価結果といえるものの、実際には、支間中央部付近の腐食部 2 箇所に同時载荷している鉛直荷重の和を P_u 値としており、その絶対値は、タイプ 1 の各 P_u 値よりも 1.3~1.7 倍程度大きい。したがって、実際のまくらぎ下腐食を有するプレートガーダーにおいては、支間中央部付近に生じた最大減肉量（詳細計測する場合は“平均減肉量”）を計測し、その減肉量が支間中央部 1 箇所に生じたものとして、残存耐荷力を算定しておけば、他の腐食事例を網羅する評価とできる。これらの根拠の具体については、次項で示すこととする。

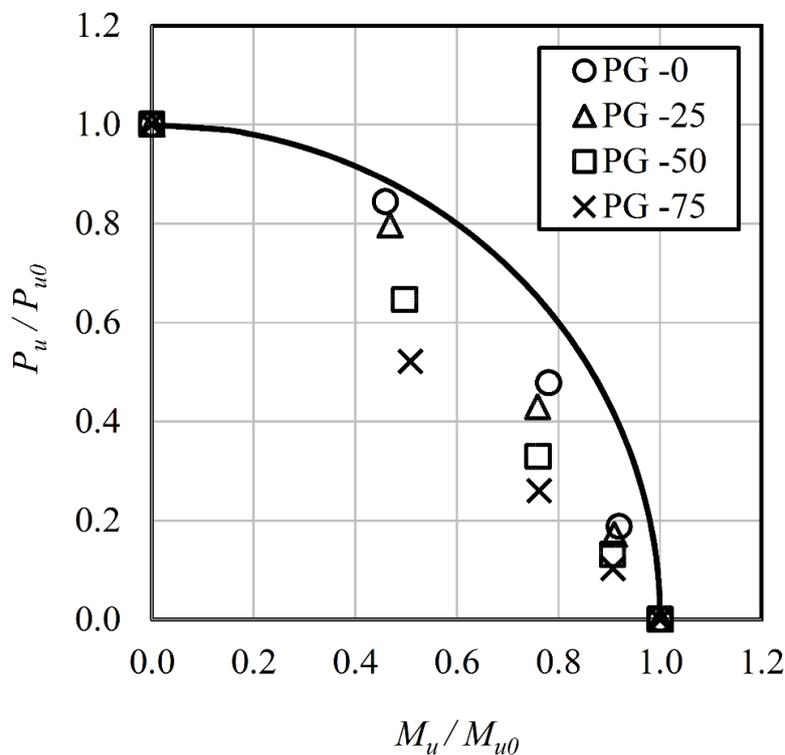


図 3.52 相互作用曲線（タイプ 2）

3.5.4 評価値と解析値の比較

以上では、まくらぎ下腐食を有するプレートガーダーの純曲げおよび局所荷重のみ、さらに組合せ荷重を受ける場合の残存耐荷力について、解析的に検討した。以下では、これらの解析値をもとに、3.4 に示した「まくらぎ下腐食を有するプレートガーダーの残存耐荷力評価法」の手順に基づいて得られる評価値と比較することで、本研究における簡易評価法としての妥当性を検証する。

ここで、評価値と解析値の比較検討は、前節の解析に用いた各モデルに対して行う。それらの寸法諸元一覧を表 3.20 に示す。

表 3.20 各モデルの寸法諸元 (タイプ 1 と 2 共通)

モデル	支間長	ウェブ高	ウェブ厚	上フランジ幅	上フランジ厚	下フランジ幅	下フランジ厚
PG - 減肉率 (%)	L (mm)	h_w (mm)	t_w (mm)	b_{uf} (mm)	t_{uf0} (mm)	b_{lf} (mm)	t_{lf} (mm)
PG -0	6000	1320	9	390	28	350	25
PG -25	6000	1320	9	390	28	350	25
PG -50	6000	1320	9	390	28	350	25
PG -75	6000	1320	9	390	28	350	25

モデル	垂直補剛材幅	垂直補剛材厚	上フランジ厚 (腐食部板厚)	断面 2 次 モーメント (腐食全断面)	中立軸位置 (腐食全断面)
PG - 減肉率 (%)	b_s (mm)	t_s (mm)	t_{uf} (mm)	I (mm ⁴)	h (mm)
PG -0	97.5	9	28.0	1.06.E+10	627
PG -25	97.5	9	21.0	9.36.E+09	684
PG -50	97.5	9	14.0	7.92.E+09	753
PG -75	97.5	9	7.0	6.17.E+09	838

(1) 曲げモーメントのみを受けるときの終局曲げモーメント M_{uo} の評価値算定

まず、まくらぎ下腐食を有するプレートガーダーに純曲げが作用する場合の曲げ耐荷応力の評価値を、下式 (詳細は3.1を参照) を用いて、上フランジの各座屈様式に対して算定する。

$$\begin{cases} \text{■ フランジ水平座屈} & \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_{uh}}{\sigma_y} = 1 - \frac{\lambda^2}{4} \quad \lambda \leq \sqrt{2} \\ = \frac{1}{\lambda^2} \quad \sqrt{2} < \lambda \end{array} \right. \quad (3.2) \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{L_h}{r} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (3.3)$$

$$\begin{cases} \text{■ フランジねじれ座屈} & \left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma_{ut}}{\sigma_y} = 1 \quad R \leq 0.433 \\ = \left(\frac{0.433}{R} \right)^{0.89} \quad 0.433 < R \end{array} \right. \quad (3.8) \end{cases}$$

$$R = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{b_{uf/2}}{t_{uf}} \cdot \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{k}} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (3.9)$$

$$k = 0.43 + (1/\alpha)^2 \quad (3.10)$$

タイプ1およびタイプ2の曲げ耐荷応力の計算結果を表3.21および表3.22にそれぞれ示す。

表 3.21 曲げ耐荷応力の評価値 (タイプ 1)

モデル PG - 減肉率 (%)	$L_t (L_t')$ (mm)	$B_{uf/2}$ (mm)	α	k	r (mm)	σ_y (MPa)	E (GPa)
PG -0	1000	195	5.13	0.47	112.6	235	200
PG -25	200	195	1.03	1.38	112.6	235	200
PG -50	200	195	1.03	1.38	112.6	235	200
PG -75	200	195	1.03	1.38	112.6	235	200

モデル PG - 減肉率 (%)	ν	R	L_h (mm)	λ	σ_{uh} / σ_y	σ_{ut} / σ_y	σ_{uh} (MPa)	σ_{ut} (MPa)
PG -0	0.3	0.37	3000	0.29	0.98	1.00	230	235
PG -25	0.3	0.28	3000	0.29	0.98	1.00	230	235
PG -50	0.3	0.43	3000	0.29	0.98	1.00	230	235
PG -75	0.3	0.85	3000	0.29	0.98	0.55	230	128

表 3.22 曲げ耐荷応力の評価値 (タイプ 2)

モデル PG - 減肉率 (%)	$L_t (L_t')$ (mm)	$B_{uf/2}$ (mm)	α	k	r (mm)	σ_y (MPa)	E (GPa)
PG -0	1000	195	5.13	0.47	112.6	235	200
PG -25	400	195	2.05	0.67	112.6	235	200
PG -50	400	195	2.05	0.67	112.6	235	200
PG -75	400	195	2.05	0.67	112.6	235	200

モデル PG - 減肉率 (%)	ν	R	L_h (mm)	λ	σ_{uh} / σ_y	σ_{ut} / σ_y	σ_{uh} (MPa)	σ_{ut} (MPa)
PG -0	0.3	0.37	3000	0.29	0.98	1.00	230	235
PG -25	0.3	0.41	3000	0.29	0.98	1.00	230	235
PG -50	0.3	0.61	3000	0.29	0.98	0.73	230	172
PG -75	0.3	1.23	3000	0.29	0.98	0.40	230	93

上表に示した曲げ耐荷応力 σ_{uh} と σ_{ut} の小さい方が実際に生じる座屈様式となることから、検討対象とする主桁の曲げ耐荷応力 σ_u の評価値として採用する。この σ_u を用いて、はり理論式(3.12)から、純曲げが作用するときの終局曲げモーメント M_{u0} の評価値を求める。

$$M_{u0} = \frac{\sigma_u}{h} \cdot I \quad (3.12)$$

ここに、 I は腐食部の断面2次モーメント、 h は腐食部断面の中立軸位置から上フランジ中央面までの距離を示す。これらの計算結果を表3.23に示す。

表 3.23 終局曲げモーメントの評価値 (タイプ1とタイプ2)

モデル	タイプ1	タイプ2
PG - 減肉率 (%)	M_{u0} (kN・m)	
PG -0	3878	3878
PG -25	3147	3147
PG -50	2419	1810
PG -75	945	684

(2) 局所荷重のみを受けるときの終局荷重 P_{u0} の評価値算定

次に、まくらぎ下腐食を有するプレートガーダーに局所荷重のみが作用する場合の終局荷重 P_{u0} の評価値を下式 (詳細は 3.2 を参照) から算定する。

$$P_{u0} = \left(25t_w^2 \cdot \sigma_{wy} + 4t_w \cdot t_{uf} \cdot \sigma_{ufy} \right) \cdot \left(1 + \frac{a + 2t_{uf}}{2h_w} \right) \quad (3.14)$$

これらの計算結果を表3.24に示す。

表 3.24 終局荷重の評価値 (タイプ1とタイプ2)

モデル	P_{u0} (kN)	
PG - 減肉率 (%)	タイプ1	タイプ2
PG -0	782	836
PG -25	713	763
PG -50	646	691
PG -75	578	619

(3) 曲げと局所荷重の組合せ荷重を受けるときの残存耐荷力 (P_u もしくは M_u) の評価値算定

以上で求めた M_{u0} と P_{u0} 、および実際のプレートガーダーの曲げモーメント M_u もしくは局所荷重 P_u のどちらか一方が与えられると、下式 (詳細は 3.3 を参照) から組合せ荷重を受けるガーダーのもう一方の残存耐荷力 (局所荷重の終局荷重 P_u もしくは終局曲げモーメント M_u) が求まる。

$$\left(\frac{P_u}{P_{u0}} \right)^2 + \left(\frac{M_u}{M_{u0}} \right)^2 = 1 \quad (3.15)$$

以上をもとに、本研究における簡易評価法の適用性について、以下で検証する。

まず、上記で算定した評価値 (M_{u0} および P_{u0}) と前節で求めた解析値 (M_{u0}^{FEM} および P_{u0}^{FEM}) の比較結果を表3.25および表3.26にそれぞれ示す。

終局曲げモーメントに関して、表3.25より、タイプ1のPG-0, 25, 50およびタイプ2のPG-0, 25において、評価値が解析値を1~8%程度の誤差範囲内にて評価できているのがわかる。また、タイプ1のPG-75およびタイプ2のPG-50, 75の評価値については、解析値との誤差が大きくなってはいるものの、評価値が解析値よりも小さめに耐荷力を評価している。実橋梁において、減肉率50%程度までの状態にあれば、精度を有する評価手法として適用できるものと考えられる。

また、局所荷重が作用する場合の終局荷重に関して、表3.26より、タイプ1のPG-0, 25, 50, 75の全てにおいて、評価値が解析値を5%以内の誤差で精度よく評価できているのがわかる。一方、タイプ2の評価値については、解析値よりも小さめに耐荷力評価しており、これは、解析モデルにおいて、まくらぎ下腐食2箇所作用する局所荷重同士が、まくらぎ間隔を有して載荷されていることが少なからず影響しているものと考えられる。つまり、評価式 (3.14) においては、2箇所のまくらぎ幅の合計値400mm (1本のまくらぎ幅200mm×2箇所) を作用幅 a として入力しており、まくらぎの配置間隔が耐荷力に及ぼす影響を考慮できていないために、集中的に局所荷重が作用する場合の終局荷重として、小さく評価されたものと考えられる。

表 3.25 終局曲げモーメントの評価値と解析値の比較 (タイプ 1 とタイプ 2)

モデル PG - 減肉率 (%)	タイプ 1			タイプ 2		
	M_{u0}	M_{u0}^{FEM}	M_{u0}/M_{u0}^{FEM}	M_{u0}	M_{u0}^{FEM}	M_{u0}/M_{u0}^{FEM}
	(kN・m)			(kN・m)		
PG -0	3878	3821	1.02	3878	3826	1.01
PG -25	3147	3361	0.94	3147	3414	0.92
PG -50	2419	2505	0.97	1810	2481	0.73
PG -75	945	1420	0.67	684	1329	0.51

表 3.26 局所荷重の終局荷重の評価値と解析値の比較 (タイプ 1 とタイプ 2)

モデル PG - 減肉率 (%)	タイプ 1			タイプ 2		
	P_{u0}	P_{u0}^{FEM}	P_{u0}/P_{u0}^{FEM}	P_{u0}	P_{u0}^{FEM}	P_{u0}/P_{u0}^{FEM}
	(kN)			(kN)		
PG -0	782	758	1.03	836	1250	0.67
PG -25	713	721	0.99	763	1206	0.63
PG -50	646	682	0.95	691	1147	0.60
PG -75	578	583	0.99	619	778	0.80

次に、組合せ荷重状態における相互作用曲線としての評価式 (3.15) を用いて、 $P_u = \beta M_u$ と仮定すれば、 M_u と P_u を式 (3.17) および式 (3.18) として、それぞれあらわすことができる。

$$M_u = \sqrt{\frac{P_{u0}^2 \cdot M_{u0}^2}{\beta^2 \cdot M_{u0}^2 + P_{u0}^2}} \quad (3.17)$$

$$P_u = P_{u0} \sqrt{1 - \frac{M_u^2}{M_{u0}^2}} \quad (3.18)$$

まず、前節で求めた解析値 M_u^{FEM} と P_u^{FEM} から、 $\beta (= P_u^{\text{FEM}} / M_u^{\text{FEM}})$ を算定する。この β と本項で算定した評価値 M_{u0} と P_{u0} を用いて、上式 (3.17) より、評価値 M_u を算出する。次に、得られた評価値 M_u を用いて、上式 (3.18) より、評価値 P_u を算出する。

以上に基づいて得られた、タイプ 1 およびタイプ 2 の計算結果を表 3.27 および表 3.28 にそれぞれ示す。表 3.27 に示すタイプ 1 の PG-0, 25, 50 において、評価式を用いて算定した評価値 M_u および P_u とともに、解析値 M_u^{FEM} および P_u^{FEM} を精度よく評価できていることがわかる。PG-75 の評価値については、全ての荷重比率ケースに対して、小さめに残存耐荷力を評価しているが、実橋梁におけるまくらぎ下腐食によって、上フランジが 75% も減肉していることは現実問題として考え難く、仮に存在するとした場合でも架替もしくは廃止を前提条件および基本方針とした即時対処の必要性が生じることを勘案すれば、安全側に評価しすぎること自体、問題ないとする。また、表 3.28 に示すタイプ 2 の有腐食の PG-25, 50, 75 において、評価式を用いて算定した評価値 M_u および P_u とともに、解析値 M_u^{FEM} および P_u^{FEM} よりも小さくなっていくが、余裕を与える評価といえる。

さらに、評価式を用いて算定した評価値 M_u および P_u と解析値 M_u^{FEM} および P_u^{FEM} との相関性をプロットしたものを図 3.53～図 3.56 にそれぞれ示す。図 3.53 に示すタイプ 1 の評価値 M_u については、PG-75 を除いて、高い精度で解析値 M_u^{FEM} を評価できているのがわかる。また、図 3.54 に示すタイプ 1 の評価値 P_u については、全ての減肉モデルに対して、解析値を精度よく評価できている。さらに、これらの図には、過去に行われた載荷実験結果^{3-5), 3-8)}もあわせてプロットしているが、評価値とよく一致しており、概ね適切に評価していることがわかる。

また、図 3.55 および図 3.56 にもタイプ 1 と同様に、タイプ 2 の評価値と解析値の相関性を示しているが、有腐食の PG-25, 50, 75 においては、1:1 の直線よりも下側にプロットされる結果となっており、簡易評価法によって概ね適切に評価できているのがわかる。したがって、実際のまくらぎ下腐食を有するプレートガーダーにおいては、支間中央部付近に生じた最大減肉量（詳細計測する場合は“平均減肉量”）を計測し、その減肉量が支間中央部 1 箇所が生じたものとして、残存耐荷力を算出しておけば、他の腐食事例を網羅する評価とできる。

以上のことから、3.1.2 に示した評価式 (3.2) と式 (3.3) および 3.1.3 に示した評価式 (3.8) と式 (3.9)、3.2 および 3.3 にそれぞれ示した評価式 (3.14) および式 (3.15) を用いて、まくらぎ下腐食を有するプレートガーダーの残存耐荷力を適切に評価することが可能であり、本研究の簡易評価法を維持管理分野における実務での定量的手法として適用できることを示せた。

表 3.27 評価値と解析値の比較 (タイプ 1)

モデル	M_u^{FEM} (kN・m)	P_u^{FEM} (kN)	β	M_{u0} (kN・m)	P_{u0} (kN)	M_u (kN・m)	P_u (kN)	M_u^{FEM}/M_u	P_u^{FEM}/P_u
PG - 減肉率 (%)	解析値	解析値	$\frac{P_u^{FEM} =}{\beta M_u^{FEM}}$	評価値	評価値	評価値	評価値	解析値 / 評価値	解析値 / 評価値
PG -0	0	758	∞	0	782	0	782	0.00	0.97
	2082	625	0.30	3878	782	2162	649	0.96	0.96
	3305	330	0.10	3878	782	3475	347	0.95	0.95
	3666	122	0.03	3878	782	3827	127	0.96	0.96
	3821	0	0.00	3878	0	3878	0	0.99	0.00
PG -25	0	721	∞	0	713	0	713	0.00	1.01
	1898	570	0.30	3147	713	1896	569	1.00	1.00
	2829	283	0.10	3147	713	2879	288	0.98	0.98
	3187	106	0.03	3147	713	3114	104	1.02	1.02
	3361	0	0.00	3147	0	3147	0	1.07	0.00
PG -50	0	682	∞	0	646	0	646	0.00	1.06
	1518	455	0.30	2419	646	1609	482	0.94	0.94
	2123	212	0.10	2419	646	2266	226	0.94	0.94
	2369	79	0.03	2419	646	2401	80	0.99	0.99
	2505	0	0.00	2419	0	2419	0	1.04	0.00
PG -75	0	583	∞	0	578	0	578	0.00	1.01
	931	279	0.30	945	578	849	254	1.10	1.10
	1217	122	0.10	945	578	933	94	1.30	1.30
	1346	45	0.03	945	578	944	32	1.43	1.43
	1420	0	0.00	945	0	945	0	1.50	0.00

表 3.28 評価値と解析値の比較 (タイプ 2)

モデル	M_u^{FEM} (kN・m)	P_u^{FEM} (kN)	β	M_{u0} (kN・m)	P_{u0} (kN)	M_u (kN・m)	P_u (kN)	M_u^{FEM}/M_u	P_u^{FEM}/P_u
PG - 減肉率 (%)	解析値	解析値	$\frac{P_u^{FEM} =}{\beta M_u^{FEM}}$	評価値	評価値	評価値	評価値	解析値 / 評価値	解析値 / 評価値
PG -0	0	1250	∞	0	836	0	836	0.00	1.50
	1759	1055	0.60	3878	836	1312	787	1.34	1.34
	2988	598	0.20	3878	836	2842	569	1.05	1.05
	3519	235	0.07	3878	836	3705	247	0.95	0.95
	3826	0	0.00	3878	0	3878	0	0.99	0.00
PG -25	0	1206	∞	0	763	0	763	0.00	1.58
	1600	960	0.60	3147	763	1179	707	1.36	1.36
	2576	518	0.20	3147	763	2422	487	1.06	1.06
	3106	207	0.07	3147	763	3034	202	1.02	1.02
	3414	0	0.00	3147	0	3147	0	1.08	0.00
PG -50	0	1147	∞	0	691	0	691	0.00	1.66
	1235	741	0.60	1810	691	971	583	1.27	1.27
	1886	377	0.20	1810	691	1603	320	1.18	1.18
	2250	150	0.07	1810	691	1783	119	1.26	1.26
	2481	0	0.00	1810	0	1810	0	1.37	0.00
PG -75	0	778	∞	0	619	0	619	0.00	1.26
	676	406	0.60	684	619	570	342	1.19	1.19
	1013	203	0.20	684	619	668	134	1.52	1.52
	1206	80	0.07	684	619	682	45	1.77	1.77
	1329	0	0.00	684	0	684	0	1.94	0.00

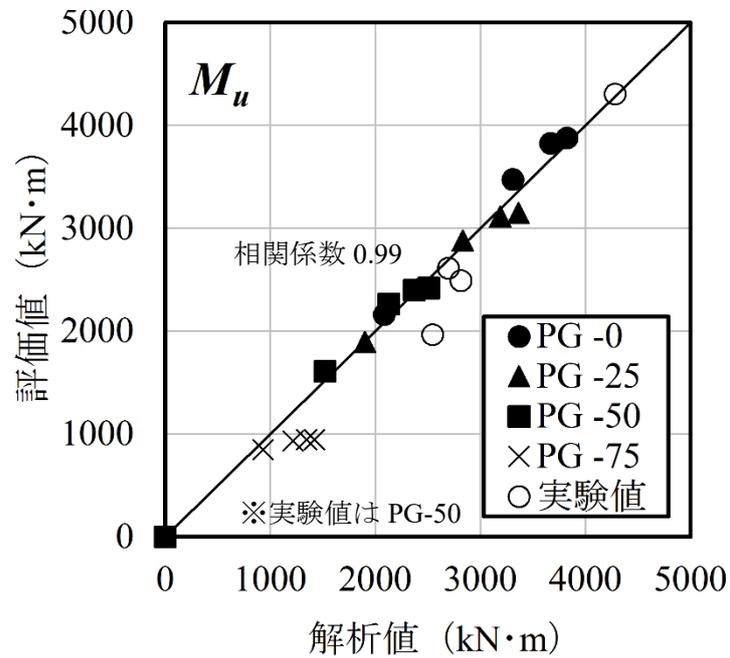


図 3.53 終局曲げモーメントの評価値と解析値の比較 (タイプ 1)

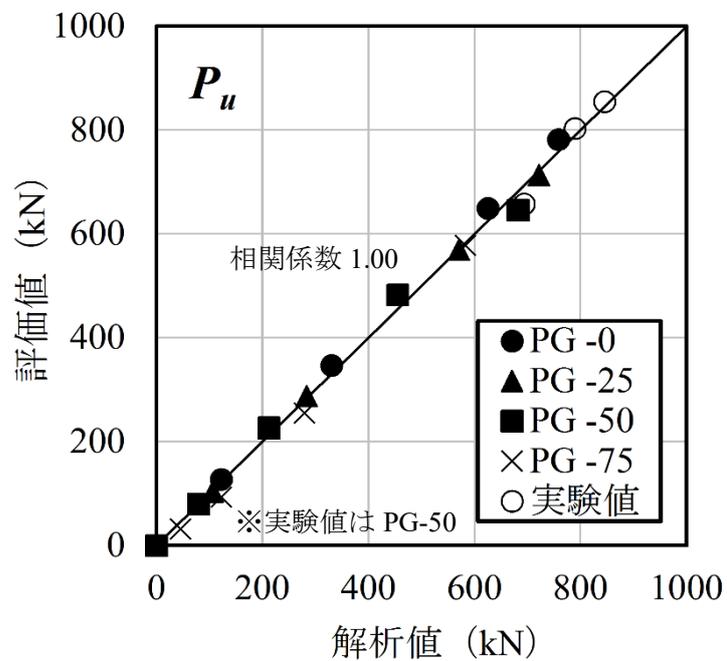


図 3.54 終局荷重の評価値と解析値の比較 (タイプ 1)

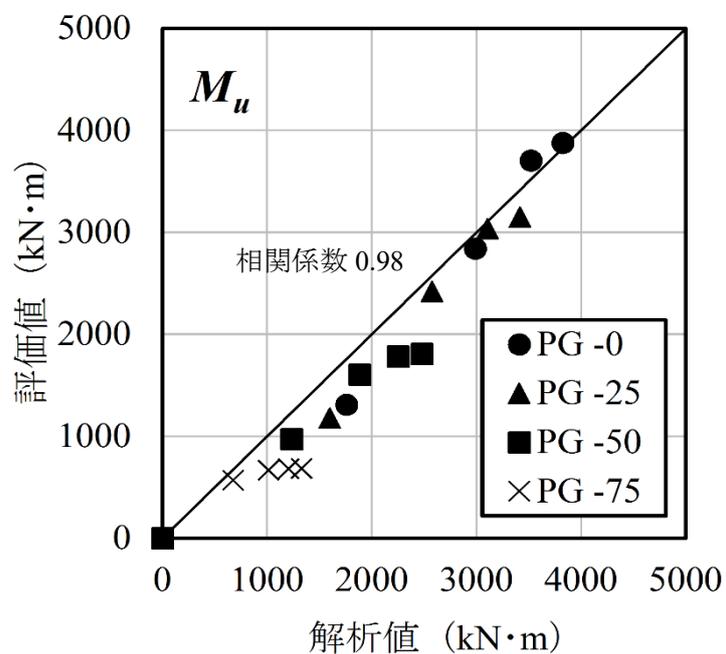


図 3.55 終局曲げモーメントの評価値と解析値の比較 (タイプ 2)

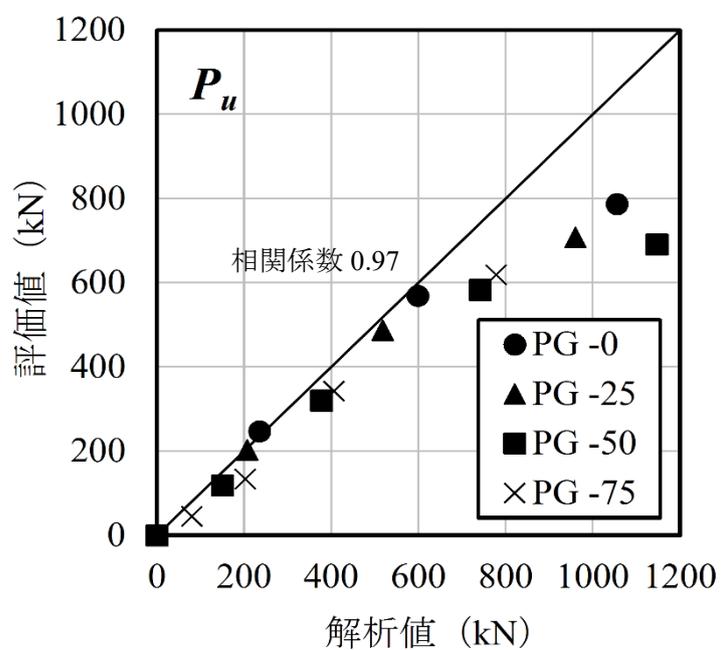


図 3.56 終局荷重の評価値と解析値の比較 (タイプ 2)

3.6 結論

- (1) まくらぎ下腐食を有するプレートガーダーに純曲げが作用する場合の残存曲げ耐荷力は、圧縮フランジ部のみを取り出して評価することが可能で、フランジ水平座屈応力はBaslerの提案式から求められ、フランジねじり座屈応力は本研究で示した評価式から求めることができる。
- (2) 上記(1)で求めたフランジ水平座屈応力とフランジねじり座屈応力のうち、小さい方が実際のプレートガーダーに生じる座屈様式に対応し、その座屈応力から残存曲げ耐荷力を算定することができる。
- (3) まくらぎ下腐食を有するプレートガーダーに局所荷重のみが作用する場合の残存終局耐荷力は、滝本らの提案式をさらに簡略化した式を用いて算定することができる。
- (4) 曲げと局所荷重の組合せ荷重を受けるプレートガーダーの残存耐荷力は、相互作用曲線を用いて評価することができる。
- (5) 曲げと局所荷重の組合せ荷重を受けるプレートガーダーのビームモデルを用いた弾塑性非線形FEM解析結果から、上記(1)～(4)に示した一連の簡易評価法を適用すれば、比較的精度よく、適切に残存耐荷力を評価できることを示せた。
- (6) 実際のまくらぎ下腐食を有するプレートガーダーにおいては、支間中央部付近に生じた最大減肉量（詳細計測する場合は“平均減肉量”）を計測し、その減肉量が支間中央部1箇所が生じたものとして、残存耐荷力を算定しておけば、他の腐食事例を網羅する評価とできることがわかった。
- (7) 過去に行われた载荷実験結果は、上記(1)～(4)を用いて算定した評価値とよく一致しており、概ね適切に評価していることがわかった。
- (8) 総じて、上記の簡易評価法は、維持管理分野における定量的評価ならびに判定手法として、十分に適用可能である。

参考文献

- 3-1) Basler, K. and Thurlimann, B. : Strength of Plate Girders in Bending, Proc. of ASCE, Vol.87, No.ST6, pp.153-181, 1961
- 3-2) 長谷川彰夫, 和田耕造, 西野文雄: プレートガーダーの曲げ耐荷力に関する新しい理論, 土木学会論文報告集, No.360, pp.33-42, 1980.3
- 3-3) 藤井堅, 大村裕: フランジ局部座屈に起因するプレートガーダーの曲げ耐荷力解析, 土木学会論文集, No.374/I-6, pp.467-476, 1986.10
- 3-4) 土木学会鋼構造委員会 鋼構造終局強度研究小委員会(委員長: 倉西茂): 鋼構造物の終局強度と設計, 土木学会, 鋼構造シリーズ6, pp.122-127, 1994
- 3-5) 中山太士, 岡本章太, 近藤拓也, 藤井堅, 松井繁之: まくらぎ下の上フランジに局部腐食を有する桁の残存耐荷力, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.145-156, 2010.3
- 3-6) 森脇良一, 滝本哲四朗, 三村裕一: 局所荷重を受ける桁の耐荷力, 土木学会論文集, No.339,

pp.69-77, 1983.11

- 3-7) 森脇良一, 滝本哲四朗, 安井義則: 局所荷重を受ける桁の耐荷力算定法の拡張, 土木学会論文集, No.392, pp.281-287, 1988.4
- 3-8) 中山太士, 石川敏之, 木村元哉, 松井繁之: まくらぎ下の上フランジが腐食した鋼桁の曲げ耐荷力低下度に関する研究, 応用力学論文集, Vol.13, pp.929-936, 2010.8
- 3-9) 土木学会鋼構造委員会 座屈設計ガイドライン改訂小委員会 (委員長: 宇佐美勉): 座屈設計ガイドライン改訂第2版, 土木学会, 鋼構造シリーズ 12, 2005.10
- 3-10) 森脇良一, 藤野真之: 初期不整を有するプレートガーダーの純曲げ強度に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第 264 号, pp.1-15, 1977.8
- 3-11) 藤野真之: 初期不整を有するプレートガーダーの組合せ強度に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第 269 号, pp.1-16, 1978.1

第4章 支承部付近に腐食損傷を有するプレートガーダーの残存耐荷力評価

本研究では、鋼製プレートガーダー鉄道橋を対象に、複雑な部材構成箇所でも風通しも悪く、湿潤状態や日陰などの影響を受けて局部腐食が進行しやすい支承部近傍に着目し、比較的多く見受けられるウェブや垂直補剛材の腐食減肉やウェブと下フランジ間の分離現象（以下、本研究では“剥離”と称す）（図 4.1）を表現したモデル化を取り扱う。その上で、鋼橋支承部付近の各々の腐食部位や進行レベルに応じて、残存耐荷力や耐荷力低下傾向がどのように変化していくのかを解析的に検証し、あわせてプレートガーダーの崩壊メカニズムの変化についても把握および評価も試みる。さらに次章では、本章で得られた検討結果を踏まえて、強度回復や耐久性向上を目的とした簡易的な補強法の具体的提案ならびにそれらに対する解析的評価を実施し、その有用性についても記述する。



図 4.1 支承部周辺のウェブと下フランジ間の剥離状況

4.1 解析概要

4.1.1 解析モデルと境界条件

本解析検討は、汎用解析コード NASTRAN を用いて実施し、複合非線形有限要素解析として、増分制御には弧長増分法を適用する。また、解析モデルにおける鋼材の材質には SS400 を採用し、その材料特性として、弾性係数 $E=200$ (GPa)、ポアソン比 $\nu=0.3$ 、降伏応力 $\sigma_y=235$ (MPa) をそれぞれ用いる。材料構成則には完全弾塑性モデルを適用し、von Mises の降伏条件に従うものとする。

次に、解析対象とするプレートガーダーの主桁着目部の一般形状寸法を図 4.2 に示す。ウェブパネルのアスペクト比は $\alpha=l_w/h_w=1000/1360\approx 0.735$ 、ウェブの幅厚比は $\beta=h_w/t_w=1360/9\approx 151$

となり，ここでの l_w はウェブ長さ（垂直補剛材間隔）， h_w はウェブ高さ， t_w はウェブ厚さをそれぞれ示している。

本研究の目的が，桁端部の耐荷力に着目した検討および評価にあることから，解析モデルの取り扱い上，曲げの影響を極力小さくするために，支点部近くに載荷荷重を作用させ，さらに主桁の対称性を考慮した解析モデル（主桁スパン 4.0m の 1/2 モデル）として設定する．主桁部分の解析モデルには 4 節点アイソパラメトリックシェル要素を適用し，1 要素の大きさを 10mm 程度とした要素分割を行う．また，支承部のソールプレート部分には剛体のソリッド要素を適用する（図 4.3）。

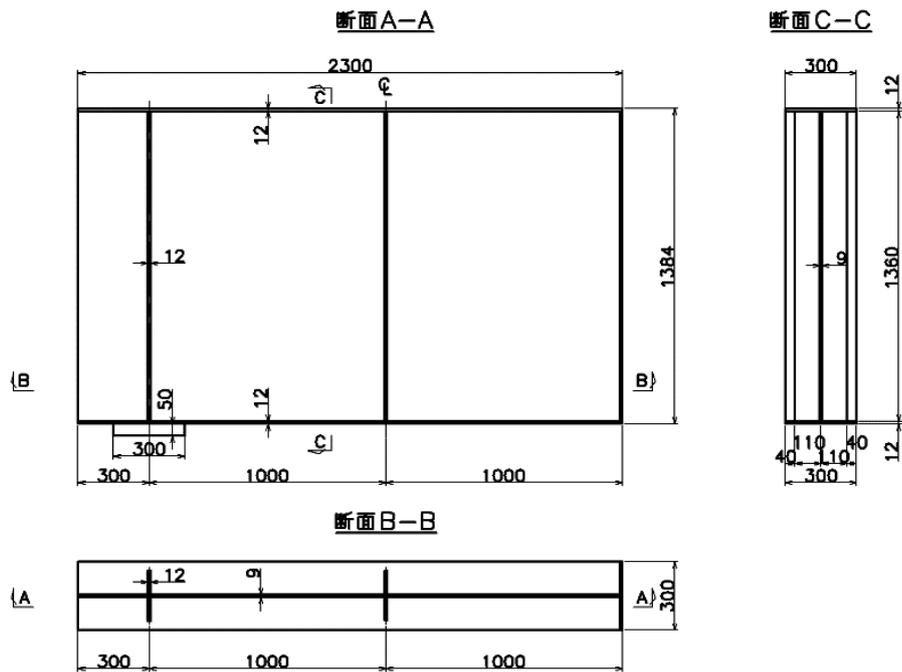


図 4.2 プレートガーダーの解析対象部分の一般形状寸法図（mm）

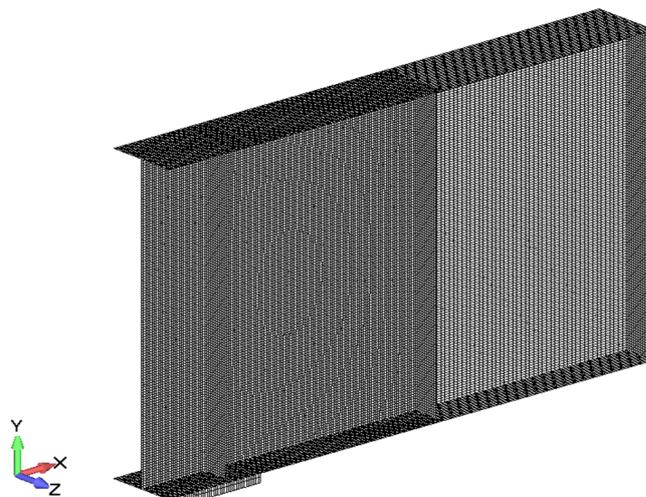
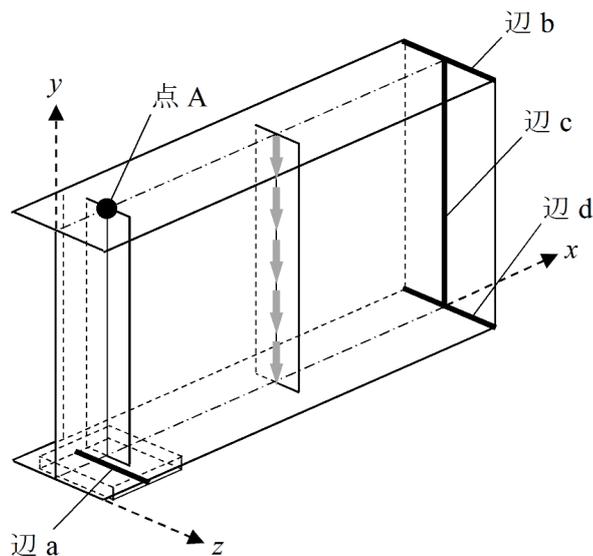


図 4.3 プレートガーダーの解析モデル要素分割図

本研究では、2点単純支持のプレートガーダーを対象に、主桁部材の対称性を考慮していることから、境界条件は図4.4に示すとおりとし、ソールプレート直下の辺aには回転移動を考慮した線支承としての拘束条件を与える。点Aおよび辺a～dの6自由度に対して、1は固定、0は自由であることを示している。また、鉛直荷重（下向き矢印）の作用位置もあわせて示す。

ここで、各部材の腐食損傷が進行している状況下においては、線支承（辺a）本体も同時に腐食損傷が進行して、部分的に回転移動が拘束されている状況も想定される。しかしながら、本研究においては、主桁本体を構成する各部材の腐食損傷の進行が、せん断（圧縮）耐荷力の低下に及ぼす影響の評価に主眼を置いていることから、線支承としての機能は健全な状態にあるものとして解析を行う。



	x	y	z	θ_x	θ_y	θ_z
点 A	0	0	1	0	0	0
辺 a	0	1	1	0	0	0
辺 b	1	0	1	1	1	1
辺 c	1	0	1	1	1	1
辺 d	1	0	1	1	1	1

1: 固定 0: 自由

図4.4 プレートガーダーの解析モデル境界条件

また、一般的に、板部材の耐荷力が初期たわみと残留応力に影響されることは、周知の事実であるが、本研究で考慮するような一定範囲内の初期不整であれば、プレートガーダーのせん断座屈強度低下に及ぼす影響は非常に小さくなるとの研究報告もなされている⁴⁾。

まず、ウェブに考慮する初期たわみの波形として、①ウェブ1パネル毎に式(4.1)で示すたわみを与えるやせ馬型(図4.5(a))、②ウェブ全体に式(4.2)で示すたわみを与える全体座屈

型 (図 4.5 (b)), ③ウェブ 1 パネル内で凹凸が反転する式 (4.3) で示すたわみを与える型, の 3 パターンが提案されている⁴²⁾. ここで, 式 (4.4) に示す最大の初期たわみ量は, 波形にかかわらず, $h_w/250$ (現道路橋示方書の製作許容誤差, h_w はウェブ高さ) と規定されている.

$$\textcircled{1} w(x, y) = w_{0\max} \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{l_w}\right) \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot y}{h_w}\right) \quad (\text{ウェブ 1 パネル毎に片側に凸}) \quad (4.1)$$

$$\textcircled{2} w(x, y) = w_{0\max} \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{l}\right) \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot y}{h_w}\right) \quad (\text{ウェブ全体が片側に凸}) \quad (4.2)$$

$$\textcircled{3} w(x, y) = w_{0\max} \cdot \sin\left(\frac{2\pi \cdot x}{l_w}\right) \cdot \sin\left(\frac{2\pi \cdot y}{h_w}\right) \quad (\text{ウェブ 1 パネル内で凹凸が反転}) \quad (4.3)$$

$$w_{0\max} = h_w/250 \quad (\text{最大の初期たわみ量}) \quad (4.4)$$

ここで, h_w はウェブ高さ, l_w はウェブ長さ (1 パネル), l はウェブ長さ (全パネル) をそれぞれ示す. 初期たわみの影響として, 最大たわみ量が大きくなればなるほど終局強度が低下することが知られているが, たわみ波形と終局強度の詳細な関係は未だ明らかになっていない. 奈良ら⁴³⁾は, 純せん断を受ける板部材の終局強度については, 式 (4.1) で示すやせ馬型の 1 次モードの波形の場合よりも, 式 (4.3) で示す 2 次モードの波形の方が小さい強度を与えるとしている. 残存耐荷力評価の観点からは, 強度に最も影響を与える波形を用いることも考えられるが, 本研究においては主桁の製作上, 一般的に生じやすい初期たわみの波形成分のうち, 最も多いとされる正弦半波形の初期不整 (やせ馬型) を適用することとし, 垂直補剛材間のウェブの面外方向に, ウェブ高さ h_w の 1/250 倍を最大値とする, 式 (4.1) であらわされる初期たわみを与える (図 4.6).

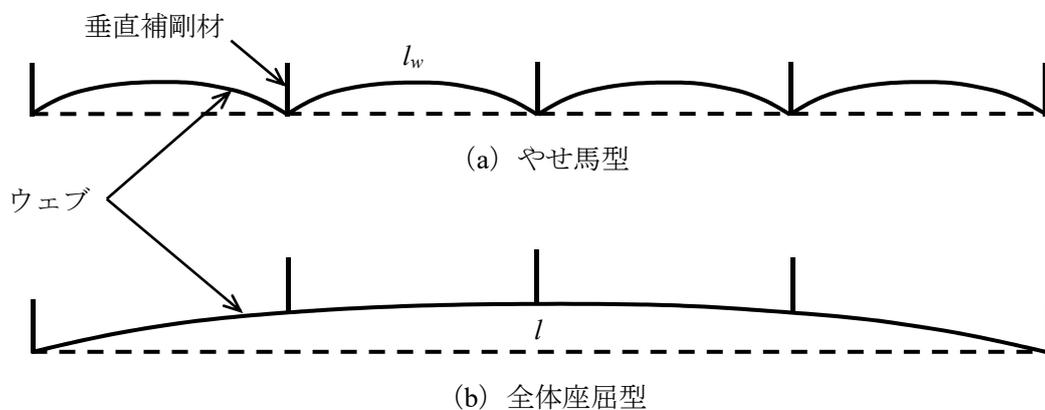


図 4.5 ウェブに生じる初期たわみの波形パターン

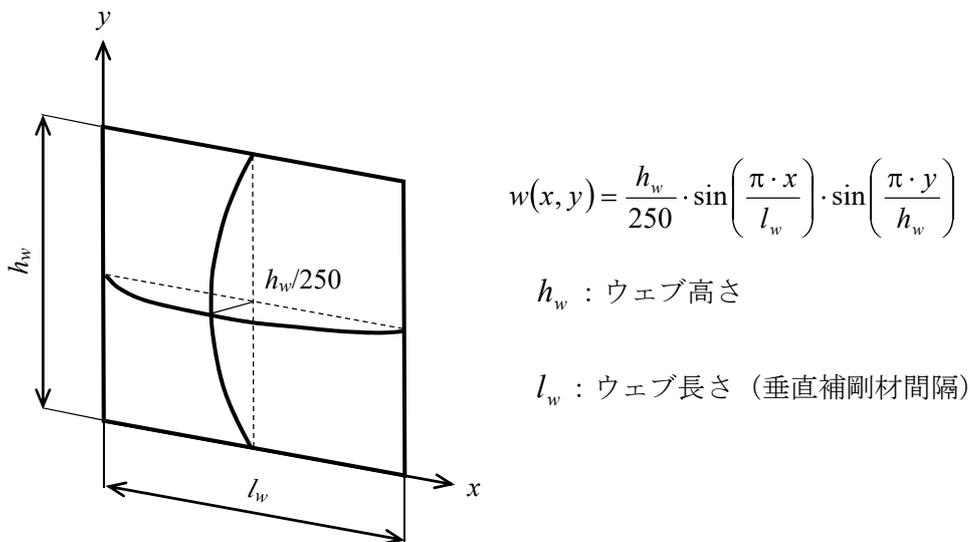


図 4.6 ウェブに考慮する初期たわみ形状

次に、残留応力の影響については、本研究がプレートガーダーのせん断耐荷力を精度よく評価することに主眼を置いていること、および以下に列挙する理由により考慮しないこととする。

- 1) 腐食減肉にともなって、腐食のない状態で生じていた残留応力の自己釣合状態が崩れて、板部材内部の残留応力分布が変化する。
- 2) 上記 1) の残留応力分布の変化に応じて、厳密には自己釣合となるような変形が生じるために、初期たわみにも影響が及ぶ。
- 3) 腐食状態下における残留応力分布の変化については、未だ解明されていない。
- 4) 腐食状態下における残留応力分布を仮定の上、それらを考慮した耐荷力解析は容易であるものの、上記 3) の理由により、その分布仮定の信頼性は乏しく、現象因子も複雑化することから、腐食のみによる影響が把握しづらくなる。
- 5) せん断を受けるプレートガーダーの終局強度に対しては、残留応力がほとんど影響しないことが報告されている⁴³⁾。
- 6) 老朽化の進行がより顕著なりベット式のプレートガーダーに着目する場合には、溶接による残留応力そのものが存在しない。

4.1.2 解析条件の妥当性検討

本項では、健全なプレートガーダーモデルを対象に、理論値と解析値の比較検討を行い、本研究で用いる解析モデルおよび境界条件等を含めた解析条件の妥当性について検証する。

(1) 理論値と解析値の比較

まず、図 4.7 に示したプレートガーダーモデルにおける載荷位置直下のたわみ y_l は、はり理論に基づき、次式で表される。

$$y_l = \frac{3V \cdot l_w^3}{2E \cdot I} \quad (4.5)$$

ここで、 V はせん断力、 l_w はウェブ長さ（垂直補剛材間隔）、 E は弾性係数、 I は断面2次モーメントをそれぞれ示す。

次に、載荷位置が支点に近づくにつれて、せん断変形が支配的となることから、せん断力に起因するたわみを考慮しておく必要がある。せん断力によって生じるたわみ δ は、せん断応力 τ の式(4.6)を変形した式(4.7)を用いて求めることができる。

$$\tau = \frac{V}{A_w} = G \cdot \gamma = \frac{E}{2(1+\nu)} \cdot \frac{\delta}{l_w} \quad (4.6)$$

$$\delta = \frac{2V \cdot (1+\nu) \cdot l_w}{A_w \cdot E} \quad (4.7)$$

ここで、 A_w はウェブの断面積、 G はせん断弾性係数、 γ はせん断ひずみ、 ν はポアソン比をそれぞれ示す。

したがって、式(4.5)と式(4.7)より、せん断変形を考慮した鉛直たわみの理論値 y は、次式で表される。

$$y = y_l + \delta = \frac{3V \cdot l_w^3}{2E \cdot I} + \frac{2V \cdot (1+\nu) \cdot l_w}{A_w \cdot E} \quad (4.8)$$

式(4.8)および解析から得られたせん断力 V と鉛直たわみ y の関係を図4.8に示す。ここで鉛直たわみ y は、図4.7および図4.9に示す載荷位置直下A点における値を示す。図4.8より、初期弾性域においては、理論値と解析値の剛性が概ね一致しているのがわかる。

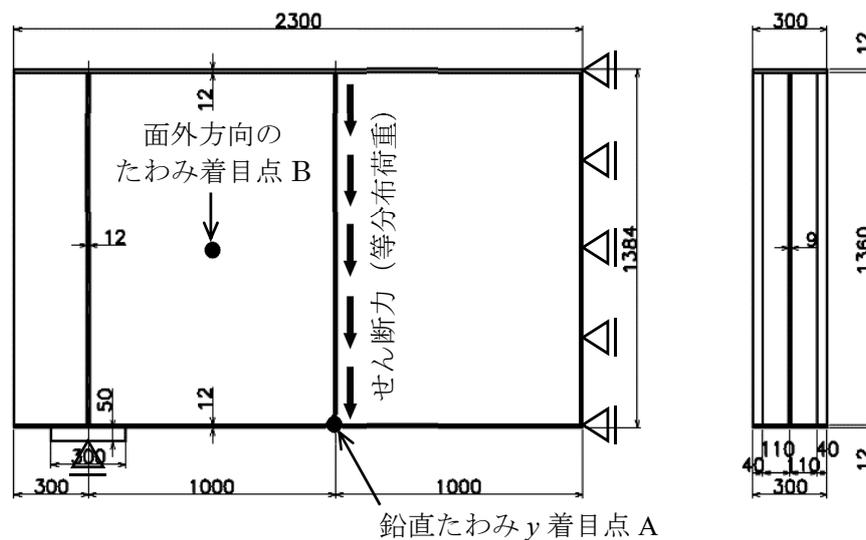


図 4.7 健全なプレートガーダーモデル

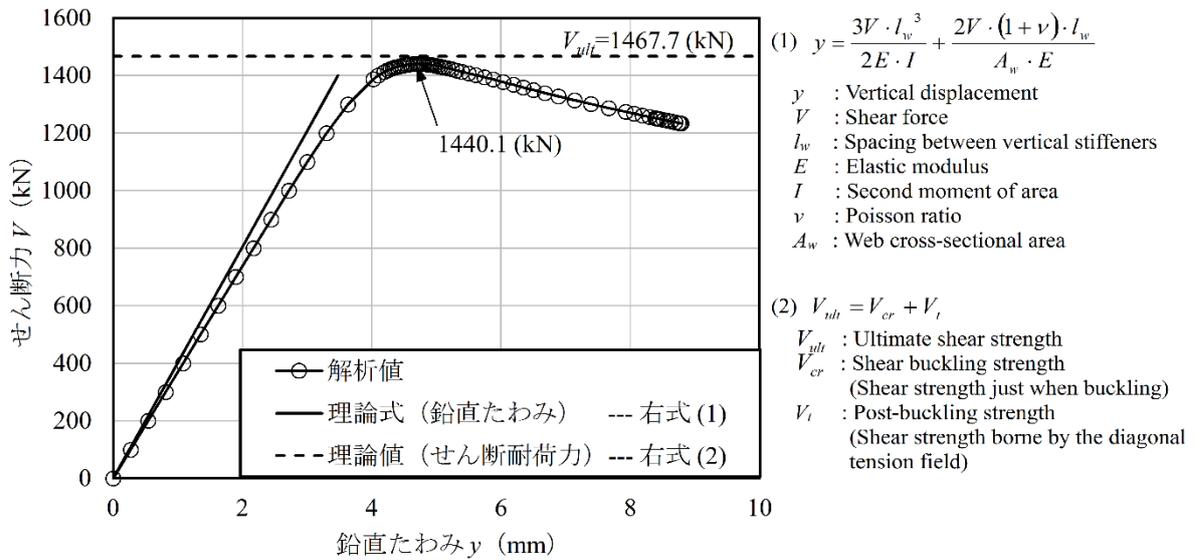


図 4.8 せん断力と載荷位置直下の鉛直たわみの理論値と解析値の関係

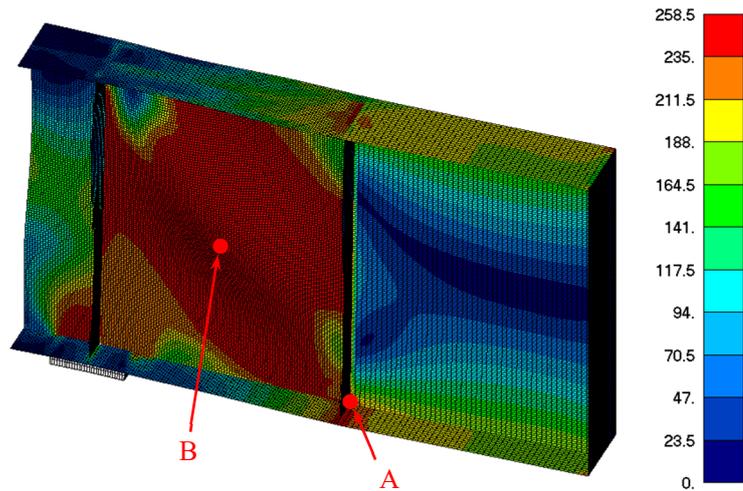


図 4.9 せん断耐荷力時の応力分布 (MPa) と変形図 (変位倍率 10 倍)

次に、せん断力を受けるプレートガーダーの耐荷力に関する理論および検討結果について記述する。

通常、プレートガーダーに作用するせん断力の大部分がウェブのみで負担される。その場合、せん断力のみではなく、曲げモーメントも同時に作用していることが考えられるが、桁端部に着目する場合には、その影響は比較的小さく、設計理論としても単純化できることから、一般的に純せん断状態として考える。

基本的に、単一パネルに純せん断力が作用すると、ウェブ内部で大きさの等しい引張主応力と圧縮主応力が生じ、この限界がせん断座屈応力となる。本研究で対象とするウェブは、上下

フランジと垂直補剛材で囲まれており，4 辺単純支持板となる．ここで，4 辺単純支持条件のもとでのせん断座屈応力 τ_{cr} は，次式で与えられる⁴⁴⁾．

$$\tau_{cr} = k_r \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^2 \quad (4.9)$$

ここに，

k_r ：純せん断に対する座屈係数（4辺単純支持の場合）

$$k_r = \begin{cases} 4.00 + 5.34 / \alpha^2 & (\alpha \leq 1) \\ 5.34 + 4.00 / \alpha^2 & (\alpha > 1) \end{cases} \quad (4.10)$$

E ：弾性係数

ν ：ポアソン比

t_w ：ウェブ厚さ

h_w ：ウェブ高さ

である．式 (4.10) における α はアスペクト比であり，ウェブ高さ h_w に対するウェブ長さ（垂直補剛材間隔） l_w の比として， $\alpha = l_w / h_w$ としてあらわされる．

以上より，本モデルのせん断座屈応力 τ_{cr} は，式 (4.9) と式 (4.10) を用いて，以下のように算定される．ここで，ウェブパネルのアスペクト比は $\alpha = l_w / h_w = 1000 / 1360 \doteq 0.735$ である．

$$\tau_{cr} = k_r \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{t_w}{h_w} \right)^2 = \left(4.00 + \frac{5.34}{0.735^2} \right) \times \frac{\pi^2 \times 2 \times 10^5}{12 \times (1-0.3^2)} \times \left(\frac{9}{1360} \right)^2 \doteq 109.91 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

よって，せん断座屈強度 V_{cr} は以下となる．

$$V_{cr} = \tau_{cr} \cdot A_w = 109.91 \times 9 \times 1360 \doteq 1345298 \text{ (N)} \doteq 1345.3 \text{ (kN)}$$

プレートガーダーは，せん断座屈した後，ウェブが薄いために圧縮主応力には抵抗できず，図 4.10 に示すように，角度 θ で傾斜した引張膜応力 σ_t のみが支配的となり，作用せん断力を支持する．この現象を後座屈挙動といい，斜め方向に生じる張力場の力学的釣り合いから終局せん断強度を求める方法を斜め張力場理論と呼ぶ．この理論では，プレートガーダーの終局せん断耐荷力 V_{ult} を，一般に次式に示す 3 つの強度に分けて考える．

$$V_{ult} = V_{cr} + V_t + V_f \quad (4.11)$$

ここで，上記までに算定した V_{cr} ($=\tau_{cr} \cdot A_w$) は，座屈直前までのせん断座屈強度であり， τ_{cr} によって負担されるせん断力として，式 (4.9) より算定される．また， V_t は，斜め張力場によって負担されるせん断力， V_f は，上下フランジと垂直補剛材で囲まれた枠組みが崩壊状態となる場合に負担するせん断力である．ここで，プレートガーダーはせん断力と同時に曲げモーメントを受けて，フランジには曲げによる直応力が作用するため， V_f はほとんど期待できない．ま

た、フランジに塑性ヒンジが形成された状態を枠組みの崩壊状態としているが、板要素に明確なヒンジの発生は考え難く、その位置も種々のパラメータによって変化するものと考えられる。

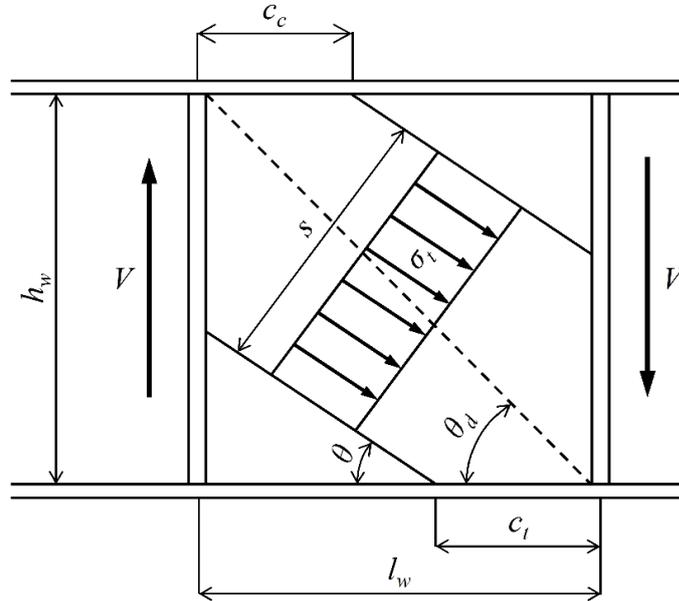


図 4.10 斜め張力場理論

プレートガーダーの座屈前は、図4.11 (a) に示すようにウェブ全体にわたって、大きさの等しい引張主応力と圧縮主応力の生じる純せん断状態とみなすことができ、この状態がせん断座屈応力 τ_{cr} に達するまで続く。それ以降の後座屈状態では、せん断応力 τ_{cr} と図4.11 (b) に示される斜め引張応力 σ_t が生じ、その結果として図4.11 (c) に示す応力状態となる。最終的には、この斜め引張応力 σ_t の影響によって、フランジが内側へたわむ。この斜め引張応力 σ_t が発達して降伏が生じ、降伏帯は図4.10に示す幅 s に渡って形成され、図4.11 (d) に示すメカニズムが生じて崩壊する。この斜め方向の降伏帯に対して、von Mises-Henckyの降伏基準を適用して式を変形すれば、降伏を生じさせる斜め引張応力 σ_t は次のように定まる^{4,5)}。

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_{wy}} = \sqrt{1 - \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{wy}}\right)^2 \cdot \left(1 - \frac{3}{4} \sin^2 2\theta\right)} - \frac{\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{\tau_{cr}}{\tau_{wy}} \cdot \sin 2\theta \quad (4.12)$$

ここで、 σ_{wy} はウェブの降伏応力、 τ_{wy} はウェブのせん断降伏応力をそれぞれ示す。

また、負担されるせん断応力 V_t は、次式で与えられる。

$$V_t = \sigma_t \cdot h_w \cdot t_w \cdot (\sin \theta \cdot \cos \theta - \alpha_c \cdot \sin^2 \theta) \quad (4.13)$$

ここで、 $\alpha_c = \alpha \cdot \{1 - (c_c - c_f)/l_w\}$ 、 $\alpha = l_w/h_w$ であり、上下フランジの断面が異なる場合、図 4.10 に示す崩壊メカニズムにおける圧縮フランジと引張フランジの塑性ヒンジの位置 c_c 、 c_f は、次式で与えられる。

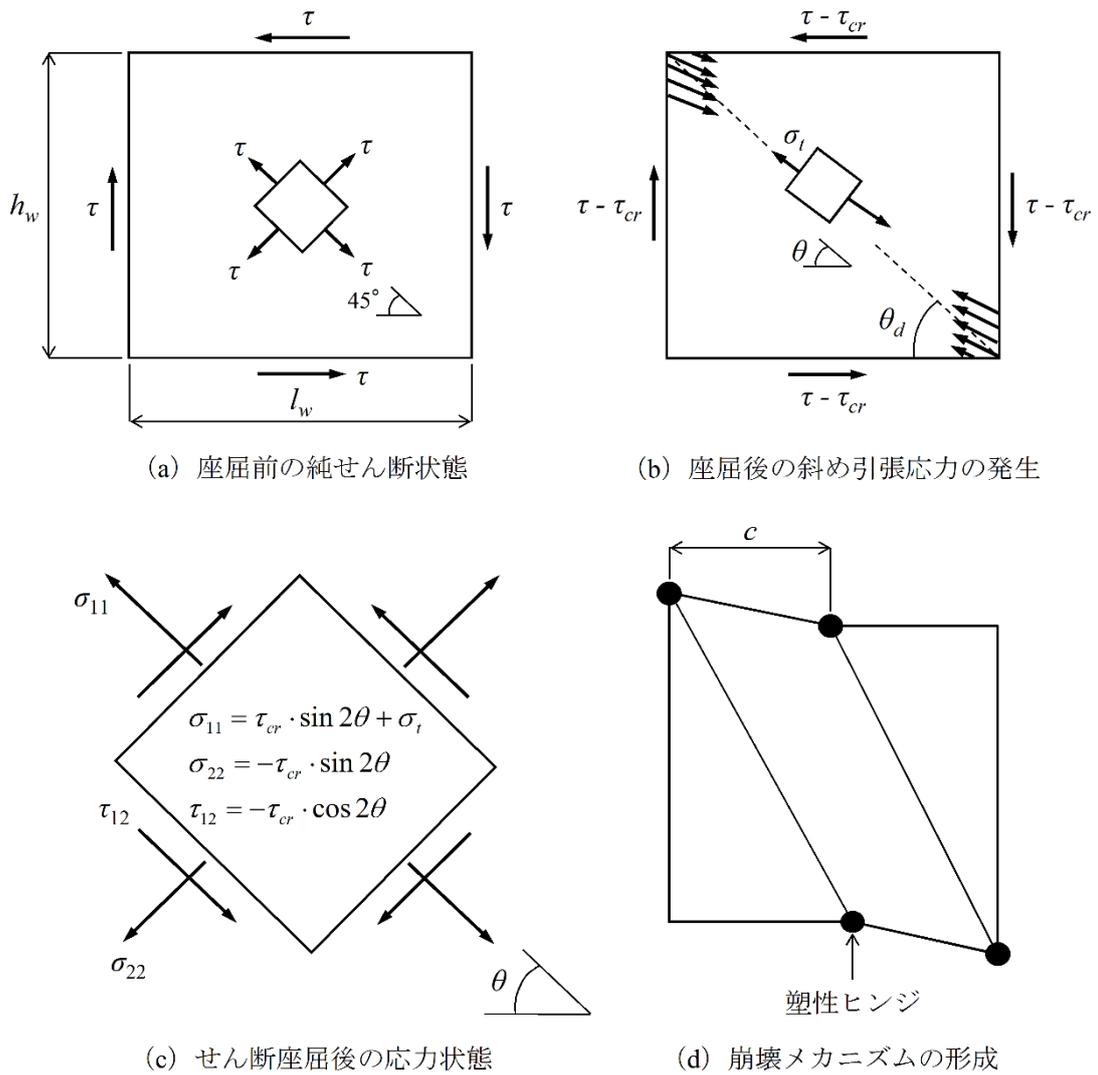


図 4.11 プレートガーダーのウェブのせん断崩壊プロセス

$$\left. \begin{aligned} c_c &= \frac{2}{\sin \theta} \sqrt{\frac{M_{cfp}}{\sigma_t \cdot t_w}} & (0 \leq c_c \leq l_w / 2) \\ c_t &= \frac{2}{\sin \theta} \sqrt{\frac{M_{tfp}}{\sigma_t \cdot t_w}} & (0 \leq c_t \leq l_w / 2) \end{aligned} \right\} \quad (4.14)$$

上式中の M_{cfp} , M_{tfp} は、それぞれ圧縮および引張フランジの全塑性曲げモーメントで、

$$M_{cfp} = \frac{1}{4} \sigma_{cfy} \cdot b_{cf} \cdot t_{cf}^2 \quad (4.15)$$

$$M_{tfp} = \frac{1}{4} \sigma_{tfy} \cdot b_{tfl} \cdot t_{tfl}^2 \quad (4.16)$$

とあらわされる。ここで、 σ_{cfy} , σ_{tfy} は、圧縮および引張フランジの降伏応力度、 b_{cf} , b_{tfl} は、圧縮および引張フランジの全幅、 t_{cf} , t_{tfl} は、圧縮および引張フランジの板厚をそれぞれ示す。

上下フランジの断面が同じ場合には、図4.10に示す崩壊メカニズムにおける圧縮フランジと引張フランジの塑性ヒンジの位置が、 $c_c=c_t$ の関係となることから、式 (4.13) を、

$$V_t = \sigma_t \cdot s \cdot t_w \cdot \sin \theta \quad (4.17)$$

$$s = h_w \cdot \cos \theta - l_w \cdot \sin \theta \quad (4.18)$$

としてあらわすことができる。

斜め張力場の傾斜角 θ ($\theta_d \leq \theta \leq 45^\circ$) は、せん断耐荷力 V_{ult} を最大にするように決定する。

すなわち、

$$\frac{\partial V_{ult}}{\partial \theta} \approx \frac{\partial V_t}{\partial \theta} = 0 \quad (4.19)$$

に、式 (4.13) を代入すると、次式が得られる。

$$\cot 2\theta = \frac{\alpha_c + \alpha}{2} + \frac{\frac{\sqrt{3}}{2} \frac{\tau_{cr}}{\tau_{wy}} \cdot \cos 2\theta}{\sqrt{1 - \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{wy}}\right)^2 \cdot \left(1 - \frac{3}{4} \sin^2 2\theta\right)}} \cdot \left\{ 1 - \left(\frac{\alpha_c + \alpha}{2}\right) \cdot \tan \theta \right\} \quad (4.20)$$

この式を解くのは、かなり煩雑となるため、設計に適した反復計算の不要な近似算定法を用いる。Baslerら^{4,6)}は、 τ_{cr} がわかっているならば、 σ_t が計算できる近似式 (4.21) を示している。

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_{wy}} = 1 - \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{wy}}\right)^{0.6} \quad (4.21)$$

これに対して、三上^{4,7)}は、式 (4.22) を示している。

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_{wy}} = 1 - \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{wy}}\right) \quad (4.22)$$

本研究における解析結果との比較には、三上の式 (4.22) を用いることとする。

次に、繰返し計算をすることなく、斜め張力場の傾斜角 θ を算定できる近似式が種々提案されているが、実験結果とよく整合する式として、Evansら^{4,8)}が提案した次式を採用するのがよいとされている。

$$\theta = \frac{2}{3} \tan^{-1} \left(\frac{1}{\alpha} \right) \quad (4.23)$$

以上より、本モデルに座屈が生じた後の斜め張力場の傾斜角 θ は、式 (4.23) を用いて、以下のように算定される。

$$\theta = \frac{2}{3} \tan^{-1} \left(\frac{1}{\alpha} \right) = \frac{2}{3} \tan^{-1} \left(\frac{1360}{1000} \right) = 35.78 \text{ (}^\circ\text{)}$$

よって、張力場の降伏帯の幅 s は、式 (4.18) を用いて、以下のように算定される。

$$s = h_w \cdot \cos\theta - l_w \cdot \sin\theta = 1360 \times \cos(35.78) - 1000 \times \sin(35.78) = 518 \text{ (mm)}$$

次に、斜め引張応力 σ_t は、式 (4.22) を用いて、以下のように算定される。

$$\sigma_t = \sigma_{wy} \cdot \left(1 - \frac{\tau_{cr}}{\tau_{wy}}\right) = 235 \times \left(1 - \frac{109.91}{235 / \sqrt{3}}\right) = 44.63 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

以上より、斜め張力場が負担するせん断力 V_t は、式 (4.17) を用いて、以下のように算定される。

$$V_t = \sigma_t \cdot s \cdot t_w \cdot \sin\theta = 44.63 \times 518 \times 9 \times \sin(35.78) \doteq 121650 \text{ (N)} \doteq 121.7 \text{ (kN)}$$

よって、理論上のプレートガーダーの終局せん断耐荷力 V_{ult} は以下の通りとなる。

$$V_{ult} = V_{cr} + V_t = 1345.3 + 121.7 = 1467.0 \text{ (kN)}$$

ここで、解析で得られた終局せん断耐荷力 V_{ult} が 1440.1 (kN) であったことから、この理論値に対して、誤差 2% 以内 (解析値/理論値=0.982) の精度で評価できているのがわかる。図 4.8 に理論値の終局せん断耐荷力を破線で示している。解析値の方が理論値よりも若干小さくなっている理由としては、ウェブ自体がせん断力のみならず、曲げモーメントの影響も少なからず受けているためと考えられる。

以上の結果より、本研究で用いる解析モデルや境界条件、荷重条件等は、十分に妥当かつ精度を有する解析条件であると評価できる。

(2) 座屈挙動の評価

本解析では、ウェブ中央部を最大とする面外方向への初期たわみを与えており、作用せん断力が増加するにしたがって、その面外たわみも大きくなる。解析によるせん断力と鉛直たわみの関係、およびせん断力と面外たわみの関係をあわせてプロットしたグラフを図 4.12 に示す。

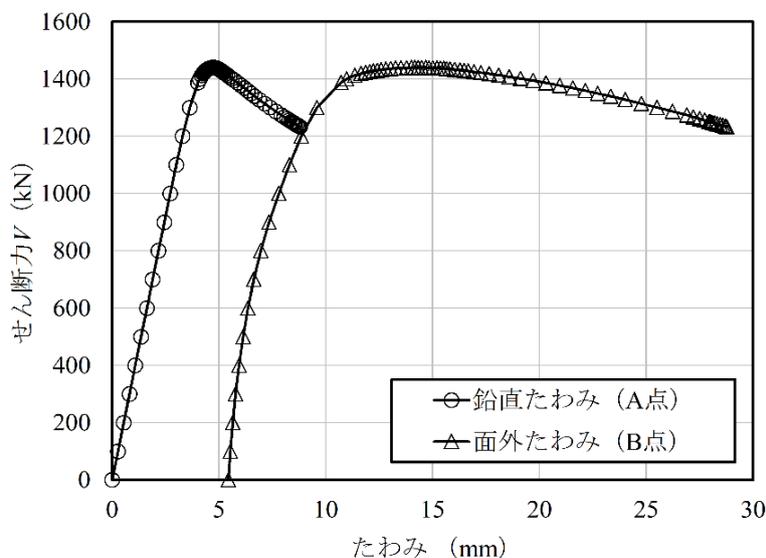


図 4.12 せん断力と鉛直たわみ・面外たわみの関係

ここでの面外たわみは、図 4.7 および図 4.9 に示すウェブ中央部 B 点における面外方向の変位を示している。この図より、終局せん断耐荷力に達した直後から、後座屈状態の急進によって、鉛直たわみより面外たわみの方が卓越して増加していくのがわかる。

また、図 4.13 に、終局せん断耐荷力時における支承部直上の垂直補剛材先端部（自由辺上）の主桁方向への変形状態を示す。この図より、垂直補剛材の先端部には 2 次モードの変形が生じているのがわかる。これは、ウェブが中央部から斜め張力場の方向に向かって凸状に変形を生じた際、垂直補剛材にはねじれ力が作用したことをあらわらす。

以上より、崩壊形式に関しても、本解析結果が論理的に説明可能な変形挙動を示していることから、本モデルの使用を基本として、これ以降の腐食モデルに対する解析的検討を行うこととする。

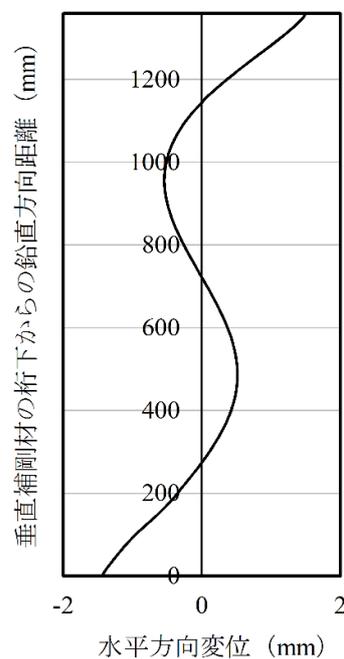


図 4.13 支承部直上の垂直補剛材先端部の変形（主桁方向）

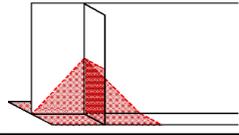
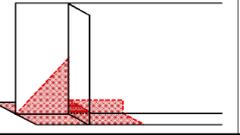
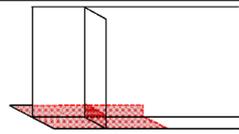
4.1.3 腐食損傷パターンと解析ケース

支承部付近におけるプレートガーダーの主な腐食形態の特徴として、表 4.1 に示す調査結果が報告されている⁴⁹⁾。そこで、本研究では、この報告を参考に、図 4.14 に示すウェブおよび垂直補剛材にシビアな環境条件下を想定した局部腐食の形状（表 4.1 に示す左上の腐食パターンは、調査による事例数こそ最も少ないものの、一般的にウェブおよび垂直補剛材における腐食進行が最も広範囲に及ぶ傾向を有するものであり、それ故、耐荷力低下に最も影響を及ぼすことが想定される腐食形状）と範囲（垂直補剛材間の 1/2 を隣辺、対辺とするウェブの腐食範囲）を現場においてみられる実状よりも大きめに設定し、そこへ一様に減肉が生じたケースを想定の上、表 4.2 (I~IV) に示す腐食部位や残存板厚に対する耐荷力評価のためのパラメトリックスタディ解析を実施する。ここで、既往の研究⁴⁻¹⁰⁾より、支承部付近の下フランジの腐食については、極度の減肉状態を除き、せん断（圧縮）耐荷力に及ぼす影響がきわめて小さいこ

とが報告されており，本研究においては考慮しないこととする．また，支承部直上のウェブと下フランジ間の接合部が腐食により支承部中心からスパン中央方に向かって剥離するケース（図 4.14）についても同様のパラメトリックスタディ解析を行う（表 4.2（V～VI））．

以上，さまざまな腐食パターンに対する既存橋梁各々の腐食状況を精度よく計測し，FEM 解析に反映できれば，現時点で最も信頼性の高い評価が可能になるものと考えられる．しかしながら，現実として多くの時間や労力および費用が掛かり，さらには計測や解析のための高度な技術，知識や経験も必要になる．そんな中であって，結果的に若干の余裕を与える評価にはなるものの，容易かつ簡易的に部材個々の腐食箇所を数点計測し，その腐食を包括する範囲に応じた標準偏差に基づく平均減肉量（最も余裕を与える評価とする場合は“最大減肉量”）を一様に生じたケースなどとしてモデル化のうえ，解析的に残存耐荷力評価や補強対策検討などを実施できれば，比較的少ない労力や費用による手軽で迅速な現場判断や対処が可能となる．つまり，現状の維持管理分野で数多く実施されている個人差の生じる定性的評価を主体とした経験的判断のみならず，定量的評価としての理論的および解析的判断や数多くのパラメトリックスタディ解析によるデータ蓄積や分析を継続的に実施していくことで，より合理的で経済的な維持管理手法を確立できるものと考えている．

表 4.1 プレートガーダー端部付近における腐食形態の特徴

主な腐食パターン				
腐食形態		事例数 3 / 20 (15%)		事例数 4 / 20 (20%)
		事例数 6 / 20 (30%)	その他	事例数 7 / 20 (35%)

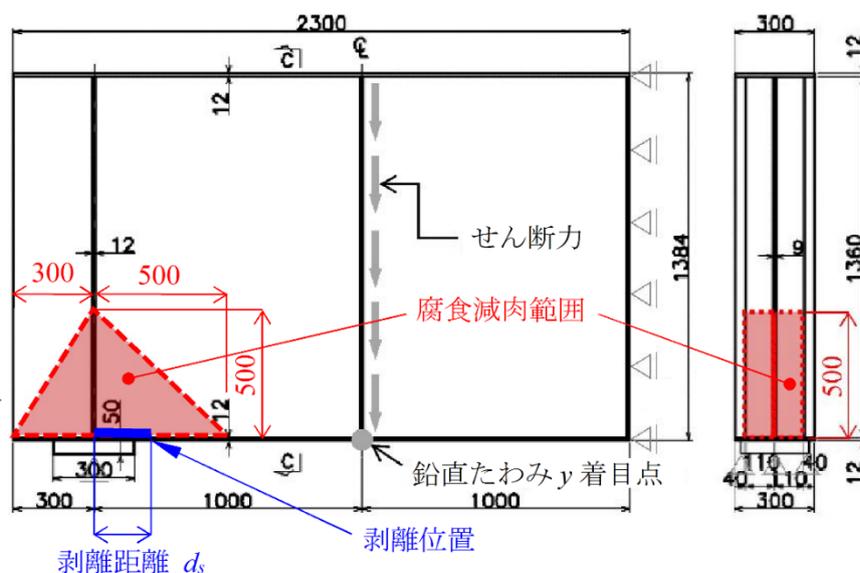


図 4.14 対象プレートガーダーの腐食減肉範囲および剥離箇所

表 4.2 解析ケース（無腐食および腐食状態）

ケース	ウェブ厚 t_w (mm)	垂直 補剛材厚 t_{vs} (mm)	剥離 距離 d_s (mm)	備考
(1)	9	12	0	I. 無腐食状態 (減肉・剥離なし)
(2)	7 [-2]	12	0	II. 有腐食状態 (ウェブのみ減肉)
(3)	5 [-4]			
(4)	3 [-6]			
(5)	9	10 [-2]	0	III. 有腐食状態 (垂直補剛材のみ減肉)
(6)		8 [-4]		
(7)		6 [-6]		
(8)	7 [-2]	10 [-2]	0	IV. 有腐食状態 (ウェブと垂直補剛材の同時減肉)
(9)	5 [-4]	8 [-4]		
(10)	3 [-6]	6 [-6]		
(11)	9	12	75	V. 有腐食状態 (ウェブと下フランジ間の剥離のみ)
(12)			150	
(13)			200	
(14)	7 [-2]	10 [-2]	75	VI. 有腐食状態 (ウェブと垂直補剛材の同時減肉 およびウェブと下フランジ間の剥離)
(15)			150	
(16)			200	
(17)	5 [-4]	8 [-4]	75	
(18)			150	
(19)			200	
(20)	3 [-6]	6 [-6]	75	
(21)			150	
(22)			200	

(注) 上表中の[]内のマイナス数値は、元板厚からの減肉量 (mm) を示す。

4.2 解析結果

鋼橋支承部付近に生じる種々の腐食パターンや進行レベルに応じて、残存耐荷力や耐荷力低下傾向がどのように変化していくのかを解析的に検証した結果を以下に示す。あわせて、プレートガーダーの崩壊メカニズムについても考察する。

4.2.1 腐食損傷による減肉モデル

(1) 支承部付近のウェブが局部腐食により減肉した場合

図 4.15 に、「ウェブのみが減肉した場合」(表 4.2 の II) の荷重 - 変位曲線を示す。縦軸のせん断力 V および横軸の鉛直たわみ y は、それぞれ、図 4.14 に示す位置での解析値をあらわす。この図から、ウェブの局部腐食による減肉量が大きくなるにつれて、最大荷重が低下しているのがわかる。また、初期弾性域における各ケース間のせん断力と鉛直たわみの関係には大きな差がないものの、減肉量が大きくなるにしたがって、より早い段階でのたわみ量に差が出始め、最大荷重の低下傾向も一段と顕著になっているのがわかる。つまり、ウェブ腐食が耐荷力低下に及ぼす影響は大きいといえる。

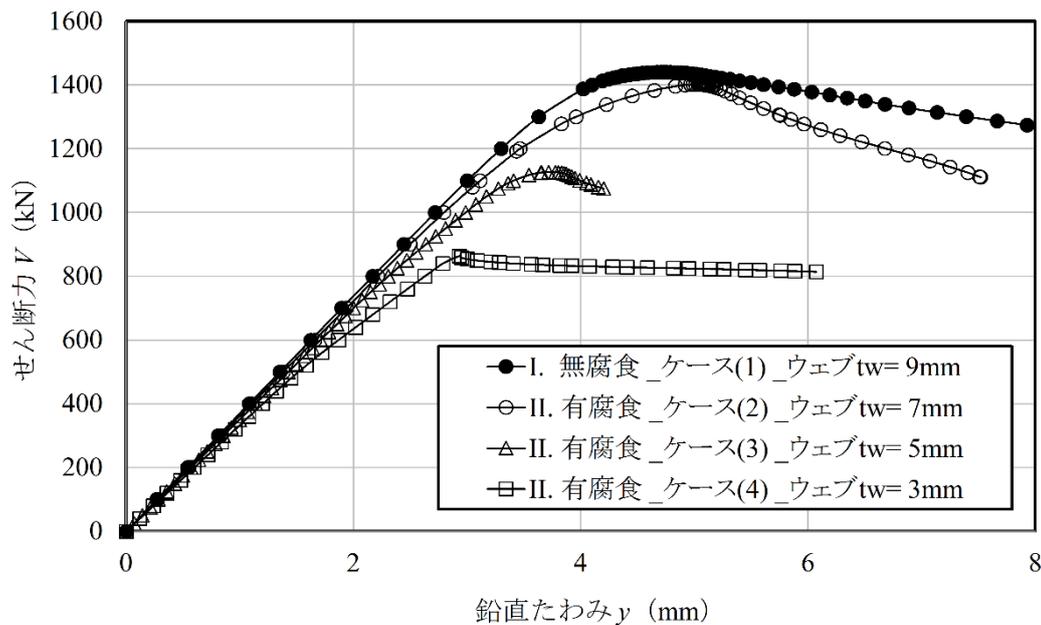


図 4.15 荷重 - 変位曲線 (ウェブのみ減肉)

(2) 支承部付近の垂直補剛材が局部腐食により減肉した場合

図 4.16 に、「垂直補剛材のみが減肉した場合」(表 4.2 の III) の荷重 - 変位曲線を示す。この図から、垂直補剛材の局部腐食による減肉量が大きくなる場合に、最大荷重がそれほど大きく低下していないのがわかる。特に、有腐食のケース(5)と(6)では、無腐食のケース(1)の最高荷重からの耐荷力低下が 2%以内にとどまっている。つまり、垂直補剛材のみの腐食が耐荷力低下に及ぼす影響は小さいといえる。

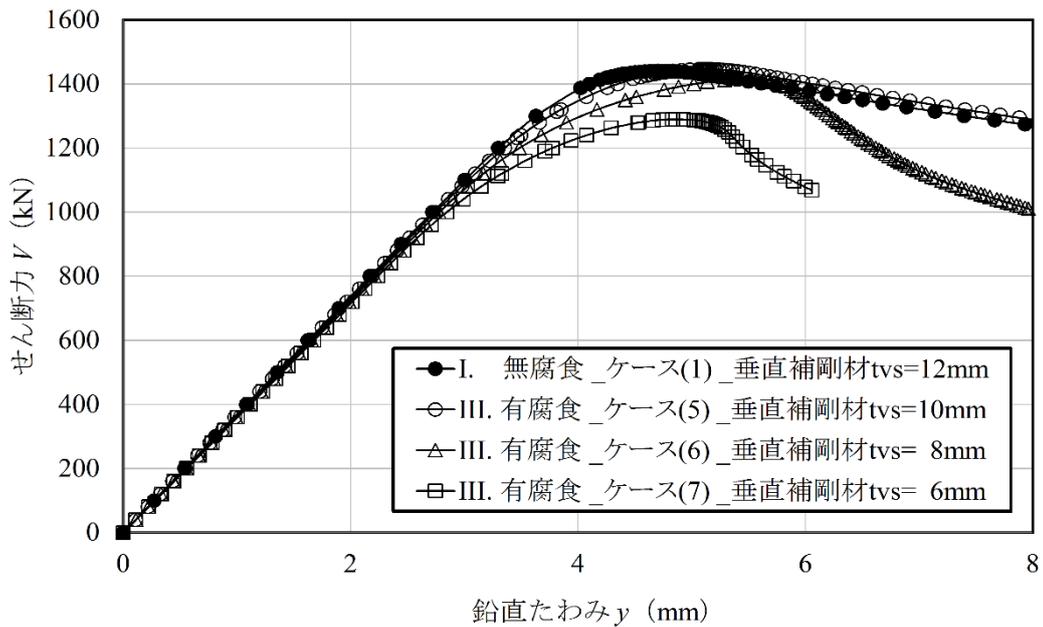


図 4.16 荷重 - 変位曲線 (垂直補剛材のみ減肉)

(3) 支承部付近のウェブと垂直補剛材が局部腐食により同時に減肉した場合

図 4.17 に、「ウェブと垂直補剛材が同時に減肉した場合」(表 4.2 の IV) の荷重 - 変位曲線を示す. この図から, ウェブと垂直補剛材の局部腐食による減肉量が同時に大きくなる場合には, 上記 (1) や (2) に示した結果と比較して, 最大荷重がより大きく低下し, 最大荷重到達時点の鉛直たわみも一段と小さくなっているのがわかる.

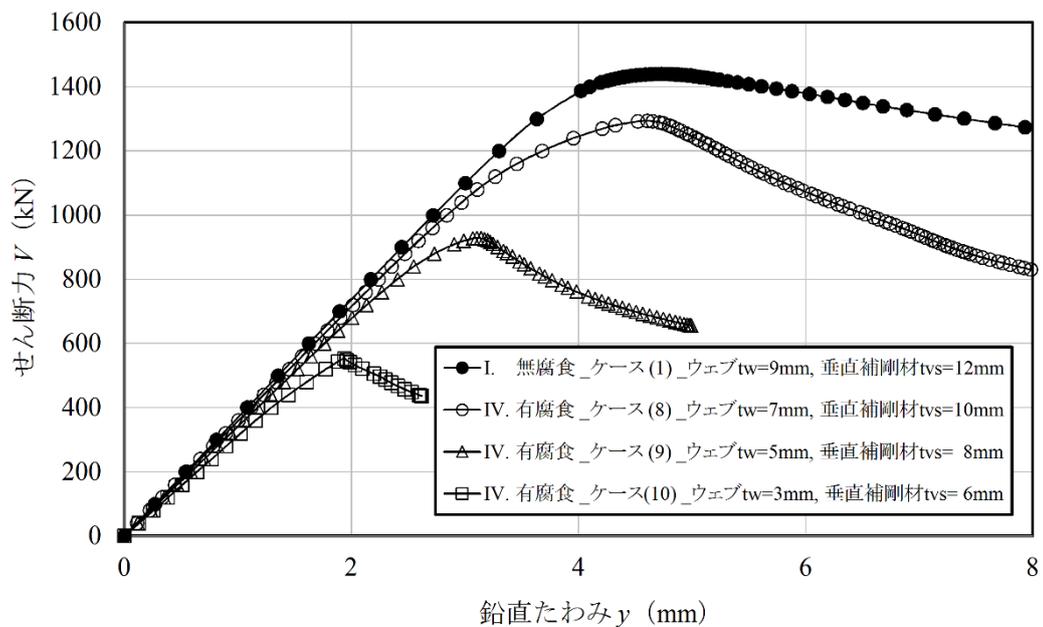


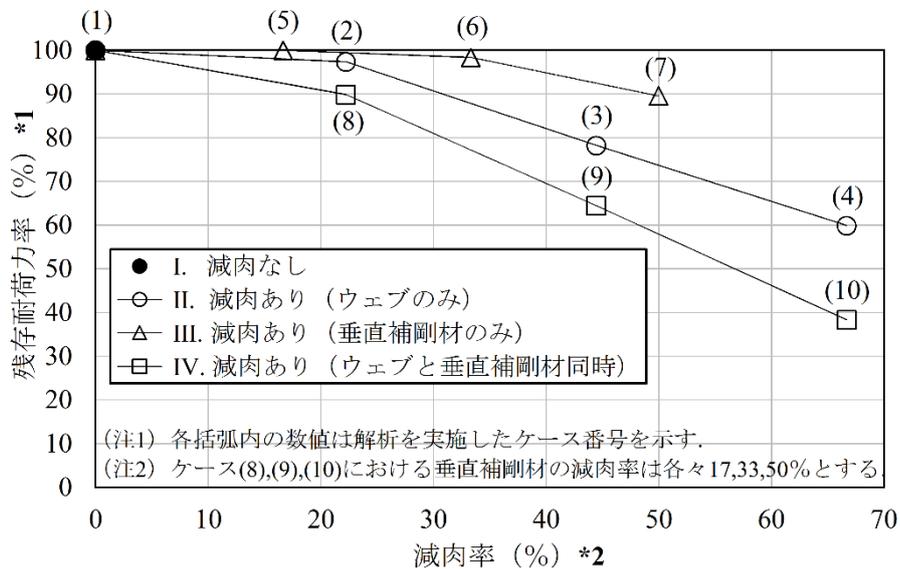
図 4.17 荷重 - 変位曲線 (ウェブと垂直補剛材の同時減肉)

(4) 支承部付近の局部腐食による減肉がプレートガーダーの残存耐荷力に与える影響

以上の (1) ~ (3) に示した結果に対する総合評価を以下に示す。

支承部付近の「ウェブのみが減肉した場合」、もしくは「垂直補剛材のみが減肉した場合」、および「ウェブと垂直補剛材が同時に減肉した場合」のそれぞれのモデルに対する残存耐荷力と減肉量の関係を図 4.18 に示す。縦軸の残存耐荷力率および横軸の減肉率は、それぞれ、グラフ下に示す数式に基づく。また、図 4.18 に示す各ケース (2)~(10) における耐荷力時の応力分布と変形図を図 4.19~図 4.21 に示す。

図 4.18 から、ウェブにおける減肉量が、プレートガーダーの桁端部における耐荷力低下に、より大きな影響を及ぼしているのがわかる。この急激な耐荷力低下は、作用せん断力をウェブの斜め張力場が最大限に受けもつ以前に、ウェブの腐食箇所局部座屈が生じたことに起因する (図 4.19 (b), (c))。一方、垂直補剛材のみが腐食したモデルでは、減肉率が 50% の場合でも、耐荷力の低下率が 10% 程度にとどまっており、ウェブにも斜め張力場とみられる応力変形が生じている (図 4.20 (b), (c))。また、ウェブと垂直補剛材が同時に腐食したモデルでは、ウェブのみが腐食した場合よりもさらに大幅な耐荷力低下が生じている。これは、ウェブの腐食部位に局部座屈が生じた際、作用せん断力の一部が垂直補剛材へ追加的に再分配され、垂直補剛材の減肉断面への応力集中やそれにとまらぬウェブと垂直補剛材からなる十字柱の座屈が早まることで、垂直補剛材のみが腐食したケースよりも、耐荷力低下に大きな影響を及ぼしたものと考えられる。このことは、図 4.21 (c) のウェブに、斜め張力場とみられる応力や変形が全く生じていないことから把握できる。



*1 残存耐荷力率 (%)

$$= \frac{\text{腐食状態下での耐荷力}}{\text{健全状態下での耐荷力}} \times 100$$

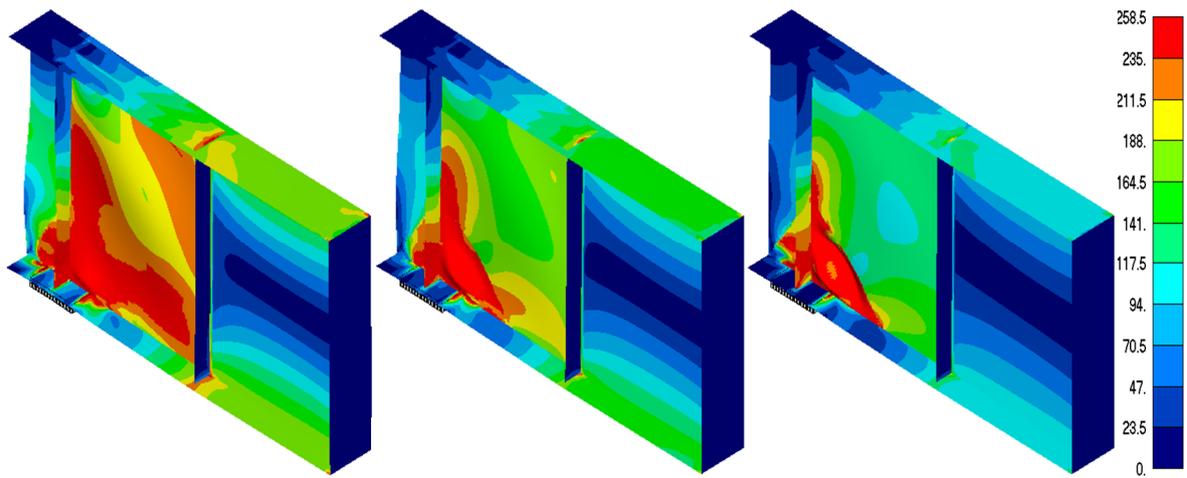
*2 減肉率 (%)

$$= \frac{\Delta t_{\text{reduction}}}{t_{\text{original}}} \times 100$$

ここで、 t_{original} : 元板厚

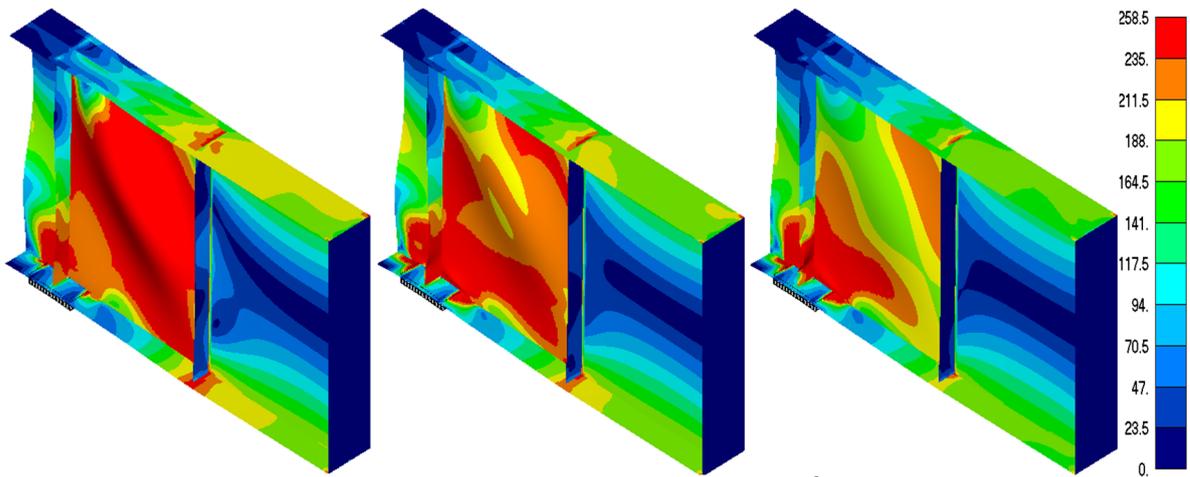
$\Delta t_{\text{reduction}}$: 減肉量

図 4.18 腐食損傷 (減肉のみ) による耐荷力の低下傾向



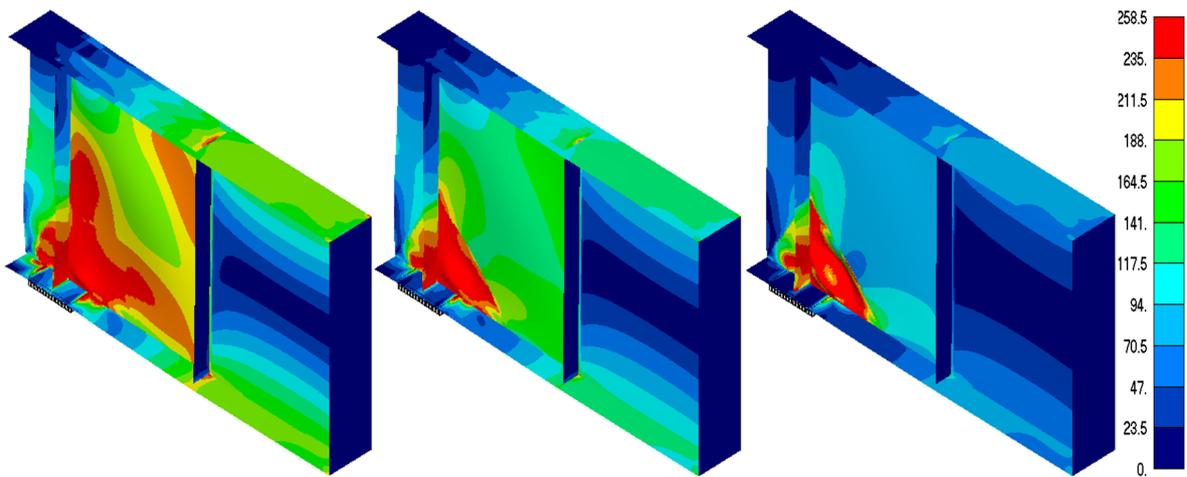
(a) ケース(2) $_t_w=7\text{mm}$ (b) ケース(3) $_t_w=5\text{mm}$ (c) ケース(4) $_t_w=3\text{mm}$

図 4.19 耐荷力時の応力分布 (MPa) と変形図 (ウェブのみ減肉)



(a) ケース(5) $_t_{vs}=10\text{mm}$ (b) ケース(6) $_t_{vs}=8\text{mm}$ (c) ケース(7) $_t_{vs}=6\text{mm}$

図 4.20 耐荷力時の応力分布 (MPa) と変形図 (垂直補剛材のみ減肉)



(a) ケース(8) $_t_w=7, t_{vs}=10\text{mm}$ (b) ケース(9) $_t_w=5, t_{vs}=8\text{mm}$ (c) ケース(10) $_t_w=3, t_{vs}=6\text{mm}$

図 4.21 耐荷力時の応力分布 (MPa) と変形図 (ウェブと垂直補剛材の同時減肉)

4.2.2 腐食損傷による剥離モデル

(1) 支承部付近のウェブと下フランジ間の接合部が剥離した場合

図 4.22 に、「ウェブと下フランジ間の接合部が剥離した場合」(表 4.2 の V) の荷重 - 変位曲線を示す。縦軸のせん断力 V および横軸の鉛直たわみ y は、それぞれ、図 4.14 に示す位置での解析値をあらわす。この図から、支承中心からの剥離距離が 75mm のケース(11)の場合には、無腐食のケース(1)とほぼ同じ荷重 - 変位履歴を描いているのがわかる。また、剥離距離が 150mm のケース(12)の場合には、ケース(1)より変位が大きくなってはいるものの、ケース(1)の最大荷重からの耐荷力低下が 3%以内にとどまっている。これは、支承中心から 150mm の位置までは、ソールプレートが存在していることが大きく影響しており、ウェブにおける斜め張力場機能も保持できている (図 4.23 (a), (b))。一方、剥離距離が 200mm のケース(13)の場合には、耐荷力の低下率が 20%程度と大きくなっており、作用せん断力をウェブが負担する前に、ソールプレート端部の下フランジ部分が大きく折れ曲がっているのがわかる (図 4.23 (c))。

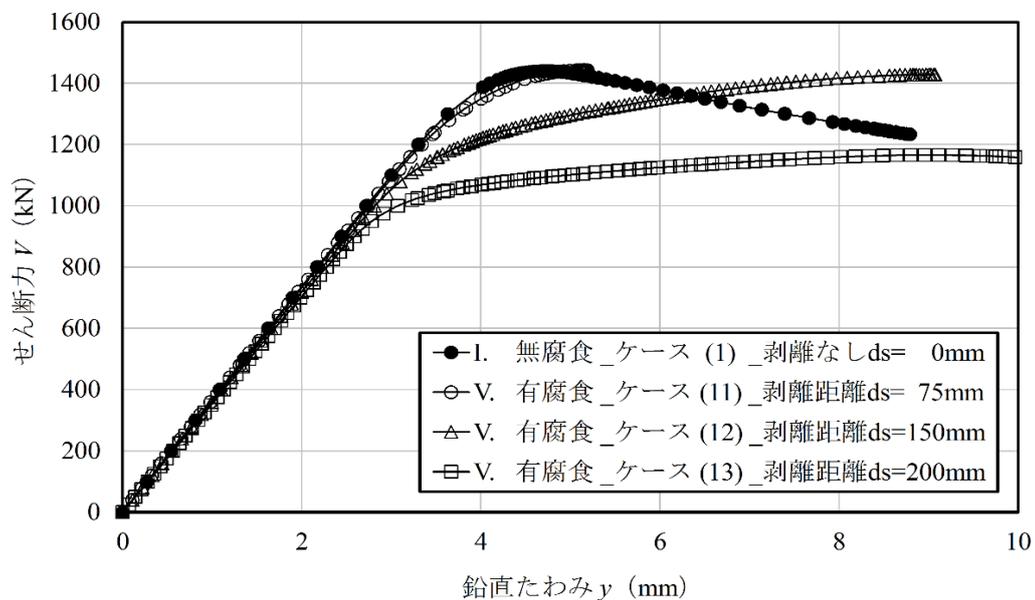
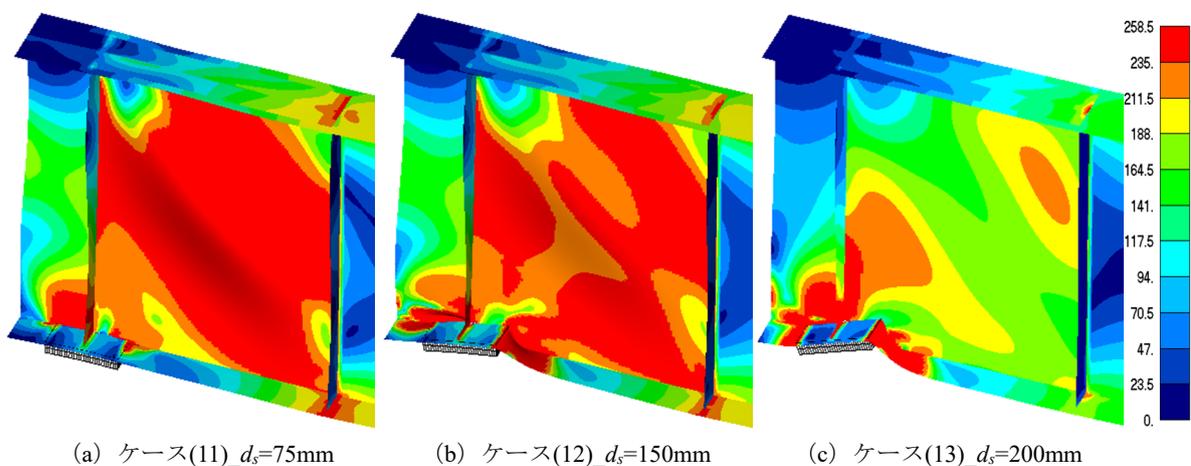


図 4.22 荷重 - 変位曲線 (ウェブと下フランジ間の剥離のみ)



(a) ケース(11) $d_s=75\text{mm}$

(b) ケース(12) $d_s=150\text{mm}$

(c) ケース(13) $d_s=200\text{mm}$

図 4.23 耐荷力時の応力分布 (MPa) と変形図 (ウェブと下フランジ間の剥離のみ)

(2) 支承部付近のウェブと下フランジ間の剥離と同時に局部腐食により減肉した場合

図 4.24 に、「ウェブと下フランジ間の接合部が剥離した場合」と「ウェブと垂直補剛材が同時に減肉した場合」を組み合わせた条件下（表 4.2 の VI）での荷重 - 変位曲線を示す。この図から、ウェブや垂直補剛材の局部腐食による減肉量が比較的小さい場合（ケース(14)～(16)）においては、ウェブと下フランジ間の剥離距離が伸びるにしたがって、最大荷重が大きく低下していくのがわかる。一方、ウェブや垂直補剛材の局部腐食による減肉量がかなり大きい場合（ケース(20)～(22)）においては、ウェブと下フランジ間の剥離距離が伸びた場合でも、荷重 - 変位履歴および最大荷重ともにそれほど大きな差はみられない。

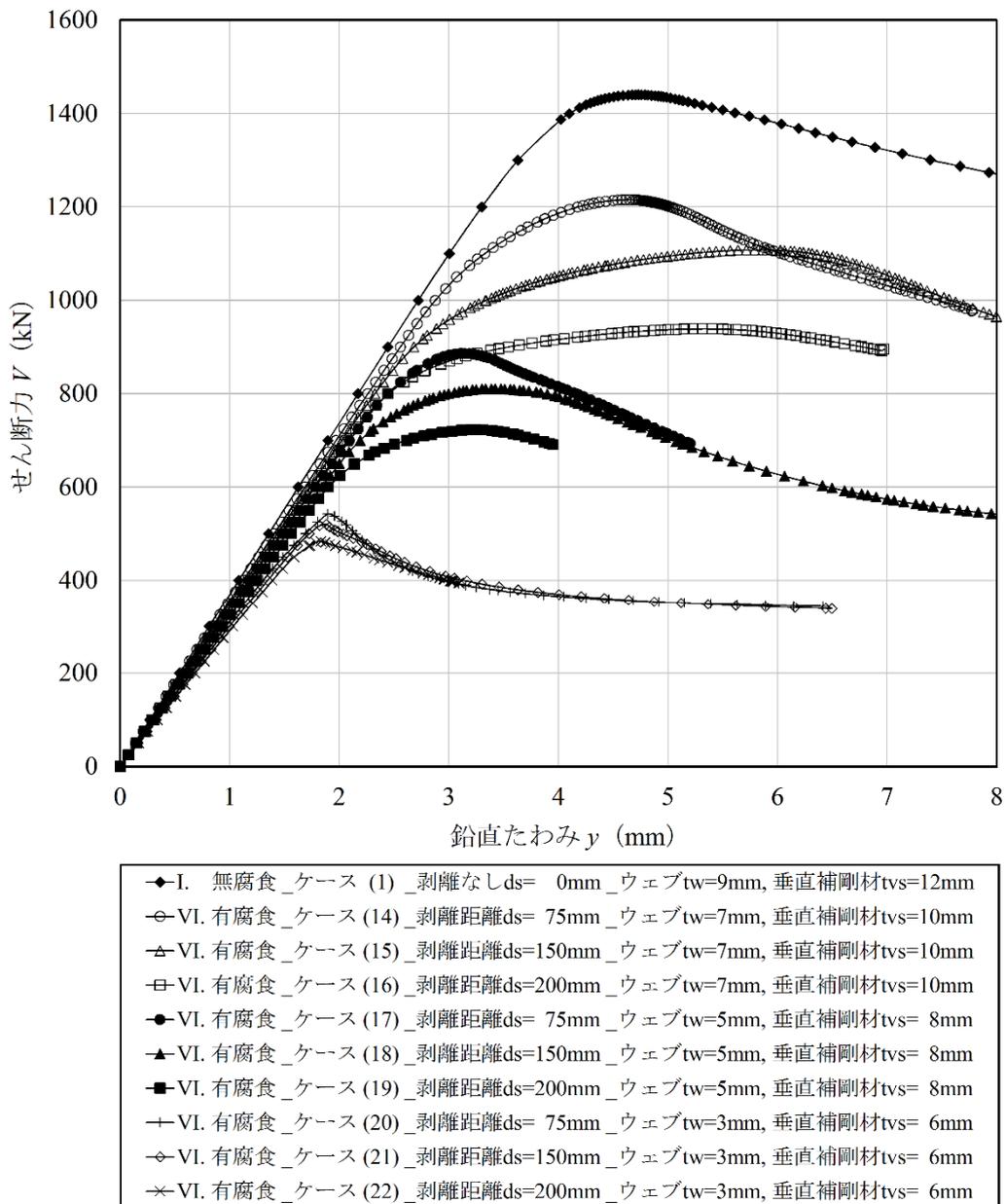
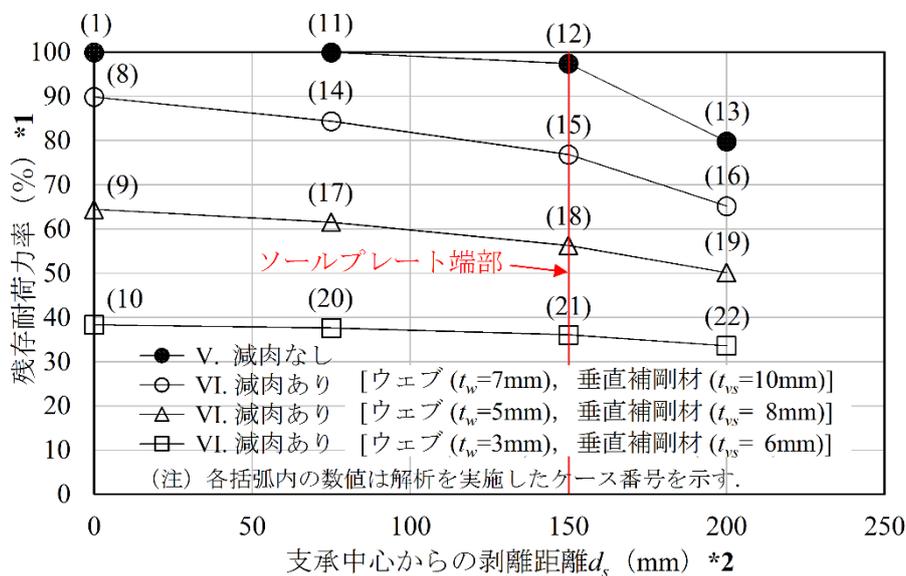


図 4.24 荷重 - 変位曲線（剥離と減肉の組合せ）

(3) 支承部付近の局部腐食による剥離と減肉がプレートガーダーの残存耐荷力に与える影響
 以上の (1) ~ (2) に示した結果に対する総合評価を以下に示す。

支承部付近の「ウェブと下フランジ間の接合部が剥離した場合」と「ウェブと垂直補剛材が同時に減肉した場合」を組み合わせた各々のモデルに対する残存耐荷力と剥離距離の関係を図 4.25 に示す。縦軸の残存耐荷力率は、グラフ下に示す数式に基づく。また、横軸の支承中心からの剥離距離 d_s は、図 4.14 に示す位置における長さを示す。さらに、図 4.25 に示す各ケース (11)~(22) における耐荷力時の応力分布と変形図を図 4.26 (a) ~ (i) に示す。

図 4.25 から、減肉なしの場合、剥離距離が 150mm を超えると耐荷力が急激に低下しているのがわかる。つまり、支承中心から 150mm の位置まではソールプレートが存在しており、その範囲内の剥離であれば、垂直補剛材と下フランジに対するウェブの応力伝達機構が有効に働く (図 4.26 (a), (b))。ところが、その範囲を越えた時点でその伝達機能が崩れ、下フランジとソールプレートの境界部への応力集中によって、下フランジがせん断変形に耐えられなくなる (図 4.26 (c))。ただし、支承部周辺の腐食減肉をともなう場合の剥離の影響に関しては、ウェブや垂直補剛材の減肉量が多くなればなるほど、剥離伸展にともなう耐荷力低下の影響が小さくなっているのがわかる。これは、支承部付近が極端に腐食減肉した状態では、剥離部分よりも先に減肉箇所が局部座屈を引き起こしたことに起因する。このことは、図 4.26 (g) ~ (i) に示されるとおり、剥離位置のウェブ内の応力が半円状に小さく、下フランジとソールプレートの境界部での応力集中がみられないことから判断できる。さらに、ウェブの減肉範囲全体が面外方向に大きく膨らんでおり、剥離部以外での局部座屈が生じているのがわかる。



*1 残存耐荷力率 (%)

$$= \frac{\text{腐食状態下での耐荷力}}{\text{健全状態下での耐荷力}} \times 100$$

*2 剥離は、図 4.14 に示す位置へ設定の上、
 距離 d_s は支承中心からスパン中央方への
 長さとする。

図 4.25 腐食損傷 (剥離と減肉) による耐荷力の低下傾向

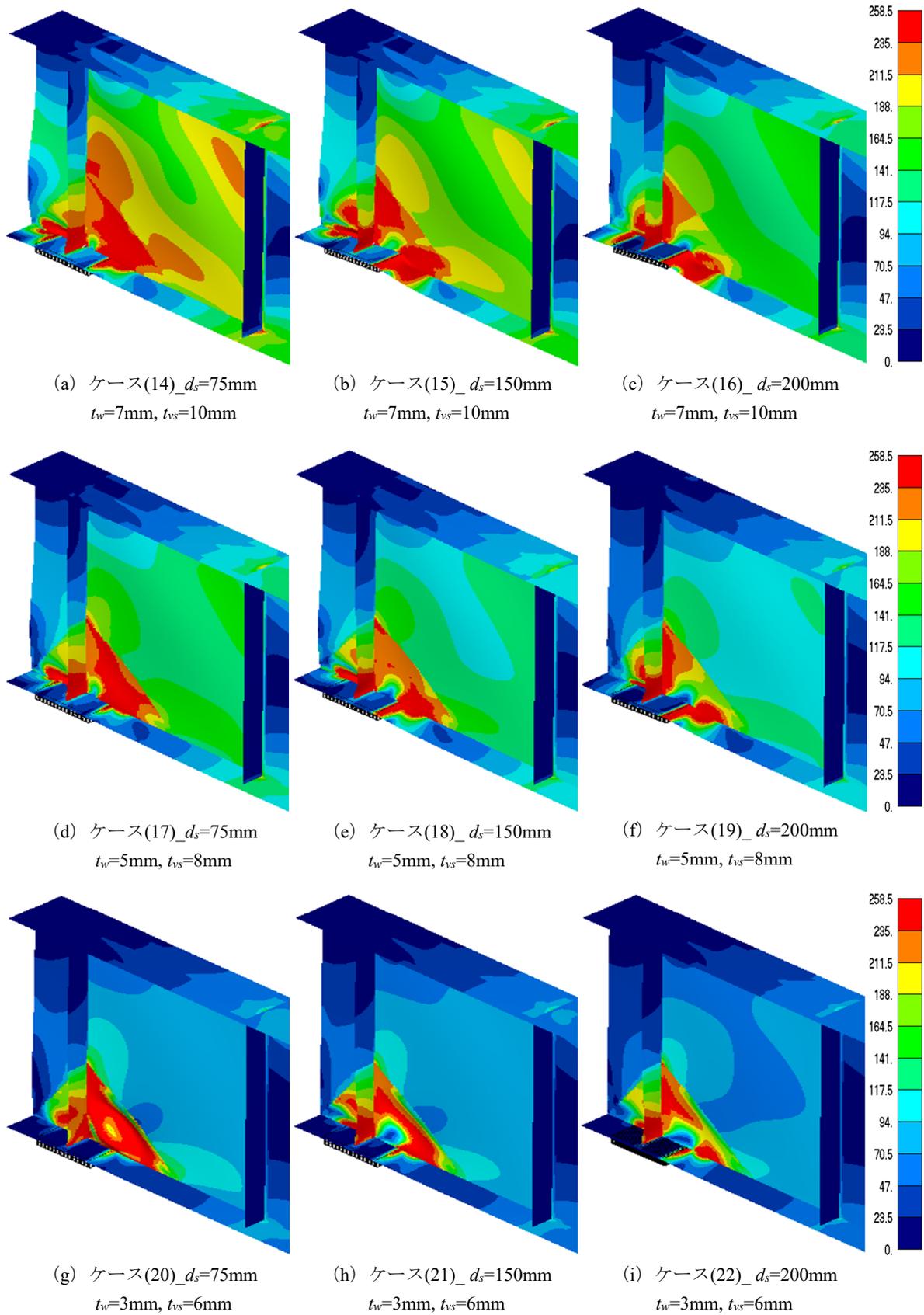


図 4.26 耐荷力時の応力分布 (MPa) と変形図 (剥離と減肉)

4.3 結論

- (1) 支承部付近に生じる局部腐食によるウェブのみの減肉は、垂直補剛材のみの減肉よりも耐荷力低下に、より大きな影響を及ぼした。
- (2) 支承部付近に腐食損傷が著しく進行した場合の崩壊形式として、ウェブならびに垂直補剛材の局部座屈に支配される現象によるものが考えられ、ウェブと垂直補剛材で構成される十字柱が双方ともに腐食減肉することで、支点反力を受け持つことができなくなり、比較的早い段階で桁端部に局部座屈をともなう圧縮破壊が発生した。そのため、双方ともに減肉した場合には、垂直補剛材のみが減肉した場合と比べてもその耐荷力低下はさらに顕著にあらわれた。
- (3) ウェブと下フランジ間の接合部が腐食損傷により剥離した場合、その剥離が、支承中心からソールプレートが存在している範囲内にとどまる発生状態であれば、垂直補剛材と下フランジに対するウェブの斜め張力場としての応力伝達機構が一定程度まで有効に働くため、残存耐荷力が急激に低下することはなかった。
- (4) ウェブと下フランジ間の接合部が腐食損傷により剥離した場合、その剥離の伸展がソールプレートの範囲を超えるあたりから、ソールプレート端部上の下フランジ部に応力が集中して、急激にせん断変形を生じて耐荷力が低下した。
- (5) 支承部周辺の各部材が局部腐食により極端に減肉した状態下で剥離が生じた場合には、剥離部近辺よりも先もしくはほぼ同時に、減肉箇所での局部座屈を引き起こすため、剥離伸展が耐荷力低下に及ぼす影響は比較的小さくなった。

参考文献

- 4-1) 森脇良一，藤野真之：初期不整を有するプレートガーダーのせん断強度に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第 249 号，pp.41-54，1976.5
- 4-2) 土木学会鋼構造委員会 座屈設計ガイドライン改訂小委員会（委員長：宇佐美勉）：座屈設計ガイドライン改訂第 2 版，土木学会，鋼構造シリーズ 12，2005.10
- 4-3) 奈良敬，出口恭司，福本嘸士：純せん断応力を受ける鋼板の極限強度特性に関する研究，土木学会論文集，No.392/I-9，pp.265-271，1988.4
- 4-4) Bleich, F. : Buckling Strength of Metal Structure, McGRAW-HILL., 1952
- 4-5) 土木学会鋼構造委員会 座屈設計のガイドライン作成小委員会（委員長：福本嘸士）：座屈設計ガイドライン，土木学会，鋼構造シリーズ 2，1987.7
- 4-6) Basler, K. and Thurlimann, B. : Strength of Plate Girders in Bending, Proc. of ASCE, Vol.87, No.ST6, pp.153-181, 1961
- 4-7) 三上市蔵：プレートガーダーおよびボックスガーダーの終局限界状態設計に関する研究，平成 3 年度科学研究費補助金（一般（B））研究成果報告書，1992.3
- 4-8) Evans, H.R., Porter, D.M., and Rockey, K.C. : The collapse behavior of plate girders subjected to

shear and bending, IABSE Proceedings, P-18/78, pp.1-20, 1978

- 4-9) 玉越隆史, 中州啓太, 石尾真理, 武田達也, 水津紀陽: 鋼道路橋の局部腐食に関する調査研究, 国土技術政策総合研究所資料, 第 294 号, p.18, 2006.1
- 4-10) Duc Tuan Hoang Anh, 藤井堅: 腐食した鋼橋支承部のせん断耐力評価, 広島大学学位論文, 2008.2

第5章 支承部付近に腐食損傷を有するプレートガーダーの補強法とその効果

前章では、鋼橋支承部付近に数多くみられる局部腐食によるウェブや垂直補剛材の減肉量ならびにウェブと下フランジ間の剥離距離に着目した残存耐荷力や耐荷力低下傾向について解析的に検証し、プレートガーダーの崩壊メカニズムについて考察した。本章では、前章での解析条件や検討結果をもとに、今後より一層増加していくことが予想される鋼製プレートガーダー桁端部の局部腐食による耐荷力の低下現象に対して、簡易的に対策実施可能な補強法の具体的なモデル化を行う。そのうえで、耐荷力の回復効果やその補強法の有用性について、解析的に検討および評価を行う。

ここで、奥山ら^{5-1)~5-3)}や丹波ら⁵⁻⁴⁾は、桁端部に腐食損傷を有するウェブに対して、炭素繊維シートや炭素繊維強化樹脂材料(CFRP)を用いた接着による補強や鋼板当て板による補修・補強を具体提案しており、それらの効果について実験的に検証している。しかしながら、現場での下地処理や接着処理などに多くの時間や労力を要することや、長期的な耐久性や変形時の接着性能などの信頼性の面では不安が残る。また、図2.4に示した腐食箇所の部分的な部材取替え対策についても、狭隘空間での支点部仮受け設置による既設部材の切断やその仕上げ後処理、新設部材取付けのための多数のボルト接合が必要になるなど、現場作業がかなり煩雑なものとなる。以上より、本研究では、上記の課題を改善すべく、桁端部の垂直補剛材に隣接平行して、上下フランジ間に連続させるアングル鋼(規格品)を鉛直配置する補強法に着目した。

5.1 解析概要

5.1.1 解析モデルと解析ケース

補強検討に用いる解析モデルに対する各種の前提条件については、第4章の4.1.1に記載した内容の通りとする。

以下では、第4章で検討した表4.2に示す各解析ケースのうち、耐荷力の低下度が最も大きかった2ケース(ケース(10)と(22))を対象に、これらの解析モデルを用いた補強効果の検討ならびに評価を実施する。ここでは、表5.1に示すとおり、無腐食状態(減肉・剥離なし)のケース(1)を含む、計3ケースによる比較検討解析を実施する。

表 5.1 解析ケース(無腐食および腐食状態)

ケース	(1)	(10)	(22)
ウェブ厚 t_w (mm)	9	3 [-6]	3 [-6]
垂直補剛材厚 t_{vs} (mm)	12	6 [-6]	6 [-6]
剥離距離 d_s (mm)	---	---	200
腐食状況	無腐食	有腐食 (減肉のみ)	有腐食 (減肉と剥離)

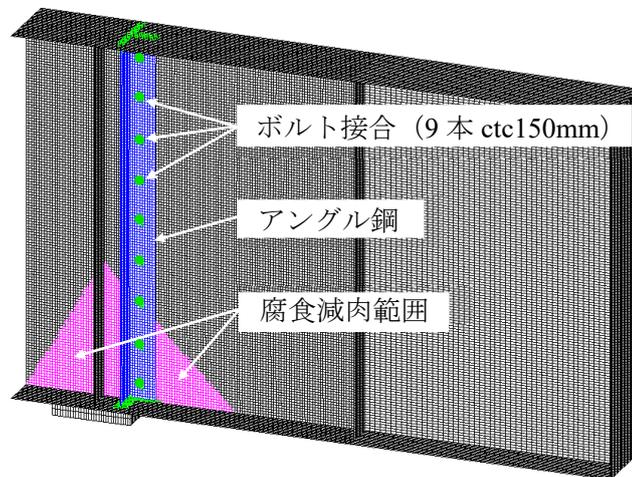
(注) 上表中の[]内のマイナス数値は、元板厚からの減肉量(mm)を示す。

5.1.2 補強モデル

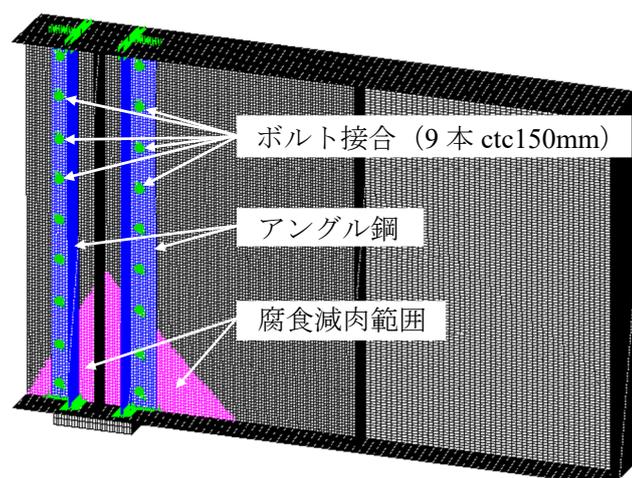
列車が運行しない夜間の数時間のうちに作業を終えることが可能な補強対策工として、垂直補剛材に隣接平行するアングル鋼（等辺山形鋼）を両側からボルトで取り付ける方法に着目する。これらの補強後の検討に用いる解析モデルを図 5.1 (a), (b) に示す。このうちの (a) は、支承部直上の垂直補剛材より桁中央側のみに 2 本のアングル鋼をウェブの表と裏から取り付けた場合（以下、片側補強と称す）、一方、(b) は、上記 (a) の状態に加えて、桁端側にも 2 本のアングル鋼を同様に取り付けた場合（以下、両側補強と称す）をそれぞれ示している。

また、補強材のモデル化にあたっては、以下の取付けおよび拘束条件を考慮する。

- 1) アングル鋼とウェブは、ボルト（解析上は、 $\phi 10\text{mm}$ (M10) 相当の剛な結合を想定して、アングル鋼とウェブの同じ接合箇所位置する各 1 要素を構成する 4 節点間を高剛性ばねで接合し、鉛直方向に 150mm の間隔で 9 本配置する（図 5.1 (a), (b)）。



(a) 表・裏の計 2 本のアングル鋼による補強（片側補強）



(b) 表・裏の 2 本と前後 2 箇所計 4 本のアングル鋼による補強（両側補強）

図 5.1 補強モデル

- 2) アンゲル鋼の上下端部が、ウェブ変形後に上下フランジ内に食い込まないようにするため、部材間の接触を考慮（解析上は近い節点間同士の接触を定義）できるギャップ要素を適用する（図 5.2）。解析上、アンゲル鋼が上下フランジに接触して、突っ張り棒のように圧縮部材として機能する。
- 3) ウェブにおける発生応力が、アンゲル鋼へ圧縮力として作用し、ソールプレートに直接伝達することで、補強効果が最大限に発揮できるものと考え、ソールプレート端部から 50mm 内側の位置にアンゲル鋼を配置する（図 5.2）。

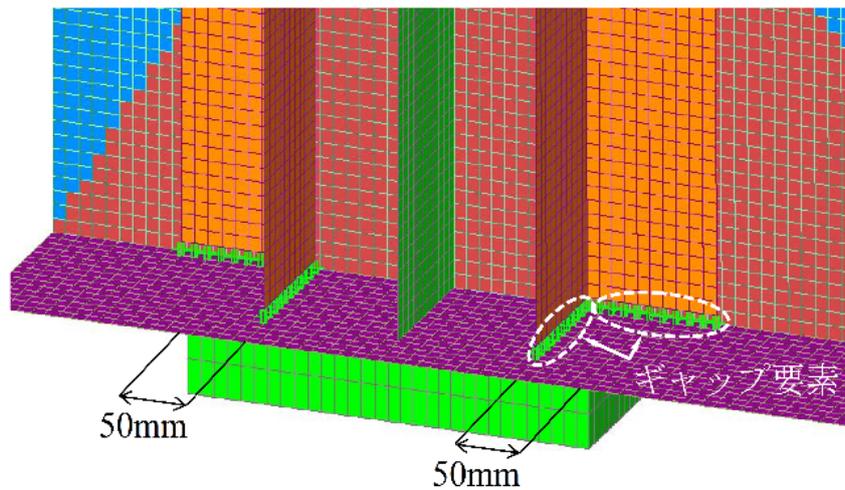
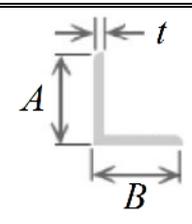


図 5.2 アンゲル鋼と上下フランジ部材間のモデル化

ここで、補強材に用いるアンゲル鋼の仕様を表 5.2 に示す。採用するアンゲル鋼の断面寸法としては、設置箇所に納まるサイズとすることは勿論のこと、支承部直上の垂直補剛材の元の幅や板厚を参考に、一辺（アンゲル鋼の断面積の 1/2）が垂直補剛材と同程度の断面積を有する規格品として選定している。

表 5.2 補強材の仕様

部材	規格	材料	断面寸法 (mm)
アンゲル鋼 (等辺山形鋼)	JIS G 3192	SS400	 $t=10, A=100, B=100$

5.2 解析結果

表 5.1 に示した解析 3 ケースにおける，補強前（無腐食 1 ケース，減肉量最大の有腐食 1 ケースの計 2 ケース）および，アングル鋼による補強後としての片側補強と両側補強の各々に対する荷重 - 変位曲線を図 5.3 に示す．また，補強前（無腐食 1 ケース，剥離距離および減肉量最大の有腐食 1 ケースの計 2 ケース）および，アングル鋼による補強後としての片側補強と両側補強の各々に対する荷重 - 変位曲線を図 5.4 に示す．どちらの図からも，片側補強の場合には，耐荷力や変形性能ともに大きな回復効果がみられない．一方，両側補強の場合には，最大耐荷力が健全度状態時相当にまで回復し，変形性能については，補強後の方が大きくなっているのがわかる．これは，アングル鋼が 150mm 間隔のボルトでウェブと接合されており，アングル鋼の上下端部が上下フランジ面に接触した後も，アングル鋼そのものが座屈変形せずに，支承部直上に生じる作用せん断力からの支点軸力を 4 点で支持し，突っ張り棒としての機能を維持し続けたためと考えられる．

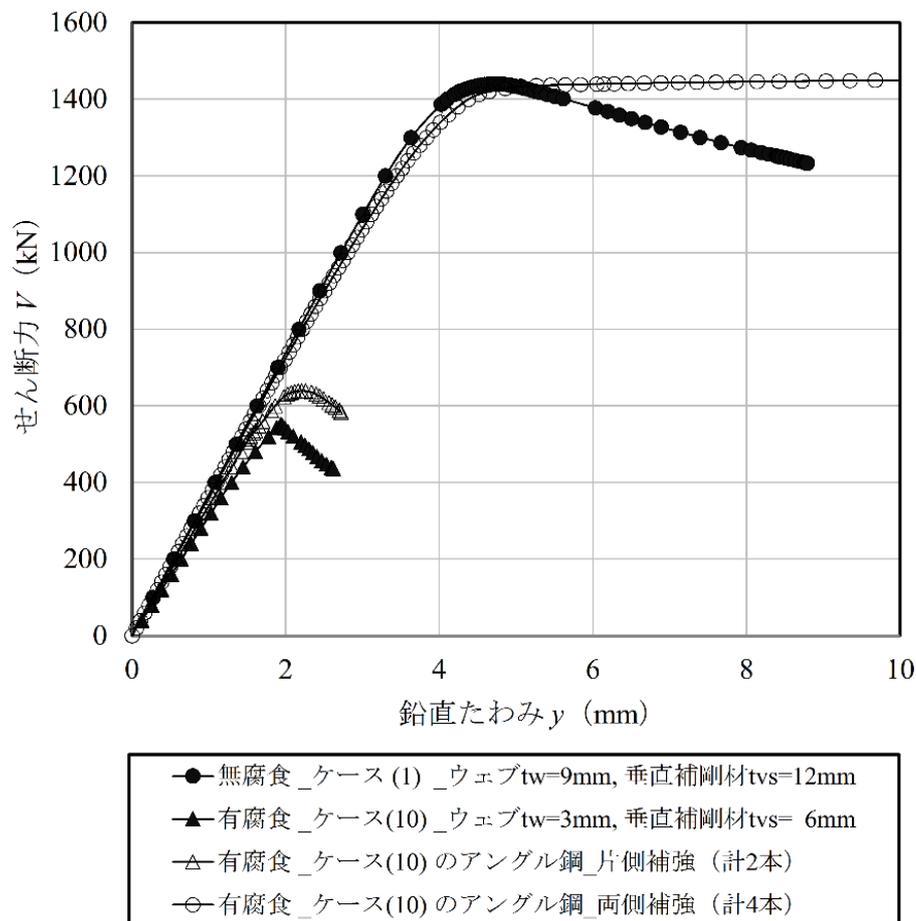


図 5.3 荷重 - 変位曲線（最大の減肉量に対する補強）

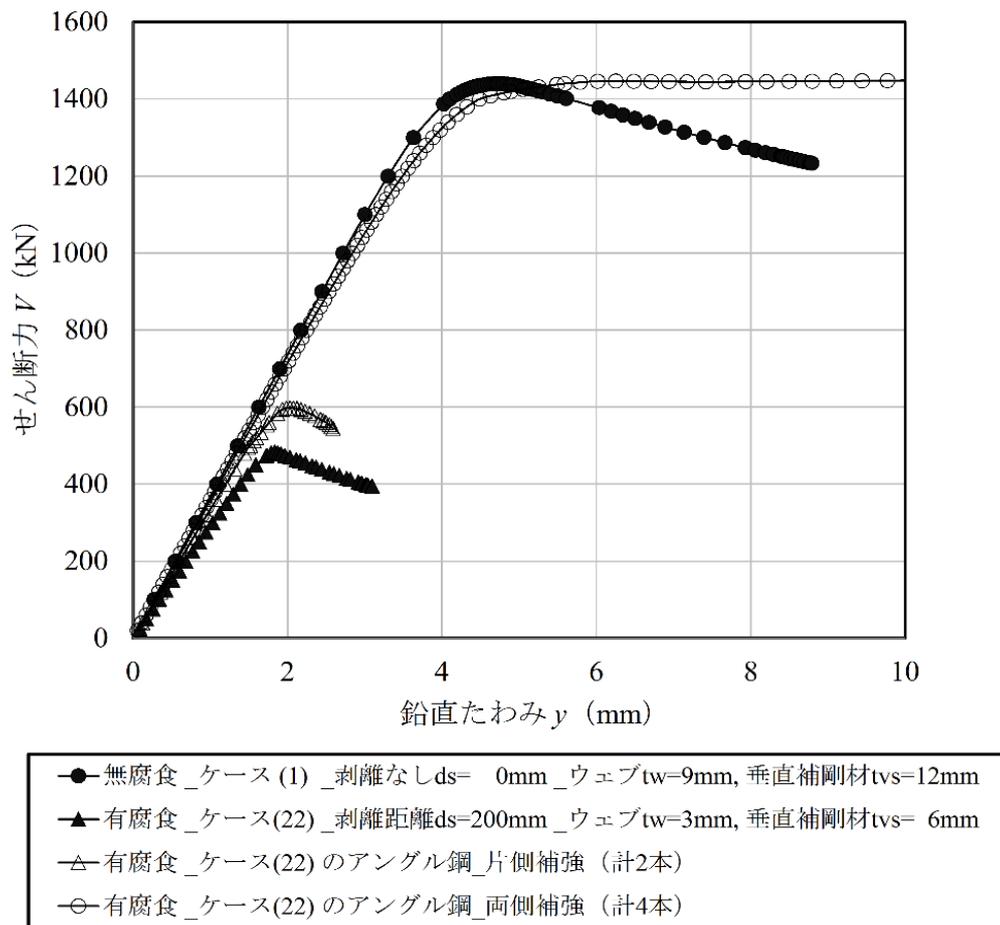


図 5.4 荷重-変位曲線 (最大の剥離距離および減肉量に対する補強)

また、上記の結果として得られた耐荷力の解析値を表 5.3 に示す。この表および図 5.3 や図 5.4 に示した結果より、アンゲル鋼で片側のみが補強された片側補強の場合には、ケース(10)および(22)ともに、補強前の腐食状態時の残存耐荷力からの回復割合が約 20%以下にとどまっており、それほど大きな補強効果が得られていないのがわかる。これは、補強した 2 本のアンゲル鋼が作用せん断力を軸力として負担していく過程において、無補強状態である桁端側のウェブと垂直補剛材の腐食箇所への応力集中が高まって、局部座屈が生じたことに起因する(図 5.5 (b) および図 5.6 (b))。このことは、表 5.4 に示すアンゲル鋼に作用する最大軸力が、非常に小さい数値レベルにとどまっていることから確認できる。ここで、これらのアンゲル鋼に作用する圧縮軸力は、アンゲル鋼最下端の各要素に発生する鉛直方向の膜応力の総和として算出している。

一方、アンゲル鋼で両側ともに補強された場合には、ケース(10)および(22)ともに、健全度状態時のケース(1)と同程度もしくはそれ以上にまで、せん断耐荷力が回復している。これらの結果は、補強したアンゲル鋼と第 2 垂直補剛材間のウェブに斜め張力場の機能が回復している(図 5.5 (c) および図 5.6 (c)) ことからわかるように、局部腐食にとまなう座屈発生の危険箇所、いわゆる腐食範囲へ適切に配置した 4 本のアンゲル鋼がともに、ウェブから伝わる大き

な軸力を負担し、間接的かつ直接的に支承部に伝達できていることを示している（表 5.4）。

以上より、桁端部のウェブや垂直補剛材の局部にシビアな腐食減肉が生じた場合や支承部直上のウェブと下フランジ間に剥離が生じた場合ともに、上述した 4 本のアングル鋼を用いた両側補強を施すことで、健全状態時のせん断耐荷力相当にまで、耐荷力を回復することがわかった。よって、今後の補強対策工として、有用かつ有効な手法のひとつにできることを示せた。

表 5.3 補強前および補強後の耐荷力

ケース	耐荷力 (kN)			腐食状況
	補強前	補強後		
		片側補強	両側補強	
(1)	1440	—	—	無腐食
(10)	553 — → 図5.5 (a) 参照	639 補強前に対し16%回復 → 図5.5 (b) 参照	1454 補強前に対し163%回復 → 図5.5 (c) 参照	減肉のみ
(22)	484 — → 図5.6 (a) 参照	598 補強前に対し8%回復 → 図5.6 (b) 参照	1451 補強前に対し162%回復 → 図5.6 (c) 参照	減肉と剥離

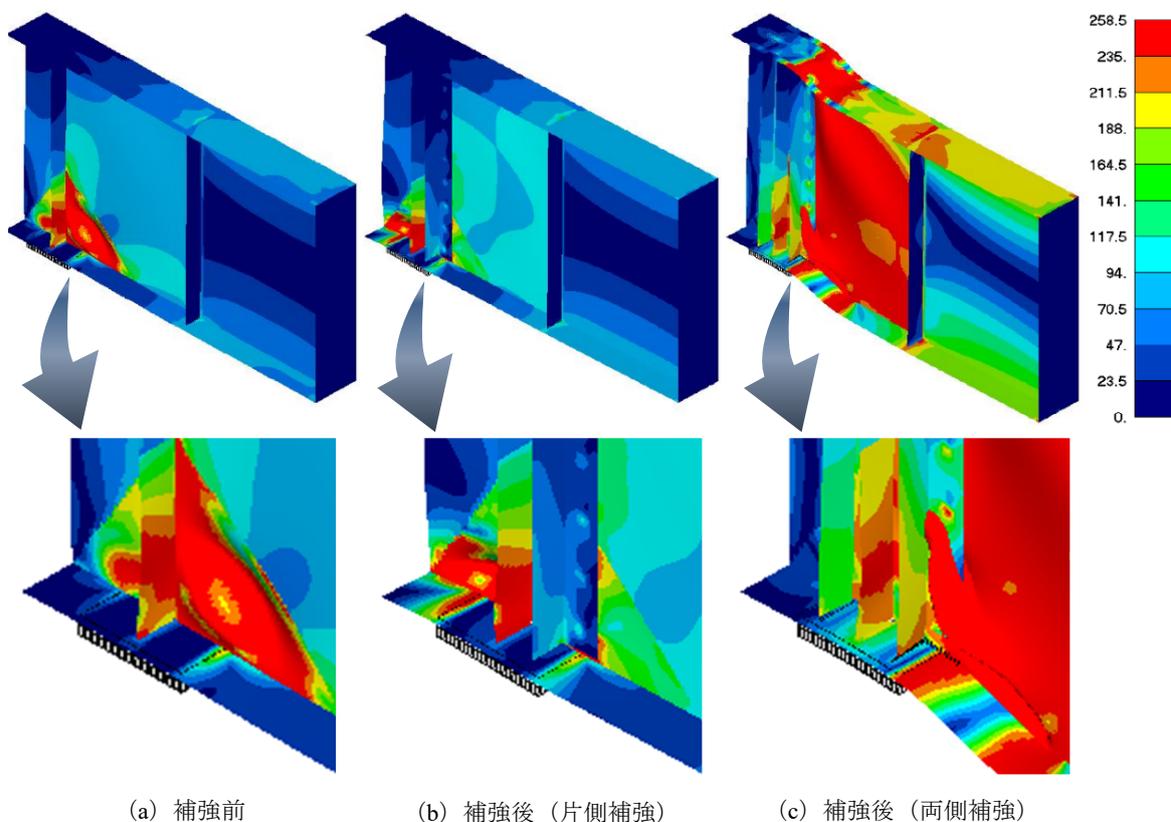


図 5.5 耐荷力時の応力分布 (MPa) と変形図 (減肉に対する補強)

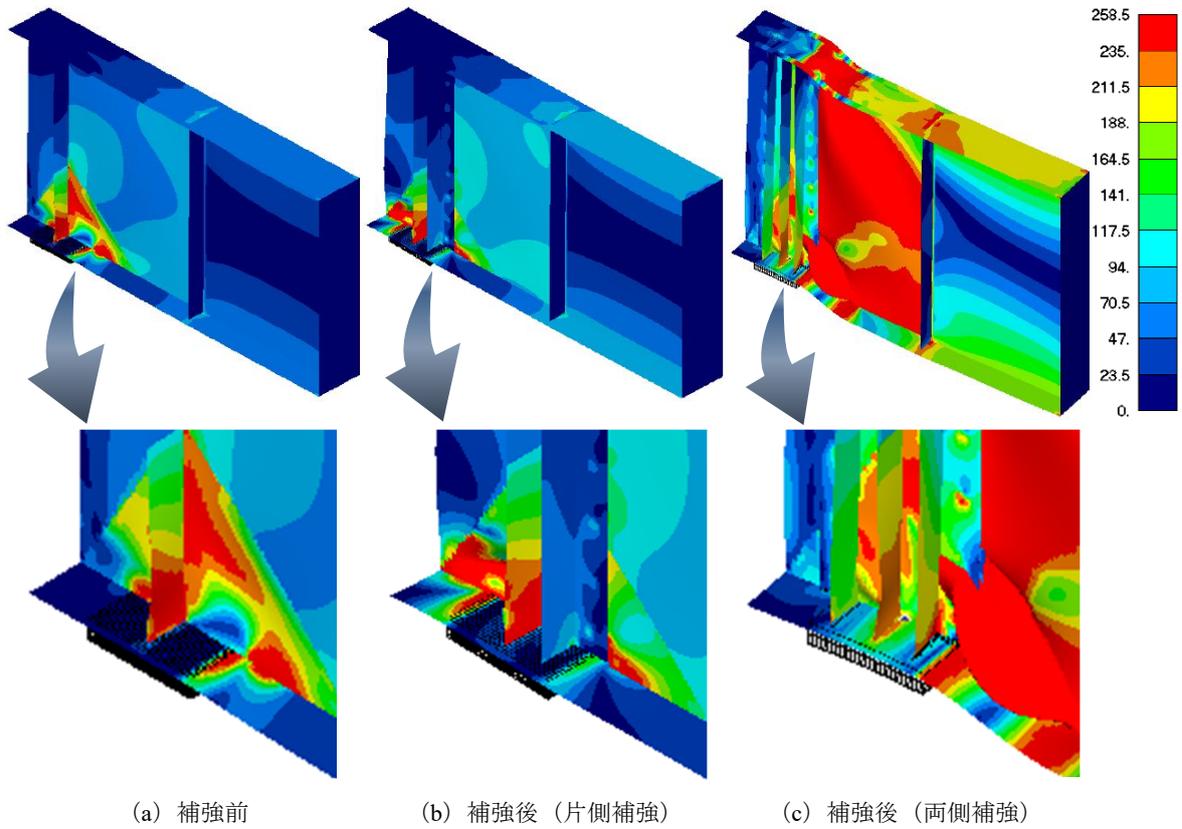
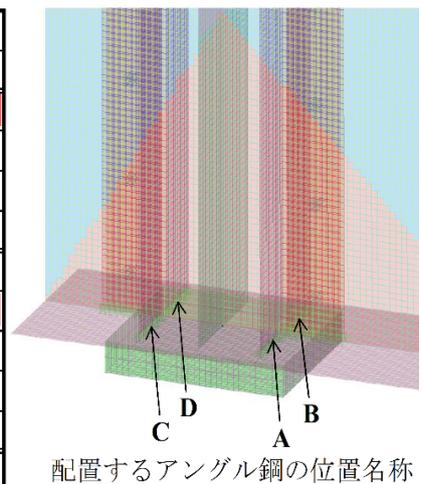


図 5.6 耐荷力時の応力分布 (MPa) と変形図 (減肉を含む剥離に対する補強)

表 5.4 補強したアングル鋼に作用する最大軸力 (耐荷力時)

(圧縮：正, 単位：kN)

ケース	アングル鋼 位置名称	最大軸力	
		片側補強	両側補強
(10)	A	104	288
	B	90	254
	C	—	241
	D	—	242
	合計		194
(22)	A	90	287
	B	78	259
	C	—	257
	D	—	262
	合計		168



5.3 結論

- (1) 支承部付近のウェブや垂直補剛材に極端な局部減肉が生じた場合、もしくは、それと同時にウェブと下フランジ間に剥離が生じた場合には、本研究で検討した4本のアングル鋼を用いた両側補強を施すことで、健全状態時相当の耐荷力レベルおよびそれ以上の変形性能レベルにまで、せん断耐荷力を回復させることができた。これらの4本のアングル鋼は、作用せん断力や軸力から生じる支承部直上での圧縮力をほぼ均等に負担するとともに、ウェブの減肉箇所を両側からのアングル鋼で挟みこむことで、面外変形を拘束する効果も発揮する。
- (2) 本補強工法を適用する場合、補修・補強対象の既存橋梁に対する健全度調査結果や架橋地点の状況に応じて、事前に補強材料や施工手順を計画・製作・準備でき、結果として、短時間での解析検討・評価ならびに現場作業を実施できる。

5.4 今後の展望

昨今のメディアやニュース記事ならびに技術専門誌^{5-5)~5-8)}などで、数多く取り上げられている土木インフラ構造物の老朽化や維持管理分野における現状の課題や問題点、それらに対する対策等に関連して、解析的視点からの健全度評価法や補強法の提案、確立に向けた同種テーマもしくは着眼点に関連したさらなる継続的調査・研究が肝要かつ不可欠であり、より多くの基礎的データに基づく知見の蓄積ならびにシステムの構築が強く望まれる。また、このことが今後、腐食劣化が急激に進行する莫大な数の橋梁に対する持続可能な維持管理対策ならびにコスト削減へ大きく寄与していくものと確信する。

参考文献

- 5-1) 奥山雄介，宮下剛，若林大，小出宣央，秀熊佑哉，堀本歴，長井正嗣：鋼橋桁端部腹板の腐食に対するCFRPを用いた補修工法の実験的研究，構造工学論文集，Vol.58A，pp.710-720，2012.3
- 5-2) 奥山雄介，宮下剛，若林大，小出宣央，小林朗，秀熊佑哉，堀本歴，長井正嗣：腹板をCFRP補強した鋼桁のせん断座屈試験と強度評価法，土木学会論文集A1，Vol.68，No.3，pp.635-654，2012.11
- 5-3) 奥山雄介，宮下剛，若林大，秀熊佑哉，小林朗，小出宣央，堀本歴，長井正嗣：鋼橋桁端部腹板の腐食に対する炭素繊維シートを用いた補修・補強法の最適設計方法に関する一考察，構造工学論文集，Vol.60A，pp.416-428，2015.3
- 5-4) 丹波寛夫，橋本国太郎，田中大介，杉浦邦征：腐食した鋼桁端部の当て板補修に関する実験的検討，構造工学論文集，Vol.60A，pp.94-104，2014.3
- 5-5) 日経BP社 日経コンストラクション編：図解 維持・補修に強くなる，2014.4
- 5-6) 日経BP社 日経コンストラクション編：老朽橋探偵と学ぶ 謎解き！橋の維持・補修，2015.11

- 5-7) 日経 BP 社 日経コンストラクション編：インフラマネジメント最前線，2015.11
- 5-8) 日経 BP 社 日経コンストラクション編：橋の改修・改良図鑑，2016.3

第6章 総括

本章では、維持管理分野における残存耐荷力評価や本研究成果の活用の観点ならびに本研究で得られた結論について総括する。

昨今の鉄道橋梁にかかわる維持管理分野においては、長年にわたる供用下で経年的に腐食損傷が進行した既存橋梁群の存在が社会問題化しており、それらの橋梁に対する調査・検討・評価業務やそれらに付随した形での補修・補強関連の計画・設計業務が増加している。既に建造から50～100年以上が経過した鉄道橋が国内外に数多く存在しており、今後も増加の一途をたどる。本研究では、これらの老朽化している鉄道上部構造の代表格であり、古くから国内外に数多く存在している開床式（無道床式）の鋼製プレートガーダー橋に着目した。その上で、同形式において数多く観察されている主要な腐食損傷のなかにあつて、主桁本体の残存耐荷力低下に及ぼす影響がきわめて大きいと考えられる代表的な2タイプの腐食損傷現象を抽出して、解析的な検討ならびに評価を試みた。

はじめに、まくらぎ直下の上フランジ上面に腐食損傷を有する鋼製プレートガーダー鉄道橋を対象として、曲げを受けることによる崩壊形式が、圧縮フランジの座屈様式（フランジ水平座屈もしくはフランジねじれ座屈）に応じて変化する現象に着目した。これらの座屈様式ごとに異なる基本座屈長を有する上フランジの抽出モデルを用いた複合非線形 FEM 解析結果を参考に、双方の座屈耐荷力曲線について解説した。その上で、残存曲げ耐荷応力の簡易算定式、ならびに曲げとまくらぎ直下腐食部へ直接作用する局所荷重（パッチロード）との組合せ荷重状態下における主桁本体としての残存耐荷力の評価手法について解説した。さらに、上記同様の腐食状況や組合せ荷重状態を考慮したビームモデルによる複合非線形 FEM 解析を実施し、上記の評価手法を用いて算定した主桁の残存耐荷力が妥当であることを示した。

続いて、支承部周辺に腐食損傷を有する鋼製プレートガーダー鉄道橋を対象に、支点半付近にせん断力を受ける場合のビームモデルのせん断破壊や局部座屈挙動に着目した複合非線形 FEM 解析を行い、各部材表面からの減肉量や部材接合部における剥離範囲をそれぞれ変化させて、各々の腐食状態を組み合わせたパラメトリックスタディによる主桁の残存耐荷力の評価や耐荷力低下傾向の把握を試みた。さらに、長寿命化に主眼を置いた、主桁全体としての残存耐荷力回復のための補強法の提案、ならびにそれらを適切にモデル化した解析的な評価検討を実施の上、この補修法が有用かつ実用であることを示した。

6.1 維持管理分野における残存耐荷力評価

単線の鋼製プレートガーダー鉄道橋を新規に設計する場合、一般的に構成部材から成る桁全体を詳細にモデル化して断面照査するのではなく、各検討対象部材に着目して、構造力学に基づく断面力や応力度、変位等を算定の上、許容する制限値と比較することによって照査を行う。つまり、着目する部材各々に対して不利となる支持条件や拘束条件ならびに荷重係数や荷重組合せ等の各種条件を設定の上、それらの条件下で得られる各部材の最大作用力や最大変形量等に対して、ある一定範囲の安全度に収まるか否かを、実施設計において検証す

る。

一方、維持管理段階においては、長年供用している経年的な腐食劣化等を有する既存橋梁構造物を検討対象とするため、部材毎の強度や変形に着目した評価検討のみならず、構造系全体としての実際の使用状態や劣化状況に着目した包括的な維持管理評価（健全度評価）を取り入れることが必要であり、それが結果として合理的な評価に繋がる。つまり、種々の構造部材から構成される桁全体もしくは主部材をモデル化の上、各種の発生断面力や応力度を実態や実状に即した解析によって解明し、当初の設計計算で得られた諸数値もあわせて、総合的見地から評価・判定していくことが理想的といえる。さらに、桁全体としての挙動を解析的に評価できれば、構造系全体としての耐荷性能およびそれに基づく補修・補強の緊急性や必要性の判断に対して、より具体的な言及が可能になる。その一方で、個々に異なる多種多様な腐食状態を有する各橋梁構造物に対して、その各々で詳細に全体を計測およびモデル化して解析的検討を実施・評価することは、決して容易なことではない。

腐食損傷を有する鋼構造物あるいは鋼部材の残存耐荷力評価法には、従来、腐食状況を厳密に直接モデル化して考慮する複合非線形 FEM 解析法や、腐食損傷の測定結果に基づいて耐荷力評価基準を定め、それを用いて残存耐荷力を評価する簡易手法があり、これらは、文献^{6-1), 6-2)}などに示されている。通常、複合非線形 FEM 解析による残存耐荷力評価は、腐食状態が精度よく計測され、その詳細まで解析に反映されていれば、現在のところ、最も信頼性の高い評価が可能であると考えられるが、多くの労力や高額な解析費用を要するだけでなく、解析のための高度な知識と経験も必要になる。一方、簡易評価法や簡易解析法による評価精度は厳密な FEM 解析に比べて幾分劣るものの、評価のための労力や費用は少なく済み、早期に定量的な診断が実現できる。

つまり、本研究は、維持管理分野の実務において残存耐荷力の評価を必要とする際に、定量的な評価・判定を行うことのできる比較的精度の高い簡易算定式や簡略化モデルを採用した評価法のより一層の具体構築や体系化が強く望まれているとの観点に基づいて実施したものである。

6.2 本研究成果の活用

本研究の成果について記述する前に、プルーフロード試験と呼ばれる、いわゆる現有耐荷力診断の内容について、以下で簡単に説明する。

既存の鉄道橋の場合には、主断面の欠損や合成効果、支点部の損傷などを調べた上で、実働最大荷重を載荷したときの作用応力度を解析や実測から求め、その応力度が、表 6.1 に示す保守限応力度を上回らないことを現有応力比率の算定式 (6.1) により確認することで、健全度評価を実施している^{6-3), 6-4)}。この場合の保守限応力度は、疲労による影響も加味して設定されており、残存耐荷力のみ観点からいえば、未だにある一定レベル以上の余裕を有する評価を与えているものと考えられる。なお、式 (6.1) に用いる発生応力度は、残存断面で計算するが、残存断面のうち、板厚が最小となる部位の断面を用いることとしている。

$$\text{現有応力比率 (SR)} = \frac{\sigma_m}{\sigma} \times 100 (\%) \quad (6.1)$$

ここに、

σ_m : 保守限応力度

σ : 当該線区の許容最高速度で車両が入線した際に部材に発生する最大応力度 ($=\sigma_d+\sigma_l+\sigma_i$)

σ_d : 死荷重による応力度

σ_l : 活荷重による応力度

σ_i : 衝撃による応力度

である。

表 6.1 保守限応力度

■引張応力度 (ベッセマー鋼および SS400, SM400, SMA400) (単位 : MPa)

通トン	スパン 影響 線長 (m)	錬鉄 ベッセマー鋼	SS400, SM400, SMA400									
			昭和 3 年 (1928 年) 以前		昭和 4 年 (1929 年) ～ 昭和 25 年 (1950 年)		昭和 26 年～昭和 44 年 (1951 年) (1969 年)				昭和 45 年 (1970 年) 以降	
			定常 入線	一時 入線	定常 入線	一時 入線	リベット桁		溶接桁		定常 入線	一時 入線
200GN 以上	<20	115	140	165	150	176	150	184	161	161	168	168
	≥20		159		170		170					
100GN 以上 ～ 200GN 未満	<20		165	176	176	184	184	161	161	168	168	
	≥20											165
100GN 未満					184							

出展 : 鉄道構造物等維持管理標準・同解説 (構造物編) 鋼・合成構造物

本研究においては、より簡易的に、合理的かつ経済的な維持管理上の判断を実現することを目的として、種々の腐食を有する鋼製プレートガーダー鉄道橋の主桁の残存耐荷力を直接的に評価する手法およびその考察結果について示した。今後の維持管理分野における定量的評価や判定に活用することのできる検討手段の一つとして、本研究の成果を下記 (1) および (2) に整理して示す。

(1) まくらぎ下腐食を有するプレートガーダーの残存耐荷力評価法

まくらぎ下腐食を有するプレートガーダーの残存耐荷力評価の具体手順を以下に示す。下記式中の各記号の意味については、第3章にて詳細を示しており、ここでは省略する。

1. 調査対象	開床式（無道床式）の鋼製プレートガーダー鉄道橋。
2. 対象情報	対象とする主桁の一般形状寸法および材料特性などの情報把握。
3. 調査内容	スパン中央付近の数本のまくらぎ下の上フランジ板厚を計測して最大減肉量（詳細計測する場合は“平均減肉量”）を把握。
4. 耐力評価	<p>① 純曲げが作用する主桁の曲げ耐荷応力を座屈様式ごとに算定。 ■フランジの水平座屈応力 σ_{uh} ■フランジねじれ座屈応力 σ_{ut}</p> $\frac{\sigma_{uh}}{\sigma_y} = 1 - \frac{\lambda^2}{4} \quad \lambda \leq \sqrt{2} \quad \frac{\sigma_{ut}}{\sigma_y} = 1 \quad R \leq 0.433$ $= \frac{1}{\lambda^2} \quad \sqrt{2} < \lambda \quad = \left(\frac{0.433}{R} \right)^{0.89} \quad 0.433 < R$ <p>② 上式で求めた曲げ耐荷応力 σ_{uh} と σ_{ut} の小さい方が実際に生じる座屈様式となり、主桁の曲げ耐荷応力 σ_u として決定。</p> <p>③ はり理論式から、純曲げが作用するときの残存曲げ耐荷力（残存終局曲げモーメント）M_{u0} を算定。</p> $M_{u0} = \frac{\sigma_u}{h} \cdot I$
	<p>① 局所荷重のみが作用する主桁の耐荷力 P_{u0} を算定。</p> $P_{u0} = \left(25t_w^2 \cdot \sigma_{wy} + 4t_w \cdot t_{uf} \cdot \sigma_{ufy} \right) \cdot \left(1 + \frac{a + 2t_{uf}}{2h_w} \right)$
	<p>① 実際のプレートガーダーの主桁に作用する曲げモーメント M_u もしくは局所荷重 P_u のどちらかのうち、事前に入手可能な計算値や計測値を把握。</p> <p>② 以上で求めた M_{u0} と P_{u0} および入手した M_u（終局曲げモーメント）もしくは P_u（局所荷重の終局荷重）のどちらか一方を、下式へ入力して、組合せ荷重を受けるプレートガーダーのもう一方の残存耐荷力を算定。</p> $\left(\frac{P_u}{P_{u0}} \right)^2 + \left(\frac{M_u}{M_{u0}} \right)^2 = 1$
5. 総合判定	実働最大荷重に対する残存耐荷力の安全度を個々に設定の上、継続使用可能か、補修・補強対象とすべきか、取替・更新対象とすべきかを適宜判定。

上式に用いる降伏応力には、許容応力や実材料の降伏応力あるいは鋼種による公称降伏応力などの適用が考えられ、管理者判断によるものであるが、鋼種が判明している場合には、公称降伏応力を用いてよいものと考えている。

(2) 支承部付近に腐食を有するプレートガーダーの残存耐荷力評価と補強法

図6.1に示す支承部付近に腐食損傷を有する鋼製プレートガーダー鉄道橋を対象にした、支点部付近の各部材の減肉量や部材接合部における剥離範囲の変化および各々の組合せに対する残存耐荷力率の結果一覧を表6.2に示す。さらに、図6.1に示すウェブ上の赤色囲み部分（三角形部分）とあわせて、青色囲み部分（矩形部分）に腐食減肉が生じた場合の荷重－変位曲線を図6.2に示す。この図から、ウェブ上の局部腐食による減肉量が生じる範囲が、三角形から矩形に変化した場合に、同じ荷重に対する変位の増加割合は若干大きくなっているものの、最終的な残存耐荷力に大きな差はみられないのがわかる（耐荷力比としては、ウェブ $t_w=7\text{mm}$ で0.99、 $t_w=5\text{mm}$ で0.97、 $t_w=3\text{mm}$ で0.92となっている）。言い換えれば、各部材が有する腐食の包括範囲を目視にて確認および設定の上、残存板厚を数点計測して、それらが減肉率50%程度までの腐食が分布している状態にあれば、その範囲における一定の標準偏差に基づく平均減肉量（最も余裕を与える評価とする場合は“最大減肉量”）をモデル化した残存耐荷力の解析的評価を実施することで、本定量的評価手法に基づく各技術者間の判定結果にそれほど大きなばらつきは生じない。つまり、上記事項を基本として、現状の維持管理分野で数多くなされている定性的評価手法を主体とした経験的判断のみならず、定量的評価としての論理的ならびに解析的な判断や数多くのパラメトリックスタディによるデータ蓄積や分析システム構築を継続的に取り入れ、整理・活用していくことで、より合理的で経済的な維持管理手法の体系を確立できるものと考えている。

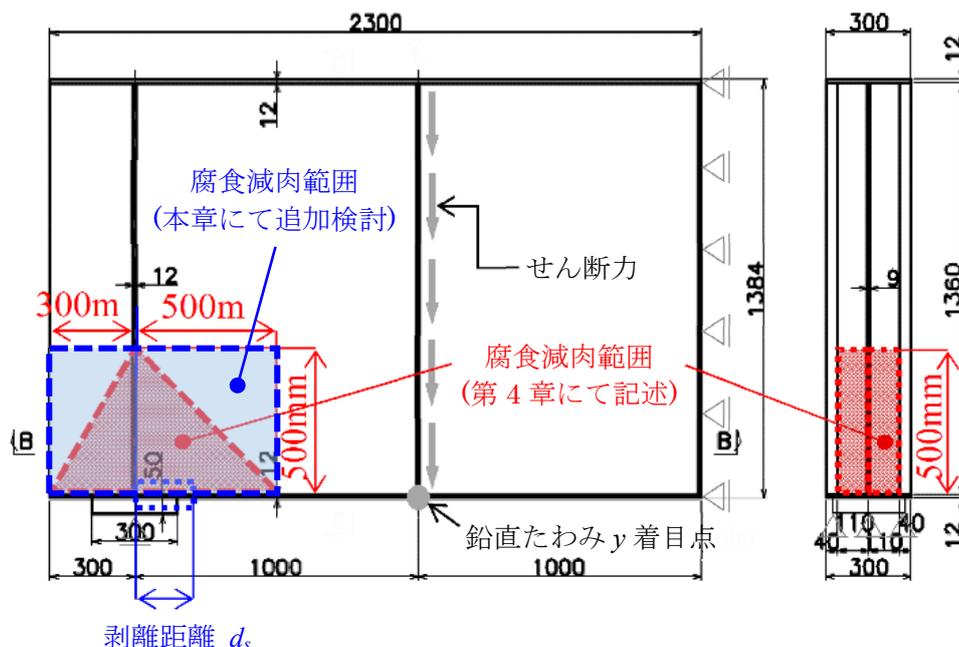


図 6.1 支承部付近の局部腐食による減肉範囲および剥離箇所

表 6.2 各腐食（減肉と剥離）レベルに対する残存耐荷力率

ケース	ウェブ		垂直補剛材		ウェブと下フランジ	残存耐荷力 (kN)	残存耐荷力率 (%)	備考
	残存板厚 (mm)	板厚減肉率 (%)	残存板厚 (mm)	板厚減肉率 (%)	剥離距離 (mm)			
1	9	0	12	0	0	1440	100	無腐食
2	7	22	12	0	0	1402	97	ウェブの腐食減肉のみ
3	5	44	12	0	0	1126	78	ウェブの腐食減肉のみ
4	3	67	12	0	0	863	60	ウェブの腐食減肉のみ
5	9	0	10	17	0	1446	100	垂直補剛材の腐食減肉のみ
6	9	0	8	33	0	1417	98	垂直補剛材の腐食減肉のみ
7	9	0	6	50	0	1289	90	垂直補剛材の腐食減肉のみ
8	7	22	10	17	0	1294	90	ケース2+ケース5
9	5	44	8	33	0	928	64	ケース3+ケース6
10	3	67	6	50	0	553	38	ケース4+ケース7
11	9	0	12	0	75	1443	100	ウェブと下フランジ間の剥離のみ
12	9	0	12	0	150	1403	97	ウェブと下フランジ間の剥離のみ
13	9	0	12	0	200	1150	80	ウェブと下フランジ間の剥離のみ
14	7	22	10	17	75	1215	84	ケース8+ケース11
15	7	22	10	17	150	1107	77	ケース8+ケース12
16	7	22	10	17	200	939	65	ケース8+ケース13
17	5	44	8	33	75	886	62	ケース9+ケース11
18	5	44	8	33	150	811	56	ケース9+ケース12
19	5	44	8	33	200	723	50	ケース9+ケース13
20	3	67	6	50	75	542	38	ケース10+ケース11
21	3	67	6	50	150	520	36	ケース10+ケース12
22	3	67	6	50	200	484	34	ケース10+ケース13

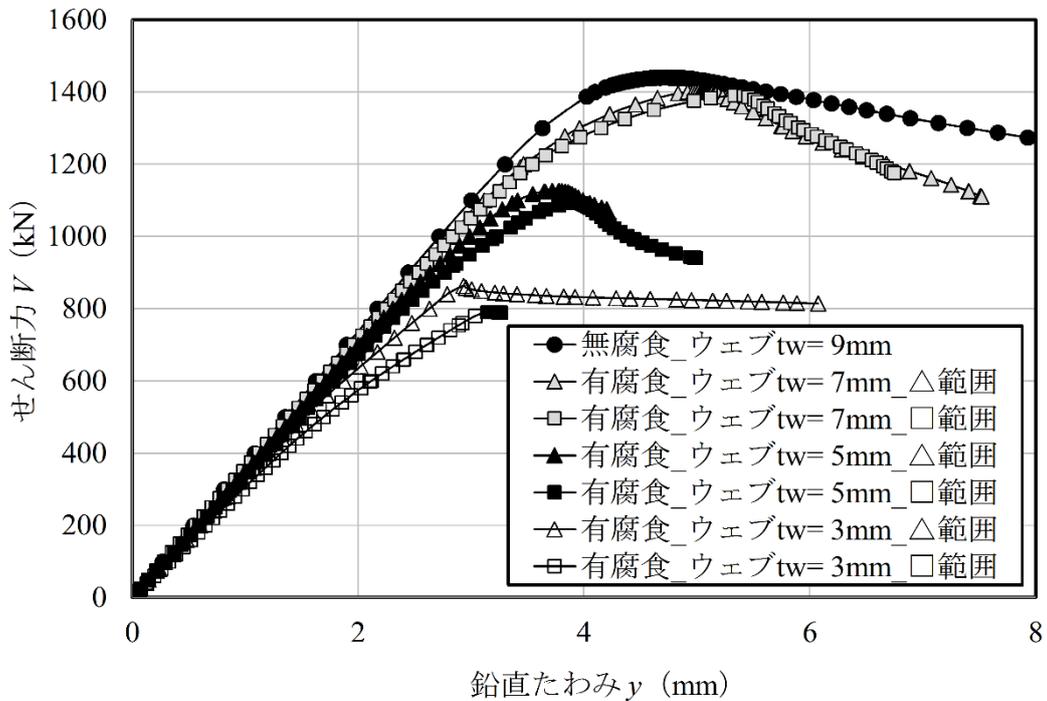


図 6.2 荷重-変位曲線（ウェブ減肉量とウェブ腐食範囲の変化）

ここで、図6.1に示したウェブ上の青色囲み部分（矩形部分）に腐食減肉が生じた場合においては、図6.3に示すように、その腐食減肉領域と斜め張力場領域が部分的に重なっていることから、通常、残存せん断耐荷力の低下が生じる。ただし、この重複が、残存せん断耐荷力の低下に及ぼす影響は、支承部付近の減肉量が小さい状態（腐食損傷が比較的軽微な状態）において、より顕著になることに留意する必要がある。一方、支承部付近の減肉量が大きくなれば、斜め張力場のせん断破壊よりも、支承部直上の腐食損傷を有する十字柱基部に生じる局所的な圧縮座屈破壊が支配的となり、重複現象そのものが残存耐荷力の低下に及ぼす影響は小さくなる。

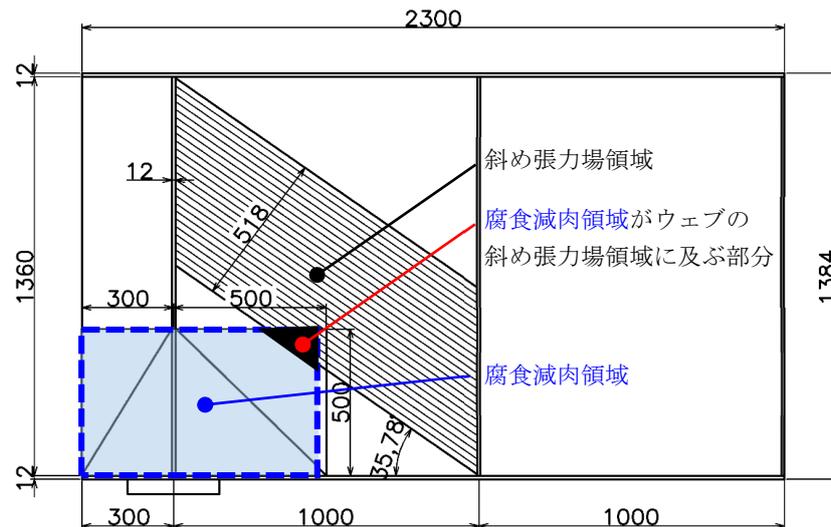
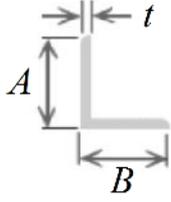


図 6.3 腐食減肉領域とウェブの斜め張力場領域が重複する場合

また、支承部付近のウェブや垂直補剛材に極度の局部減肉が生じた場合、もしくは、それと同時にウェブと下フランジ間に剥離が生じた場合には、表6.3に示す仕様のアングル鋼4本を用いた両側補強を施すこと（図6.4）で、健全状態時相当のレベルにまで、せん断耐荷力を回復させることができた。ここで、アングル鋼の断面寸法は、支承部直上の垂直補剛材の幅や板厚を参考に、同程度の断面積を有するものとして選定する。

表 6.3 補強材の仕様

部材	規格	材料	断面寸法 (mm)
アングル鋼 (等辺山形鋼)	JIS G 3192	SS400	 $t=10, A=100, B=100$

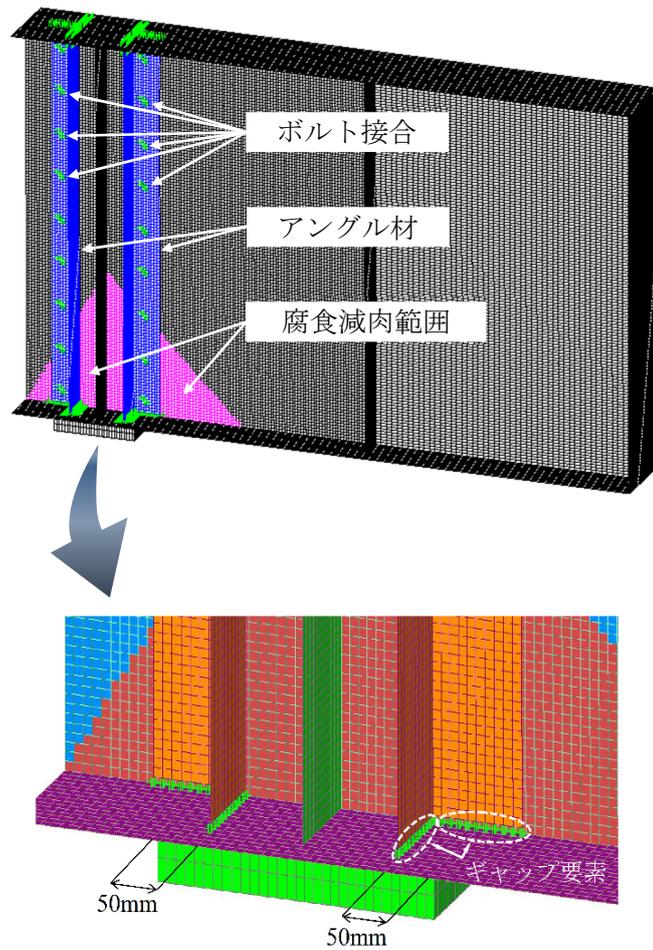


図 6.4 補強モデル

ここで、鋼橋の補修や補強の設計段階および施工段階における基本的な業務の流れを図6.5に示す。

最近の長寿命化対策を目的とした既存構造物の調査や点検に対する具体的な要領や基準類、必要な資格などの整備が進んできてはいるものの、補修や補強の設計から施工までの各工程における明確な技術基準類に関しては、未だ体系的に整備されていないのが実状である。それゆえ、昨今の維持管理対策にかかわる方針決定の際には、設計者や施工者の技量や技術力に大きく依存しているのが現状である。

鋼橋の補修や補強の実作業では、架橋現場での既存構造物の詳細な実測調査から細部設計を経て工場製作へとつながる工程と現場での施工とを同時に進める必要がある。補修や補強工事の品質確保のためには、現場実測の精度とそれに基づいた竣工図面の修正、工場製作への実測データの反映が重要になる。また、補修や補強部材を設置する前には、局所的に腐食損傷した箇所をブラスト使用等による素地調整で取り除いた上で、下地処理や塗替え塗装による防錆処理を施す必要がある。また、架橋現場や既設部材間などの狭隘な場所での作業を強いられることから、大きな機器や重機が使えないケースも多く、実際の作業スペースを考慮した補強方法

の選定や施工計画の検討が非常に重要となる。よって、補修や補強工事に適用する部材は、その寸法や重さ、運搬計画などについて、調査・設計段階から検討しておくことが肝要である。新橋の架設工事であれば、100kg程度の部材重量は決して大きいとはいえないものの、補修や補強工事では人力での運搬や設置が主体となることから、2人で運搬できるのは70kg程度が限界とされ、100kgを超える補強部材の場合には運搬設備が必要となる。本研究において、補強材として提案した表6.3に示すアングル鋼（等辺山形鋼：L10×100×100）の場合、長さ1mあたり14.9kg/本であることから、1.36mあたりでは20.3kg/本となり、補強対象とするウェブの表側1本と裏側1本を人力で位置調整して、ボルト接合することが十分に可能である。

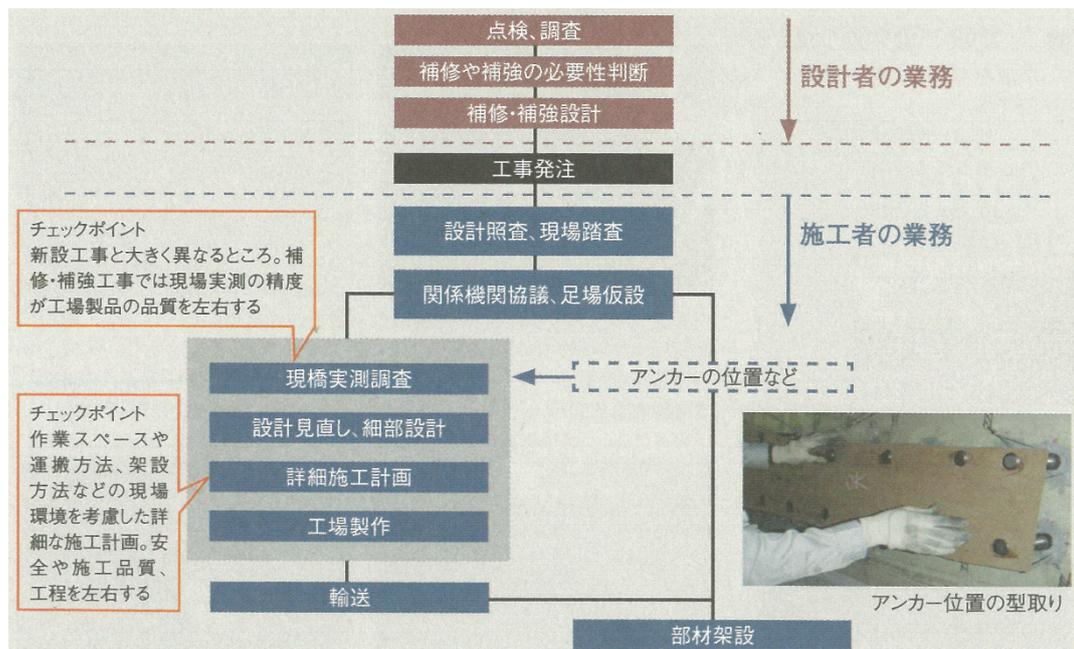


図 6.5 鋼橋の補修や補強の設計・施工段階における基本的な業務の流れ⁶⁻⁵⁾

6.3 結論

本研究では、古くから国内外に数多く存在する開床式（無道床式）の鋼製プレートガーダー鉄道橋における局部腐食に着目し、主桁本体の残存耐荷力低下に及ぼす影響がきわめて大きいと考えられる代表的な2タイプの腐食損傷現象（まくらぎ下の上フランジ腐食、支承部付近の構成部材腐食）を抽出して、維持管理分野における合理的かつ経済的な定量的評価法や補強法の提案ならびにそれらの手法に対する解析的検討・評価を実施した。結論として、本論文を総括すると、以下となる。

第1章では、本研究の背景と目的および本論文の構成について述べた。

第2章では、本研究に関連する鋼製桁の曲げ耐荷力やせん断（圧縮）耐荷力の評価や腐食損傷を有する桁の残存耐荷力の評価などに着目した既往の研究内容について整理した。また、維持管理分野における残存耐荷力評価や補強の現状についても述べた。

第3章では、まくらぎ直下の上フランジ上面に腐食減肉を有する鋼製プレートガーダー橋を対象に、維持管理分野の実務に適用可能な残存耐荷力の簡易評価法およびその妥当性について解析的に検証した。そこで得られた知見を以下に示す。

- 1) まくらぎ下腐食を有するプレートガーダーに純曲げが作用する場合の残存曲げ耐荷応力は、圧縮フランジ部のみを取り出して評価することが可能で、フランジ水平座屈応力はBaslerの提案式から求められ、フランジねじり座屈応力は本研究に示した評価式から求めることができる。
- 2) 上記1) で求めたフランジ水平座屈応力とフランジねじれ座屈応力のうち、小さい方が実際のプレートガーダーに生じる座屈様式に対応し、その座屈応力から残存曲げ耐荷力を算定することができる。
- 3) まくらぎ下腐食を有するプレートガーダーに局所荷重のみが作用する場合の残存終局耐荷力は、滝本らの提案式をさらに簡略化した式を用いて算定することができる。
- 4) 曲げと局所荷重の組合せ荷重を受けるプレートガーダーの残存耐荷力は、相互作用曲線を用いて評価することができる。
- 5) 曲げと局所荷重の組合せ荷重を受けるプレートガーダーのビームモデルを用いた弾塑性非線形FEM解析結果から、上記1)～4) に示した一連の簡易評価法を適用すれば、比較的精度よく、適切に残存耐荷力を評価できることを示せた。
- 6) 実際のまくらぎ下腐食を有するプレートガーダーにおいては、支間中央部付近に生じた最大減肉量（詳細計測する場合は“平均減肉量”）を計測し、その減肉量が支間中央部1箇所に生じたものとして、残存耐荷力を算定しておけば、他の腐食事例を網羅する評価とできることがわかった。
- 7) 過去に行われた載荷実験結果は、上記1)～4) を用いて算定した評価値とよく一致しており、概ね適切に評価していることがわかった。
- 8) 総じて、上記の簡易評価法は、維持管理分野における定量的評価ならびに判定手法として、十分に適用可能である。

第4章では、支承部付近に腐食損傷を有する鋼製プレートガーダー橋を対象に、支点部付近の各部材表面からの減肉量や部材接合部における剥離範囲をそれぞれ変化および組み合わせたパラメトリックスタディによって、残存耐荷力の評価や耐荷力低下傾向の把握を行った。そこで得られた知見を以下に示す。

- 1) 支承部付近に生じる局部腐食によるウェブのみの減肉は、垂直補剛材のみの減肉よりも耐荷力低下に、より大きな影響を及ぼした。
- 2) 支承部付近に腐食損傷が著しく進行した場合の崩壊形式として、ウェブならびに垂直補剛材の局部座屈に支配される現象によるものが考えられ、ウェブと垂直補剛材で構成される十字柱が双方ともに腐食減肉することで、支点反力を受け持つことができなくなり、比較的早い段階で桁端部に局部座屈をとまう圧縮破壊が発生した。そのため、双方と

もに減肉した場合には、垂直補剛材のみが減肉した場合と比べてもその耐荷力低下はさらに顕著にあらわれた。

- 3) ウェブと下フランジ間の接合部が腐食損傷により剥離した場合、その剥離が、支承中心からソールプレートが存在している範囲内にとどまる発生状態であれば、垂直補剛材と下フランジに対するウェブの斜め張力場としての応力伝達機構が一定程度まで有効に働くため、残存耐荷力が急激に低下することはなかった。
- 4) ウェブと下フランジ間の接合部が腐食損傷により剥離した場合、その剥離の伸展がソールプレートの範囲を超えるあたりから、ソールプレート端部上の下フランジ部に応力が集中して、急激にせん断変形を生じて耐荷力が低下した。
- 5) 支承部周辺の各部材が局部腐食により極端に減肉した状態で剥離が生じた場合には、剥離部近辺よりも先もしくはほぼ同時に、減肉箇所での局部座屈を引き起こすため、剥離伸展が耐荷力低下に及ぼす影響は比較的小さくなった。

第5章では、**第4章**で着目した支承部付近に腐食損傷を有するプレートガーダーの長寿命化に主眼を置いた、残存耐荷力回復のための補強法の提案およびそれらをモデル化した解析的な評価検討を実施の上、その有用性や実用性についても明らかにした。そこで得られた知見を以下に示す。

- 1) 支承部付近のウェブや垂直補剛材に極端な局部減肉が生じた場合、もしくは、それと同時にウェブと下フランジ間に剥離が生じた場合には、本研究で検討した4本のアングル鋼を用いた両側補強を施すことで、健全状態時相当の耐荷力レベルおよびそれ以上の変形性能レベルにまで、せん断耐荷力を回復させることができた。これらの4本のアングル鋼は、作用せん断力や軸力から生じる支承部直上での圧縮力をほぼ均等に負担するとともに、ウェブの減肉箇所を両側からのアングル鋼で挟みこむことで、面外変形を拘束する効果も発揮する。
- 2) 本補強工法を適用する場合、補修・補強対象の既存橋梁に対する健全度調査結果や架橋地点の状況に応じて、事前に補強材料や施工手順を計画・製作・準備でき、結果として、短時間での解析検討・評価ならびに現場作業を実施できる。

第6章では、本論文の**第3章**から**第5章**までの研究成果をもとに、維持管理分野における残存耐荷力評価や本研究成果の活用の観点からの総括を述べ、あわせて本研究で得られた知見についても総括した。

参考文献

- 6-1) 土木学会鋼構造委員会 鋼構造の残存耐荷性能評価と耐久性向上方策研究小委員会（委員長：野上邦栄）：腐食した湖構造物の耐久性照査マニュアル，土木学会，鋼構造シリーズ 18，2009

- 6-2) 土木学会構造工学委員会 沿岸環境における鋼・複合構造物の防食帯耐久性能評価に関する研究小委員会（委員長：渡邊英一）：海洋環境における鋼構造物の耐久・耐荷性能評価ガイドライン，土木学会，構造工学シリーズ 19，2009
- 6-3) 国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）鋼・合成構造物，H.19.1
- 6-4) 日経 BP 社 日経コンストラクション編：実践土木構造物メンテナンスの知恵，2012.12
- 6-5) 日経 BP 社 日経コンストラクション編：図解 維持・補修に強くなる，2014.4

謝 辞

本研究を進めるにあたり、広島大学、藤井堅名誉教授をはじめ、研究室の先生方からの終始変わらぬ懇切丁寧なご指導を賜り、心から深く感謝の意を表するとともに厚く御礼申し上げます。特に藤井名誉教授には、非常にご多忙の中、貴重な時間を割いていただき、本研究に関する様々な御助言を頂戴しながら、本研究に対する社会的意義や実務への活用法も数多く学ばせていただきました。

また、私自身が所属するパシフィックコンサルタンツ（株）には、本研究にかかわる全ての理解および貴重な機会をいただき、深く感謝申し上げます。

さらに、本研究を進める上で、土木構造工学研究室のドクター生や大学院生・学部生の皆様の暖かい御協力にも心から感謝致します。

最後に、多忙を極める日々の業務や長期の海外出張が重なる生活のなか、本研究にかかわる生活面での多大なフォローやバックアップなど、様々な面で私を支えてくれた家族（妻と子供）に心より感謝し、謝辞と致します。

平成 30 年 9 月 吉日

広島大学大学院 工学研究科

博士課程後期

社会基盤環境工学専攻

浅尾 尚之