

長年月を経た既存鉄骨造建物の耐震性能に関する研究

(A study on seismic performance of existing old steel buildings)

2012年3月

加藤 巨邦

- 目次 -

第1章 序論

- 1. 1 本研究の背景と目的 1-1
- 1. 2 本論文の構成 1-3

第2章 既存鉄骨造露出柱脚アンカーボルトの耐震補強に関する研究

- 2. 1 はじめに 2-1
- 2. 2 既存鉄骨造露出柱脚アンカーボルトの補強方法 2-5
 - 2. 2. 1 露出柱脚アンカーボルトの補強に対する考え方 2-5
 - 2. 2. 2 改良型補強の考え方 2-7
 - 2. 2. 3 改良型補強アンカーボルトの耐力と伸びの評価方法 2-10
- 2. 3 改良型補強アンカーボルトの引張試験 2-15
 - 2. 3. 1 はじめに 2-15
 - 2. 3. 2 実験計画 2-16
 - 2. 3. 3 実験結果及び考察 2-21
- 2. 4 実大露出柱脚による改良型補強アンカーボルトの載荷試験 2-27
 - 2. 4. 1 はじめに 2-27
 - 2. 4. 2 実験計画 2-28
 - 2. 4. 3 実験結果及び考察 2-37
- 2. 5 現場補強の施工性確認試験 2-42
 - 2. 5. 1 はじめに 2-42
 - 2. 5. 2 試験計画 2-43
 - 2. 5. 3 試験結果及び考察 2-46
 - 2. 5. 4 現場施工で補強を施したアンカーボルトの引張試験計画 2-49
 - 2. 5. 5 引張試験結果及び考察 2-50
- 2. 6 アンカーボルトの補強設計 2-53
 - 2. 6. 1 はじめに 2-53
 - 2. 6. 2 実用的な補強の可能性 2-53
 - 2. 6. 3 補強したアンカーボルトの伸び能力 2-59
- 2. 7 まとめ 2-61

第3章 腐食した鉄骨部材の残存耐力・塑性変形能力に関する研究

- 3. 1 はじめに 3-1

目次

3. 2	腐食部材を採取した建物概要と腐食材の概要	3-3
3. 2. 1	はじめに	3-3
3. 2. 2	建物の概要と腐食状況の概要	3-4
3. 2. 3	筋かい接合部の腐食状況の概要	3-6
3. 2. 4	実験に用いた腐食材の概要	3-8
3. 3	全体的に腐食した部材の最大耐力と変形性能	3-11
3. 3. 1	はじめに	3-11
3. 3. 2	腐食平板の概要と板厚の計測	3-11
3. 3. 3	試験体及び実験の概要	3-21
3. 3. 4	腐食部材の耐力と変形量の推定	3-22
3. 3. 5	実験結果と計算値の比較及び考察	3-23
3. 3. 6	板厚変動係数と伸び低下率の関係	3-25
3. 4	全体的に腐食した筋かい接合部の最大耐力	3-26
3. 4. 1	はじめに	3-26
3. 4. 2	試験体に用いた腐食平板の概要と板厚の計測	3-27
3. 4. 3	試験体の概要	3-29
3. 4. 4	実験の概要	3-33
3. 4. 5	腐食した高力ボルト摩擦接合部の最大耐力の評価	3-34
3. 4. 6	実験結果	3-45
3. 4. 7	実験結果と計算値の比較及び考察	3-48
3. 5	部分的に腐食した筋かい接合部の最大耐力	3-49
3. 5. 1	はじめに	3-49
3. 5. 2	試験体及び実験の概要	3-50
3. 5. 3	腐食した筋かい接合部における破断耐力の評価	3-54
3. 5. 4	評価式による破断耐力の算出	3-56
3. 5. 5	実験結果及び考察	3-57
3. 6	まとめ	3-58
第4章	結論	4-1

本論に関係する査読付き論文、発表論文等の一覧

謝辞

第1章

序論

1. 1 本研究の背景と目的

2011年3月11日14時46分、宮城県男鹿半島沖の海底を震源とする、未曾有の大地震、東北地方太平洋沖地震（東日本大震災）が発生した。本地震は、日本の観測史上最大規模であるM9.0を記録した海洋型の巨大地震で、震源域は、岩手県沖から茨城県沖までの南北約500km、東西約200kmの広範囲に及んだ。この地震によって、大津波が発生し、東北地方から関東地方の太平洋沿岸部に壊滅的な被害をもたらした。また、大津波以外にも、地震の揺れや液状化現象、地盤沈下、ダムの決壊などによって、東北から関東の広大な範囲で被害が発生した。平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震（阪神・淡路大震災）以降、日本列島には比較的大きな地震が頻繁に発生していることから、今まで以上に、既存建物の耐震化に関心が高まってきている。

阪神・淡路大震災では、住宅・建築物の倒壊等による圧死で多数の尊い命が奪われた。この教訓を踏まえて、平成7年12月に、建築物の耐震改修の促進に関する法律（いわゆる、耐震改修促進法）が施行され、その後、平成17年6月に、平成27年度までに住宅及び特定建築物の耐震化率を、現状の75%から少なくとも9割にするという目標が定められ、このことを踏まえて、平成17年11月に耐震改修促進法の一部が改正（平成18年1月施行）された。このことより、現在も引き続き、主として、1981年以前の“旧耐震基準”の既存建物に対して、耐震診断・耐震改修が鋭意進められている。その内、鋼構造物においては、災害時の避難場所となる屋内体育館や、避難者等の通行を確保すべき道路沿いに建つ建物などを中心に、耐震診断・耐震改修が実施されている。そこで、既存鉄骨造建物の耐震補強工法に関しては、適材適所の補強を行うためにも、補強工法のメニューを増やしておくことは重要である。

また、社会環境の変化に伴って、我が国の建設環境も、スクラップ・アンド・ビルドの時代からストック有効活用の時代へと大きく変わってきている。そのような中、構造物における長寿命化・延命化に対する関心が高まってきている^{1)・2)}。新築の建築物とは異なり、既存建物の長寿命化・延命化を計るためには、建設当時の材料・設計・施工技術に基づく耐震性能を把握しながら、経年変化した現状での耐震性能も把握しなければいけない。更に、上記に示したように、旧耐震基準の建物に対しては、耐震補強が必要不可欠な要件となるものと考えられる。

そのような中、既存鉄骨造建築物においては、一般的に、既存鉄骨造建築物の耐震診断及び耐震改修指針³⁾（以下、耐震診断・改修指針と呼ぶ）を用いて、耐震診断・耐震改修が進められている。しかしながら、耐震診断・改修指針では、ごく標準的な状態につい

第1章

て規定されているにすぎず、現段階では、以下に示すような数多くの解決すべき問題が山積みしている。

(1) 耐震診断上の課題

- 1) 部分的な溶接欠陥を有する柱梁接合部の耐力及び変形性能の評価
- 2) 保有耐力横補剛を満足していない大梁の変形性能の評価
- 3) 軽量形鋼を用いた組み立て梁又は柱の終局耐力及び変形性能の評価
- 4) 過大孔を有するボルト及び高力ボルト接合部の耐力評価
- 5) 露出柱脚アンカーボルトの変形性能の評価
- 6) 腐食した部材又は腐食した接合部の耐力及び変形性能の評価
- 7) 大スパン屋根架構における水平力伝達のための部材剛性及び耐力の評価
- 8) 靱性指標のきめ細かな設定

(2) 耐震改修上の課題

- 1) 柱梁接合部（特にスラブ付梁）における現場での簡便な補強工法の開発
- 2) 露出柱脚部の耐力及び変形性能を向上させるための補強工法の開発
- 3) 現場で火を使わない（溶接を用いない）補強方法の開発
- 4) 大スパン屋根架構などにおける高所作業に適した補強工法の開発

上記のように、現段階で考えられる問題点や課題は多岐にわたっている状況の中、本論文では、以下の2点を取り上げて研究を行った。

[1] ねじ部で早期に破断する既存鉄骨造露出柱脚アンカーボルトの変形性能の向上 (アンカーボルトの改良型補強方法の提案及びその有効性の確認)

兵庫県南部地震により、既存建物の露出柱脚に用いられているアンカーボルトは、ねじ部で早期破断する可能性が高いことが顕在化した。その後、本地震の発生を受けて制定された耐震改修促進法に基づいて、現在も引き続き、旧耐震基準の建物に対して、耐震診断・耐震改修が行われているが、その際、一般的に用いられている、耐震診断・改修指針においては、ねじ部で早期に破断する可能性があるアンカーボルトが用いられている露出柱脚の靱性指標（F値）は、最小値である、 $F=1.0$ が割り当てられている。本研究では、このようなアンカーボルトに対して、変形性能を向上させる補強方法を提案し、靱性指標を $F=3.0$ に向上させることを目的としている。

[2] 腐食した部材及び接合部における残存耐力及び塑性変形能力の確認 (腐食材の耐震性能の確認と耐力評価式の提示及びその妥当性の確認)

現在、耐震診断・改修指針においては、耐震診断を行う際には、構造体の実態調査を行うことになっており、実態調査を行う際の調査部位と内容の1つに、部材、接合部の発錆

状況の確認が求められている。そして、構造耐力上主要な部材およびその接合部に著しい腐食が認められ、断面欠損が10%以上ある場合には、その建築物は、耐震診断の対象外とされている。しかしながら、限定された腐食状況であれば、腐食による断面欠損が10%以上ある場合でも、耐震診断の対象内と考えてもよいケースも存在するのではないかと考えられる。本研究では、腐食した筋かいやその接合部を想定し、残存耐力や塑性変形性能を評価するための基礎的研究を行う。これが直ちに耐震診断・改修指針に取り入れられるということではないが、いずれは、耐震診断の対象範囲を、少しでも広げることにつながるものと期待される。

1. 2 本論文の構成

本論文は、第1章の序論を含めて、全4章により構成されており、第2章以降の概要は、以下のように要約される。

第2章では、“既存鉄骨造露出柱脚アンカーボルトの耐震補強に関する研究”として、既存鉄骨造露出柱脚においてねじ部で早期に破断するアンカーボルトに対して、補強のためにアンカーボルト頂部から高強度ボルトを埋め込むが、従来型補強⁴⁾では、ねじ部長さが長くなった場合には、想定していたよりも比較的早期に破断が生じ、耐力及び伸び量ともに、想定していた値よりも低い値となり、補強効果の低下が見受けられた。そこで、本論では、アンカーボルト頂部と高強度ボルト頭部下端の間に隙間を設けることによって両ボルトの変形性能を改善し、アンカーボルトねじ部が長い場合でも、補強後のアンカーボルトの耐力と変形性能を向上させる改良型補強を提案し、本改良型補強の有効性について、実験により確認を行うとともに、本改良型補強を施したアンカーボルトの耐力及び伸び量の評価方法を示し、その評価式の妥当性についても示す。また、アンカーボルトの補強設計を行うための目標を定め、その目標に従って、実用的な補強の可能性と推奨し得る補強の組合せを示し、推奨し得る仕様で補強されたアンカーボルトの伸び能力は、露出柱脚に必要とされている伸び能力を満足していることを示す。

第3章では、“腐食した鉄骨部材の残存耐力・塑性変形能力に関する研究”として、1971年に建設され2004年に解体されるまでの約33年間、長年月にわたり、実際に使用されていた建築物から腐食した鉄骨部材を切り出し、腐食した筋かいを念頭に、以下の3点に着目して試験体を製作し、各々の腐食材に対する残存耐力及び塑性変形性能について、実験及び解析により確認を行う。また、腐食材の耐力評価式を示し、その妥当性の確認を行う。

- (1) 全体的に腐食した部材（筋かい軸部等）の最大耐力と変形性能
- (2) 全体的に腐食した筋かい接合部の外抜け破断又は端抜け破断時の最大耐力
- (3) 部分的に腐食した筋かい接合部の軸部破断時の最大耐力

第4章の結論では、前章までに得られた研究成果を要約し、本研究の総括を行う。

第1章

・参考文献：

- 1) 日本建築学会中国支部構造委員会 日本鉄鋼連盟中国地区サブネットワーク既存鉄骨建物の耐震性小委員会，シンポジウム「既存鉄骨建物の耐震性を考える」，配布報告書，2009.11
- 2) 日本鋼構造協会，鋼構造物における長寿命化・延命化技術の現状と課題，JSSC テクニカルレポート No.88，2009.11
- 3) 日本建築防災協会：耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説（1996），1996年9月
- 4) 村上幸：既存鉄骨造屋内運動場の耐震性調査と露出柱脚アンカーボルトの耐震補強に関する研究，広島大学大学院 博士学位論文，第4章，pp.41～98，2009.3

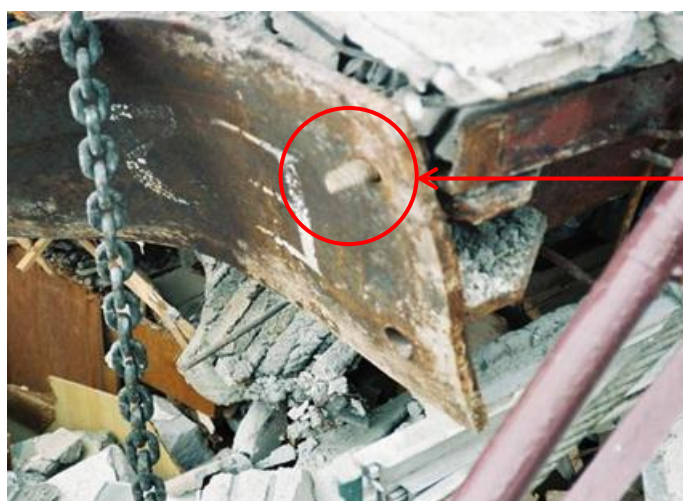
第2章

既存鉄骨造露出柱脚アンカーボルトの耐震補強に関する研究

2. 1 はじめに

1995年1月に発生した兵庫県南部地震（阪神・淡路大震災）では、鉄骨造建物の柱脚部で多数の被害が発生し、建物が倒壊するという事例が多く見受けられた¹⁾。

日本建築学会近畿支部が取り纏めた被害調査報告書²⁾によると、この被害が発生した柱脚部の大半は、露出形式の柱脚部と考えられ、更に、そのほとんどが、アンカーボルトねじ部での早期破断によるものと思われる。また、早期破断したアンカーボルトの損傷は、建設時期の古いものから新しいものまで多岐にわたっていたが、どちらかという、建設時期の古いものが多かったようである。



アンカーボルトの
ねじ部での破断

写真 2. 1. 1 アンカーボルトねじ部での破断状況

ここで、建設時期が古い建物において、アンカーボルトねじ部で早期破断が発生したことについては、以下のことが考えられる。

兵庫県南部地震が発生するまでは、アンカーボルトのねじ部における規定がなかったため、ねじ部の加工においては、一般的には、ねじ部有効断面積の低下は少ないが製作コストが高価な“転造加工”は用いずに、ねじ部有効断面積の低下は大きい安価な“切削加工”が用いられていた。更に、ねじ部の形状についても特に規定がなかったため、当時では標準的な形状であった“並目ねじ”が用いられていた。そのため、当時のアンカーボルトねじ部（切削加工による並目ねじ形状のねじ部）の有効断面積は、軸部の断面積の75%以下にまで低下している状態であった。

当時、アンカーボルトに用いられていた鋼材の素材には、一般的には、400N 級鋼材である旧 SS41 や、丸鋼の鉄筋：SR24 等が使用されていた。これらの素材に関しては、JIS 規格においても、降伏点又は引張強さの下限値は規定されていたが、降伏比は明確に規定されていなかった。そのため、一般的には、現在使用されている 400N 級鋼材よりも、比較的、降伏比が高い素材が用いられていたと考えられる。

従って、当時、使用されていたアンカーボルトの変形特性としては、加工されていたねじ形状と使用されていた鋼材により、まずは、断面積が小さいねじ部が先行して降伏し、その後、降伏したねじ部のひずみ硬化によって耐力が上昇するが、その上昇分を見込んで、軸部が降伏する耐力まで上昇しないため、結果的には、十分な伸び量が得られないまま、ねじ部において早期に破断する可能性を有するものが多くあったと推定される。

露出柱脚に用いられるアンカーボルトに関しては、この兵庫県南部地震の被害を契機にして、(社)日本鋼構造協会により、建築物の露出柱脚に使用する適正な伸び能力のあるアンカーボルトとして、2000 年 6 月に、「JSS II 13 建築構造用転造ねじアンカーボルト・ナット・座金のセット」及び「JSS II 14 建築構造用切削ねじアンカーボルト・ナット・座金のセット」の製品規格が制定された。その後、2004 年 3 月に、これらの規格が改定され、公差の幅、ねじ形状、降伏比の上限値などの変更により、製品規格と耐震性がより明確になった。そこで、上記の改定後は、新規に設計される鉄骨造建物においては、積極的に、本 JSS 規格のアンカーボルトが用いられるようになった。特に、2007 年 6 月の法改正に伴って発行された、建築物の構造関係技術基準解説書においては、露出型柱脚を使った建築物の耐震設計法が示されており³⁾、その設計法においては、アンカーボルトの伸び能力が無い場合、柱脚の保有耐力接合の判定においては、柱脚の降伏曲げ耐力は、アンカーボルトねじ部の降伏によって決まる値を用いなければならないことが示されている。そのため、柱脚の保有耐力接合は満足しない場合が多くなり、結果的には、ペナルティが課せられた設計（1 階の柱及び梁の部材郡の種別を“D”として、Ds 値を割り増した必要保有水平耐力により設計）をしなければいけないことになる。このようなことにより、現在の新規物件においては、大半の物件において、上記の JSS 規格のアンカーボルトが用いられており、露出柱脚のアンカーボルトにおいては、ねじ部での早期破断が防止されている状態の設計となっている。このことより、上記の JSS 規格の改定以前の建物においては、その建物の柱脚部に使用されているアンカーボルトは、伸び能力が乏しいアンカーボルトが使用されている可能性が高いと考えられる。

また、1995 年 12 月に施行された「建築物の耐震改修の促進に関する法律（いわゆる、耐震改修促進法）」の制定を受けて、本法律の施行後から現在においても、主として、1981 年以前の“旧耐震基準”の建物に対して、耐震診断及び耐震改修が施されている。その際、既存鉄骨造建物に対して、一般的によく用いられている、既存鉄骨造建築物の耐震診断及び耐震改修指針⁴⁾によると、既存鉄骨造建築物に使用されていて、ねじ部で早期破断する可能性があるアンカーボルトに対しては、以下のような厳しい取り扱いとなっている。本指針によると、露出柱脚の靱性指標（F 値）に関しては、表 2.1.1 のように定められている。この表は、以下のような分類になっていることが分かる。

露出柱脚の靱性指標（F 値）は、地中梁が存在しない独立基礎の場合などに適用される“基礎の回転”を除くと、まずは、保有耐力接合の場合（ $F=4.0$ ）と、非保有耐力接合の場合に分けられる。そして、非保有耐力接合のうち、アンカーボルトが軸部降伏する場合は、 $F=3.0$ であるが、それ以外は、F 値の最小値である、 $F=1.0$ が割り当てられている。即ち、アンカーボルトの軸部が降伏する以前に、アンカーボルトのねじ部で破断するような露出柱脚部においては、塑性変形能力（即ち、伸び能力）が乏しい柱脚部であると判断されて、“その他”に分類され、F 値の最小値である、 $F=1.0$ の靱性指標が割り当てられているという、厳しい状態となっている。

表 2.1.1 露出柱脚の靱性指標

柱脚形式	保有耐力接合 (完全固定)	非保有耐力接合		基礎の回転
		アンカーボルト 軸部降伏	その他	
露出	4.0	3.0	1.0	1.8

そこで、第2章では、このようなねじ部で早期破断する可能性があるアンカーボルトに対して、変形性能を向上させる補強方法を提案し、アンカーボルトに補強を施した露出柱脚における靱性指標を増大させることを目的としている。

上記のように、早期破断が生じると思われる、既存鉄骨造建物の露出柱脚に使用されているアンカーボルトに対しては、村上ら^{5)・6)}によって、アンカーボルトねじ部に補強を施し、ねじ部での早期破断を防止して、アンカーボルトの変形性能を向上させるという補強方法が提案されている。しかしながら、村上らの研究では、アンカーボルトのねじ部長さが、実際によく用いられている形状の、ねじ部長さ：100mm と長くなった場合には、想定していたよりも比較的早期に破断が生じ、耐力及び伸び量ともに、想定していた値よりも低い値となり、補強効果の低下が見受けられた。

そこで、第2章においては、上記のことを踏まえて、ねじ部長さが長い場合においても、変形性能が向上する改良型の補強方法を提案する。そして、本改良型補強の有効性について、実験により確認を行うとともに、本改良型補強を施したアンカーボルトの耐力及び伸び量の評価方法を示し、その評価式の妥当性を確認する。また、アンカーボルトの補強設計を行うための目標を定め、その目標に従って、実用的な補強の可能性と推奨し得る補強の組合せを示し、推奨し得る仕様で補強されたアンカーボルトの伸び能力は、露出柱脚に必要とされている伸び能力を満足していることを示す。

第2章

ここで、第2章における補強を施すアンカーボルトの伸び性能の改善目標については、上記の JSS 規格のうち、“JSS II 14 建築構造用切削ねじアンカーボルト”⁷⁾を参照にして、以下のように定めることとする。

本論で参照した JSS 規格（JSS II 14）では、アンカーボルトに使用する素材を限定した上で、素材の降伏比の上限値を定め、更には、切削ねじ部のねじ形状を以下のように定めている。

- 1) 素材：SNR400B 材及び SNR490B 材
- 2) 降伏比の上限値：75%
- 3) 切削ねじ部のねじ形状：細目ねじ

その結果、アンカーボルトねじ部が降伏した後、ひずみ硬化による耐力上昇によって、アンカーボルト軸部降伏後も 12%以上の耐力上昇が発生した後で、アンカーボルトが破断することを保証している。そして、この耐力上昇によって、必要な伸び量（3%以上）が確保できることとしている。

従って、第2章においても、このことを踏まえて、本改良型補強を施すアンカーボルトの伸び性能については、基本的に、上記の JSS 規格（JSS II 14）で保証している伸び性能（軸ひずみで 3%以上）を目標に進めることとする。

2. 2 既存鉄骨造露出柱脚アンカーボルトの補強方法

2. 2. 1 露出柱脚アンカーボルトの補強に対する考え方

本研究で提案している露出柱脚アンカーボルトの補強方法は、2. 1 節でも述べたように、アンカーボルトのねじ部で早期破断することを防止し、アンカーボルトの塑性変形能力を向上させるという補強方法である。

本補強方法の概要については、「ねじ部で早期破断するアンカーボルトにおいては、アンカーボルトねじ部の断面積は、軸部の断面積に対して、約 75%に低下している状態となっているため、その断面積が低下しているねじ部分において、中心部分の鋼材の一部を、高強度の鋼材に置き換えることによって、ねじ部における破断耐力を上昇させ、ねじ部での早期破断を防止する。」というものである。

本補強の具体的な方法は、現場で補強加工を施すことも考慮して、以下のような補強方法としている。即ち、

「アンカーボルトの頭部中心からドリル等で孔を明けて、ねじ部分の長さ以上に穿孔し、その孔の先端付近に雌ねじを切り、その中に高強度ボルトを埋め込んで、断面積が低下しているアンカーボルトねじ部の補強を行う。」というものである。

アンカーボルトの補強概念図を、図 2. 2. 1 に示す。

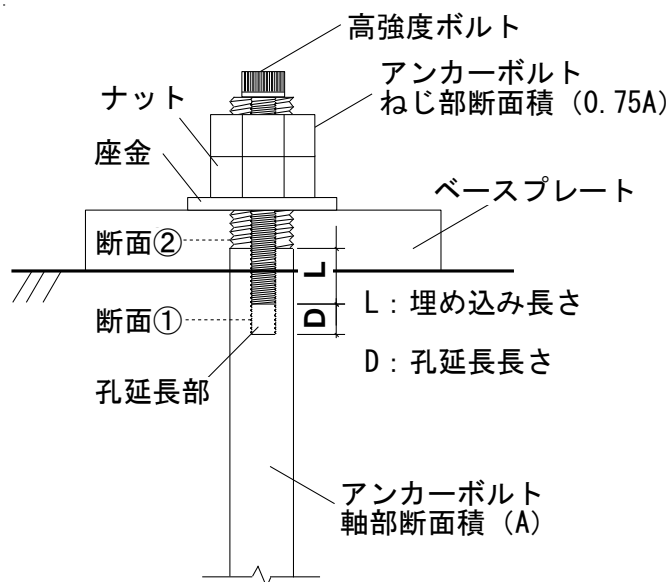


図 2. 2. 1 アンカーボルトの補強概念図

上記のような補強を行うことにより、ねじ部での早期破断は解消されることになるが、最終的な破断は、アンカーボルトと高強度ボルトの各々のボルトの断面積と素材特性により、概念図に示すような、断面①又は断面②で破断することになる。

ここで、破断面の“断面①”とは、“孔延長部”と呼んでいる箇所断面のことである。本補強方法は、高強度ボルトを埋め込むために下孔を明けることになるが、その際には、埋め込む高強度ボルトの長さよりも少し長めに明けることになる。そのため、この断面位置は、アンカーボルトの軸部中心部分に孔が明いている状態となっている。従って、この断面位置は、アンカーボルト軸部の全断面積に対する破断耐力よりも、耐力が低くなるため、最終的な破断位置となり得る箇所である。但し、断面①の断面積は、補強前のアンカーボルトねじ部の断面積（ $0.75A$ ）よりも大きくなるように設定しているため、補強前のアンカーボルトねじ部の破断耐力と比べても、この断面の耐力が低下している状態にはなっていない。

また、破断面の“断面②”とは、元々のアンカーボルトねじ部の断面と、埋め込んだ高強度ボルトねじ部の断面とが、組み合わせられる箇所断面のことである。本補強方法は、高強度ボルトを埋め込むことで、アンカーボルトねじ部での早期破断は防止されることになるが、補強後の各々のボルトのねじ部断面積と素材特性により、結果的に、この断面位置は、アンカーボルト軸部の全断面積に対する破断耐力よりも、耐力が低くなるため、最終的な破断位置となり得る箇所である。

村上らの研究では^{5)・6)}、ねじ部長さが 60mm のアンカーボルトに対して、上記の補強方法を適用し、補強を施したアンカーボルト単体の試験体により、引張試験、引き抜き試験、せん断試験を行い、本補強方法は、アンカーボルトねじ部の補強に有効であることを確認してきた。しかしながら、アンカーボルトのねじ部の長さが、実際によく用いられている 100mm と長くなった場合には、断面②において、想定していたよりも比較的早期に破断が生じ、耐力及び伸び量ともに、想定していた値よりも低い値となり、補強効果の低下が見受けられた。即ち、上記の実験（アンカーボルトのねじ部長さが 100mm の場合）においては、埋め込んだ高強度ボルトが先行して比較的早期に破断し、その後、すぐに、アンカーボルトねじ部が破断するという、今までには、ほとんど現れなかった現象が観察された。そこで、2.2節では、上記のことを踏まえて、改良型の補強方法を提案するとともに、本改良型補強の耐力及び伸び量の評価方法についても示すこととする。

2. 2. 2 改良型補強の考え方

2. 2. 1にも示したように、アンカーボルトのねじ部長さが100mmと長くなった場合には、今までの補強方法では、補強を施したアンカーボルトの一部に、十分な伸び性能及び耐力上昇が得られない状態で、破断してしまうものが見られた。また、その際には、アンカーボルトに埋め込んだ高強度ボルトが、アンカーボルトよりも、先行して、早期に破断してしまった。

このような現象が起こった理由については、以下のようなことが考えられた。

従来の補強方法では、ねじ部頂部と高強度ボルト頭部下端が接触しているため、载荷の初期段階から、アンカーボルトねじ部の伸び量と高強度ボルトの伸び量が同じとなる。その際、高強度ボルトの素材は、降伏比が極めて高いため、破断耐力に達するまでの伸び量が極めて小さい。そのために、アンカーボルト素材の降伏後の伸び量には追従できず、十分な伸びが得られる前に、高強度ボルトが先行して、比較的早期に、破断することになったものと考えられる。

そこで、このような高強度ボルトの早期破断を避けるために、以下のような考え方に基づいて改良を施し、改良型補強アンカーボルトを考案した。

図2. 2. 2に示すように、载荷の初期段階では、アンカーボルト（ねじ部）だけに応力が作用して、ある程度の伸びが発生した後で、高強度ボルトにも応力が作用するような状態を作れば、伸び性能に差がある2つのボルトが、ほぼ同時に最大耐力に達することになり、その結果、補強を施したアンカーボルトには、十分な伸び性能及び耐力上昇が得られる状態になると考えられる。

上記のような状態を作るために、本研究では、図2. 2. 3に示すように、高強度ボルトを埋め込む際に、アンカーボルト頂部と高強度ボルト頭部下端の間に、約5mmの隙間を空けた状態で、高強度ボルトをセットすることを考える。

本改良型補強方法によって補強された、アンカーボルトの補強概念図を、図2. 2. 4に示す。

ここで、隙間を5mmと設定した理由は、下記による。

村上らの実験⁵⁾・⁶⁾によると、従来型補強の実験と比較するために行った、無補強のアンカーボルト（ねじ部長さ：60mm）の引張試験においては、ねじ部の伸びが5mmを超えたあたりで最大耐力となり、その後も更に10mm程度伸びて、破断に至った。本論では、ねじ部長さとして100mm程度を想定していることから、ねじ部が少なくとも5mm以上伸びるまでは最大耐力に達しないものと考えて、隙間を5mmと設定した。

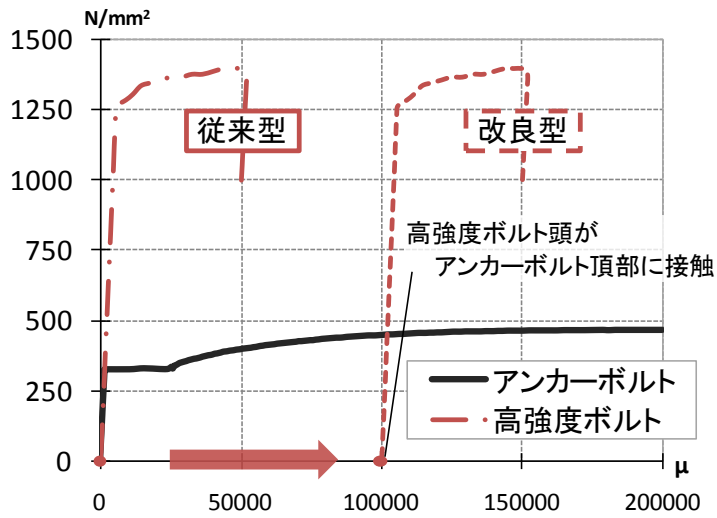


図 2. 2. 2 両ボルトの応力-ひずみの関係

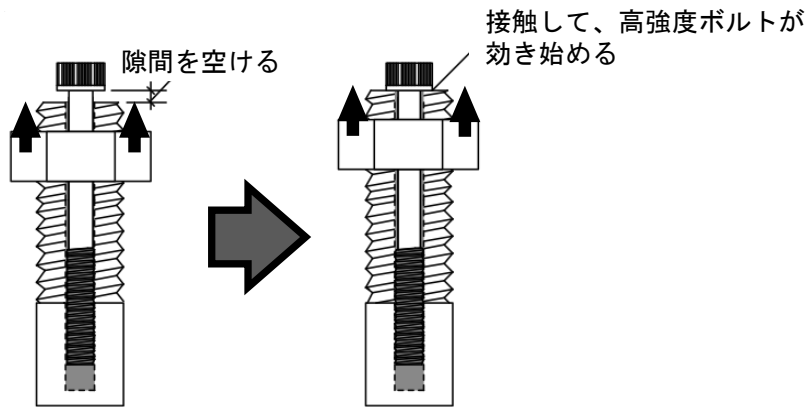


図 2. 2. 3 高強度ボルトの早期破断対策

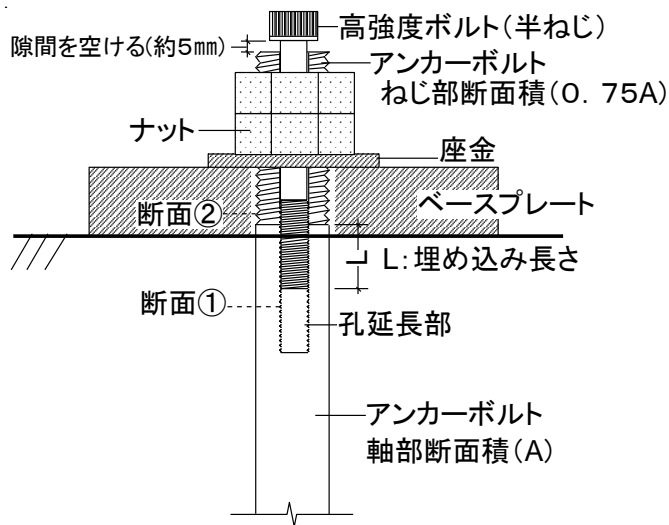


図 2. 2. 4 改良型補強アンカーボルトの概念図

また、アンカーボルトに補強を施す手順を、図2.2.5に示す。

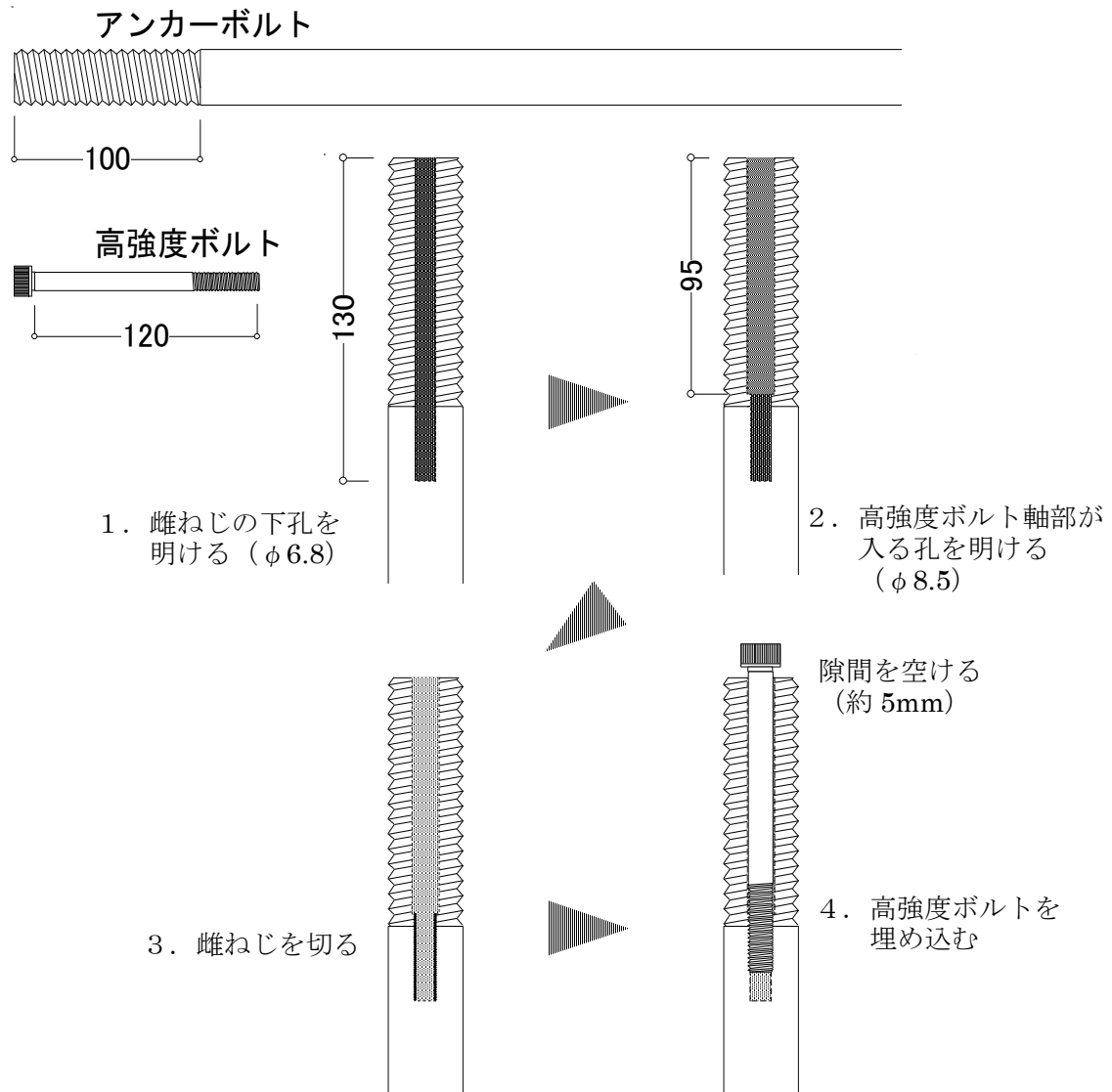


図2.2.5 アンカーボルトへの補強手順の概念図
(高強度ボルト：M8の場合)

2. 2. 3 改良型補強アンカーボルトの耐力と伸びの評価方法

ここでは、本論で提案した改良型補強アンカーボルトにおける、耐力と伸び量の評価方法について述べる。

(1) 改良型補強アンカーボルトの耐力について

改良型補強アンカーボルトの耐力については、以下のような式で評価することができる。

改良型補強は、従来型と比べると、アンカーボルト頂部と高強度ボルト頭部下端の間に約 5mm の隙間を設けて、両ボルトの変形性能を改善しただけのため、想定される破断面と、その破断面における最大耐力の評価方法は、従来型と変わらないものと考えられる。以下に、想定される破断面（断面①、断面②）における耐力評価式を示す。

1) 断面①で破断する場合の耐力評価式

アンカーボルト軸部が降伏後に、断面①で破断する場合の条件を式で表すと、近似的に、以下ようになる。

$$(A - \pi \cdot r^2) \cdot \sigma_u \geq A \cdot \sigma_y$$

ここで、上記の大小関係を満足した上で、断面①で破断する場合を考える。この破断時のアンカーボルトの軸部応力を $\sigma = \alpha \cdot \sigma_y$ で表すと、断面①の引張耐力は、この軸部応力： σ とアンカーボルト軸部の断面積： A との積ということになる。即ち、以下の式で表される。

$$(A - \pi \cdot r^2) \cdot \sigma_u = A \cdot \alpha \cdot \sigma_y$$

これより、断面①で破断する場合の α は、(2.2.1) 式となる。

$$\alpha = (1 - \beta^2) / YR \quad \dots (2.2.1)$$

2) 断面②で破断する場合の耐力評価式

1) と同様に考えて、アンカーボルト軸部が降伏した後に、断面②で破断する場合の条件を式で表すと、近似的に、以下ようになる。

$$0.74 \cdot \pi \cdot r^2 \cdot \sigma_u' + (0.75 \cdot A - \pi \cdot r^2) \cdot \sigma_u \geq A \cdot \sigma_y$$

ここで、上記の大小関係を満足した上で、断面②で破断する場合を考える。この破断時のアンカーボルトの軸部応力を $\sigma = \alpha \cdot \sigma_y$ で表すと、断面②の引張耐力は、この軸部応力： σ とアンカーボルト軸部の断面積： A との積ということになる。即ち、以下の式で表される。

$$0.74 \cdot \pi \cdot r^2 \cdot \sigma_{u'} + (0.75 \cdot A - \pi \cdot r^2) \cdot \sigma_u = A \cdot \alpha \cdot \sigma_y$$

これより、断面②で破断する場合の α は、(2.2.2) 式となる。

$$\alpha = [\beta^2 \cdot (0.74 \cdot \sigma_{u'} / \sigma_u - 1) + 0.75] / YR \quad \dots (2.2.2)$$

ここで、

- A : アンカーボルトの軸部断面積 ($= \pi R^2$)
- σ_y : アンカーボルト素材の降伏点
- σ_u : アンカーボルト素材の引張強さ
- YR : アンカーボルト素材の降伏比 ($= \sigma_y / \sigma_u$)
- $\sigma_{u'}$: 高強度ボルト素材の引張強さ
- R : アンカーボルトの軸部半径
- r : 高強度ボルトの軸部半径
- β : 両ボルトの軸部半径の比率 ($= r / R$)

(2.2.2) 式中の係数である“0.74”及び“0.75”の値は、それぞれ、高強度ボルト及びアンカーボルトにおける、“ねじ部断面積／軸部断面積”の近似的割合である。

破断面は、(2.2.1) 式、(2.2.2) 式の内、小さい方の α を与える断面となり、破断時の最大耐力は、そのときの α より求まる値となる。

(2) 改良型補強アンカーボルトの伸び量について

改良型補強アンカーボルトの伸び量については、以下のような考え方で評価を行う。

改良型補強は、従来型と比べると、アンカーボルト頂部と高強度ボルト頭部下端の間に約 5mm の隙間を設けているため、改良型補強アンカーボルトの伸び量については、この隙間量と、アンカーボルト素材の特性から求められる伸び量との両方を用いて、以下のような評価方法とする。

まずは、アンカーボルトに伸びが生じる部分を、図 2.2.6 に示すように、3 つに分けて、それぞれの伸び量を考えることにする。

- L 1 : アンカーボルトねじ部
- L 2 : アンカーボルト軸部における、孔延長部
- L 3 : アンカーボルト軸部

ここで、上記の 3 つの部分における伸び量を、 $\delta 1$ 、 $\delta 2$ 、 $\delta 3$ とすると、改良型補強アンカーボルトの全伸び量： δ は、 $\delta 1$ 、 $\delta 2$ 、 $\delta 3$ の和となる。

即ち、
$$\delta = \delta 1 + \delta 2 + \delta 3 \quad \dots (2.2.3)$$

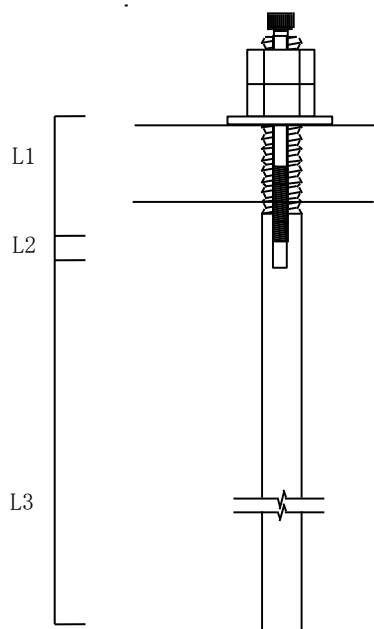


図 2.2.6 アンカーボルトの伸び量を考える各区間

次に、上記の伸び量の評価については、耐力の評価と同様に、破断面が①の場合と②の場合に分けて、以下のように考えることとする。

1) 断面①で破断する場合の伸び量の評価式

各部分の伸び量は、以下のように評価する。

①ねじ部の伸び量： $\delta 1$ について

アンカーボルトねじ部の伸び量については明確には分からないが、本改良型においては、アンカーボルト頂部と高強度ボルト頭部下端の間に隙間を空けたため、この隙間間隔の5mmについては、ねじ部の伸びとして確実に期待することができると考えられる。従って、安全側の評価として、 $\delta 1$ は、この隙間量の5mmと設定する。尚、従来型では、安全側の設定として、 $\delta 1$ は、0mmとしている。

②孔延長部の伸び量： $\delta 2$ について

断面①で破断する際には、孔延長部の素材の応力は、ほぼ全長にわたって、引張強さ程度の応力に達しているものと考えられる。そこで、孔延長部の伸び量については、アンカーボルトの素材試験の結果より得られた、素材の引張強さ時のひずみ： ϵu （ここでは、 $\epsilon u = 20\%$ と仮定）に、孔延長部の長さ： $L 2$ を乗じて求めることとする。（（2.2.5）式参照）

③軸部の伸び量： $\delta 3$ について

断面①で破断する場合、軸部の応力は、前記の耐力評価式（2.2.1）式から求まる α 値に σy を掛けた値となる。そこで、軸部の伸び量については、図2.2.7に示すように、アンカーボルトの素材試験から得られた $\sigma - \epsilon$ 関係より、 $\alpha \cdot \sigma y$ に対応するひずみ： $\epsilon 3$ を求め、そのひずみに、軸部長さ： $L 3$ を乗じて求めることとする。（（2.2.6）式参照）

従って、各部分の伸び量は、以下ようになる。

$$\delta 1 = 5 \quad \dots (2.2.4)$$

$$\delta 2 = \epsilon u \times L 2 \quad \dots (2.2.5)$$

$$\delta 3 = \epsilon 3 \times L 3 \quad \dots (2.2.6)$$

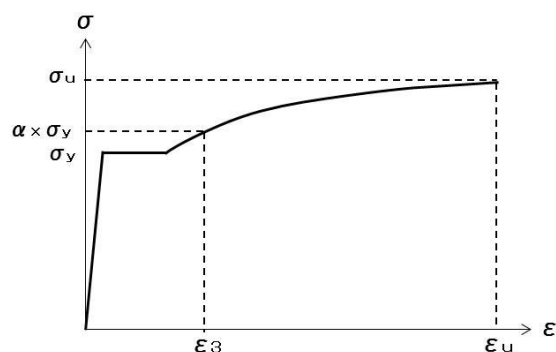


図2.2.7 伸び量を算定する際のひずみの設定方法（断面①の場合）

2) 断面②で破断する場合の伸び量の評価式

この場合の各部分の伸び量については、以下のように評価を行うこととする。

①ねじ部の伸び量： $\delta 1$ について

アンカーボルトねじ部の伸び量については、上記1)と同様に考えて、5 mm と設定する。尚、従来型では、0 mm としている。

②孔延長部の伸び量： $\delta 2$ について

断面②で破断する際においても、軸部は降伏していることになるが、孔延長部は、軸部よりも断面積が小さいため、軸部よりも、更に大きなひずみとなっているものと考えられる。そこで、断面②で破断する際のアンカーボルトの軸部応力を、(2.2.2)式を設定したときと同様に、 $\sigma = \alpha \cdot \sigma_y$ で表すと、そのときの孔延長部の応力は、以下のように表すことができる。

$$\sigma (\text{孔延長部}) = \alpha \times (A/A') \times \sigma_y \quad \dots (2.2.7)$$

ここで、

A : 軸部断面積、 A' : 孔延長部断面積

α : (2.2.2)式から求まる値

従って、孔延長部の伸び量については、図2.2.8に示すように、アンカーボルトの素材試験から得られた $\sigma - \epsilon$ 関係より、 $\alpha \cdot (A/A') \cdot \sigma_y$ に対応するひずみ： $\epsilon 2$ を求め、そのひずみに、孔延長部の長さ： $L 2$ を乗じて求めることとする。

③軸部の伸び量： $\delta 3$ について

断面②で破断する場合、軸部の応力は、前記の耐力評価式(2.2.2)式から求まる α 値に σ_y を掛けた値となる。そこで、軸部の伸び量については、上記の1)と同様に、アンカーボルトの素材試験から得られた $\sigma - \epsilon$ 関係より、 $\alpha \cdot \sigma_y$ に対応するひずみ： $\epsilon 3$ を求め、そのひずみに、軸部長さ： $L 3$ を乗じて求めることとする。

((2.2.10)式参照)

従って、各部分の伸び量は、以下ようになる。

$$\delta 1 = 5 \quad \dots (2.2.8)$$

$$\delta 2 = \epsilon 2 \times L 2 \quad \dots (2.2.9)$$

$$\delta 3 = \epsilon 3 \times L 3 \quad \dots (2.2.10)$$

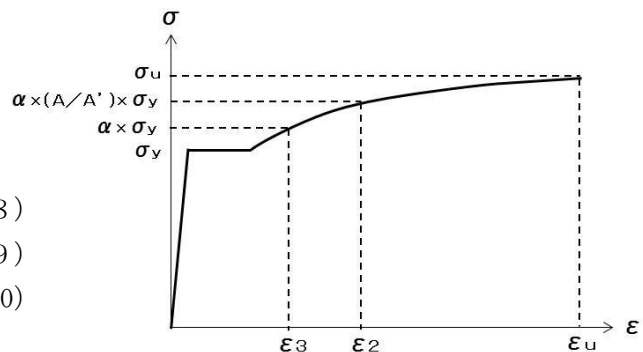


図2.2.8 伸び量を算定する際のひずみの設定方法 (断面②の場合)

2. 3 改良型補強アンカーボルトの引張試験

2. 3. 1 はじめに

2. 3節では、2. 2節に示した改良型補強の有効性について、アンカーボルト単体の引張試験により、確認を行うこととする。

試験体としては、2. 2節に示した改良型補強の考え方に基づいて、アンカーボルト単体を補強したものを製作する。また、同時に、従来型補強の試験体も製作し、本改良型補強との比較を行い、耐力と変形能力が、従来型よりも向上していることの確認を行うこととする。その際、以下のことを考慮した実験も行い、その影響の有無について確認を行うこととする。

実際の柱脚では、地震時にベースプレートが傾き、それに伴ってアンカーボルトに引張力と曲げモーメントが発生するため、ベースプレートの傾きによる影響の有無について確認を行うこととする。

2. 3. 2 実験計画

本改良型補強の有効性を確認する引張試験は、以下のような実験計画で行った。

(1) 試験体

補強を施すアンカーボルトには、材質がSS400の丸棒を用い、軸部直径(ϕ)は20、22、24、27、30mmの5種類とした。また、補強に用いる高強度ボルトには、引張強度が10T(実強度で12T相当)と12T(実強度で13~14T相当)の2種類の強度の鋼材を用い、ねじの呼び径はM8、M10の2種類とした。

ここで、市販されているボルトの規格の関係上、引張強度が10TでM8の高強度ボルトでは全ねじボルトを使用し、それ以外では半ねじボルトを使用している。但し、本研究では、全ねじボルトにおいても、半ねじボルトと全く同じ使い方としている。

アンカーボルトの軸部径が、 $\phi 20$ 、 $\phi 22$ 、 $\phi 24$ に対してはM8の高強度ボルトを用い、 $\phi 27$ 、 $\phi 30$ に対してはM10の高強度ボルトを用いた。

表2.3.1には、引張試験に用いた各ボルト素材の機械的性質を示す。

表2.3.1 引張試験に用いた各ボルト素材の機械的性質

・アンカーボルト

軸径	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比 (%)	伸び (%)
$\phi 20$	330	468	70	33
$\phi 22$	333	483	69	32
$\phi 24$	316	454	70	31
$\phi 27$	315	462	68	29
$\phi 30$	314	457	69	31

・高強度ボルト

強度種別・ねじ部呼径		引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
引張強度 10T (12T相当)	M8	1245	10
	M10	1199	9
引張強度 12T (13~14T相当)	M8	1336	9
	M10	1373	11

※括弧内は、実引張強度を示す。

図2.3.1に、改良型補強を施したアンカーボルト引張試験体を示す。
 アンカーボルトのねじ部長さは全て 100mm とし、孔延長部の長さは 15mm、高強度ボルトの埋め込み長さは 15mm とした。

また、図2.3.2に、試験体名称の凡例を示す。

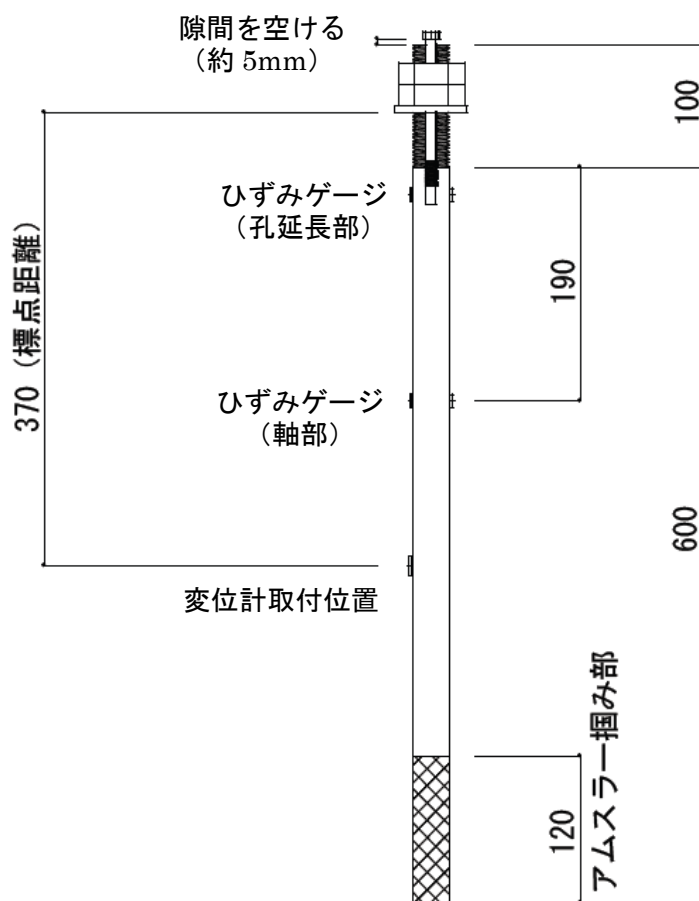


図2.3.1 改良型補強を施したアンカーボルト引張試験体図

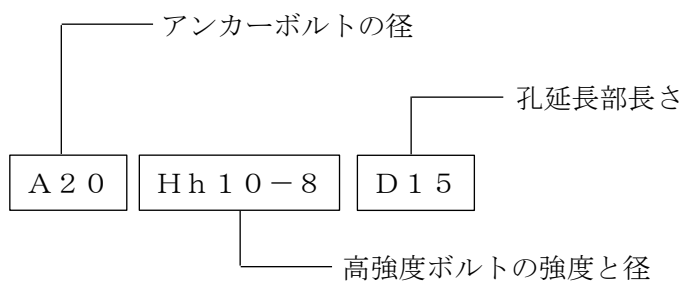


図2.3.2 試験体名称の凡例

第2章

計画した試験体としては、表2.3.2に示すように、アンカーボルトと高強度ボルトの組合せによって、合計9種類の補強アンカーボルト（試験体）を計画し、それぞれ、3本ずつ製作した。このうち、1体は、ベースプレートを傾けて引張載荷した試験体であり、これを“偏心試験体”と呼ぶ。

また、比較のために、アンカーボルト軸部径が $\phi 20$ 、 $\phi 22$ 、 $\phi 24$ においては、従来型で補強を施した試験体も1体ずつ製作した。

ここで、従来型とは、アンカーボルト頭部の隙間を0mmとしたものである。但し、従来型の孔延長部の長さは10mm、高強度ボルトの埋め込み長さは20mmとしている。

また、2.5節で詳細に示すが、現場で補強を行う際の加工精度の低下による影響を調べることを目的として、ここでは、A20-Hh10-8D15の試験体について、写真2.3.1に示すように、実際の鉄骨造露出柱脚部を想定して製作した鉄骨柱脚部（柱：H-300×150×6.5×9、ベースプレート：PL-20×500×300）にアンカーボルトを設置し、実際にハンドドリルと電動タッパを用いて、孔明け加工及びねじ切り加工を行って試験体を1体製作した。その際、孔明けにおけるハンドドリルの位置決め及び固定は、アンカーボルトのねじ部を利用して取り付けられた治具によって行った（写真2.3.1の左図参照）。この試験体を、“現場施工試験体”と呼ぶ。



孔明け加工の状況



ねじ切り加工の状況

写真2.3.1 現場施工を想定して行った補強加工の状況

(2) 載荷方法

引張試験は、従来型補強の引張試験⁶⁾と同様に、図2.3.3に示すような、アムスラー型万能試験機を用いて載荷した。

ひずみは、図2.3.4及び図2.3.5に示すように、アンカーボルトの軸部と孔延長部にひずみゲージを貼って測定した。アンカーボルトの変形量(伸び)は、試験機と試験体の関係上、標点距離を370mmとして、アムスラーヘッドから下部標点の変位量を測定した。また、アンカーボルト頭部の変位及び高強度ボルト頭部の変位も計測した。

偏心試験体の取付けに関しては、図2.3.5に示すように、ベースプレートの端に板を挟んで角度を持たせた。尚、この実験におけるベースプレートの傾きは、一般的に、露出柱脚に必要とされている回転角:0.03radに対して⁸⁾、その1.5倍である0.045radとした。

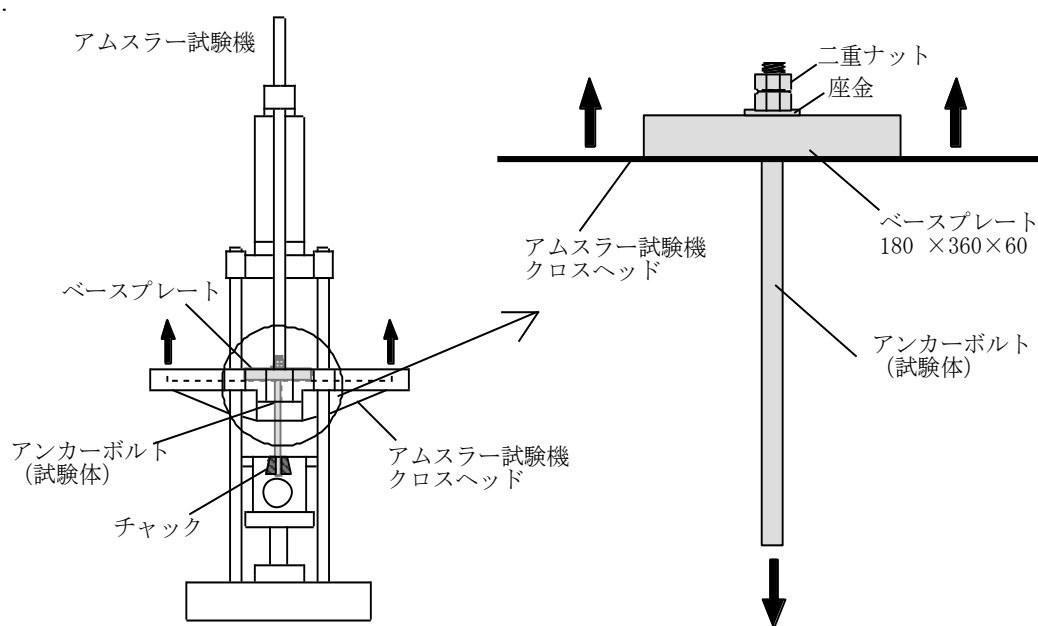


図2.3.3 載荷方法

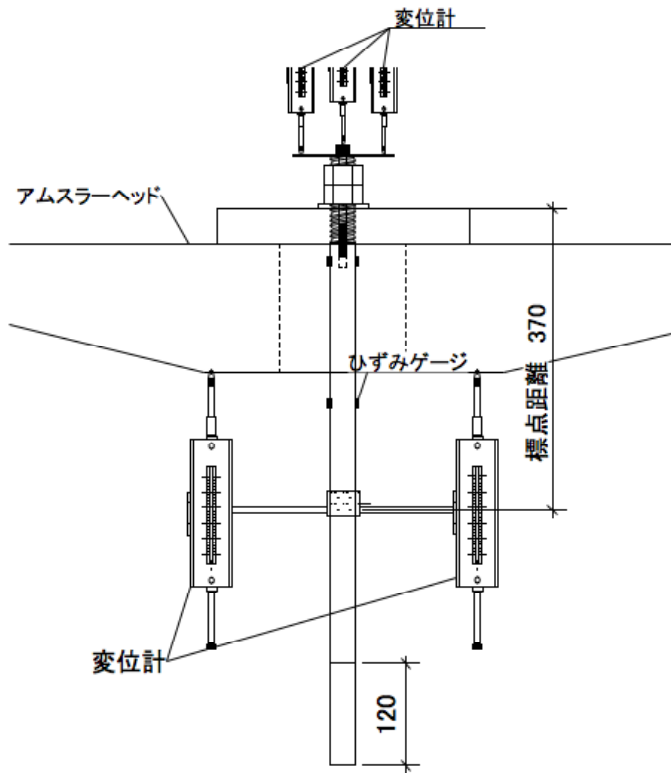


図 2. 3. 4 試験体の取付概要図

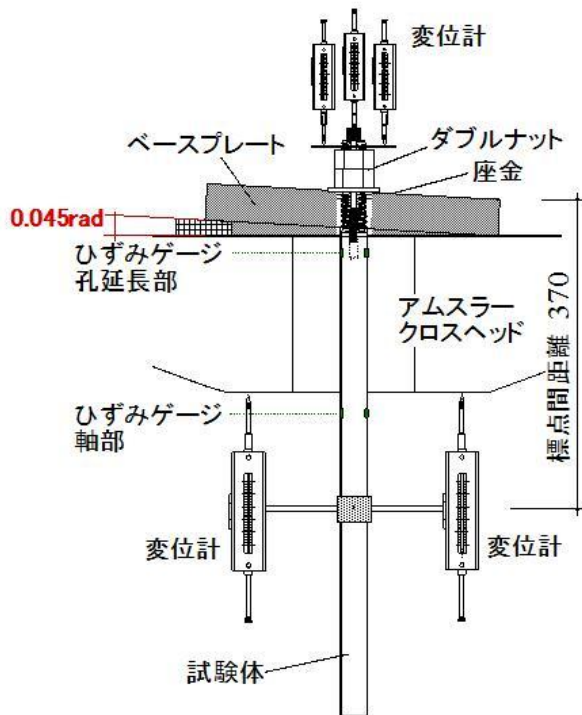


図 2. 3. 5 偏心試験体の取付概要図

2. 3. 3 実験結果及び考察

表2.3.2に、実験結果と、2.2節に示した評価式から求まる計算値の比較一覧を示す。この表より、以下のことが知られた。

まず、最大耐力の実験値は、(2.2.1)式、(2.2.2)式を用いて推定した計算値を少し上回るか同程度となっており、よく対応している。

計算による予想破断面が②の場合は実験での破断面と一致し、予想破断面が①の場合は実験結果が②となることがある。これは、孔延長部ではその上下端付近で応力分布が急変するため、一様な一軸応力分布となっていないことにより、①の耐力が上昇して、実験値が①の計算値を上回り、②で破断したものと推定される。これらの場合については、表2.3.2において、破断面が②の場合の計算値も併せて示している。破断面が②同士の比較においても、実験での最大耐力や最大耐力時の伸びは、計算値を少し上回るか同程度となっており、よく対応している。

次に、最大耐力時の伸びについては、計算値は実験値を安全側に評価している。これは、破断時の軸部応力($\alpha \cdot \sigma_y$)を評価する α 値が安全側の評価であったことや、ねじ部分の変形量を確実に変形する量として5mm(従来型では0mm)と仮定したが、実際には、それ以上に変形しているためと思われる。

ここで、試験体：A22Hh12-8D15の計算値において、①の α よりも②の α が少し大きくなっているが、最大耐力時の伸びは、①の方が少し大きくなっている。

これは、以下の理由による。

まず、軸部の伸びは、 α が大きい②の方が、当然大きくなっている。次に、ねじ部の伸びは破断面に無関係に一律5mmと設定している。一方、孔延長部の伸びは、破断面に対応させて算定しているため、②で破断する場合よりも、①で破断する場合の方が孔延長部の伸びは大きくなり、結果的に、合計伸びは、①の方が大きくなったものである。ただ、両破断モードとも、ほぼ安全側の伸び予測結果を与えていることに加えて、2.6節に示すように、補強設計上では、孔延長部の伸びには期待せず、軸部の伸びで耐震性を評価することとしているので、破断モードの違いによる設計上の区別はしていない。

次に、各試験体において、1本ずつ行った偏心引張試験の結果を見る限りでは、最大耐力と変形性能の両方ともに、偏心なしの場合と、ほとんど差はなかった。

また、従来型と改良型を比較した場合、今回の試験体のように、ねじ部が100mmと長くなると、従来型では、想定よりもやや早期に高強度ボルトが破断する傾向があり、その結果、最大耐力及びそのときの変形量ともに、改良型よりもやや劣っていることが分かる。従って、本改良型は、耐力及び変形性能ともに、改善されていることが分かる。

表 2.3.2 改良型補強の実験結果及び計算値との比較一覧（引張試験）

試験体 名称	No.	実験値				計算値				実験値 ／計算値	
		最大耐力 (kN)	α	断面	伸び (mm)	最大耐力 (kN)	α	断面	伸び (mm)	耐力	伸び
A20Hh10 -8D15	1	136	1.31	①	31.3	124	1.20	①	21.2	1.10	1.48
	2	135	1.30	①	32.7	124	1.20	①	21.2	1.09	1.54
	偏心	135	1.30	①	34.2	124	1.20	①	21.2	1.09	1.61
	現場施工	136	1.31	①	36.0	124	1.20	①	21.2	1.10	1.70
	従来型	128	1.24	②	22.9	124	1.20	①	15.2	1.03	1.51
A22Hh10 -8D15	1	168	1.33	②	31.6	159 160	1.26 1.26	① ②	23.9 22.0	1.06 1.05	1.32 1.44
	2	169	1.33	②	33.1	159 160	1.26 1.26	① ②	23.9 22.0	1.06 1.06	1.38 1.50
	偏心	169	1.34	②	34.9	159 160	1.26 1.26	① ②	23.9 22.0	1.06 1.06	1.46 1.59
	従来型	154	1.25	②	22.2	159	1.26	①	17.9	0.97	1.24
A24Hh10 -8D15	1	183	1.28	②	29.1	176	1.23	②	21.7	1.04	1.34
	2	183	1.28	②	29.8	176	1.23	②	21.7	1.04	1.37
	偏心	189	1.32	②	30.9	176	1.23	②	21.7	1.07	1.42
	従来型	171	1.19	②	20.1	176	1.23	②	16.2	0.97	1.24
A20Hh12 -8D15	1	133	1.28	②	28.6	124 136	1.20 1.32	① ②	21.2 29.5	1.07 0.98	1.35 0.97
	2	132	1.28	①	31.0	124	1.20	①	21.2	1.06	1.46
	偏心	134	1.29	①	30.1	124	1.20	①	21.2	1.08	1.42
	従来型	132	1.28	②	26.3	124	1.20	①	15.2	1.06	1.73
A22Hh12 -8D15	1	166	1.31	②	27.9	159 163	1.26 1.29	① ②	23.9 22.2	1.04 1.02	1.17 1.26
	2	166	1.31	②	26.8	159 163	1.26 1.29	① ②	23.9 22.2	1.04 1.02	1.12 1.21
	偏心	165	1.30	②	27.2	159 163	1.26 1.29	① ②	23.9 22.2	1.04 1.01	1.14 1.23
A24Hh12 -8D15	1	180	1.26	②	24.0	180	1.26	②	24.1	1.00	1.00
	2	181	1.27	②	25.3	180	1.26	②	24.1	1.01	1.05
	偏心	181	1.27	②	25.2	180	1.26	②	24.1	1.01	1.05
A27Hh10 -10D15	1	243	1.34	②	34.7	229 233	1.27 1.29	① ②	25.1 26.0	1.06 1.04	1.38 1.33
	2	241	1.33	②	33.7	229 233	1.27 1.29	① ②	25.1 26.0	1.05 1.03	1.34 1.30
	偏心	242	1.34	②	34.3	229 233	1.27 1.29	① ②	25.1 26.0	1.06 1.04	1.37 1.32
A27Hh12 -10D15	1	241	1.35	①	35.3	229	1.27	①	25.1	1.05	1.41
	2	244	1.36	①	33.9	229	1.27	①	25.1	1.07	1.35
	偏心	246	1.37	①	33.5	229	1.27	①	25.1	1.07	1.33
A30Hh12 -10D15	1	304	1.37	②	34.6	284	1.28	②	20.1	1.07	1.72
	2	306	1.38	②	33.7	284	1.28	②	20.1	1.08	1.68
	偏心	304	1.37	②	34.6	284	1.28	②	20.1	1.07	1.72

※ 上記の伸びは、最大耐力時の伸び量を表す。

※ 比較用の“従来型”においては、孔延長部長さは 10mm のため、試験体名称としては、A○○Hh○○-○D10 となる。

図2.3.6～図2.3.10に、実験で得られたアンカーボルトの荷重－変形関係を示す。改良型補強の3体のうち1体は、偏心試験体である。尚、各図においては、改良型補強の荷重－隙間相対変位（アンカーボルトの頂部と高強度ボルト頭の下面との間に開けた隙間の減少量）の関係も示している。

これらの図及び実験時の観察から、以下のことが知られた。

従来型に比べて改良型は、アンカーボルトねじ部がやや早期に降伏して変形が進み、その後、アンカーボルトの頂部と高強度ボルトの頭部が接触することにより両者が一体となり、剛性と耐力が上昇してアンカーボルト軸部が降伏している。更に、その後も、補強部が最大耐力に達するまで、変形量の増加に伴い耐力も増加していることが分かる。そして、従来型に比べて改良型は、耐力と変形能力ともに向上している。

また、各々の図には、ベースプレートを傾けた試験体（偏心試験体）の荷重－変形関係も併せて示しているが、これらの図より、ベースプレートの傾きは、本改良型補強を施したアンカーボルトの挙動には、ほとんど影響を与えていないことが分かる。

次に、図2.3.11には、アンカーボルトの径が $\phi 20$ の場合における（試験体：A20－Hh10－8D15）、工場製作した改良型補強の試験体（試験体番号：No.2）と、現場施工を想定して製作した試験体（現場施工試験体）の荷重－変形関係を、併せて示している。

現場施工試験体においては、施工精度は低下していると思われるが、この荷重－変形関係から見ても、性能が低下している様子は見られない。また、表2.3.2に示した最大耐力と伸び量から見ても、現場施工を想定した場合でも、十分な耐力と変形能力が確保できていることが分かる。

以上のことより、耐力と変形性能を改善するために設けている隙間の寸法は、ねじ部長さが100mm及びそれ以下のアンカーボルトの場合には、5mmとすることで対応可能であると考えられる。しかしながら、ねじ部長さが100mmを越えるアンカーボルトの場合には、隙間寸法をもう少し大きくする必要があると思われ、その具体的な隙間寸法とその妥当性については、今後、更に、実験により確認することが必要であると思われる。

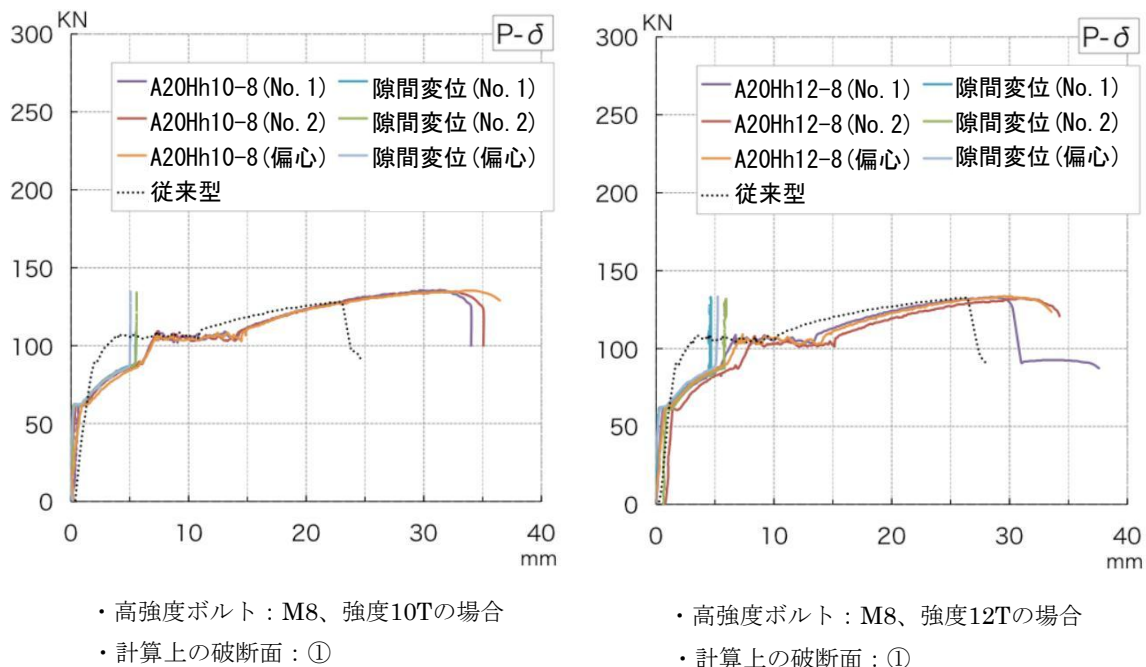


図 2.3.6 荷重－変形関係（アンカーボルト：A20 の場合）

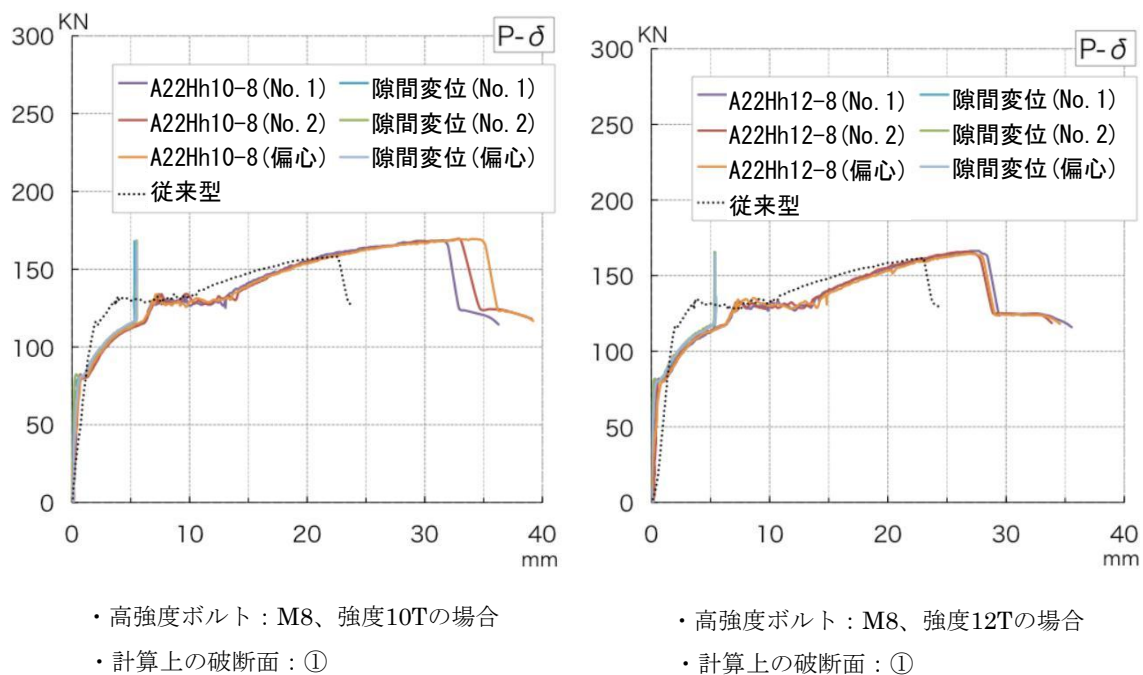
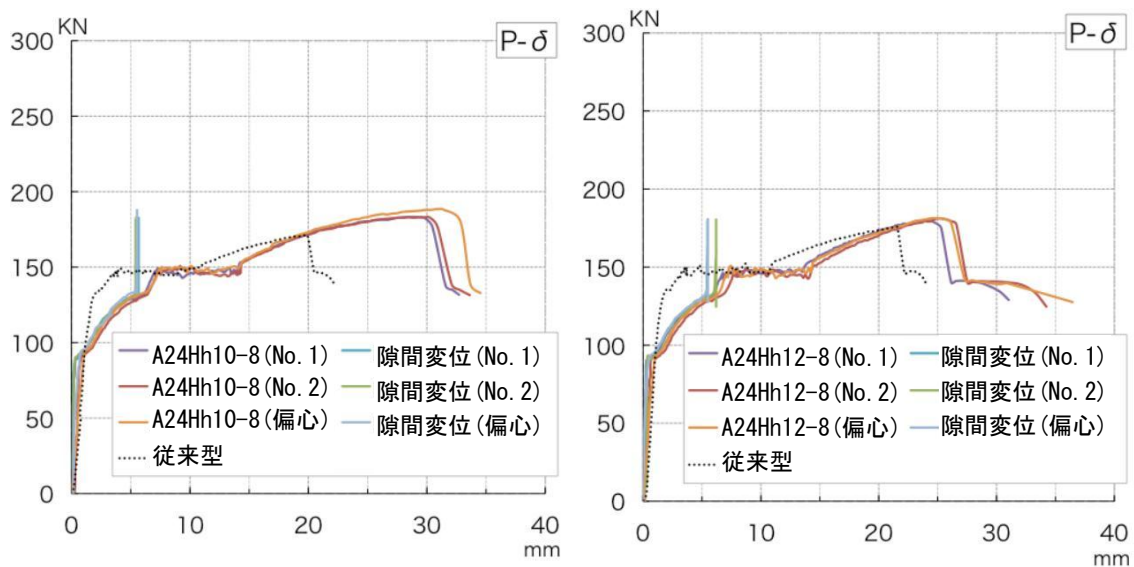


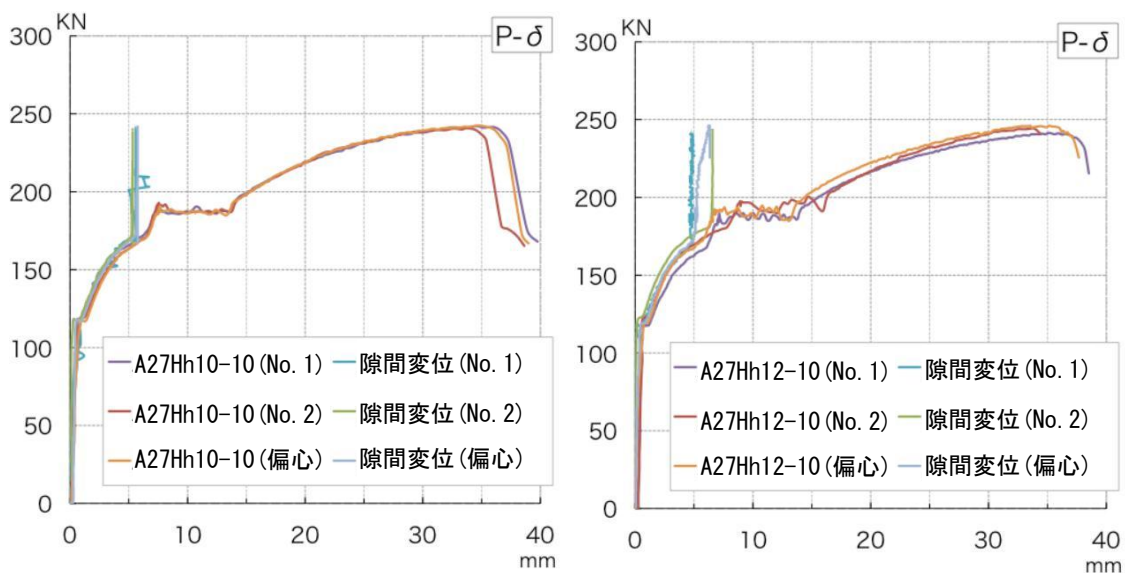
図 2.3.7 荷重－変形関係（アンカーボルト：A22 の場合）



- ・高強度ボルト：M8、強度10Tの場合
- ・計算上の破断面：②

- ・高強度ボルト：M8、強度12Tの場合
- ・計算上の破断面：②

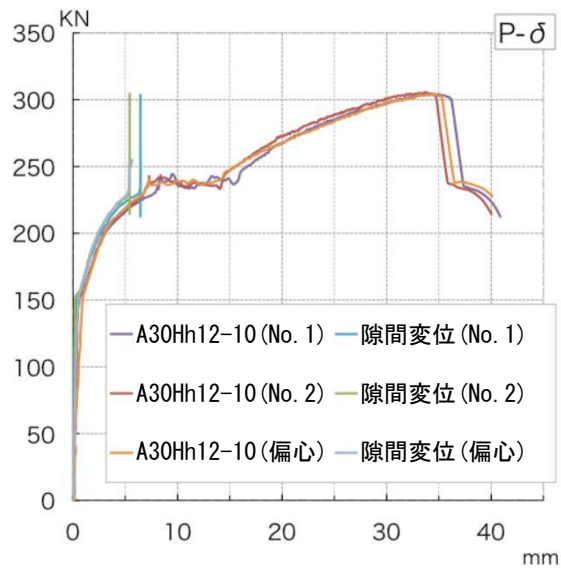
図 2. 3. 8 荷重－変形関係（アンカーボルト：A24 の場合）



- ・高強度ボルト：M10、強度10Tの場合
- ・計算上の破断面：①

- ・高強度ボルト：M10、強度12Tの場合
- ・計算上の破断面：①

図 2. 3. 9 荷重－変形関係（アンカーボルト：A27 の場合）



- ・高強度ボルト：M10、強度12Tの場合
- ・計算上の破断面：②

図 2. 3. 10 荷重－変形関係（アンカーボルト：A30 の場合）

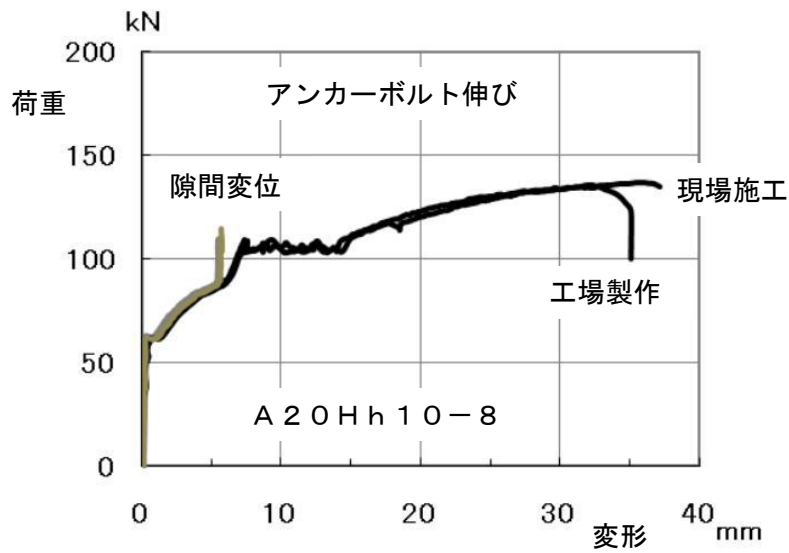


図 2. 3. 11 荷重－変形関係（工場製作と現場施工の比較）

2. 4 実大露出柱脚による改良型アンカーボルトの載荷試験

2. 4. 1 はじめに

2. 3節においては、改良型補強を施したアンカーボルトに対して、アンカーボルト単体で引張試験を行い、本改良型補強は、有効であることを示した。そして、補強後のアンカーボルトの耐力と変形量に対しても、本論で示している耐力評価式と伸び量評価式で、ほぼ安全側に評価できることを示した。

しかしながら、架構に水平力が作用したときの実際の露出柱脚における現象は、単純な引張試験では表せない状態になっていると思われる。

そこで、2. 4節では、低層の実建物を想定して、ほぼ実物大の1階柱とベースプレートで形成されている露出柱脚部を製作し、それに、補強を施したアンカーボルトをセットして実験を行い、本改良型補強方法の有効性の確認を行うこととする。

2. 3節でも述べたが、露出柱脚に必要とされている回転角は、 0.03rad 程度とされているため⁸⁾、基本的には、本確認実験においても、その必要回転角を目標として進めることとする。しかしながら、実験用として入手できるアンカーボルト素材に対しては、以下のような懸念がある。

本研究で補強の対象と考えている既存露出柱脚に使われているアンカーボルトのうち、破断の可能性のあるアンカーボルトの素材は、降伏比が75～80%位と高いものであると推測されるが、現在、市中で販売されていて入手可能なアンカーボルト素材の降伏比は、一般的には、65～70%と良質なものであるため、これらの材料を用いた実験では、単純に、上記の必要回転角（ 0.03rad 程度）を上回る塑性変形角を確認するだけでは不十分であると考えられる。

そこで、2. 4節では、塑性変形角が必要回転角を上回ることを確認するとともに、アンカーボルト単体の試験と同様に、耐力評価式（（2. 2. 1）、（2. 2. 2）式）と伸び量評価式（（2. 2. 3）式）を用いて、柱脚実験においても、ほぼ安全側に評価できることを確認する。そして、2. 6節において、アンカーボルトが色々な素材特性を有する場合の伸び能力をこの評価式を用いて求め、それが柱脚に必要とされる変形能力を満足することを確認することで、本改良型補強の安全性が確保できることを示す。

2. 4. 2 実験計画

2. 4節の実験で用いたアンカーボルト及び高強度ボルトは、2. 3節の単体試験で用いたアンカーボルト： $\phi 22$ (SS400) と、高強度ボルト：M8 (強度 14T 相当の半ねじタイプ) を用いた。この組合せは、単体試験の試験体番号で言えば、A22Hh12-8D15 と同じものである。従って、本組合せの計算上の破断面は、断面①である。また、低層の実建物を想定した実物大の1階柱とベースプレートで形成されている露出柱脚部を製作して試験体とした。

2. 4節の実験に用いた各ボルト素材の機械的性質を、表2. 4. 1に再掲する。

この表より、実験用に入手できたアンカーボルト素材の降伏比は、約 69%と低めの値であり、良質な材料であることが分かる。

表2. 4. 1 各ボルト素材の機械的性質

	降伏点 (N/mm^2)	引張強さ (N/mm^2)	降伏比 (%)	伸び (%)
アンカーボルト ($\phi 22$)	333	483	69	32
高強度ボルト (M8、半ねじ)	—	1336	—	9

(1) 実験に用いたアンカーボルト及び高強度ボルトの形状

本実験に用いたアンカーボルトと高強度ボルトの形状と寸法を、図2.4.1に示す。

アンカーボルトについては、既存建物で採用されていると思われる先端フック付きのタイプとし、軸部の長さは、アンカーボルト径 ($d=22$) の20倍 (440mm) とした。

(2) 実大柱脚を形成する柱及びベースプレートの形状

実大柱脚を形成する柱及びベースプレートの形状と寸法を、図2.4.2に示す。鋼柱には、H-300×200×8×12 (SN400B) を使い、ベースプレートには、BPL-500×300×45 (SN490B) を用いて、それらを溶接で接合した。

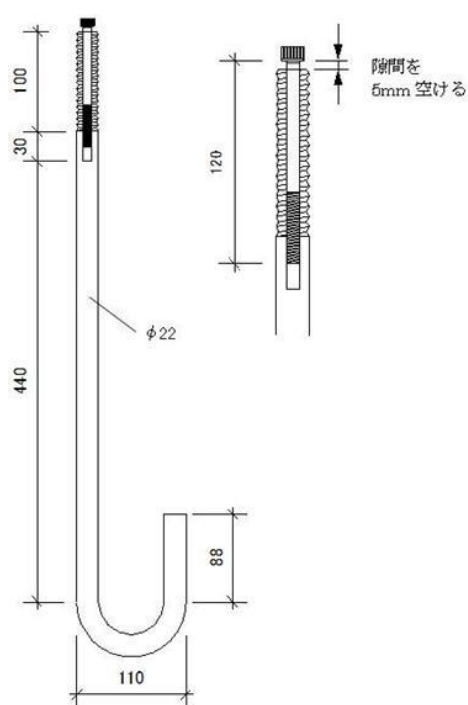


図2.4.1 アンカーボルトと高強度ボルトの形状

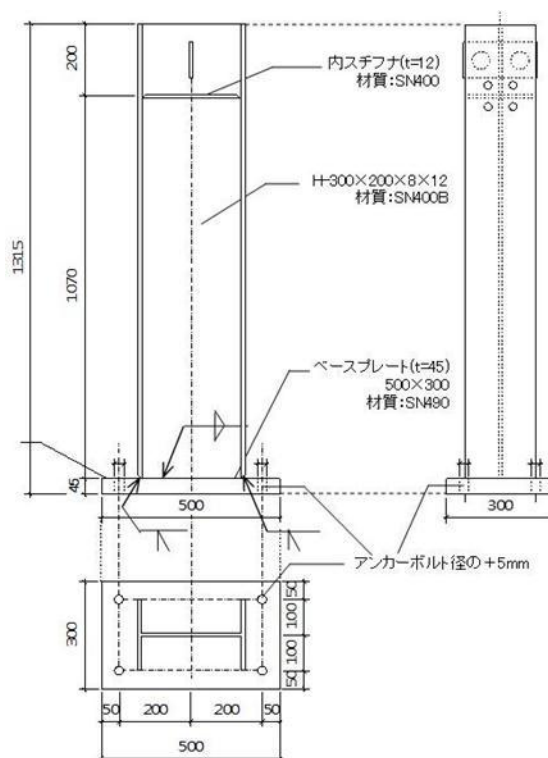


図2.4.2 柱とベースプレートの形状

(3) 柱脚部の基礎形状

柱脚部のコンクリート基礎形状と配筋要領を、図2.4.3に示す。

主筋(D22, D25)にはSD345を用い、せん断補強筋(D13, D16)にはSD295を用いた。尚、柱脚部コンクリートの圧縮強度は、4週強度で 23.7N/mm^2 であった。

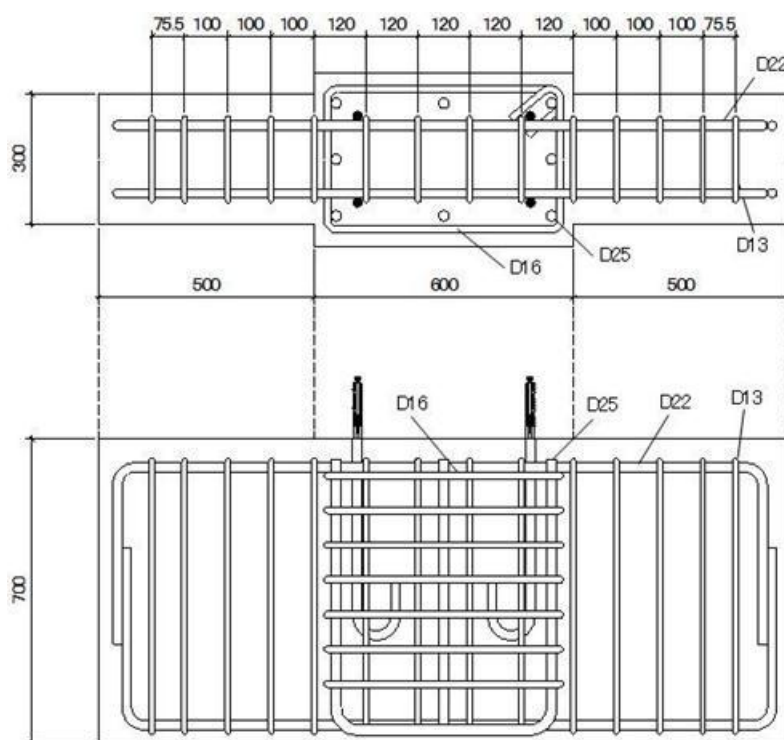


図2.4.3 柱脚部の基礎形状

(4) 試験体設置状況と載荷方法

試験体の設置状況を、図2.4.4に示す。

本実験では、図に示すように、鋼柱上部にジャッキで水平荷重をかけ、正負方向に等振幅の繰り返し載荷を行った。

載荷プログラムを、図2.4.5に示す。載荷サイクルは、アンカーボルトが降伏するまでは、アンカーボルト降伏時の柱脚部曲げモーメント： M_y を基準とした荷重制御とし、 $\pm 0.5 \cdot M_y$ 、 $\pm 1.0 \cdot M_y$ を載荷した。アンカーボルトが降伏した後は、回転角制御とし、 $\pm 1/100 (0.01) \text{ rad}$ 、 $\pm 1/50 (0.02) \text{ rad}$ 、 $\pm 1/33 (0.03) \text{ rad}$ を載荷した。その後は、正方向に、アンカーボルトが破断するまで単調載荷を行った。

写真2.4.1に、柱脚部の外観を示す。

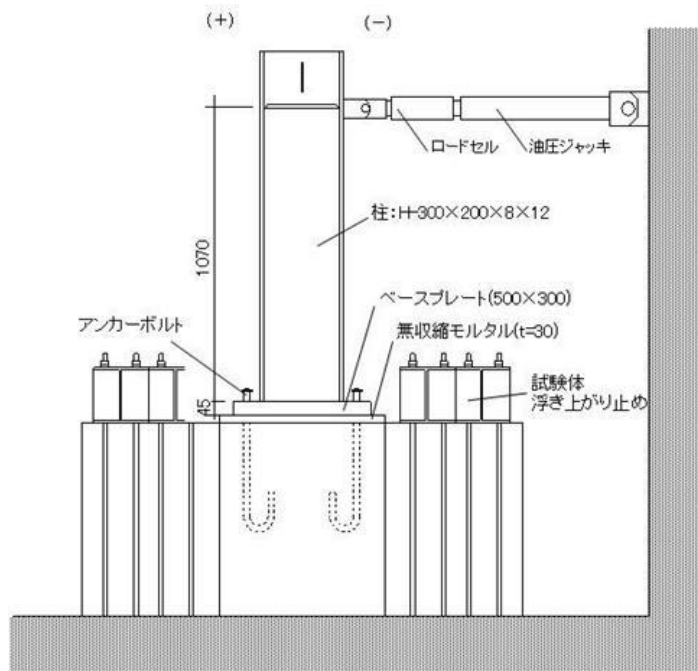


図 2. 4. 4 試験体設置状況図

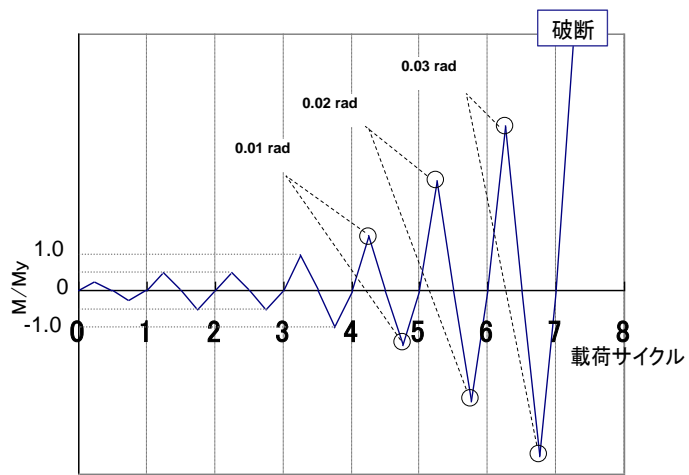


図 2. 4. 5 载荷プログラム



写真 2. 4. 1 柱脚部の外観

第2章

ここで、荷重サイクルにおける、荷重制御の基準としたアンカーボルト降伏時の柱脚部曲げモーメントと、回転角制御の基準とした柱脚部の回転角は、以下のように定めた。

1) 荷重制御の基準としたアンカーボルト降伏時の柱脚部曲げモーメント

荷重制御の基準としたアンカーボルト降伏時の柱脚部曲げモーメント： M_y は、補強前のアンカーボルトの各値と、柱脚部形状の各値を用いて、以下のように設定した。

①アンカーボルトの降伏軸力は、アンカーボルト素材の降伏点： σ_y と、アンカーボルトねじ部の断面積： $0.75A$ との積とした。

ここで、 A ：アンカーボルト軸部断面積（ $\phi 22$ ： $A=380\text{ mm}^2$ ）である。

②柱脚部において、曲げモーメントに抵抗する際のモーメントアーム： e は、柱脚部の圧縮側と引張側のアンカーボルト間の距離： 400 mm とした。

③本実験の試験体では、引張側は、同時に2本のアンカーボルトが引張されるため、アンカーボルト降伏時の柱脚部曲げモーメント： M_y は、以下のようになる。

$$\begin{aligned} M_y &= \sigma_y \times 0.75A \times e \times 2 \\ &= 333 \times 0.75 \times 380 \times 400 \times 2 = 75.9\text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

但し、実際の実験における荷重では、鋼柱上部に荷重させる荷重： P で制御することになるため、実際の荷重は、上記の M_y に対応する降伏荷重： P_y を以下のように算定し、その荷重を基準として荷重制御で行った。ここで、 P_y は、以下のように、鋼柱の下端（ベースプレート上端面）から荷重位置までの高さ： h （ $=1070$ ）で除した値となる。

$$P_y = M_y / h = 75.9 / 1.07 = 70.9\text{ kN}$$

2) 回転角制御の基準とした柱脚部の回転角

回転角制御の基準とした柱脚部の回転角は、柱頭部の変位： δ を、上記の高さ： h で除した値で設定した。そして、その値が、 0.01 rad 、 0.02 rad 、 0.03 rad となるように、柱頭部の変位（ δ_1 、 δ_2 、 δ_3 ）を定めて制御した。

一例として、 0.01 rad の場合を以下に示す。

$$0.01 = \delta_1 / h \quad \text{より、} \quad \delta_1 = 0.01 \times h = 0.01 \times 1070 = 10.7\text{ mm}$$

(5) 変位計測位置

変位計測位置を、図2.4.6に示す。

図に示すように、柱においては、頭部と中間部の2箇所の水平変位を計測し、アンカーボルトにおいては、全4本のアンカーボルトの伸び量を計測した。

また、ベースプレートの横滑り量を、2箇所測定した。

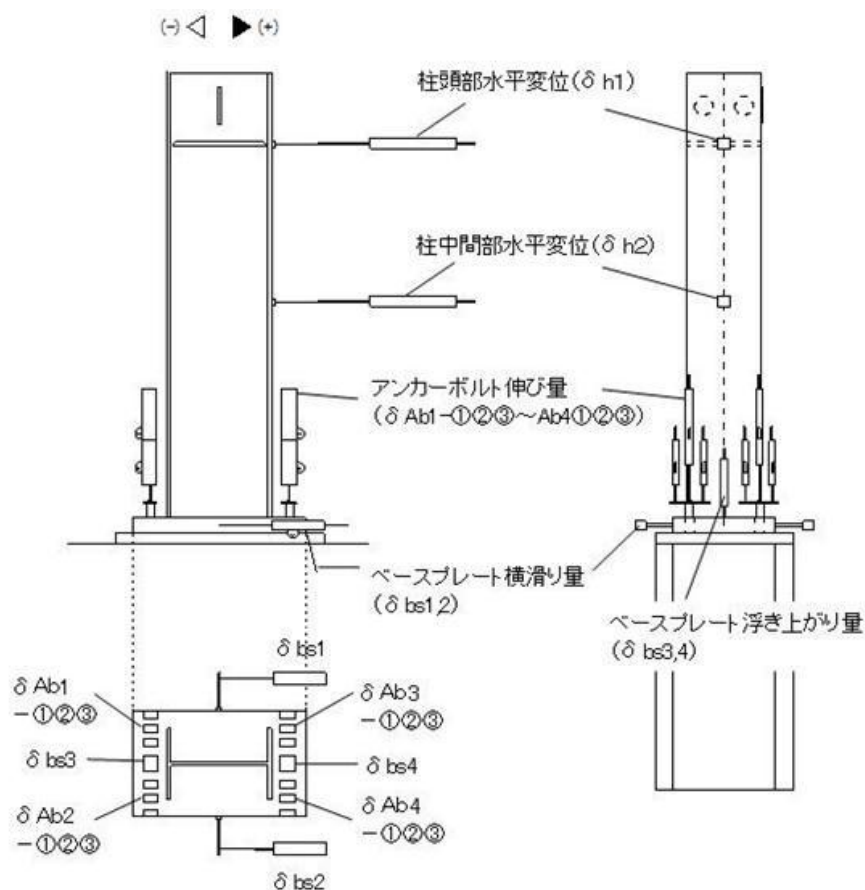


図2.4.6 変位計測位置

アンカーボルトの伸び量の変位計測に関しては、図2.4.7に示すように、各々のアンカーボルトの頂部において、変位計を3箇所取り付け、各変位を計測した。そして、各アンカーボルトにおいて、補強を施したアンカーボルト自体の頂部変位は、変位計①と変位計②の平均値とし、補強に用いた高強度ボルトの頂部変位は、変位計③の値とした。

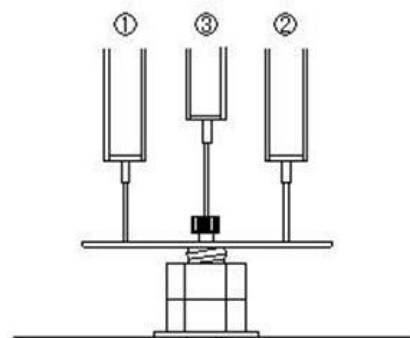


図2.4.7 アンカーボルト頂部の
変位計取付位置

尚、アンカーボルトの符号については、正載荷時に引張を受ける側のアンカーボルトを A b 1、A b 2 とし、負載荷時に引張を受ける側を A b 3、A b 4 としている。

(6) ひずみ計測位置

ひずみ計測位置を、図 2. 4. 8 に示す。

図に示すように、柱においては、中間部と下端部の 2 箇所ひずみを計測し、アンカーボルトにおいては、全 4 本のひずみを計測した。

また、ベースプレートのひずみも 4 箇所測定した。

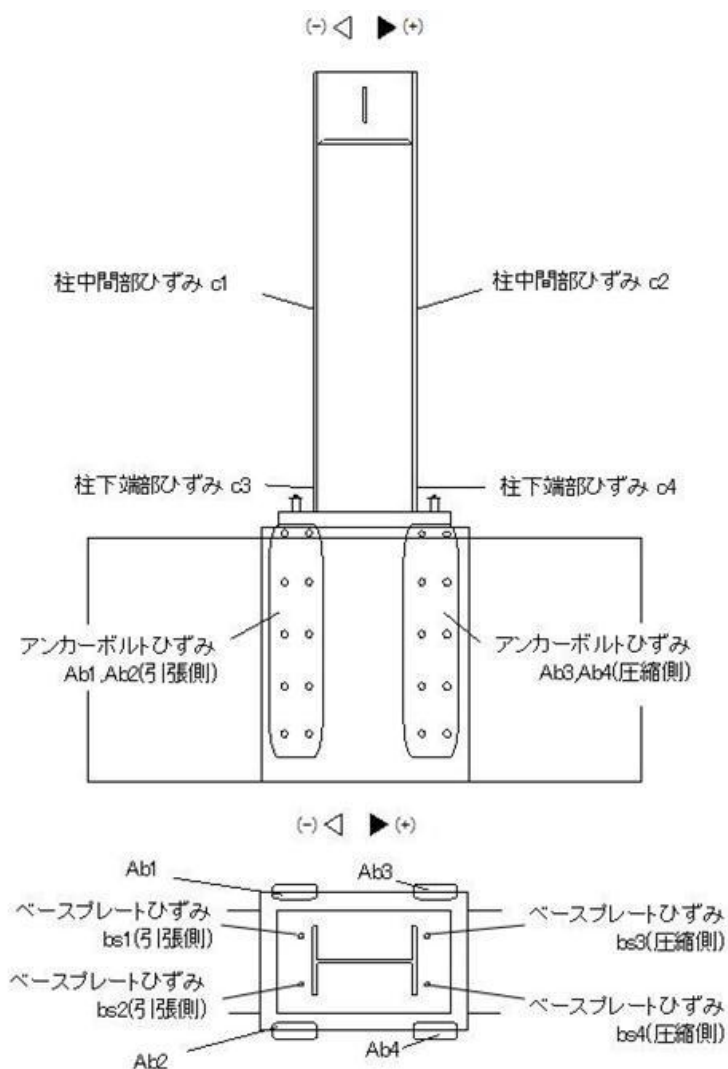


図 2. 4. 8 ひずみ計測位置

(7) 柱脚の回転角

柱脚の回転角は、以下のように求めた。

水平荷重：P によって発生する柱頭部の水平変位： δh を測定し、その値から、柱の弾性曲げ変形による柱頭部の水平変位量： δc と、水平荷重によるベースプレートの横滑り量： δbs を差し引いたものを柱の水平変位量： δp とし、その値を柱の高さ： h で除したものを、柱脚の回転角： θ と設定した。

$$\begin{aligned} \text{即ち、} \quad \delta p &= \delta h - \delta c - \delta bs && \dots (2.4.1) \\ \theta &= \delta p / h \end{aligned}$$

ここで、
 δp : 水平荷重：P が作用したときの柱脚の回転による柱の水平変位量
 δh : 水平荷重：P が作用したときの柱頭部の水平変位
 δc : 柱の弾性曲げ変形による柱頭部の水平変位量
 δbs : 水平荷重：P によるベースプレートの横滑り量
 θ : 柱脚の実回転角
 h : 柱の高さ

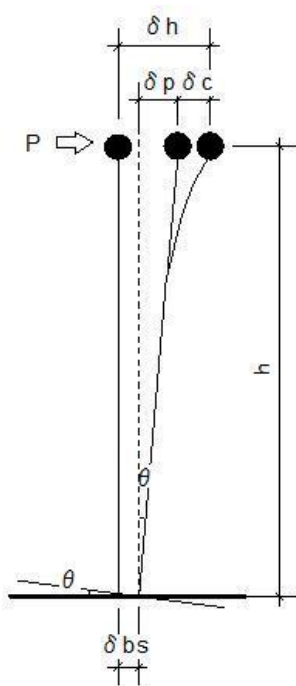


図 2.4.9 柱の水平変位と柱脚の回転角

(8) アンカーボルトの軸力

実験時において、アンカーボルトに作用している軸力は、以下のように、柱脚部における曲げモーメントの釣り合いから求める。

$$P \cdot h = 2 \cdot N \cdot e \quad \dots (2.4.2)$$

上式において、左辺は、柱頭部に作用させる水平荷重：P によって、柱脚部に発生する曲げモーメントである（h：柱の高さ）。

また、右辺は、柱脚部における抵抗モーメントで、引張側のアンカーボルトの軸力：N とモーメントアーム：e との積である。尚、2倍しているのは、本実験の試験体は、引張側のアンカーボルトが2本のためである。

ここで、モーメントアーム：e は、一般的には、引張側のアンカーボルト位置と、圧縮側のベースプレートにおける圧縮応力の重心位置との距離であるが、本実験では、以下のように換算した値で設定した。

まず、本柱脚実験において求められた、アンカーボルトの荷重－変形曲線から、補強アンカーボルトが降伏したと考えられる水平荷重：P_y を求めた。

次に、アンカーボルト単体の引張試験において、補強アンカーボルトが降伏した引張荷重（降伏軸力）：N_y を求めた。

これより、換算モーメントアームは、以下のように設定される。

$$e = P_y \cdot h / 2 \cdot N_y \quad \dots (2.4.3)$$

故に、実験時のアンカーボルトの軸力：N（実験時）は、上記の換算モーメントアームと、実験で鋼柱上部に載荷する水平荷重：P（実験時）から、以下のように求めることができる。

$$N（実験時） = P（実験時） \cdot h / 2 \cdot e \quad \dots (2.4.4)$$

2. 4. 3 実験結果及び考察

実大柱脚実験の結果と考察を以下に示す。

(1) 最大耐力と伸びの予想値と実験結果

表2.4.2に、実大柱脚実験の予想値（計算値）と実験結果を示す。本表には、2.3節における単体の引張試験の予想値と実験結果も併せて示す。

表2.4.2 単体の引張試験結果と実大柱脚実験結果

		破断面	α	最大耐力(kN)	伸び： δ (mm)
単体引張試験	予想	①	1.26	159	32.2
	結果	②	1.31	166	36.3
実大柱脚実験	予想	①	1.26	159	32.1
		②	1.29	161	34.3
	結果	②	1.25	157	32.4

※伸び： δ は、(2.2.3)式で求めた値である。

(2) 補強アンカーボルトの軸力と伸び量の関係

本柱脚実験で得られた補強アンカーボルトの軸力と伸び量の関係の一例を、図2.4.10と図2.4.11に示す。本図に示しているアンカーボルトは、正載荷時に引張力を受ける側の2本である。

同図において、“引張試験”と書いてある曲線は、柱脚実験で用いた補強アンカーボルトと同条件で補強したアンカーボルト単体（A22Hh12-8D15）の引張試験結果を、柱脚試験体のアンカーボルト長さに換算して求めたものである。

また、図中の“隙間変位”とは、高強度ボルト頂部変位とアンカーボルト頂部変位との差を求めて隙間の減少量を示したものである。図中の点線は、計算上の伸び： δ の値（32.1mm）を示している。

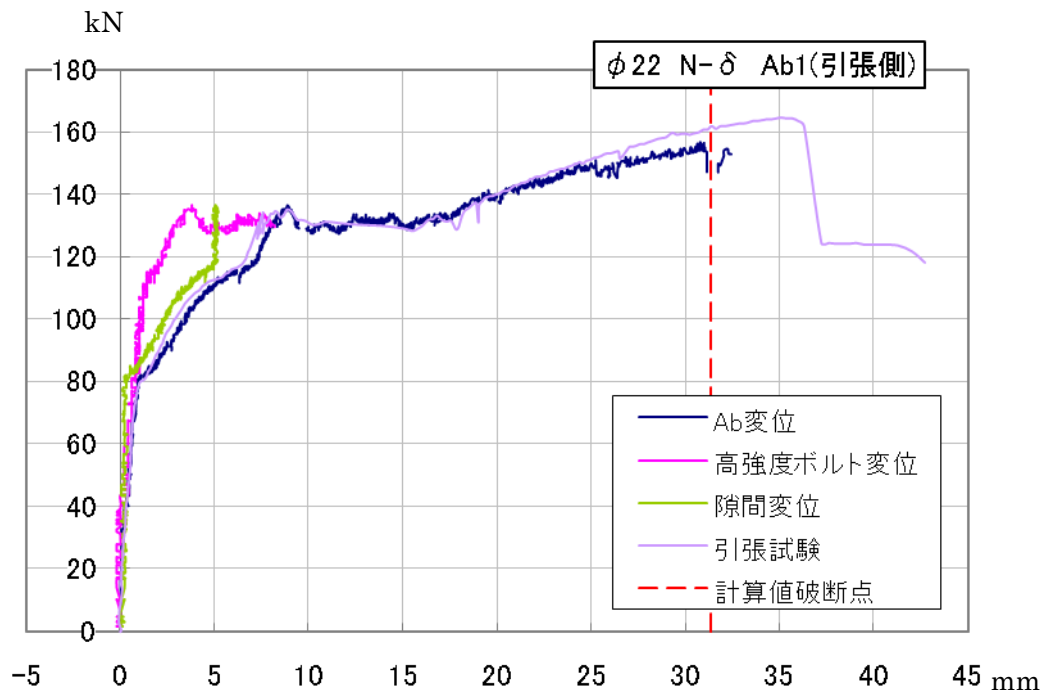


図2.4.10 アンカーボルトの軸力と伸びの関係 (Ab1の場合)

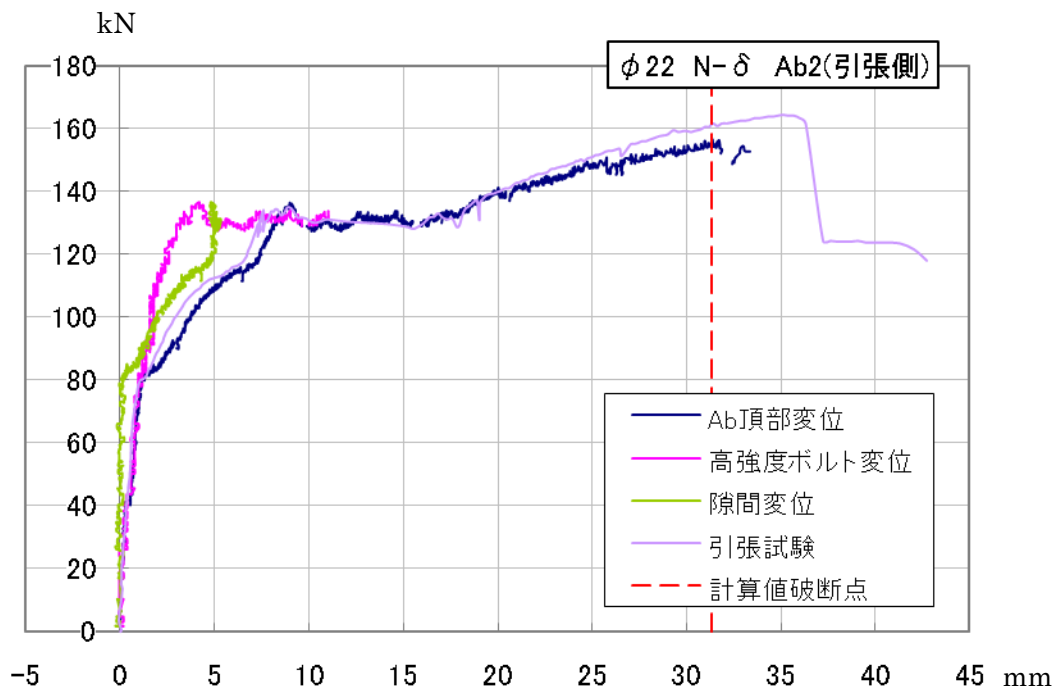


図2.4.11 アンカーボルトの軸力と伸びの関係 (Ab2の場合)

(3) アンカーボルトの最大耐力と伸び量について

まずは、軸力と伸びの関係について、実験時の観察、及び、実験から得られた両者の関係より考察すると、以下のようになる。

80kN 付近でアンカーボルトねじ部が降伏し、その後、110～120kN あたりでアンカーボルト頂部と高強度ボルト頂部が接触する。このことは、隙間変位が 5mm に達して、その後、一定値となっていることから分かる。また、その後は、アンカーボルトと高強度ボルトが一体となって、130kN 付近でアンカーボルト軸部が降伏している。

軸部降伏後、軸力と伸びの関係は、単体の引張試験とほぼ同じ経路をたどり破断に至っている。また、本実験での補強アンカーボルトの伸び量は、単体の引張試験の結果よりも、やや小さいが、計算値の伸び量を超えていることが分かる。

次に、補強アンカーボルトの最大耐力と伸び量について考察する。

本柱脚実験で得られた値と、アンカーボルト単体の引張試験で得られた値を比べると、表 2.4.2、及び、図 2.4.10 と 図 2.4.11 より、前者は後者よりも若干低めであった。このことについては、以下のように推測される。

2.3 節においては、アンカーボルト単体で、ベースプレートを 0.045rad (必要回転角：0.03rad の 1.5 倍の値) まで傾けた引張試験 (偏心試験体) を行った。この場合でも、高強度ボルトの早期破断はなく、提案した耐力や伸びの予測方法も有効であることを確認しているが、本柱脚実験では、0.09rad 以上 (図 2.4.12 参照) と、更に大きな回転角が生じたことにより、アンカーボルト内の高強度ボルトには、偏心試験体よりも、更に大きな付加的な曲げ変形が加わったものと推定される。従って、この付加的な曲げの影響により、最大耐力や伸び量が、単体の引張試験よりも若干低くなったものと推定される。しかしながら、本実験では、高強度ボルトの早期脆性的破断は生じていないため、本補強方法は有効であることが確認されたと判断される。

また、表 2.4.2 より、本柱脚実験での補強アンカーボルトは、断面①で破断する予測であったが、断面②で破断していることが分かる。これは、アンカーボルト単体の引張試験で得られた結果と同じ現象であった。

この現象が現れた理由については、以下のようなことが考えられる。

- 1) (2.2.1) 式と (2.2.2) 式で算出される値の差が、元々約 2% と僅かである。
- 2) 軸部から孔延長部へと断面が急変するため、孔延長部においては多軸応力状態となり、断面①の耐力が (2.2.1) 式よりもやや上昇する。
- 3) (2.2.2) 式では、高強度ボルトの径と孔径との差 (約 0.5mm) が簡略化のために考慮されておらず、断面②の耐力は、実際の耐力よりもやや高めの評価となる。

故に、実験での破断面が、予測される破断面と異なる場合があるが、このような場合は、上記のように、両者の差が少ない場合であるため、実験での最大耐力と伸び量については、本報で提案している評価式で、ほぼ予測可能であると判断される。

更に、伸び量について、もう少し詳細に考察すると、以下のようになる。

表 2.4.2 には、断面①又は断面②で破断する場合における、各伸び量の計算値を示している。断面②で破断する場合の伸び： δ の計算値 (34.3mm) は、単体の引張試験の実験値 (36.3mm) に対しては、安全側になっている。一方、本柱脚実験での伸びの実験値 (32.4mm) は、計算値 (34.3mm) よりも若干危険側ではあるが、前述したように、0.09rad 以上の大きな柱脚回転角が生じて、大変形領域に至っていることを考慮して、実験値をほぼ予測可能であると判断した。

(4) 柱脚に作用する曲げモーメントと回転角の関係

図 2.4.12 に、柱脚に作用する曲げモーメント (M) と、回転角 (θ) の関係を示す。

この図より、アンカーボルトが補強された柱脚の復元力特性は、安定したスリップ型を示していることが分かる。これは、伸び能力のあるアンカーボルトを用いた場合の柱脚の復元力特性と同じ特性であり、柱脚部全体として見た場合でも、その特性は改善されていることが分かる。従って、本補強方法は、実際の柱脚部においても有効であると判断される。また、素材の降伏比が 69%と低めの値であったため、柱脚の回転角は、当然のことながら、必要回転角：0.03rad を大きく上回っている状態であることが分かる。

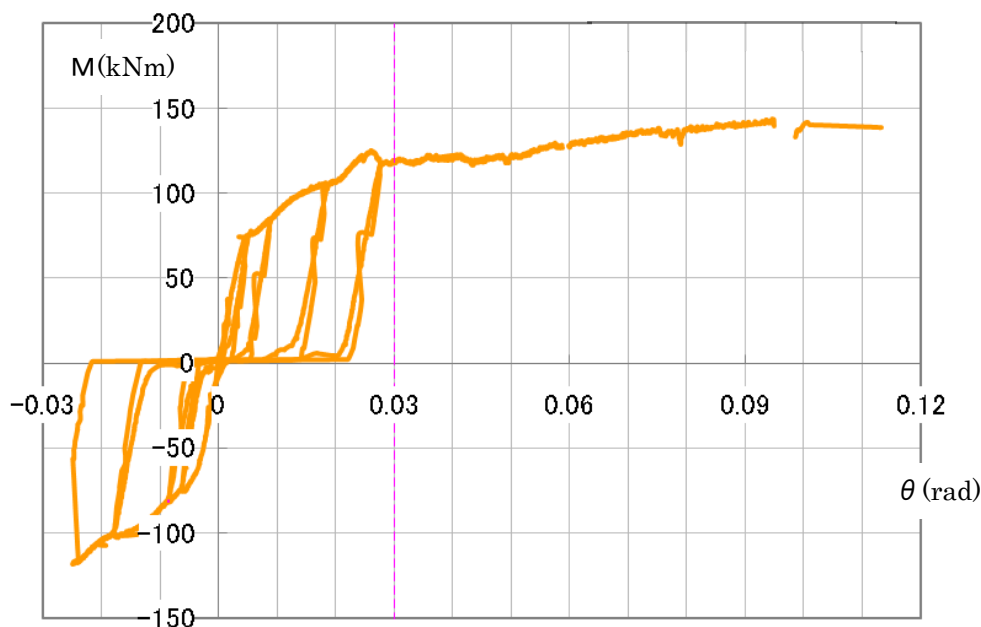


図 2.4.12 柱脚の曲げモーメント (M) と回転角 (θ) の関係

ここで、ベースプレートと鋼柱に関しては、以下のように、実験時に弾性域であったことを確認した。

- 1) ベースプレートは、常に弾性域となるように設計していたが、ベースプレートの計測最大ひずみは 800μ 前後であり、常に弾性であったことを確認した。
- 2) 鋼柱も、常に弾性となるように設計していたが、柱の中間部及び下端部ともに、常に弾性であったことを確認した。

2. 5 現場補強の施工性確認試験

2. 5. 1 はじめに

これまでの補強アンカーボルトは、大半が工場で加工された試験体であった。そのため、高強度ボルトを埋め込むための穿孔やねじ切り等の加工は精度良く行われており、そのばらつきは少なかったものと考えられる。しかしながら、実際には、これらの加工は、現場において、アンカーボルトが埋め込まれている柱脚の近傍で行うことになるため、加工精度の低下と補強効果の低下が懸念される。

そこで、2. 5 節では、実際の鉄骨造露出柱脚部を想定して柱脚モデルを製作し、実際に現場で施工を行う状態を模擬的に再現して、その状態でアンカーボルトへの穿孔やねじ切り等の補強施工を試みて、加工精度と施工性の確認試験を行うこととする。

また、これらのアンカーボルトに対して引張試験を行い、工場製作試験体と比較することによって、現場施工における補強効果の確認を行うこととする。

2. 5. 2 試験計画

現場補強における、施工性の確認試験については、以下のような試験計画で行った。

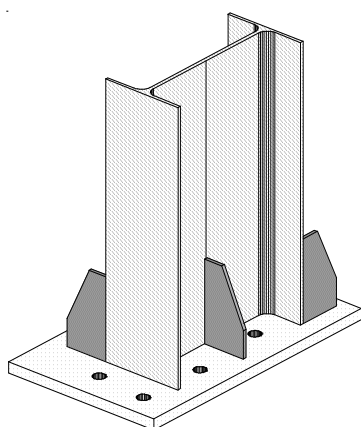
- (1) 実際の鉄骨造露出柱脚部を想定して、図2.5.1のような、高さ：500mm のH形鋼：H-300×150×6.5×9 を柱とする、柱脚モデルを製作した。その際、ベースプレート（B P L-20×500×300）には、柱脚部のフランジ面やウェブ面、又は、リブからの距離が異なる位置に7つの孔を明けて、アンカーボルトのセット位置が異なる状態を再現した。
- (2) ベースプレートに明けた各々の孔に対してアンカーボルトをセットし、補強施工を試みることによって、現場施工を想定した補強施工の可能性と施工可能な範囲を確認する。また、同時に加工精度の確認も行う。
- (3) 今回の施工性確認試験に用いた各ボルトを、以下に示す。

1) アンカーボルト：

材質：SS400、 ボルト軸径：φ20、 ねじ長さ：100mm（並目ねじ）

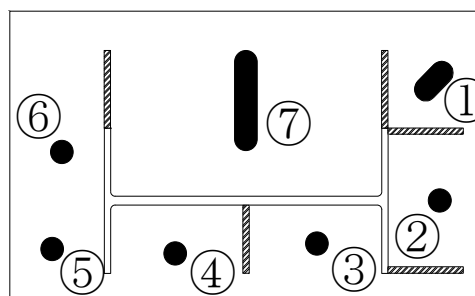
2) 高強度ボルト：

強度：14T 相当、 ボルト径：M8、
首下長さ：120mm、 ねじ部長さ：30mm（半ねじタイプ）



イメージ図

図2.5.1 柱脚モデル図



孔中心から柱面への垂直距離

- | | | |
|---------|---------|---------|
| ① 40 mm | ② 50 mm | ③ 40 mm |
| ④ 50 mm | ⑤ 55 mm | ⑥ 40 mm |
| ⑦ 50 mm | | |

図2.5.2 施工性確認に用いたボルト孔位置と柱との関係図

第2章

次に、現場施工における補強の手順は、以下のように行った。現場での補強施工に用いた器具の外観を、写真2.5.1に示す。

(1) ハンドドリルのセット

最初に、ポンチにて、アンカーボルト頭部の中心位置にマーキングを行う。
その後、アンカーボルトのねじ部を利用して、写真2.5.2のような固定治具を取り付け、この治具によってハンドドリルを固定し、ポンチでマーキングした位置にセットする。

(2) ハンドドリルによる孔明け加工

目視によって、ハンドドリルの鉛直度を確認し、アンカーボルト頭部から穿孔を行う（写真2.5.3参照）。

(3) 雌ねじの切削加工

ハンドドリルと固定治具を取り外し、穿孔した孔に対して、電動タッパ又はタッパハンドルを差し込み、切削する深さを確認しながら、雌ねじの加工を行う（写真2.5.4参照）。



- ・左上：ハンドドリル
- ・左下：電動タッパ
- ・右上：タッパハンドル

写真2.5.1 現場での補強施工に用いた器具の外観



- ・左図：固定治具にハンドドリルをセットした状態
- ・上図：アンカーボルトねじ部に固定治具をセットした状態

写真2.5.2 ハンドドリルと固定治具



写真2.5.3 ハンドドリルによる穿孔の状況



写真2.5.4 電動タップによるねじ切りの状況

2. 5. 3 試験結果及び考察

2. 5. 2に示した試験計画を基にして、施工性の確認試験を行った。以下において、具体的な確認内容と、それにより得られた結果を示す。

(1) 施工可能な範囲の確認とその結果

ハンドドリルがセットできて、且つ、穿孔作業が可能な範囲の確認を行った。

基本的には、アンカーボルトの中心位置と柱の鋼材面との間に、ハンドドリルの胴体部分における厚みの1/2以上(50mm以上)の間隔がなければ、ハンドドリルがセットできずに、孔明けの施工ができないことが分かった。

但し、図2. 5. 2における①のような、柱脚の脚元に三角形のように取り付いているリブで囲まれた孔位置(即ち、フランジ面やウェブ面で囲まれていない孔位置)では、胴体部分が柱面(フランジ及びウェブの鋼材面)から少し離れことになるため、リブの鋼材面から40mmの間隔でも穿孔作業が可能であることが分かった。

尚、鋼材面からの間隔は、基本的には上記に示す寸法が必要であったが、ハンドドリルによる穿孔作業が可能な範囲は、補強施工に用いるハンドドリルの大きさに左右されることが分かった。そのため、より小型のハンドドリルを用いることができるならば、更に、補強施工の範囲を広げることができると考えられる。

(2) 補強施工における加工精度の確認とその結果

以下のように、補強施工における加工精度の確認を行った。

1) 確認を行うための孔位置の選定

今回は、図2. 5. 2における“①の孔”と“④の孔”を用いて、加工精度の確認を行った。ここで、①の孔と④の孔を選んだ理由は、以下による。

i) ①の孔を選んだ理由：

今回の柱脚モデルにおいて、ハンドドリルの胴体部分が、柱の鋼材面(フランジ面又はウェブ面)と直に接しない箇所(リブで囲まれた箇所)で、柱に最も近づけることができる孔位置のため

ii) ④の孔を選んだ理由：

今回の柱脚モデルにおいて、ハンドドリルの胴体部分が、柱の鋼材面（フランジ面又はウェブ面）と直に接する箇所で、柱に最も近づけることができる孔位置のため

2) 補強施工の組合せと試験体数

各孔位置に対してアンカーボルトをセットし、ねじ切り加工を、電動（電動タップを使用）と手動（タップハンドルを使用）で試みた。

表2.5.1に、補強施工の組合せを示す。

各組合せにおいて、3本のアンカーボルトに対して補強施工を試みたため、試験体数の合計は、 $4 \times 3 = 12$ 本である。

表2.5.1 補強施工の組合せと試験体数

アンカーボルトをセットした孔位置	ねじ切りの方法	試験体数
①の孔	電動（電動タップ）	3本
	手動（タップハンドル）	3本
④の孔	電動（電動タップ）	3本
	手動（タップハンドル）	3本

3) 確認結果

電動タップ又はタップハンドルのどちらにおいても、現場施工で、雌ねじの切削加工ができることが分かった。また、表2.5.3に、穿孔における、アンカーボルト中心位置と孔中心位置とのずれ量（以下、孔の偏心距離と呼ぶ）を示す。大半の試験体は、孔の偏心距離は、**2.5mm**以下となった。但し、それ以外で、大きな偏心距離を生じたものが2体あり、1体は、**4mm**で、もう1体は、**5mm**であった。

写真2.5.5に、孔の偏心距離が**0mm**の場合と**5mm**の場合の状態を示す。これは、2.5.4において、引張試験を行ったときの破断後の断面状態を示している。

このような大きな偏心距離が生じた要因は、ハンドドリルを固定する固定治具の位置決めとセットが不十分であったために、孔明けをスタートする際に、ドリル先端がポンチ穴位置から、少しずれたことによるものと思われる。

また、今回の補強施工の初期段階では、不慣れさもあり、上記の偏心距離よりも、更に、大きな偏心距離が生じたものがあった。その偏心状態を、写真2.5.6に示す。この写真は、ハンドドリルによって明けた孔が、アンカーボルトの側面を貫通した状態のものである。

第2章

このような現象が発生した大きな要因は、ハンドドリルをセットした後の、鉛直度の確認が不十分であったことによるものと推定される。尚、この試験体については、引張試験は行わなかった。

今回の現場施工における加工精度の確認によれば、実際の現場状況においても、ハンドドリルの固定治具を調整して慎重に位置決めをし、その後、ハンドドリルの鉛直度の確認を確実に行った上で穿孔作業を行えば、孔の偏心距離は 2.5mm 以下の加工精度で、ハンドドリルや電動タッパ等を用いて補強施工することができることが分かった。

また、今後、鉛直度の確認ができるようなハンドドリルの固定治具等の改良を行っていけば、孔の偏心距離は、更に減らすことができるものと思われる。



孔の偏心距離／ 左：0mm 右：5mm

写真 2.5.5 偏心状況



写真 2.5.6 側面貫通状況

今回の施工性確認試験においては、アンカーボルトの軸部径が 20mm の場合について行ったが、今回の試験結果を踏まえると、アンカーボルトの軸部径が太くなった場合でも、上記のような注意を十分に行えば、偏心距離を 2.5mm 以下の精度で、孔明け加工をすることは可能であると考えられる。

2. 5. 4 現場施工で補強を施したアンカーボルトの引張試験計画

現場施工で補強を施したアンカーボルトの補強効果を検証するために、引張試験を行った。本引張試験に用いたアンカーボルトの試験体数は、2. 5. 3に示したように、全部で、12体である。

また、比較対象の試験体として、工場で製作した試験体も新たに製作して、引張試験を行った。ここで、工場製作の試験体においては、意図的に孔位置をずらした試験体も製作し、2. 5. 3で現場補強加工を施したアンカーボルトの試験体と比較することにした。従って、工場製作の試験体数は、孔の偏心距離が0mmの場合のものが3体、2mmのものが3体の合計6体である。引張試験の具体的な方法は、2. 3節と同じであるため、説明は省略する。

補強を施したアンカーボルトは、表2. 5. 2のようなアンカーボルトと高強度ボルトの組合せであり、計算上は、 $\alpha = 1.15$ で、断面①（孔延長部の断面）で破断が生じるように、補強設計を行っている。

表2. 5. 2 各ボルト素材の機械的性質

	軸径 (サイズ)	降伏点 (N/mm^2)	引張強さ (N/mm^2)	降伏比 (%)	伸び (%)
アンカーボルト	$\phi 20$	317	433	73	29
高強度ボルト	M8(半ねじ)	1283	1370	94	13

2. 5. 5 引張試験結果及び考察

表 2. 5. 3 に、実験結果と計算値の比較を示す。

表 2. 5. 3 引張試験の結果

試験体 名称	No.	実験値						計算値			
		耐力 (kN)	α	断面	隙間 (mm)	偏心 (mm)	δ (mm)	耐力 (kN)	α	断面	δ (mm)
SWE	1	121.3	1.22	①	5.2	2.0	32.4	114.3	1.15	①	20.6
	2	122.1	1.23	①	5.0	1.5	33.2	114.3	1.15	①	20.6
	3	118.7	1.19	①	3.9	4.0	28.2	114.3	1.15	①	20.6
SFE	1	121.0	1.22	①	5.9	2.0	33.4	114.3	1.15	①	20.6
	2	122.7	1.23	①	5.5	2.5	33.8	114.3	1.15	①	20.6
	3	122.7	1.23	①	4.8	2.0	31.9	114.3	1.15	①	20.6
SWM	1	122.1	1.23	①	5.7	1.0	34.6	114.3	1.15	①	20.6
	2	121.8	1.22	①	5.6	1.0	33.4	114.3	1.15	①	20.6
	3	121.5	1.22	①	5.3	1.5	32.7	114.3	1.15	①	20.6
SFM	1	120.4	1.21	①	5.1	1.5	32.9	114.3	1.15	①	20.6
	2	106.5	1.06	①	4.4	5.0	21.1	114.3	1.15	①	20.6
	3	121.5	1.22	①	5.7	2.0	32.2	114.3	1.15	①	20.6
FO	1	120.4	1.21	①	5.8	0.0	33.1	114.3	1.15	①	20.6
	2	121.3	1.22	①	5.6	0.0	31.3	114.3	1.15	①	20.6
	3	121.3	1.22	①	5.4	0.0	34.5	114.3	1.15	①	20.6
F2	1	122.4	1.23	①	4.8	2.0	32.6	114.3	1.15	①	20.6
	2	121.5	1.22	①	5.0	2.0	32.9	114.3	1.15	①	20.6
	3	122.4	1.23	①	5.2	2.0	33.3	114.3	1.15	①	20.6

※1：試験体名称の記号について、その内容を以下に示す。

1) 上から4種類の試験体（アルファベット3文字の組合せ）について

① 1文字目は、補強施工場所を示す。／ S：現場

② 2文字目は、アンカーボルトセット位置を示す。／

F：図2.5.2における①の孔（フランジ面近傍のため“F”の略称とした）

W：図2.5.2における④の孔（ウェブ面近傍のため“W”の略称とした）

③ 3文字目は、ねじ切りの方法を示す。／ E：電動、 M：手動

2) 下から2種類の試験体（アルファベットと数字の2文字の組合せ）について

① 1文字目は、加工場所を示す。／ F：工場

② 2文字目は、孔の偏心距離を示す。／ 0：0 mm、 2：2 mm

※2：表中の“断面”は破断位置を示し、“偏心”は孔の偏心距離を示す。

また、“ δ ”はアンカーボルトの伸び量を示す。

尚、同表中の補強アンカーボルトの耐力 (α) と伸び量 (δ) の計算値は、2.3節に示した方法で算出している。

この結果、現場施工の4つのシリーズとも、孔の偏心距離が 2.5mm 以内の試験体では、現場施工と工場製作との試験体では差は見られず、十分な補強効果を得られていることが分かった。また、耐力・伸びともに実験値は計算値を十分上回っており、安全側の評価が可能であることが分かった。但し、孔の偏心距離が 5mm の試験体 (SFM-2) の場合では、耐力は計算値を下回ったが、伸びは計算値とほぼ同じとなった。

図2.5.3と図2.5.4に一例として、現場施工のうち、“SWE”シリーズの3体と、工場製作で意図的に孔位置をずらした“F2”シリーズの3体の荷重-変形関係を示す。

これらの図からも分かるように、各シリーズの試験体は、偏心距離の大きいSWE-3で伸びが小さいこと以外、3体とも大きな差は見られなかった。

図2.5.5に、SFM-1、SFM-2と、F0-1の荷重-変形関係を示す。ここで、SFM-2は孔の偏心距離が 5mm と大きい現場施工試験体、SFM-1は孔の偏心距離が少ない現場施工試験体、F0-1は孔位置がずれていない比較対象の工場製作試験体である。

同図より、孔の偏心距離が 2.5mm 以下の現場施工試験体であるSFM-1では、工場製作試験体であるF0-1と比べても、ほとんど差は見られないことが分かる。これは、他のシリーズ (“SWE”、“SFE”、“SWM”) でも、同様であった。また、孔の偏心距離が 5mm と大きい現場施工試験体であるSFM-2は、F0-1と比べると、耐力と変形量ともに、低下していることが分かる。

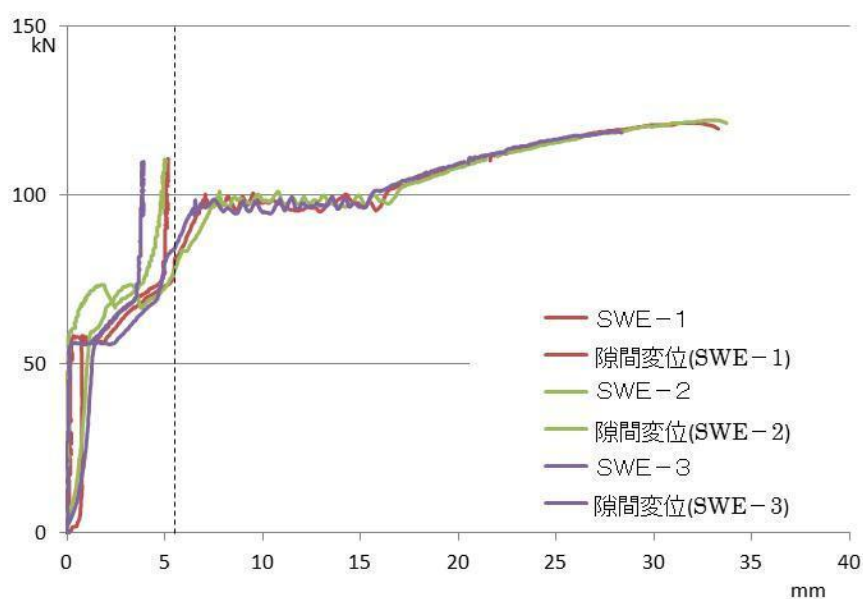


図2.5.3 荷重-変形関係図 (SWEシリーズ)

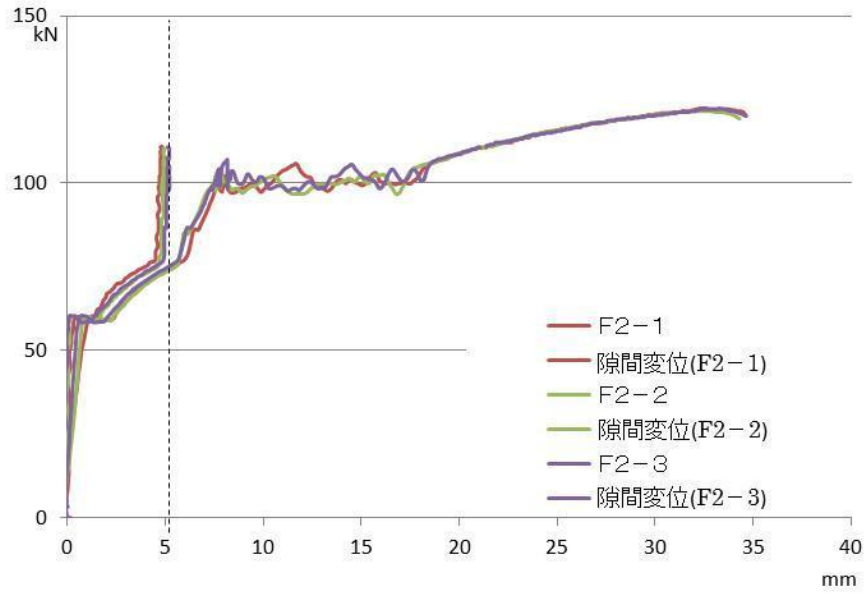


図 2.5.4 荷重-変形関係図 (F2 シリーズ)

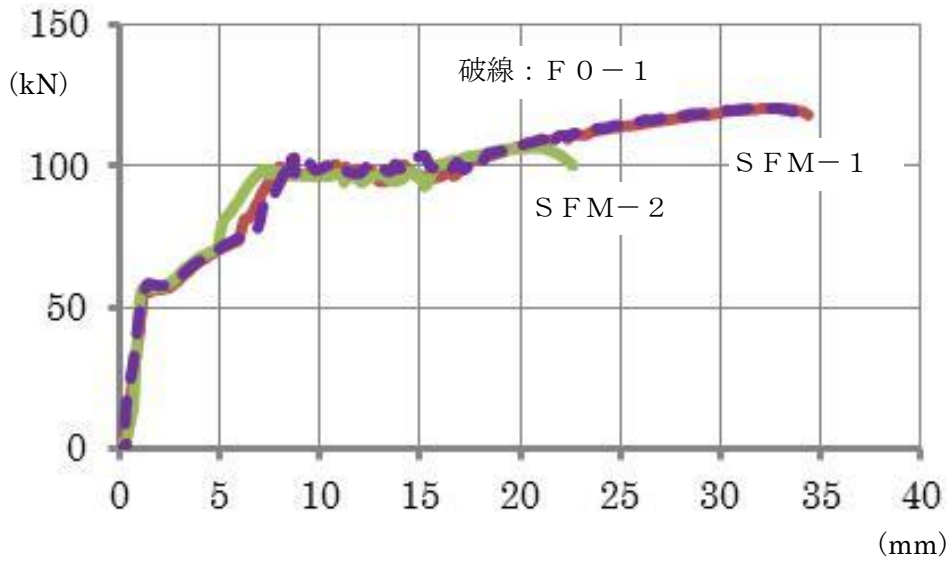


図 2.5.5 荷重-変形関係図 (SFM試験体とF0試験体の比較)

2. 6 アンカーボルトの補強設計

2. 6. 1 はじめに

2. 3節、2. 4節、2. 5節においては、本論で提案している改良型補強方法を用いて補強したアンカーボルトに対し、単体の引張試験、及び、実大の柱脚試験を行い、アンカーボルトねじ部での早期破断は改善されることを実験的に示してきた。そして、アンカーボルト素材の機械的性質が分かると（又は、想定できると）、補強アンカーボルトの最大耐力については、本論で提案している、(2. 2. 1)式、又は、(2. 2. 2)式で求めた α 値を用いて、安全側に評価できることを示すとともに、伸び量についても、本論で提案している(2. 2. 3)式を用いて安全側に評価できることを示した。

そこで、2. 6節では、前節までに得られた成果を基にして、まずは、補強設計を行うための目標を定め、その目標に従って、アンカーボルトを補強するための推奨し得る仕様を示す。そして、今までの色々な実験で収集した鋼素材の応力-ひずみ関係のデータを基にして、推奨し得る仕様で補強されたアンカーボルトの伸び能力を求め、それが、柱脚に必要とされている伸び能力を満足していることを示す。

2. 6. 2 実用的な補強の可能性

ここでは、アンカーボルトに対する実用的な補強設計を行うにあたり、まずは、補強設計を行うための目標を定める。その後、それに従って、実用的な補強の可能性と推奨し得る補強の組合せを探る。

また、実際に使用されているアンカーボルトの素材特性には、大きなばらつきが存在する。そこで、上記で得られた“推奨し得る補強の組合せ”を考慮して、今までに得られているいくつかの鋼材に対する素材特性の統計データを基にして、実用的な補強の可能性を探ることとする。

アンカーボルトの実用的な補強設計を行うための目標を、本論では、以下のように定める。

(社)日本鋼構造協会では、JSS規格として、建築構造用切削ねじアンカーボルトの規格(JSS II 14-2004)を制定している⁷⁾。この規格は、切削ねじアンカーボルトの伸び能力を保証した規格で、 $Y R \leq 75\%$ の時に、 $\alpha \geq 1.12$ を保証している。ここで、 $Y R$ ：アンカーボルト素材の降伏比、 α ：アンカーボルトの最大耐力と軸部の降伏耐力の比を示す。そこで、本論の目標設定については、この保証条件を安全側のみで、 $Y R$ が最大値である $Y R = 75\%$ の時に、 $\alpha \geq 1.12$ を満足している状態を考えることとする。そして、ア

ンカーボルトの実用的な補強設計をするにあたり、上記における安全側にみた保証条件を、本論で提案している耐力評価式の(2.2.1)式と(2.2.2)式に対応させて、“ α ”と“YR”の積、即ち、“ $\alpha \cdot YR$ ”を1つの指標と考えて、以下の条件を、本論における補強設計をする際の目標と考えることにする。

$$\alpha \cdot YR \geq 0.84 \quad \text{及び} \quad YR \leq 84\%$$

ここで、第1式の右辺における“0.84”の数値を定めたのは、上記のJSS規格における“ $\alpha = 1.12$ ”と“ $YR = 0.75$ ”の積を取ったものである。また、 $YR \leq 84\%$ としたのは、 $YR > 84\%$ の場合には、第1式の $\alpha \cdot YR \geq 0.84$ から、 $\alpha < 1.0$ となり、アンカーボルト軸部が降伏していない状態となるからである。

次に、上記の目標に従って、実用的な補強の可能性と、推奨し得る補強の組合せを探ると、以下のようになる。

本論の補強方法で補強されたアンカーボルトは、アンカーボルトと高強度ボルトの組合せで構成されている。そして、補強されるアンカーボルトの材料には、素材強度に大きなばらつきがあると考えられる。そこで、アンカーボルトは400N級鋼材とし、その中でも素材特性としては、かなり厳しい条件である、“降伏比： $YR = 80\%$ 、引張強さ： $\sigma u = 475 \text{ N/mm}^2$ ”を想定し、補強可能な組合せ例を考えることにする。

ここで、補強に用いる高強度ボルトとしては、強度14T相当の公称値： $\sigma u' = 1400 \text{ N/mm}^2$ を用いるものとし、ばらつきは考慮していない。

算定結果を、表2.6.1～表2.6.5に示す。これらの表において、右端に○印を付けたものは、上記のように $YR = 80\%$ とアンカーボルトの素材特性が悪い場合においても、上記で設定した実用的な補強設計をする際の目標である“ $\alpha \cdot YR \geq 0.84$ ”を満足している組合せであり、また、これらの組合せは、補強設計が可能な、推奨できる補強の組合せ候補と考えられるものである。

ここで、上記の“ $\alpha \cdot YR \geq 0.84$ ”を満足している組合せというのは、 $YR = 0.80$ を想定していることより、“ $\alpha \geq 1.05$ ”を満足している組合せのことである。

表2.6.1 アンカーボルト補強の組合せ例 (AB径：20φの場合)

AB径	HTB径	β	各断面での α 値		想定破断面と破断時の α 値		
			断面①	断面②			
20	6	0.30	1.14	1.07	②	1.07	○
	8	0.40	1.05	1.17	①	1.05	○
	10	0.50	0.94	1.31	①	0.94	
	12	0.60	0.80	1.47	①	0.80	

表 2.6.2 アンカーボルト補強の組合せ例 (A B 径 : 22 φ の場合)

A B 径	HT B 径	β	各断面での α 値		想定破断面と破断時の α 値	
			断面①	断面②		
22	6	0.27	1.16	1.05	②	1.05
	8	0.36	1.08	1.13	①	1.08
	10	0.45	0.99	1.24	①	0.99
	12	0.55	0.88	1.38	①	0.88

○
○

表 2.6.3 アンカーボルト補強の組合せ例 (A B 径 : 24 φ の場合)

A B 径	HT B 径	β	各断面での α 値		想定破断面と破断時の α 値	
			断面①	断面②		
24	6	0.25	1.17	1.03	②	1.03
	8	0.33	1.11	1.10	②	1.10
	10	0.42	1.03	1.19	①	1.03
	12	0.50	0.94	1.31	①	0.94

○

表 2.6.4 アンカーボルト補強の組合せ例 (A B 径 : 27 φ の場合)

A B 径	HT B 径	β	各断面での α 値		想定破断面と破断時の α 値	
			断面①	断面②		
27	6	0.22	1.19	1.01	②	1.01
	8	0.30	1.14	1.07	②	1.07
	10	0.37	1.08	1.14	①	1.08
	12	0.44	1.00	1.23	①	1.00

○
○

表 2.6.5 アンカーボルト補強の組合せ例 (A B 径 : 30 φ の場合)

A B 径	HT B 径	β	各断面での α 値		想定破断面と破断時の α 値	
			断面①	断面②		
30	6	0.20	1.20	1.00	②	1.00
	8	0.27	1.16	1.04	②	1.04
	10	0.33	1.11	1.10	①	1.10
	12	0.40	1.05	1.17	①	1.05

○
○

※1 : 上記の表中において、A B : アンカーボルト、HT B : 高強度ボルトを示し、各ボルト径の単位は、mm である。

※2 : α = 補強アンカーボルトの破断耐力 / アンカーボルト軸部の降伏耐力、
 β = 高強度ボルト軸部径(r) / アンカーボルト軸部径(R) を示す。

また、上記に示した J S S 規格におけるアンカーボルトの素材については、現在、400N 級鋼材として SNR400B、及び、490N 級鋼材として SNR490B 材が定められているが、この規格が制定される前、特に、阪神・淡路大震災以前では、実際に使用されていたアンカーボルトの素材には、強度的には現在も使われている 400N 級鋼材が主流であったが、鋼種としては、旧の SS41、SR24 などの様々な鋼材が用いられていた。そして、それらの鋼材は、引張強度や降伏比などの素材の機械的性質に大きなばらつきが存在している。

そこで、2つの材料を取り上げ、表 2.6.1～表 2.6.5 における○印の付いた組合せを参考にして、 β 値を、 $\beta = 0.27, 0.30, 0.33, 0.36, 0.40$ と定め、その β 値に対して、素材強度のばらつきを考慮しつつ、実用的な補強設計の目標である“ $\alpha \cdot YR \geq 0.84$ 及び $YR \leq 84\%$ ”となる確率を計算した。但し、補強に用いた高強度ボルトは、強度 14T 相当のものとして、安全側の一定値： $\sigma u' = 1400 \text{ N/mm}^2$ を採用している。

1つめの鋼材として、今までアンカーボルトに用いられていた鋼材のうち、400N 級鋼材の1つである、旧 SR24 について考える。この鋼材（旧 SR24）は、参考文献 9 において、素材強度（降伏点と引張強さ）の統計値が示されている。この統計値のうち、径が 25φ のデータを表 2.6.6 に示す。但し、参考文献 9 では、相関係数： ρ は示されていないので、参考文献 10 の資料 2 を参考にして、 $\rho = 0.7$ と仮定した。また、これらのデータ（降伏点と引張強さ）は、正規分布しているものとして、(2.6.1) 式を仮定した。

表 2.6.6 強度の統計値（旧 SR24 の場合）

		旧 SR24
降伏点 (kgf/mm ²)	平均	31.7
	標準偏差	2.6
引張強さ (kgf/mm ²)	平均	45.7
	標準偏差	3.8
相関係数（文献 10 により仮定した値）		0.7

$$f(x, y) = \frac{1}{2\pi\sigma_x\sigma_y\sqrt{1-\rho^2}} \text{Exp} \left\{ \frac{-1}{2(1-\rho^2)} (s_x^2 - 2\rho s_x s_y + s_y^2) \right\} \dots (2.6.1)$$

ここで、 $S_x = \frac{x-\mu_x}{\sigma_x}$ $S_y = \frac{y-\mu_y}{\sigma_y}$

μ_x, μ_y : 2変量の各平均 σ_x, σ_y : 2変量の各標準偏差
 ρ : 2変量の相関係数

上記で計算した結果を表2.6.7に示す。表中で網掛けをした範囲、即ち、 β 値が0.30～0.40の範囲では、95%以上の確率で、“ $\alpha \cdot YR \geq 0.84$ 及び $YR \leq 84\%$ ”の条件を満足していることが分かる。

表2.6.7 $\alpha \cdot YR \geq 0.84$ となる確率(強度14Tと旧SR24の組合せ時)

β	$YR \leq 0.84$		$YR > 0.84$
	$\alpha \cdot YR \geq 0.84$	$\alpha \cdot YR < 0.84$	
0.27	0.6609	0.3372	0.0019
0.30	0.9692	0.0289	
0.33	0.9975	0.0007	
0.36	0.9981	0.0000	
0.40	0.9981	0.0000	

また、上記の計算において、補強に用いた高強度ボルトを、現在市販されているもので、より入手しやすい、強度12T相当のもの ($\sigma u' = 1200 \text{ N/mm}^2$) で計算すると、表2.6.8のようになる。

この結果より、本組合せの場合には、 β 値が0.36～0.40の範囲では、96%以上の確率で、上記の条件を満足している。この場合でも、表2.6.1～表2.6.5より、 β 値が0.36～0.40の範囲に、 $\phi 24$ 以外のアンカーボルトの補強組合せが含まれていることが分かる。

表2.6.8 $\alpha \cdot YR \geq 0.84$ となる確率(強度12Tと旧SR24の組合せ時)

β	$YR \leq 0.84$		$YR > 0.84$
	$\alpha \cdot YR \geq 0.84$	$\alpha \cdot YR < 0.84$	
0.27	0.0808	0.9050	0.0142
0.30	0.4508	0.5350	
0.33	0.8361	0.1497	
0.36	0.9660	0.0198	
0.40	0.9852	0.0006	

2つめの鋼材として、490N 級鋼材のうち、素材特性の統計値を入手することができる、旧 SM50 について考える。この鋼材（旧 SM50）は、参考文献 10 の資料 2 において、素材強度（降伏点と引張強さ）の統計値が、表 2. 6. 9 のように示されている。この統計値を用いて、確率値を計算すると、表 2. 6. 10 のようになる。

この結果より、仮に、アンカーボルトが 490N 級鋼材であっても、 $\beta = 0.36 \sim 0.40$ の範囲では 99% 以上、 $\beta = 0.33$ の場合においても 94% 以上の確率で、上記の条件を満足していることが分かる。

表 2. 6. 9 強度の統計値（旧 SM50 の場合）

		旧 SM50
降伏点 (kgf/mm ²)	平均	37.4
	標準偏差	3.5
引張強さ (kgf/mm ²)	平均	54.2
	標準偏差	2.4
相関係数		0.7

表 2. 6. 10 $\alpha \cdot Y R \geq 0.84$ となる確率（強度 14T と旧 SM50 の組合せ時）

β	Y R \leq 0.84		Y R > 0.84
	$\alpha \cdot Y R \geq 0.84$	$\alpha \cdot Y R < 0.84$	
0.27	0.0018	0.9975	0.0006
0.30	0.2978	0.7015	
0.33	0.9434	0.0560	
0.36	0.9991	0.0003	
0.40	0.9993	0.0000	

2. 6. 3 補強したアンカーボルトの伸び能力

2. 6. 2においては、アンカーボルトの素材強度のばらつきを考慮しても、本論で設定した目標である“ $\alpha \cdot YR \geq 0.84$ 及び $YR \leq 84\%$ ”の補強が、実用的に十分に可能であることを示した。

一方、露出柱脚の必要回転角を $0.03\text{rad}^8)$ と仮定すると、その回転角に対するアンカーボルトの必要ひずみは、 $3\%^7)$ と見なすことができる。

そこで、ここでは、 $\alpha \cdot YR \geq 0.84$ を満たす補強を行えば、アンカーボルトのひずみは、上記に示した必要ひずみの3%を確保し得ることを示す。その際、以下の仮定を行った。

- (1) アンカーボルトの伸びは、(2. 2. 3) 式で評価可能であるが、そのうち、軸部の伸びのみを採用して、平均ひずみを求める。
- (2) 古いアンカーボルトの応力-ひずみ曲線を収集することは困難であったため、著者らがこれまでに行ってきた色々な実験に用いた鋼材の応力-ひずみ関係(70 データ)を用いて評価する。
- (3) 補強の目標であった“ $\alpha \cdot YR \geq 0.84$ ”の最小値である“ $\alpha \cdot YR = 0.84$ ”のときのアンカーボルト平均ひずみを求める。

検討を行った手順は、以下の通りである。

- (1) 1つの応力-ひずみ関係のデータより、降伏比: YR値を得る。
- (2) $\alpha \cdot YR = 0.84$ の式より α 値を求め、その α 値に対応する軸ひずみ (ε_α) を、図2. 6. 1の要領で得る。
- (3) 70 個の応力-ひずみ関係に対して、上記のようにして、“YR値”と“軸ひずみの値”の一对のデータを求めて、1つのグラフにプロットする。

上記の手順に従って求めた、 $\alpha \cdot YR = 0.84$ のときの軸ひずみ (ε) と、素材のYRとの関係を示すと、図2. 6. 2のようになる。この図より、以下のことが分かる。

- (1) 全体の83%が、軸ひずみ4%を上回っており、また、全体の97%において、軸ひずみ3%を上回っている。
- (2) 軸ひずみとして3%を上回っていない残りの3%においても、軸ひずみは、最低でも2%程度である。

次に、(2.2.3)式のねじ部の伸びについて考える。

本研究で提案している改良型の補強方法においては、アンカーボルト頭部に隙間(5 mm)を設けているため、その隙間(5 mm)に相当する伸び量($\delta 1$)は、必ずねじ部に生じることになる。そこで、この伸び量(5 mm)を軸ひずみに換算すると、アンカーボルトの径を $20\sim 30\phi$ として、埋め込み長さを $20d$ とすれば、 $0.8\sim 1.25\%$ (平均約 1%)の軸ひずみとみなせる。

この換算軸ひずみ(平均値)を、上記の軸ひずみに加えると、全体の 97% で、軸ひずみは 4% 以上となり、また、“残りの 3% ”においても、換算軸ひずみを加算すると、 3% ($2+1=3$)を確保できていることが分かる。

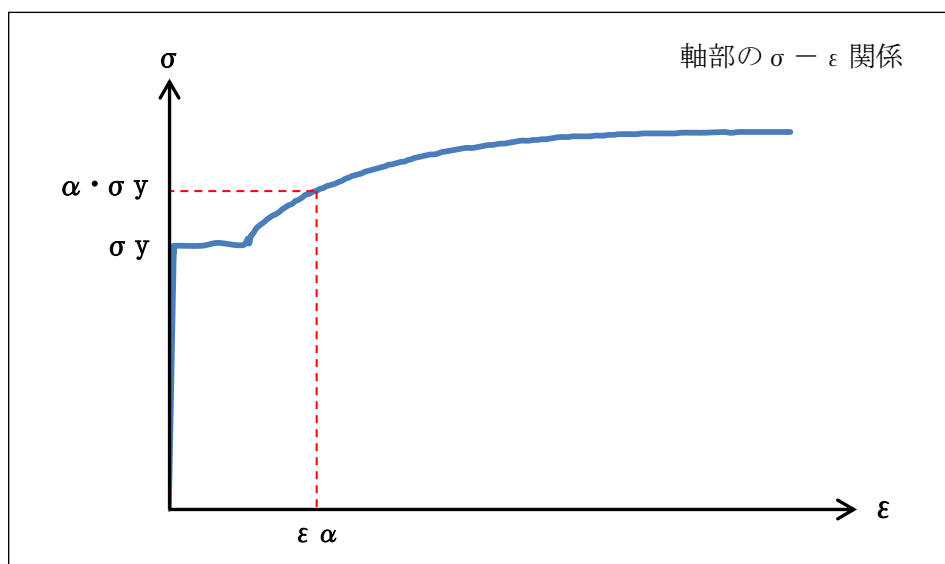


図 2.6.1 α 値から求められる軸ひずみ ($\epsilon \alpha$)

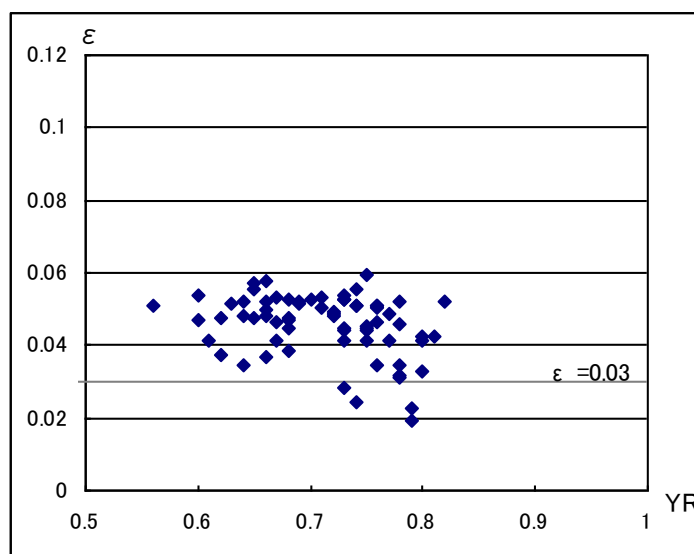


図 2.6.2 $\alpha \cdot YR = 0.84$ に対応する軸ひずみと YR の関係

2. 7 まとめ

第2章では、“既存鉄骨造露出柱脚アンカーボルトの耐震補強に関する研究”として、ねじ部で早期に破断する既存鉄骨造露出柱脚アンカーボルトに対して、ねじ部での早期破断を防止し、アンカーボルトの塑性変形能力を向上させる耐震補強の方法を示すとともに、その有効性について示した。

本論で述べるアンカーボルトに対する耐震補強の方法とは、アンカーボルトの頭部中心からドリル等で孔を明け、その中に高強度ボルトを埋め込んで、断面積が低下しているアンカーボルトねじ部の補強を行う方法である。その際、従来型補強方法では、アンカーボルトのねじ部長さが長い場合において、断面②で予想より早く破断するケースが見られたため、本論では、そのような場合でも、変形性能を向上させる改良型補強方法を提案した。また、この改良型補強に対する耐力の評価方法と伸び量の評価方法についても示した。改良型補強の具体的な内容は、高強度ボルトを埋め込む際に、アンカーボルト頂部と高強度ボルト頭部下端の間に、約 5mm の隙間を空けた状態で、高強度ボルトをセットするというものである。

以下に、得られた知見を節ごとに示す。

2. 3節では、改良型補強を施したアンカーボルト単体での引張試験を行い、改良型補強方法の有効性について確認を行った。その結果、以下のことが知られた。

- (1) 改良型補強アンカーボルトは、従来型補強アンカーボルトに比べて、耐力及び変形能力ともに向上する。
- (2) 改良型補強アンカーボルトの最大耐力は、本論で提案している耐力評価式の(2.2.1)式と(2.2.2)式を用いて評価することが可能であり、破断面も、同式でほぼ予測できる。
- (3) アンカーボルトの素材特性が分かれば、補強されたアンカーボルトの最大耐力時の伸び量は、本論で提案している伸び量評価式の(2.2.3)式で、安全側に推定できる。
- (4) 実際の露出柱脚で必要とされる回転角(0.03rad)の1.5倍である0.045radを与えたベースプレートの傾きでも、補強されたアンカーボルトの耐力及び変形性能へ与える影響は小さい。
- (5) 実際の現場施工を想定して、ハンドドリルと電動タッパを用いて孔明け加工及びねじ切り加工を行った補強の場合でも、工場加工した場合と比べて、アンカーボルトの性能の低下は見られなかった。

以上より、本改良型補強は、アンカーボルト単体として、その有効性が確認できた。

2. 4節では、実物大の露出柱脚部に、本論で提案している改良型補強を施したアンカーボルトをセットして載荷試験を行い、改良型補強方法の有効性の確認を行った。その結果、以下のことが知られた。

- (1) 実大の露出柱脚の状態においても、懸念された高強度ボルトの早期脆性破断は生じず、大変形まで載荷することができた。
- (2) 補強アンカーボルトの最大耐力と伸び量は、アンカーボルト単体の引張試験の場合と同様に、実大の露出柱脚試験においても、本論で提案している耐力評価式の(2.2.1)式、(2.2.2)式と、伸び量評価式の(2.2.3)式により、実用的な範囲で予測することができた。

以上より、実大の露出柱脚部の状態においても、アンカーボルトに対する本改良型補強方法と、本報で提案している評価式は、有効であると考えられる。

2. 5節では、実際に現場で施工を行う状態を模擬的に再現し、アンカーボルトに対する穿孔やねじ切り等の補強施工を試みて、加工精度の確認を含めた施工性の確認試験を行った。また、これらのアンカーボルトに対して引張試験を行い、工場製作試験体と比較することによって、現場施工における補強効果の確認を行った。その結果、以下のことが知られた。

- (1) 孔明け作業が可能な範囲は、ハンドドリルの大きさに左右され、アンカーボルトの中心位置と柱の鋼材面との間に、ハンドドリル胴体部分の厚みの $1/2$ 以上の間隔が必要である。
- (2) 孔明け加工精度については、ハンドドリルの固定治具を調整して慎重に位置決めをし、その後、ハンドドリルの鉛直度の確認を確実に行った上で穿孔作業を行えば、孔の偏心距離は、**2.5mm**以下にすることが可能である。
- (3) 現場施工による補強効果については、ハンドドリルによって穿孔された孔の偏心距離が**2.5mm**以下であれば、現場施工と工場製作との間では、補強効果に差は現れない。

以上より、本補強方法は、現場施工においても、既存鉄骨造露出柱脚アンカーボルトの耐震性を向上させることができるものと考えられる。

2. 6節では、実用的な補強設計を行うにあたり、補強設計を行うための目標として、“ $\alpha \cdot YR \geq 0.84$ 及び $YR \leq 84\%$ ”を定め、その目標に従って、アンカーボルトを補強するための推奨し得る仕様を示した。また、これまでに収集した応力-ひずみ関係の70データを基にして、これらの仕様を満足するアンカーボルトの伸び能力を求め、それが、柱脚に必要とされている伸び能力を満足していることを示した。その結果、以下のことが知られた。

- (1) “旧SR24”を想定したアンカーボルトと、高強度ボルト（強度14T相当）の推奨する組合せ（ $0.3 \leq \beta \leq 0.4$ ）では、上記の目標値を、95%以上の確率で満足する。
- (2) “旧SM50”の強度のばらつきを想定したアンカーボルトと、高強度ボルト（強度14T相当）の推奨する組合せ（ $0.36 \leq \beta \leq 0.4$ ）では、上記の目標値を、99%以上の確率で満足する。また、 $\beta \geq 0.33$ とすると、94%以上の確率で満足する。
- (3) アンカーボルトと高強度ボルトの推奨し得る組合せを採用すると、本改良型補強を施したアンカーボルトのひずみは、全体の97%において、平均ひずみで4%以上を期待できる。また、最悪の場合でも、日本鋼構造協会規格（JSS II 14-2004）における必要ひずみである3%を満足することができる。

以上より、本方法でアンカーボルトに耐震補強を施した露出柱脚は十分な耐震性を有し、耐震診断における靱性指標として、 $F=3.0$ を採用することができるものと考えられる。

・参考文献：

- 1) 日本建築防災協会：耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説（1996）， pp.207～212， 1996年9月
- 2) 日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会：1995年兵庫県南部地震鉄骨造建物被害調査報告書， pp.28， pp.98～103， 1995.5
- 3) 全国官報販売協同組合， 2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書， pp.597～604， 2007.8
- 4) 日本建築防災協会：耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説（1996）， pp.68～69， 1996年9月
- 5) 村上幸：既存鉄骨造屋内運動場の耐震性調査と露出柱脚アンカーボルトの耐震補強に関する研究， 広島大学大学院 博士学位論文， 第4章， pp.41～98， 2009.3
- 6) 村上幸， 土井惇， 松尾彰， 澤田樹一郎， 高松隆夫， 玉井宏章：既存鉄骨露出柱脚アンカーボルトの塑性変形能力改善に関する研究－補強アンカーボルトの引張試験・引抜試験－， 日本建築学会構造系論文集， 第621号， pp.163～168， 2007.11
- 7) 日本鋼構造協会， J S S規格 建築構造用切削ねじアンカーボルト・ナット・座金のセット JSSⅡ14-2004， 2004.3
- 8) 長谷川隆：露出柱脚を有する鉄骨骨組の地震時応答性状， 構造工学論文集， Vol. 46B， pp.657～665， 2000.3
- 9) 日本建築学会， 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料 8 鉄筋品質の変動， pp.34～35， 1987.9
- 10) 日本建築学会， 鋼構造限界状態設計規準（案）・同解説， pp.204～207， 1990.2

第3章

腐食した鉄骨部材の残存耐力・塑性変形能力に関する研究

3. 1 はじめに

事務所ビル等の鉄骨造建物においては、通常、主要構造部材は外装材や内装材に覆われており、また、良好な室内環境下に置かれていて、更には、竣工後のメンテナンスも十分に行われているため、腐食が進行して問題となることは少ないと考えられる。

一方、駐車場・工場・倉庫等の鉄骨造建物においては、外周部の主要構造部材は外気に曝されているものも多く、たとえ塗装による防錆処理が施されていたとしても竣工後のメンテナンスが十分に行われていないケースも少なくない。また、部材が外装材に覆われている状態でもメンテナンスが十分に行われていない場合も多く、その中でも特に、境界部分の目地部などでは、シーリング材等が劣化して、その部分から雨水等が侵入しているケースも少なくない。そして、このような状態に曝されている鉄骨部材に関しては、長年の使用によって、腐食が進行している部材が多く見受けられる^{1)~3)}。更に、このような建物は、そのままの状態で使用され続けている場合が多く見受けられる。このような建物を耐震診断により耐震性を確認するためには、腐食部材の力学的性能を把握しておくことが重要であると考えられる。

過去における腐食材の性状に関する研究については、藤井らの研究^{例えは4)~7)}がある。藤井らの研究では、例えば、約20年間海洋環境において暴露された鋼管杭から切り出した腐食鋼管供試体を元にして圧縮試験を行い、実験と解析によって、既存の座屈強度評価式を用いて腐食鋼管の残存耐力の評価が行われている。また、20~30年間共用された鋼製配電柱より採取した腐食薄肉円筒殻を元にして試験を行い、実験と解析により、腐食円筒殻の耐力低下を推定するために必要な腐食測定領域を明らかにするとともに、曲げ座屈耐力の評価が行われている。しかしながら、建築物における腐食した鉄骨部材の力学的特性を確認した研究は少ないように思われる。

また、現在、一般的に用いられている既存鉄骨造建築物の耐震診断及び耐震改修指針⁸⁾においては、腐食した部材や接合部等は、以下のような取り扱いとなっている。

鉄骨造建築物の耐震診断を精度良く行うために、構造体の実態調査を行うことになっており、その際の調査部位と内容の1つに、部材、接合部、ガセットプレートの発錆状況の調査が述べられており、腐食による断面欠損が10%以上ある場合には、建物全体の耐久性が著しく低下しているものと考えられて、耐震診断自体を中止して別途の対応を検討することになっている。しかしながら、腐食による断面欠損が10%以上ある場合においても、例えば、腐食箇所が明確に限定される場合など、某かの条件を付け加えれば、現在の耐震診断の対象内とすることが可能なケースも存在するのではないかと考えられる。

第3章

そこで、第3章では、1971年に建設され2004年に解体されるまでの約33年間、長年月にわたり、実際に使用されていた建築物から腐食材を切り出し、腐食した筋かいを念頭に、以下の3点に着目して試験体を製作し、各々の腐食材に対する残存耐力及び塑性変形性能について、実験及び解析により確認を行うこととする。

- (1) 全体的に腐食した部材断面に、引張力が作用している部材（筋かい軸部等）に注目し、その腐食部分の残存耐力と塑性変形性能について（3. 3節）
- (2) 筋かい等の高力ボルト摩擦接合部に注目し、被接合部材（軸部材のボルト取付部周辺）が全体的に腐食している接合部の外抜け破断、端抜け破断時の最大耐力について（3. 4節）
- (3) 筋かい接合部の腐食状態に注目し、部分的に腐食した筋かい接合部における最大耐力について（3. 5節）

3. 2 腐食部材を採取した建物概要と腐食材の概要

3. 2. 1 はじめに

3. 2節では、第3章の実験に用いた腐食部材を採取した建物について、建物の概要と腐食状況の概要、及び、採取した腐食材の概要について示す。

まず、建物全体の状況を示し、次に、筋かい接合部に注目して、腐食状況の概要と腐食した理由を示す。ここで、筋かい接合部の腐食を取り上げたのは、特徴的な腐食が見られたので、3. 5節において、筋かい接合部の残存耐力の確認実験を行ったためである。

また、3. 3節と3. 4節の実験に用いた供試体は、本建物より、腐食したH形鋼梁を採取して、それから切り出したものであるため、採取した腐食材の概要については、ここでまとめて示す。

3. 2. 2 建物の概要と腐食状況の概要

第3章の実験に用いた腐食部材は、2004年に解体された建物から採取したものである。本建物の概要を表3.2.1に、建物外観を写真3.2.1に、1階平面図を図3.2.1に示す。本建物は、1971年に竣工した因島市営駐車場で、写真3.2.1からも分かるように、外壁がほとんどないため開口部分が多く、また、沿岸部に建設されていたため、雨水や塩分を含んだ海からの風が構造体にかかりやすい状況になっていた。そのため、腐食した部材も多く、その中には構造耐力上主要な部分も含まれていた。一例として、写真3.2.3、写真3.2.4に、鉄骨大梁と鉄骨柱の腐食状況を示す。

本駐車場は、2001年の芸予地震による被害を受け（写真3.2.2）、調査・解体後に建て替えが行われ、2004年11月に新しい駐車場が竣工している。

表3.2.1 建物概要

建物名	因島市営駐車場
所在地	因島市土生町
竣工年	昭和46年（1971年）
用途	駐車場
規模	・3階建て ・49 m×21.4 m
構造形式	・架構：X、Y方向ともに、X形筋かい付ラーメン架構 ・床組：PC版+水平ブレース
部材形状	・筋かい：山形鋼 ・柱、梁：H形鋼
仕上げ材 （又は耐火被覆）	・柱：モルタル ・梁：石綿吹き付け ・筋かい：塗装
海からの距離	約10 m
特記事項	・芸予地震により、筋かい軸部が座屈している。 （写真3.2.2 参照） ・全体的に激しく腐食している。



写真3.2.1 建物外観



写真3.2.2 芸予地震により座屈した筋かい軸部

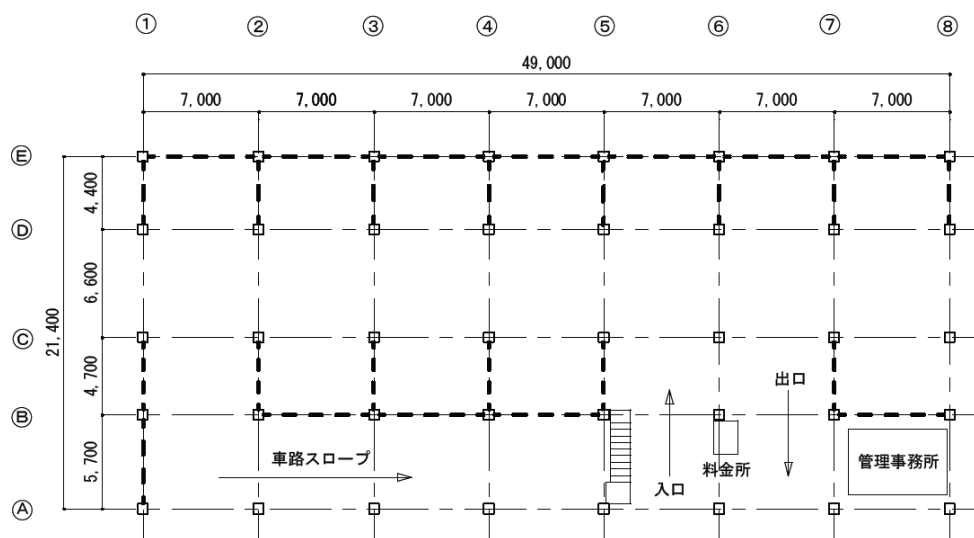


図 3. 2. 1 1階平面図



写真 3. 2. 3 鉄骨大梁の腐食状況



写真 3. 2. 4 鉄骨柱の腐食状況

以下に、上記に示した各写真の補足説明を示す。

(1) 写真 3. 2. 3 :

鉄骨大梁の下フランジが腐食している状況である。尚、本大梁端部は、調査のため、耐火被覆を、一部分剥がした状態である。本腐食は、雨水や海からの風で運ばれた塩分を含んだ海水が耐火被覆に浸透して、鉄骨表面が、比較的長時間湿潤状態になっていたことにより、腐食が進行したものと推測される。

(2) 写真 3. 2. 4 :

鉄骨柱が腐食している状況である。耐火被覆を兼ねた柱モルタルが何らかの理由で欠落している。その後、補修等が行われなかったため、露出状態となった鉄骨部材に、腐食が進行したものと推測される。

3. 2. 3 筋かい接合部の腐食状況の概要

本建物は、雨水等が構造体にかかりやすい状況になっていたため、外周部周辺の鉄骨部材に顕著な腐食が観察された。ここでは、それらの内、筋かい接合部について、腐食状況の概要を示す。

写真3.2.5に、筋かい接合部の腐食状況の一例を示す。筋かい接合部は、これらの写真に示すように、柱と筋かい接合部との境界部分で、腐食が進行している状態のものが多かった。即ち、筋かい接合部の外側（柱側）である、第3ボルト孔位置周辺で激しい腐食が観察された。

ここで、この部分が腐食した理由は、以下のように推測される。

まずは、境界部分において、柱の仕上げ材であるモルタルが、何らかの理由によって部分的に剥離した。その際、モルタルが剥離した接合部部分は、元々モルタルに埋まっていたところであるため、この部分の防錆塗装は、製作時の下塗り塗装だけであった。これは、塗装の外観状況から判断して、筋かい部分の仕上げ塗装は、柱のモルタルを施工した後で、現場にて施されたものと思われるため、この部分の鋼材は下塗り塗装だけであったと推測される。そのため、モルタルの剥離後は、この鋼材部分に雨水等が直接かかり、更には、その後のメンテナンスも十分に行われなかったことも影響して、この部分の鋼材に腐食が進行していったものと推測される。



左上：腐食状況－1

右上：腐食状況－2

左下：腐食状況－3

写真3.2.5 筋かい接合部の腐食状況

以下に、写真3.2.5の補足説明を示す。

(1) 腐食状況－1：

本写真は、筋かい接合部のうち、第3ボルト位置周辺部が全体的に腐食している状態で、腐食が特に激しい筋かい接合部である。

(2) 腐食状況－2：

本写真は、柱モルタルの一部が欠落したことにより、第3ボルト位置周辺の一部分が腐食した状態である。

(3) 腐食状況－3：

本写真は、ガセットプレートに沿って柱モルタルに亀裂が入り、その部分から雨水が浸入して、第3ボルト位置周辺部が腐食した状態である。尚、本接合部は、外部に露出している鋼材部分だけでなく、柱モルタルで隠れている内部の鋼材まで発錆しているように見受けられた。

3. 2. 4 実験に用いた腐食材の概要

ここでは、3. 3節と3. 4節の実験に用いた腐食材（供試体）について、その概要を示す。

(1) 腐食部材の採取について

前記建物の解体時に、2階から3階へ上る車路部分の床を支えていた長さ約 5.5 m の腐食したH形鋼梁（小梁）を採取し、長さ約 400 mm ごとに切断して、表面に付いている錆や塗装などの付着物を、高圧の水を吹き付けるウォータブリッド工法により除去した。

写真3. 2. 6に、ウォータブリッド工法による除去状況を示す。また、写真3. 2. 7と写真3. 2. 8には、ウォータブリッド工法によって、錆・塗装を除去する前と除去した後の鋼材表面の状態を示す。

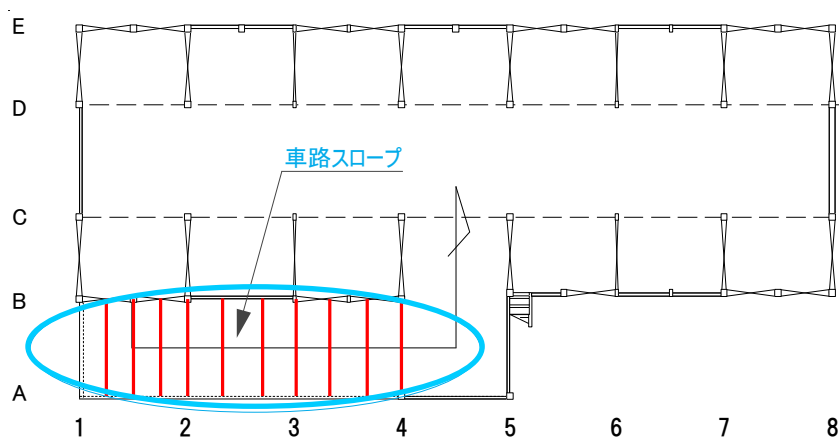


図3. 2. 2 腐食部材採取位置（3階平面図）



写真3. 2. 6 ウォータブリッド工法による除去状況



写真3.2.7 錆・塗装の除去前の状態



写真3.2.8 錆・塗装の除去後の状態

(2) 腐食部材の断面形状について

採取した腐食H形鋼の元断面形状については、腐食の少ない箇所をノギス等で測定することにより、H-298×149×5.5×8と推定した。

(3) 試験片の作製について

腐食部材の表面に付いている付着物を除去した後、腐食H形鋼のフランジ及びウェブ部分からそれぞれ平板を切り出した。切り出した平板の大きさについては、各節に示している。



写真3.2.9 フランジからの切り出しの一例

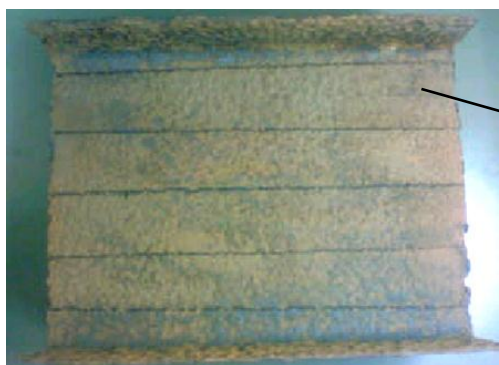


写真3.2.10 ウェブからの切り出しの一例

(4) 板厚の測定について

上記で作製した試験片において、下記に示すような CCD レーザ変位計 (写真 3. 2. 11) を用いて、板厚を計測した。尚、板厚の計測範囲や計測間隔については、各節に示している。

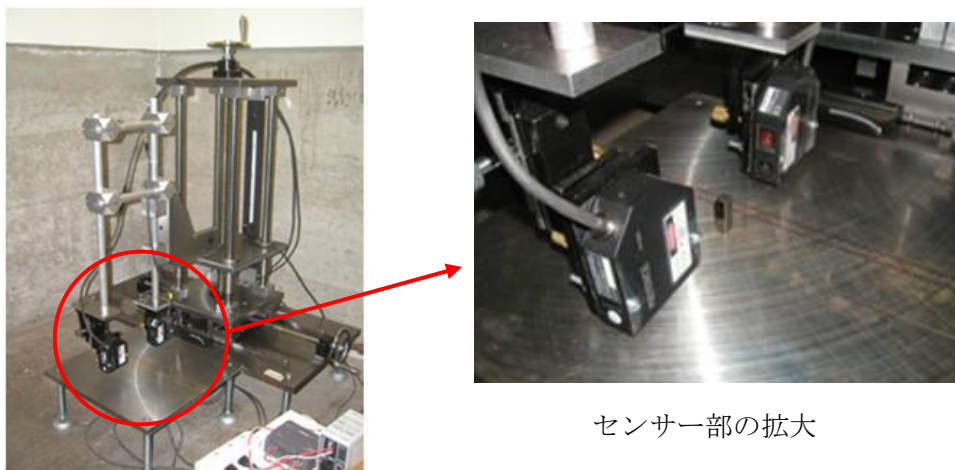


写真 3. 2. 11 CCD レーザ変位計

(5) 機械的性質の確認について

平板を切り出した腐食H形鋼の機械的性質の確認を行うために、腐食の少ないフランジ及びウェブ部分からそれぞれ平板を切り出し、表面が平坦になるように削って、JIS 5号引張試験片を各2枚作製し、引張試験を行った。

その結果を表 3. 2. 2 に示す。これより、材質は 400N 級鋼材 (旧 SS41) と推定された。

表 3. 2. 2 素材の機械的性質 (腐食H形鋼)

採取位置	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
フランジ	293	449	40.7
ウェブ	363	464	30.2

3. 3 全体的に腐食した部材の最大耐力と変形性能

3. 3. 1 はじめに

3. 3節では、全体的に腐食した平板に一樣な引張力が作用したときの残存耐力と塑性変形性能を、実験と解析により確認する。この平板は、建築部材として軸組筋かいと見なすこともできる。

3. 3. 2 腐食平板の概要と板厚の計測

まず、腐食H形鋼のフランジ及びウェブ部分から、それぞれ4枚、腐食平板を切り出し、板厚は採取したままの状態、JIS 1 A号引張試験片を作製して試験体本体とした。ここで、フランジから切り出した試験片をDFで表し、ウェブから切り出した試験片をDWで表すことにする。従って、試験体名は、DF-1、DF-2、DF-3、DF-4、及び、DW-1、DW-2、DW-3、DW-4となる。

次に、CCD レーザ変位計を用いて、縦横ともに 0.5mm 間隔で板厚を計測した。ここで、長さ方向の計測範囲は、標点間（距離：200mm）よりも少し広い平行部分（長さ：220mm）とした。

表 3. 3. 1 に、各試験片の板厚計測結果及び統計値を示す。また、写真 3. 3. 1 に板厚計測状況を、写真 3. 3. 2 には試験片表面の一例を示す。

表 3. 3. 1 板厚計測結果及び統計値（腐食平板）

試験片 名称	公称 板厚 (mm)	全範囲の 平均板厚 (mm)	平均板厚 ／公称板厚 (%)	標準偏差 (mm)	変動 係数	全範囲の 最小板厚 (mm)	全範囲の 最大板厚 (mm)	各断面の 平均板厚の 最小値 (mm)	各断面の 平均板厚の 最大値 (mm)
DF-1	8.0	5.09	63.6	1.00	0.20	2.27	7.72	3.80	6.64
DF-2		5.78	72.3	0.41	0.07	4.27	7.16	5.26	6.26
DF-3		4.33	54.1	0.79	0.18	2.01	7.18	3.75	4.91
DF-4		6.27	78.4	0.50	0.08	3.43	7.49	5.99	6.52
DW-1	5.5	4.19	76.2	0.51	0.12	2.38	5.59	3.75	4.64
DW-2		3.23	58.7	0.57	0.18	0.89	4.82	2.68	3.69
DW-3		3.28	59.6	0.56	0.17	0.90	4.90	2.47	3.96
DW-4		2.94	53.5	0.69	0.23	0.37	4.76	2.20	3.56



写真3.3.1 板厚計測状況



写真3.3.2 試験片表面の一例

図3.3.1～図3.3.8に、全8体分の板厚分布図を示す。各図中において、2本の破線で示したマーキングがあるが、このマーキングは、実験で確認された、大よその破断位置を示している（同ページの下方に示した破断後の写真参照）。図3.3.6と図3.3.8における○印は、局所的に、極端に板厚が薄いところを示している。

図3.3.9～図3.3.16に、載荷方向と直角方向の各断面における平均板厚値の分布を示す。これらの図中には、各断面における、最小板厚値と最大板厚値の分布も併せて示している。色付きのマーキングは、上記と同様に、実験で確認された、大よその破断位置を示している。

また、写真3.3.3～写真3.3.10に、全8体分の引張試験後の破断状態の写真を示す。ここで、試験体ごとに、引張試験後の破断状態の写真と板厚分布図を上下に並べたのは、破断位置と板厚分布との関係を、対比しながら確認できるようにしたためである。

板厚(mm) 0.0 -1.0 1.0 -2.0 2.0 -3.0 3.0 -4.0
 4.0 -5.0 5.0 -6.0 6.0 -7.0 7.0 -8.0

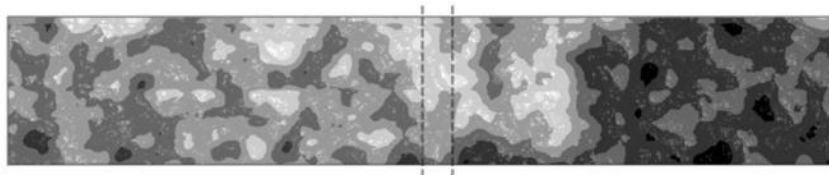


図 3.3.1 板厚分布図 (DF-1)

左記マークは、
破断位置を示す。

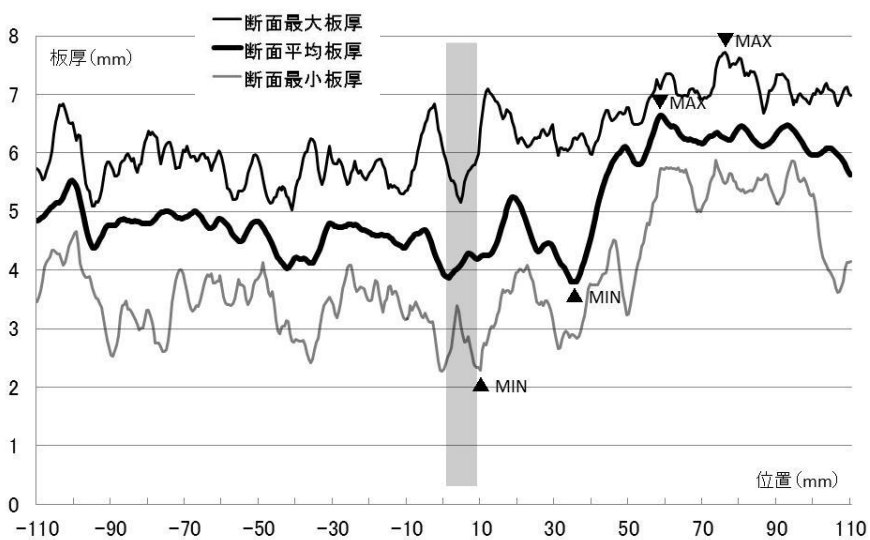


図 3.3.9 各断面の平均板厚分布図 (DF-1)



写真 3.3.3 腐食平板の破断状態 (DF-1)

板厚(mm) 0.0 -1.0 1.0 -2.0 2.0 -3.0 3.0 -4.0
 4.0 -5.0 5.0 -6.0 6.0 -7.0 7.0 -8.0

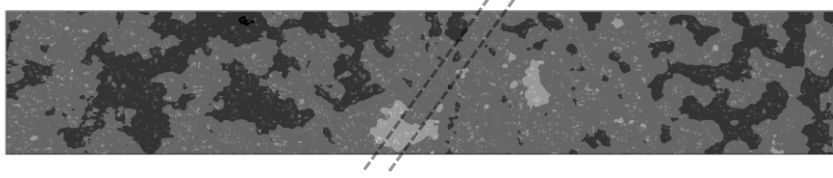


図3.3.2 板厚分布図 (DF-2)

左記マークは、
破断位置を示す。

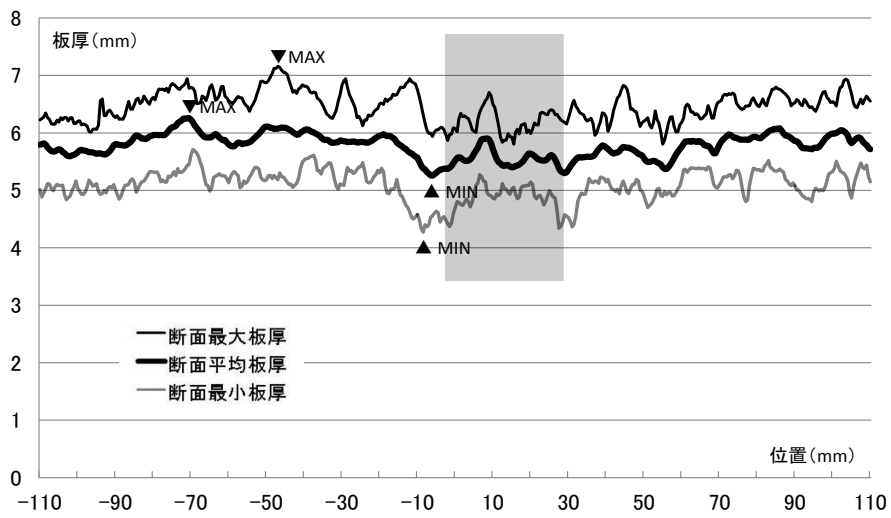


図3.3.10 各断面の平均板厚分布図 (DF-2)



写真3.3.4 腐食平板の破断状態 (DF-2)

板厚(mm) 0.0 -1.0 ■ 1.0 -2.0 ■ 2.0 -3.0 ■ 3.0 -4.0
 ■ 4.0 -5.0 ■ 5.0 -6.0 ■ 6.0 -7.0 ■ 7.0 -8.0

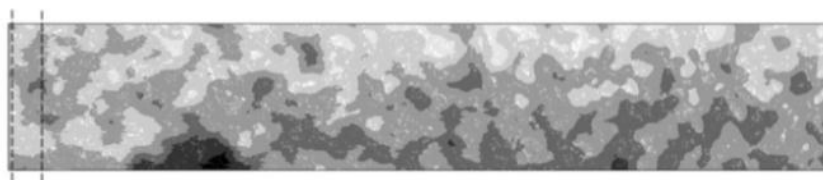


図3.3.3 板厚分布図 (DF-3)

左記マークは、
破断位置を示す。

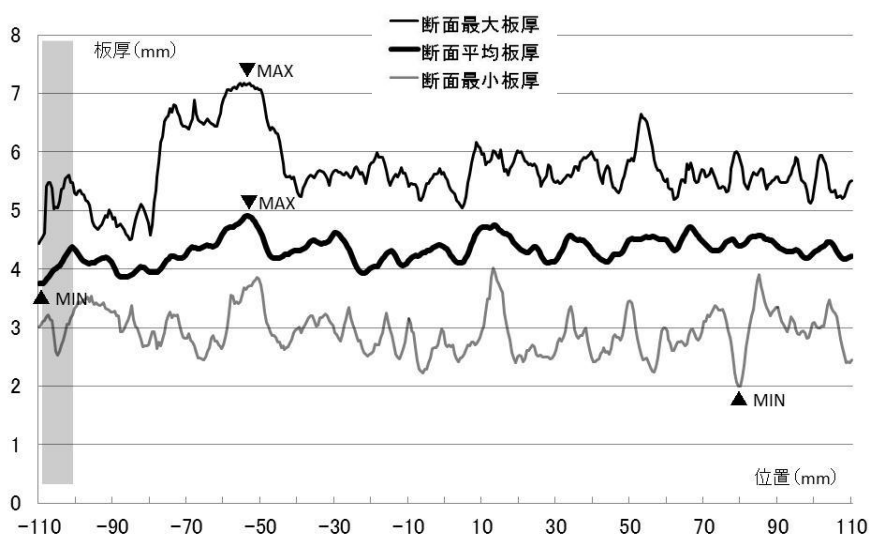


図3.3.11 各断面の平均板厚分布図 (DF-3)

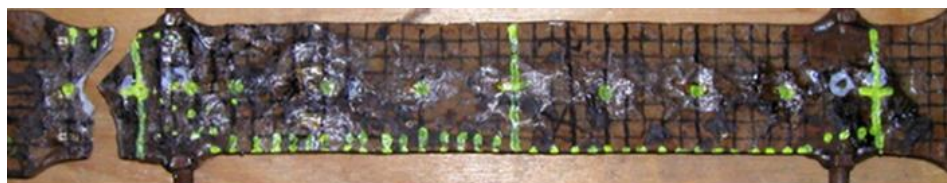


写真3.3.5 腐食平板の破断状態 (DF-3)

板厚(mm) 0.0 -1.0 1.0 -2.0 2.0 -3.0 3.0 -4.0
 4.0 -5.0 5.0 -6.0 6.0 -7.0 7.0 -8.0

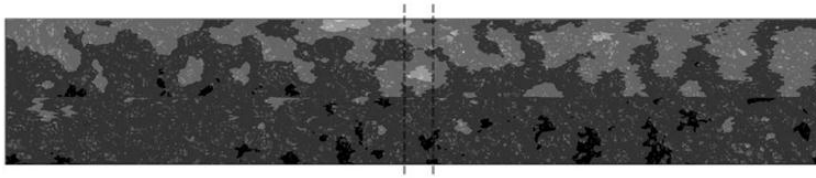


図 3.3.4 板厚分布図 (DF-4)

左記マークは、
破断位置を示す。

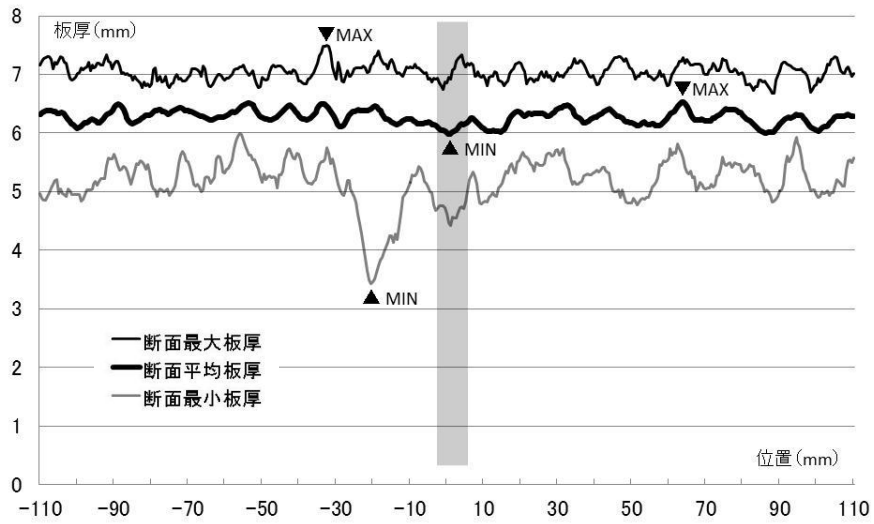


図 3.3.12 各断面の平均板厚分布図 (DF-4)



写真 3.3.6 腐食平板の破断状態 (DF-4)

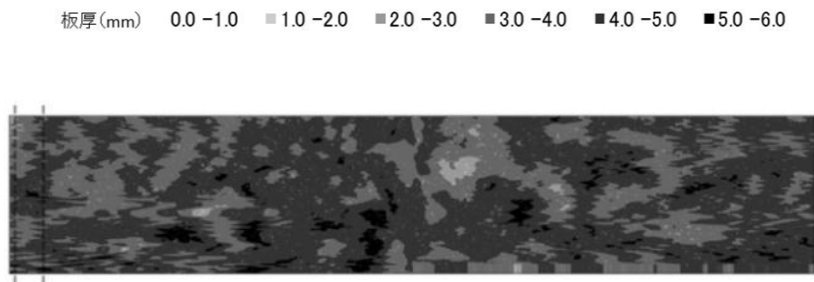


図 3. 3. 5 板厚分布図 (DW-1)

左記マークは、
破断位置を示す。

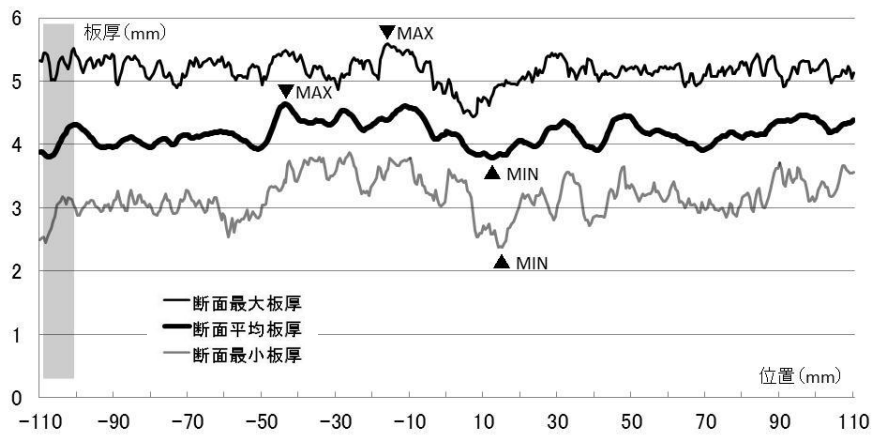


図 3. 3. 13 各断面の平均板厚分布図 (DW-1)



写真 3. 3. 7 腐食平板の破断状態 (DW-1)

第3章

板厚(mm) 0.0-1.0 ■ 1.0-2.0 ■ 2.0-3.0 ■ 3.0-4.0 ■ 4.0-5.0 ■ 5.0-6.0

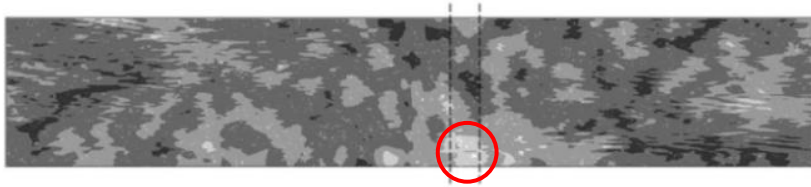


図 3.3.6 板厚分布図 (DW-2)

左記マークは、
破断位置を示す。

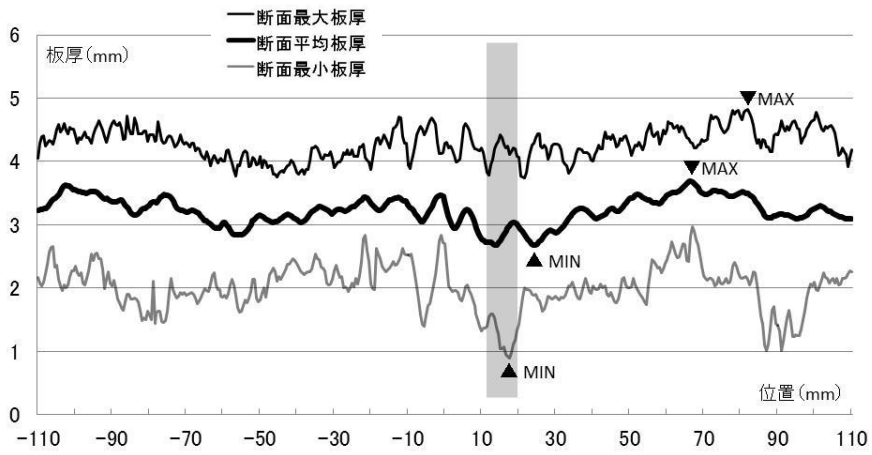


図 3.3.14 各断面の平均板厚分布図 (DW-2)



写真 3.3.8 腐食平板の破断状態 (DW-2)

板厚(mm) 0.0-1.0 ■ 1.0-2.0 ■ 2.0-3.0 ■ 3.0-4.0 ■ 4.0-5.0 ■ 5.0-6.0

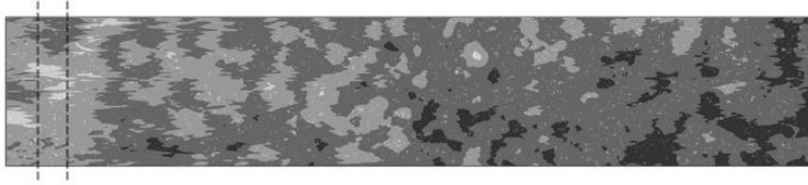


図3.3.7 板厚分布図 (DW-3)

左記マークは、
破断位置を示す。

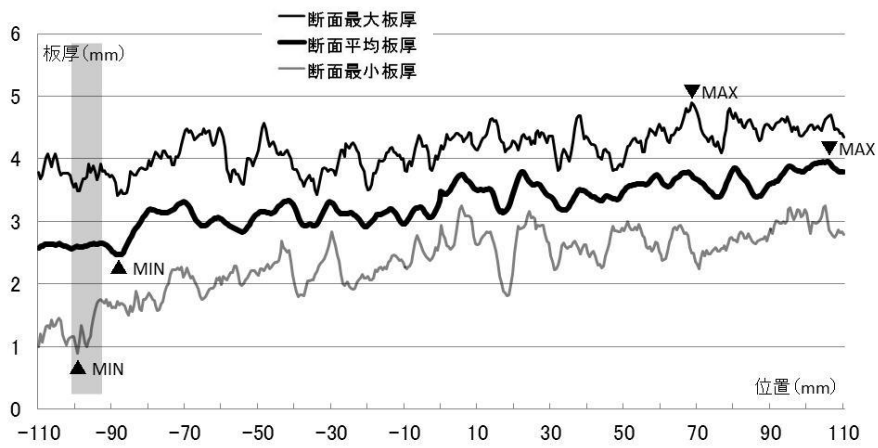


図3.3.15 各断面の平均板厚分布図 (DW-3)



写真3.3.9 腐食平板の破断状態 (DW-3)

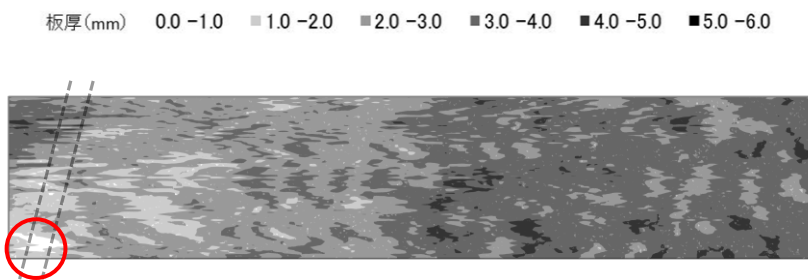


図 3.3.8 板厚分布図 (DW-4)

左記マークは、
破断位置を示す。

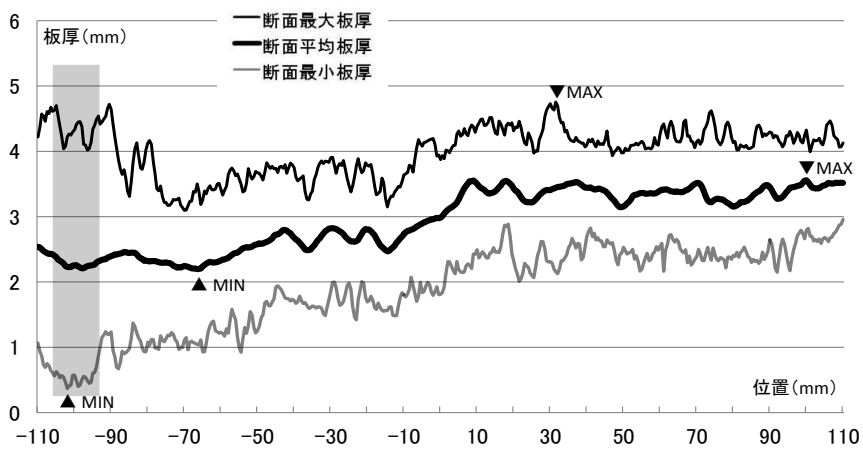


図 3.3.16 各断面の平均板厚分布図 (DW-4)

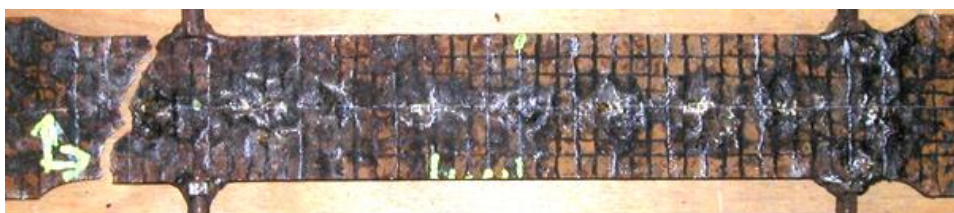


写真 3.3.10 腐食平板の破断状態 (DW-4)

3. 3. 3 試験体及び実験の概要

図3.3.17に、腐食平板の引張試験体を示す。本試験体の製作にあたっては、3.3.2で製作したJIS1A号引張試験片の両端に、掴み代とするために、腐食していない健全な平板を溶接で取り付けた。引張試験は、万能試験機（島津製作所製：UH-1000kNI）を用いて単調载荷で行った。

実験に際しては、以下のような計測及び対策を行った。

- (1) 試験機と試験体の寸法関係の都合上、試験片の両標点位置よりも少し内側に変位計を取り付けて（区間長：180mm）、荷重－変形関係を測定した。
- (2) 標点間（区間：200mm）においては、25mm 間隔で単軸ひずみゲージを取り付けて、各部の降伏状況を確認した。
- (3) 試験片の平行部の表面には、縦横ともに5mm 間隔で網目状に線を入れて、変形状態や破断状態を目視でも確認できるようにした。

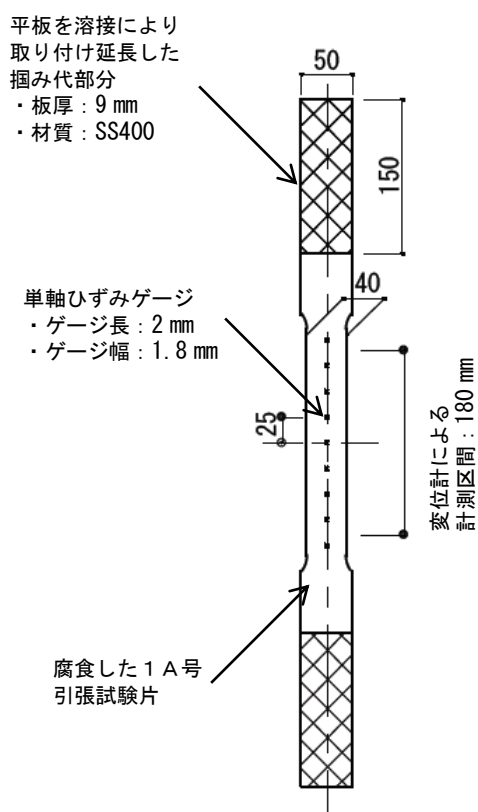


図3.3.17 引張試験体形状図



写真3.3.11 試験体取付外観



写真3.3.12 実験状況

3. 3. 4 腐食部材の耐力と変形量の推定

全体的に腐食した部材（腐食平板）の最大耐力や変形性能は、板厚分布に大きく関係していると推測されるが、ここでは、断面の平均板厚に注目して、腐食部材（腐食平板）の耐力と変形量を、以下のような考え方で推定した。

(1) 腐食平板の降伏耐力と最大耐力を、以下の方法で算出した。

$$\text{降伏耐力} : {}_c P_y = {}_s A_{\min} \times {}_0 \sigma_y \quad \dots (3.3.1)$$

$$\text{最大耐力} : {}_c P_{\max} = {}_s A_{\min} \times {}_0 \sigma_u \quad \dots (3.3.2)$$

ここで、

${}_s A_{\min}$: 試験体の平行部（ここでは、変位計取付区間の長さ：180mm とした。以下同じ。）における、载荷方向と直角方向の最小断面積（平均板厚の最小値と幅：40mm との積による。）

${}_0 \sigma_y$: 素材の降伏点（表 3.2.2）

${}_0 \sigma_u$: 素材の引張強さ（表 3.2.2）

(2) 各試験体の荷重－変形関係を、以下の手順と方法で求めた。

1) 図 3.3.18 に示すように、試験体の平行部を、载荷方向に Δl ごとに要素分割し（ここで、 Δl は、板厚計測間隔である、 $\Delta l = 0.5$ とした。）、各要素の板厚を、幅方向に 0.5mm 間隔で計測した板厚の平均値とした。

2) 試験体は、载荷方向に板厚の異なる要素が連続しているものと仮定した。

3) 試験体に、荷重： ${}_e P$ が作用している時、要素 i （断面積： A_i ）に発生している応力： ${}_e \sigma_i$ は、次式で求められる。

$${}_e \sigma_i = {}_e P / A_i \quad \dots (3.3.3)$$

4) 素材の引張試験から得られた応力－ひずみ関係より、応力： ${}_e \sigma_i$ に対応するひずみ： ${}_e \varepsilon_i$ を求めると、要素 i の変形量： ${}_e \delta_i$ は、次式で求められる。

$${}_e \delta_i = \Delta l \times {}_e \varepsilon_i \quad \dots (3.3.4)$$

5) 荷重： ${}_e P$ が作用している際の試験体の平行部の伸び： ${}_e \delta$ は、各要素の変形量の総和で求められる。

$${}_e \delta = \sum {}_e \delta_i = \sum (\Delta l \times {}_e \varepsilon_i) \quad \dots (3.3.5)$$

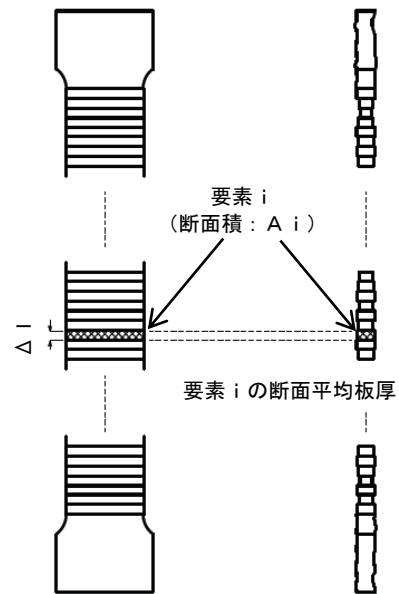


図 3.3.18 腐食した引張試験体のモデル化

3. 3. 5 実験結果と計算値の比較及び考察

表3.3.2において、実験で得られた降伏耐力と最大耐力、及び、3.3.4の計算方法で求めた各計算値を示す。ここで、実験においては、降伏点が明確に現れなかったため、荷重-変形関係のグラフより、接線の傾きが初期勾配の1/3となる点の荷重をもって、実験値の降伏耐力と設定した。

この表より、DW-2とDW-4を除いては、実験値と計算値は良い対応を示していることが分かる。従って、腐食平板の降伏耐力や最大耐力は、断面平均板厚の最小値から求める値でほぼ推定できることが知られた。

表3.3.2 各耐力の実験値及び計算値（腐食平板）

試験体 名称	降伏耐力： cP_y (kN)			最大耐力： cP_{max} (kN)		
	実験値	計算値	実験値 ／ 計算値	実験値	計算値	実験値 ／ 計算値
DF-1	47.0	44.6	1.05	74.6	68.2	1.09
DF-2	65.5	61.7	1.06	105.8	94.4	1.12
DF-3	47.0	44.0	1.07	76.8	67.3	1.14
DF-4	69.0	70.2	0.98	115.0	107.5	1.07
DW-1	49.0	54.4	0.90	72.6	69.6	1.04
DW-2	27.5	39.0	0.71	41.7	49.8	0.84
DW-3	36.5	35.8	1.02	50.3	45.8	1.10
DW-4	24.0	31.9	0.75	30.9	40.8	0.76

引張試験後の腐食平板の破断状態を、写真3.3.3～写真3.3.10に示す。板厚分布図と破断位置との関係より、腐食平板の破断位置は、断面平均板厚の最小値又はそれに近い断面平均板厚値となっている断面位置周辺で決定されていることが知られた。

計算値がやや高めの値を示したDW-2及びDW-4では、実験時の観測から推測すると、降伏後に、側面（こば面）近くでの局所的に板厚が薄くなっている箇所で亀裂が発生し、その後、この亀裂が早期に進展して、塑性変形時の伸びが十分に得られないままに（降伏後の耐力上昇が十分に得られないままに）破断に至ったため、実験値は、やや低めの値を示したものと考えられる。

図3.3.19～図3.3.26に、各試験体の荷重-変形関係として、実験値（実線）と計算値（破線）を比較して示す。ここで、計算における変形量の算出は、最大耐力値までとしている。また、図中には、“腐食がない”とした場合の荷重-変形関係も、点線で併記している。

DF-2とDF-4は、他と比べて比較的大きな塑性変形量を示した。これは、実験値の最大耐力が“腐食がない”とした場合の試験体の降伏耐力を超えているため、本試験体の腐食していない部分も降伏しているものと推測される。その結果、試験体全体において、より広範囲に降伏域が広がったため、比較的大きな塑性変形量を示したものと考えられる。

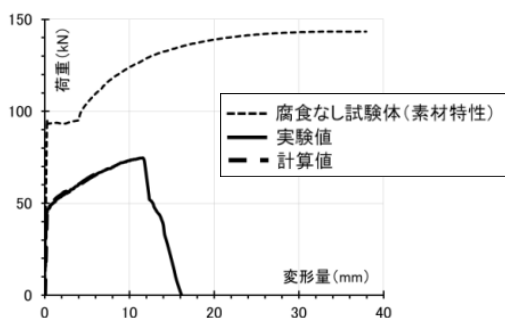


図 3. 3. 19 荷重－変形関係図
(DF－1)

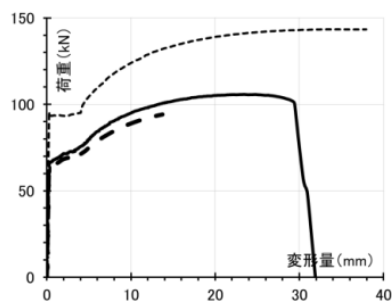


図 3. 3. 20 荷重－変形関係図
(DF－2)

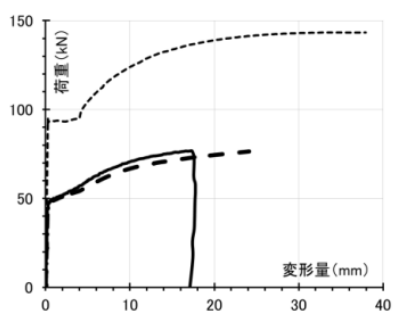


図 3. 3. 21 荷重－変形関係図
(DF－3)

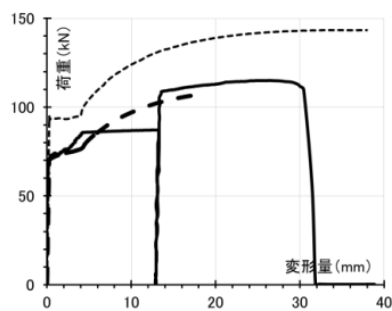


図 3. 3. 22 荷重－変形関係図
(DF－4)

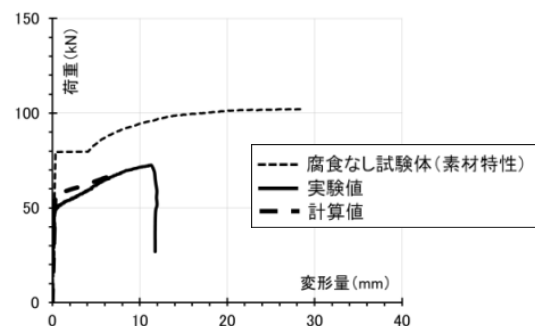


図 3. 3. 23 荷重－変形関係図
(DW－1)

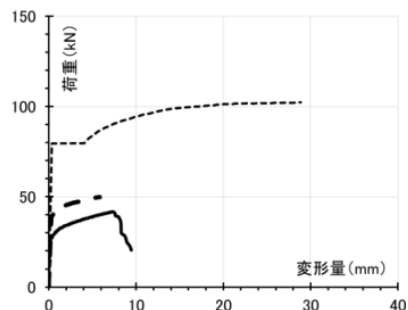


図 3. 3. 24 荷重－変形関係図
(DW－2)

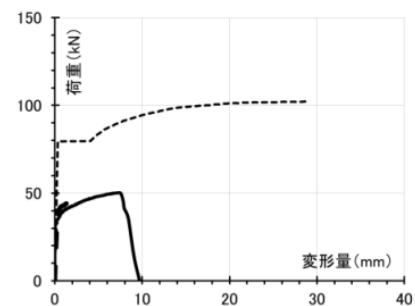


図 3. 3. 25 荷重－変形関係図
(DW－3)

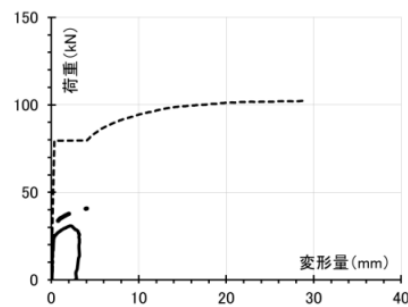


図 3. 3. 26 荷重－変形関係図
(DW－4)

3. 3. 6 板厚変動係数と伸び低下率の関係

ここでは、腐食平板全体の伸びの低下について、腐食の程度のばらつき具合との関係で、考察を行う。

腐食平板について、板厚の変動係数と伸びの低下率との関係を求めると、図3.3.27のようになる。

ここで、

縦軸 : 伸び低下率 = 腐食材伸び / 素材伸び

横軸 : 板厚変動係数 = 板厚の標準偏差 / 板厚の平均値

腐食材伸び : 引張試験から得られた腐食平板試験体の標点間の伸び

素材伸び : 素材試験から得られた伸び

尚、図中の○付き記号は、標点間の外で破断した試験体であり、標点間で破断していれば、伸びは、もう少し大きな値になっていたと考えられる試験体である。

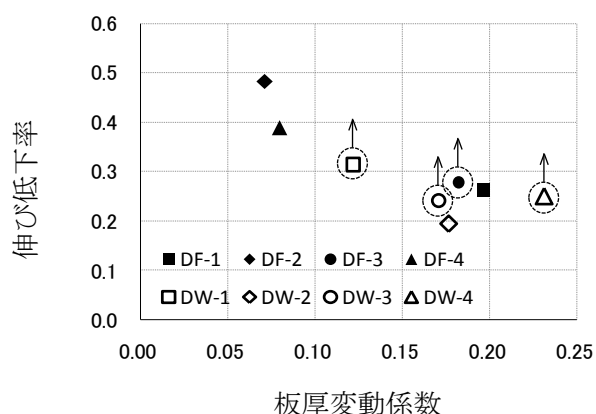


図3.3.27 伸び低下率と板厚変動係数の関係

このことより、以下のことが知られた。

- (1) 板厚の変動係数が大きくなるに従って、腐食部材の伸びは低下する傾向がある。
- (2) 板厚変動係数が7%程度になると、伸び低下率は50%を下回ることになり、更に、板厚変動係数が20%程度まで大きくなると、伸びの低下は更に大きくなって、伸び低下率は20%程度（素材の伸びの2割程度）まで小さくなる。

3. 4 全体的に腐食した筋かい接合部の最大耐力

3. 4. 1 はじめに

3. 3節では、腐食部材の一般的な特性を確認するために、全体的に腐食した平板の残存耐力と変形性能について、実験と解析により確認を行った。

ここでは、軸部材に山形鋼や溝形鋼などの形鋼が使われている筋かいにおいて、腐食している端部の高力ボルト摩擦接合部に注目し、軸部材のボルト取付部周辺が、全体的に腐食している接合部の最大耐力について、実験と解析により確認を行う。

接合部における軸部材の破断形式としては、取付ボルトの配列が1行の場合、“軸部破断”、“外抜け破断”、“端抜け破断”の3種類があるが⁹⁾・¹⁰⁾、本節では、突出脚部分の板厚や端あき寸法及び縁あき寸法を適宜設定することによって、3種類の破断形式のうち、“外抜け破断”と“端抜け破断”の2種類の破断形式となる接合部を再現させて、確認試験を行うこととした。

確認実験に際しては、ボルト取付面が、全体的に腐食している状態を仮想的に再現させた被接合部材を作製し、その部材を用いて製作した接合部の試験体によって、引張試験を行い、最大耐力の確認を行う。

解析に際しては、現在、一般的に用いられている、接合部の最大耐力評価式を取り上げ、腐食による減厚を考慮した板厚値を用いて最大耐力を求める。そして、その計算値と実験値を比較することにより、解析に用いた耐力評価式の妥当性の確認を行うこととする。

3. 4. 2 試験体に用いた腐食平板の概要と板厚の計測

全体的に腐食している被接合部材の試験体（以下、腐食接合部と呼ぶ）の製作に先立って、3. 3節と同様に、腐食H形鋼（H-298×149×5.5×8）のウェブ部分から切り出した腐食平板に対して、腐食状況を確認するために、CCD レーザ変位計により、板厚を縦横 0.5mm 間隔で計測した。

製作した腐食接合部の形状は4種類で、製作に用いた腐食平板の大きさ及び板厚計測範囲は、以下のとおりである。尚、最終的に製作した試験体数は11体で、試験体の名称及び具体的な形状は、3. 4. 3に示している。

(1) 腐食平板の大きさと板厚計測範囲

1) 部材断面形状が山形鋼で、取付ボルトが1行1列の場合（L-1×1）：

- ①腐食平板の大きさ：幅×長さ＝50mm×110mm
- ②腐食平板の枚数：3枚（故に、試験体数は3体）
- ③板厚計測範囲：幅方向：全幅、長さ方向：端あき端から75mmの範囲

2) 部材断面形状が山形鋼で、取付ボルトが1行2列の場合（L-1×2）：

- ①腐食平板の大きさ：幅×長さ＝50mm×125mm
- ②腐食平板の枚数：3枚（故に、試験体数は3体）
- ③板厚計測範囲：幅方向：全幅、長さ方向：端あき端から95mmの範囲

3) 部材断面形状が溝形鋼で、取付ボルトが1行1列の場合（[- 1×1）：

- ①腐食平板の大きさ：幅×長さ＝50mm×90mm
- ②腐食平板の枚数：2枚（故に、試験体数は2体）
- ③板厚計測範囲：幅方向：全幅、長さ方向：端あき端から75mmの範囲

4) 部材断面形状が溝形鋼で、取付ボルトが1行2列の場合（[- 1×2）：

- ①腐食平板の大きさ：幅×長さ＝55mm×125mm
- ②腐食平板の枚数：3枚（故に、試験体数は3体）
- ③板厚計測範囲：幅方向：全幅、長さ方向：端あき端から95mmの範囲

(2) 板厚計測結果

板厚計測結果について、一例として4種類の形状からそれぞれ1枚を選び、図3. 4. 1～図3. 4. 4に示す。

これらより、切り出した腐食平板は、全体的に腐食が広がっていることが分かる。また、部分的に大きく減厚しており、腐食がかなり進行している状態であることが知られた。

板厚(mm) 0.0-1.0 ■ 1.0-2.0 ■ 2.0-3.0 ■ 3.0-4.0 ■ 4.0-5.0 ■ 5.0-5.5

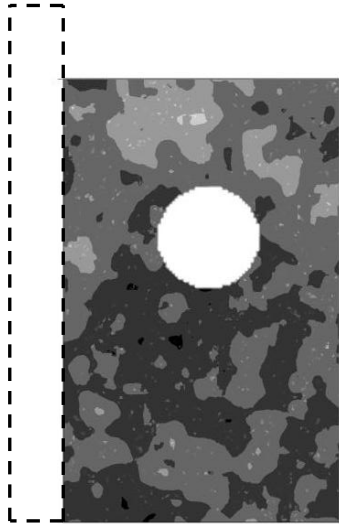


图 3.4.1 板厚分布图
(L-1×1-1)

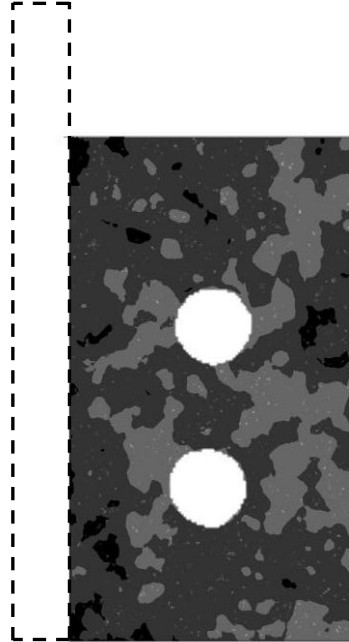


图 3.4.2 板厚分布图
(L-1×2-2)

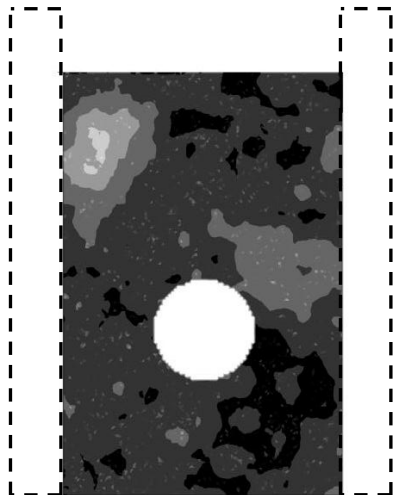


图 3.4.3 板厚分布图
([-1×1-2])

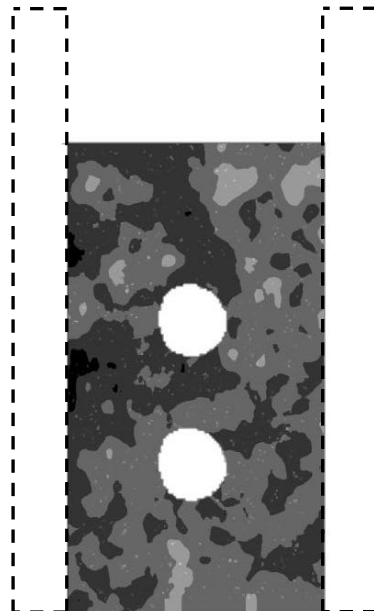


图 3.4.4 板厚分布图
([-1×2-1])

3. 4. 3 試験体の概要

試験体の製作に先立ち、3. 4. 2に示した腐食平板を用いて、以下のような、4種類の腐食接合部を製作した。

(1) 軸部が山形断面の腐食接合部 (合計2種類)

図3. 4. 5と図3. 4. 6に示すように、腐食平板の長さ方向の片側に、厚さ12mmの腐食していない健全な平板(SS400)を溶接で取り付けて突出脚部分とし、山形断面形状の腐食部材を製作した。その後、この腐食部材を用いて、取付ボルトが1行1列の場合(ここでは、 1×1 と表記する)と、1行2列の場合(ここでは、 1×2 と表記する)の2種類の腐食接合部を製作した。本腐食接合部の破断形式は、どちらも、外抜け破断となるように設定した。尚、本破断形式の設定においては、吹田らの耐力式¹¹⁾・¹²⁾に、元板厚の公称板厚値を用いて各破断耐力を算出し、算出した各破断耐力値を比較することによって、最終的に、表3. 4. 1に示す端あき寸法及び縁あき寸法として、外抜け破断となるように設定した。

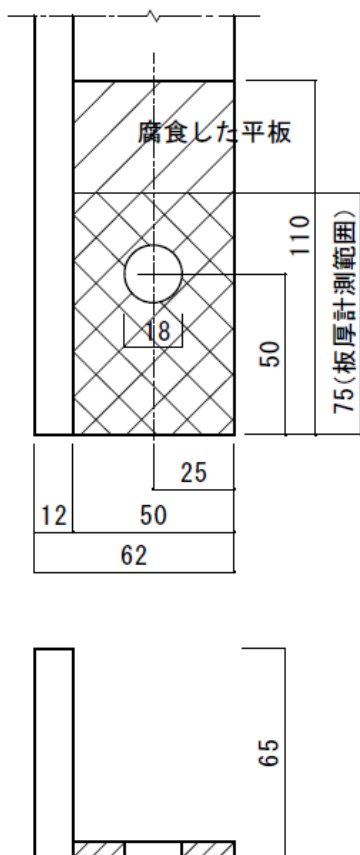


図3. 4. 5 腐食部材形状図
(山形断面： $L-1 \times 1$)

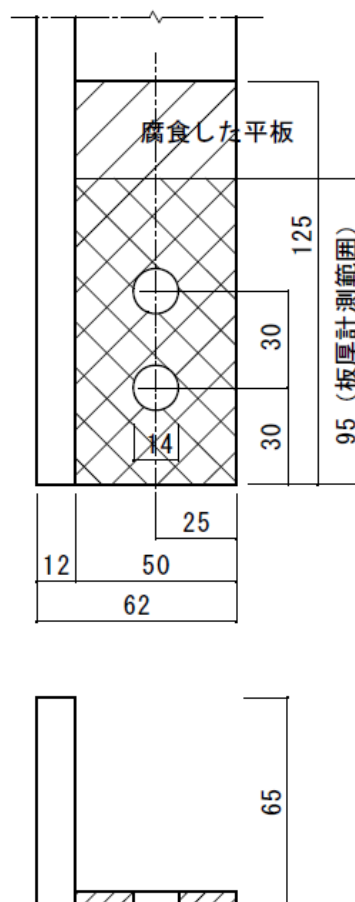


図3. 4. 6 腐食部材形状図
(山形断面： $L-1 \times 2$)

(2) 軸部が溝形断面の腐食接合部 (合計2種類)

図3.4.7と図3.4.8に示すように、腐食平板の長さ方向の両側に、厚さ12mmの腐食していない健全な平板(SS400)を溶接で取り付けて突出脚部分とし、溝形断面形状の腐食部材を製作した。その後、この腐食部材を用いて、取付ボルトが1行1列の場合(ここでは、1×1と表記する)と、1行2列の場合(ここでは、1×2と表記する)の2種類の腐食接合部を製作した。本腐食接合部の破断形式については、どちらも、端抜け破断となるように設定した。尚、本破断形式の設定においては、山形断面と同様に行い、最終的に、表3.4.1に示す端あき寸法及び縁あき寸法として、端抜け破断となるように設定した。

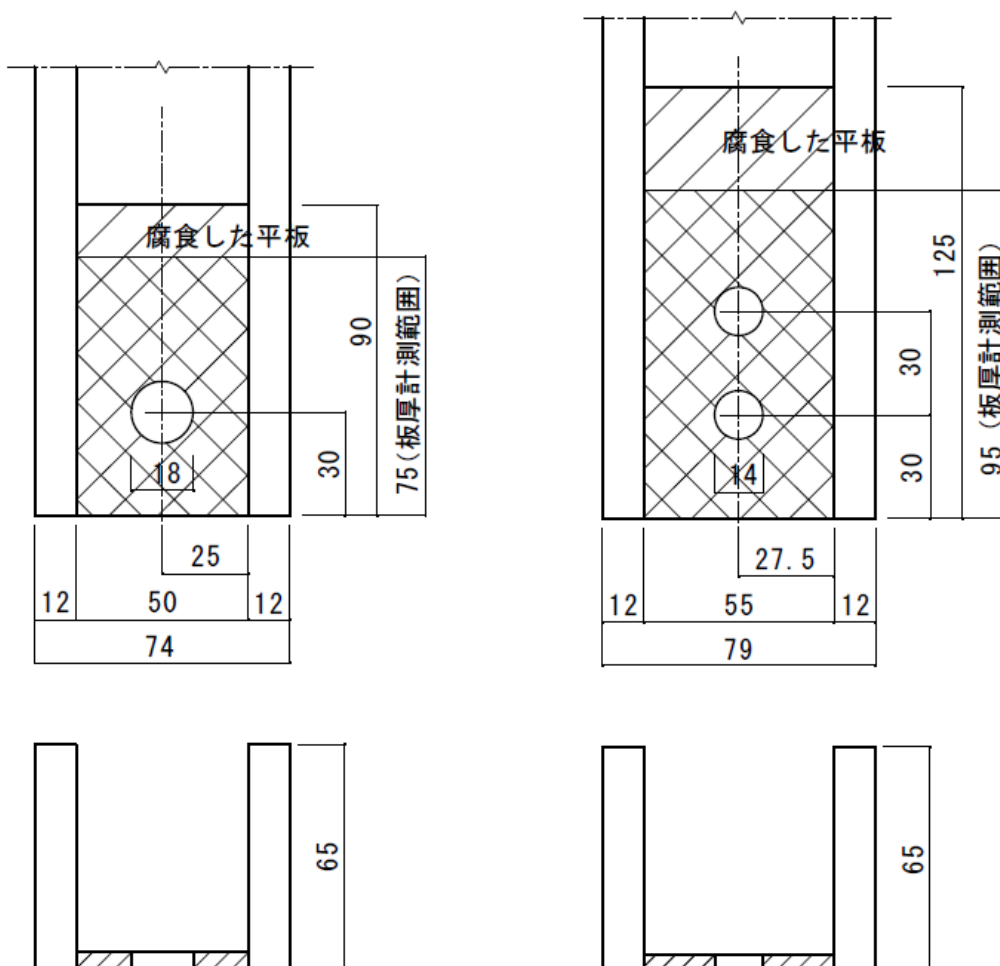


図3.4.7 腐食部材形状図
(溝形断面: [- 1 × 1])

図3.4.8 腐食部材形状図
(溝形断面: [- 1 × 2])

表 3. 4. 1 腐食接合部における取付寸法値一覧

試験体形状	d (mm)	p (mm)	e ₁ (mm)	e ₂ (mm)
山形断面：L-1×1	18	—	50	25.0
山形断面：L-1×2	14	30	30	25.0
溝形断面：[-1×1	18	—	30	25.0
溝形断面：[-1×2	14	30	30	27.5

※ここで、d：ボルト孔径 p：ボルトピッチ
e₁：端あき寸法 e₂：縁あき寸法

次に、試験機へセットするため、図 3. 4. 9 と図 3. 4. 10 に示すように、上記で製作した腐食接合部の一端（図中では上端側）には、腐食していない同幅の平板（板厚は 9mm）を溶接で取り付けて延長し、更に、その延長部分の一端に、健全な平板（SS400）を溶接で取り付けて掴み代部分とした。また、接合する相手側の部材（図中では下端側の部材）は、腐食していない健全な平板（SS400）で製作した。

接合部における取付ボルトについては、山形断面と溝形断面ともに、ボルトの配置が、1×1 の試験体には M16 の高力ボルト（F10T）を用い、1×2 の試験体には M12 の高力ボルト（F10T）を用いた。但し、取付ボルトには、所定のボルト張力は導入せずに、組立時にガタが生じない程度の締め付けとした。ここで、取付ボルトに所定のボルト張力を導入しなかった理由は、比較する耐力評価式には摩擦力の影響は含まれておらず、また、高力ボルトの残存摩擦力による最大耐力の上昇分は、余力と考えたためである。

表 3. 4. 2 に、各断面形状における試験体数の一覧を示す。

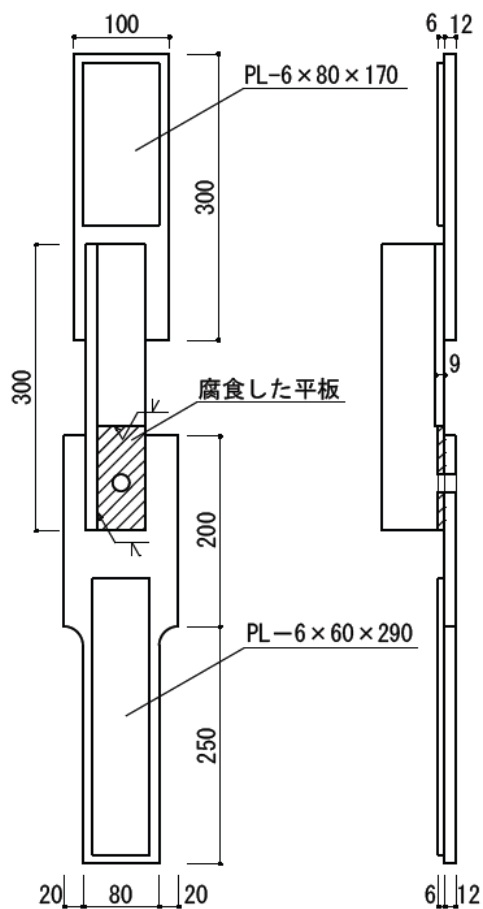


図 3. 4. 9 試験体形状図
(山形断面：L-1×1の場合)

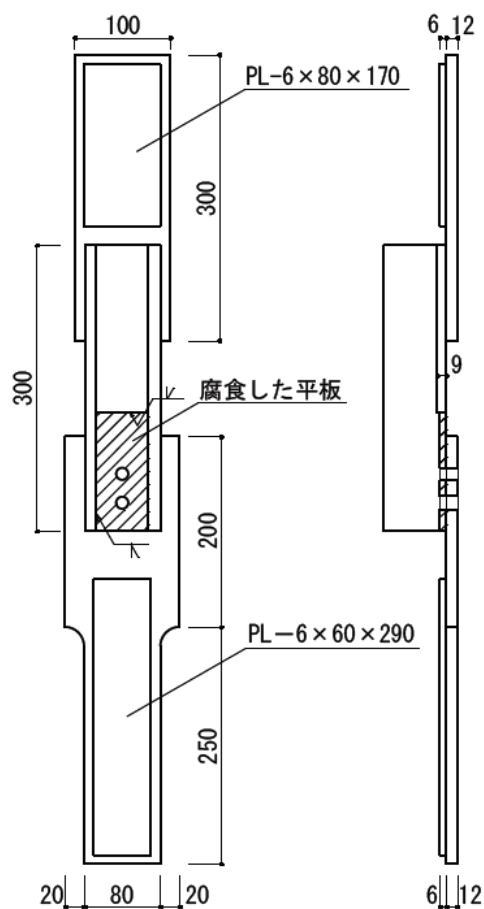


図 3. 4. 10 試験体形状図
(溝形断面：[-1×2の場合)

表 3. 4. 2 試験体数一覧

試験体形状		試験体数
山形断面	L-1×1	3体
	L-1×2	3体
溝形断面	[-1×1	2体
	[-1×2	3体

3.4.4 実験の概要

3.4.3に示した4種類の試験体を用いて、3.3節と同様に、万能試験機（島津製作所製：UH-1000kNI）を用いて引張試験を行った。

実験に際しては、以下のような計測及び対策を行った。

- (1) 腐食接合部の伸びを計測するために、図3.4.11に示す位置に、変位計を取り付けた。尚、腐食接合部の変位としては、左右に取り付けた変位計から計測された各変位の平均値とした。
- (2) 腐食平板部分の片面（突出脚が突出していない側の鋼材面）に、縦横5mm間隔で網目状に線を入れて、変形状態や破断状態を目視でも確認できるようにした。
- (3) 载荷については、载荷初期から破断が確認されるまで、変位制御による単調载荷で行った。

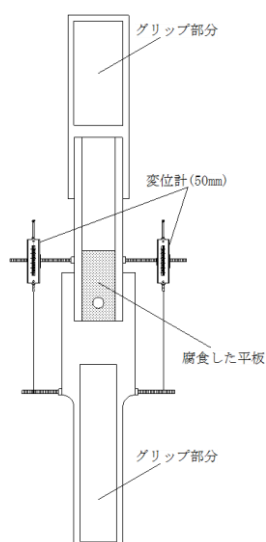


図3.4.11 変位計取付図

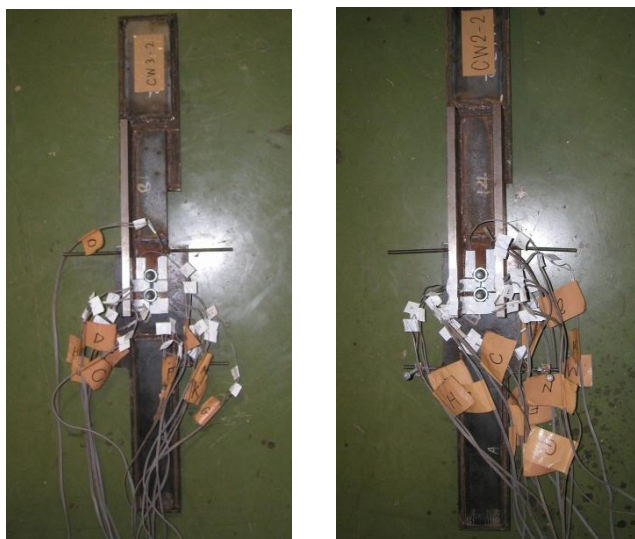


写真3.4.1 試験体外観

(左：山形断面、右：溝形断面)



写真3.4.2 試験体取付状況

3. 4. 5 腐食した高力ボルト摩擦接合部の最大耐力の評価

腐食した高力ボルト摩擦接合部の最大耐力に関しては、以下に示す3通りの評価法で行った。

(1) 鋼構造接合部設計指針に示されている耐力式⁹⁾による最大耐力の算出

本耐力式は、現在、実務設計の際に、一般的に用いられている式である。従って、今後、腐食した高力ボルト摩擦接合部の耐力評価を織り込んで、鋼構造建物全体の耐震診断及び耐震補強の設計を行うことを踏まえて、本耐力式の腐食部材への適用性の有無を確認するために、本耐力式により最大耐力を算出することを試みる。

以後、本耐力式を、“指針式”と呼ぶ。

(2) 吹田らの耐力式^{11)・12)}による最大耐力の算出

本耐力式は、指針式より、実状に近い破断線を元にして耐力式を設定している。従って、本耐力式で求めた値は、より実験値に近い値を示すものと思われるために、本耐力式により最大耐力を算出することを試みる。

以後、本耐力式を、“吹田式”と呼ぶ。

(3) 抜き取りによる板厚計測と、指針式による最大耐力の算出

今回の板厚計測は、試験室で詳細に行ったが（縦横 0.5mm 間隔の計測）、実態調査では、現場において、腐食部分の板厚を抜き取りで計測することになる。そこで、本評価においては、実際に現場で計測することを想定して、抜き取りによる板厚計測を行い、指針式により最大耐力を算出し、現場計測による妥当性の確認を行うことにする。

以後、本方法で求めた最大耐力を、“試算値”と呼ぶ。

ここで、上記の各評価式を用いて最大耐力を算出するに際して、各評価式における想定破断線は、腐食していない健全な部材で設定されている破断線と同じと仮定した。

以下に、各耐力評価式により求めた最大耐力について、詳細を示す。

(1) 指針式による最大耐力の算出

指針式を適用するにあたって、図3.4.12に示す予想破断線上の板厚計測結果に基づいた平均板厚を求めた。それを用いて、高力ボルト摩擦接合部の局所的なちぎれ破断の最大耐力： P_u を、(3.4.1)式により算出した。

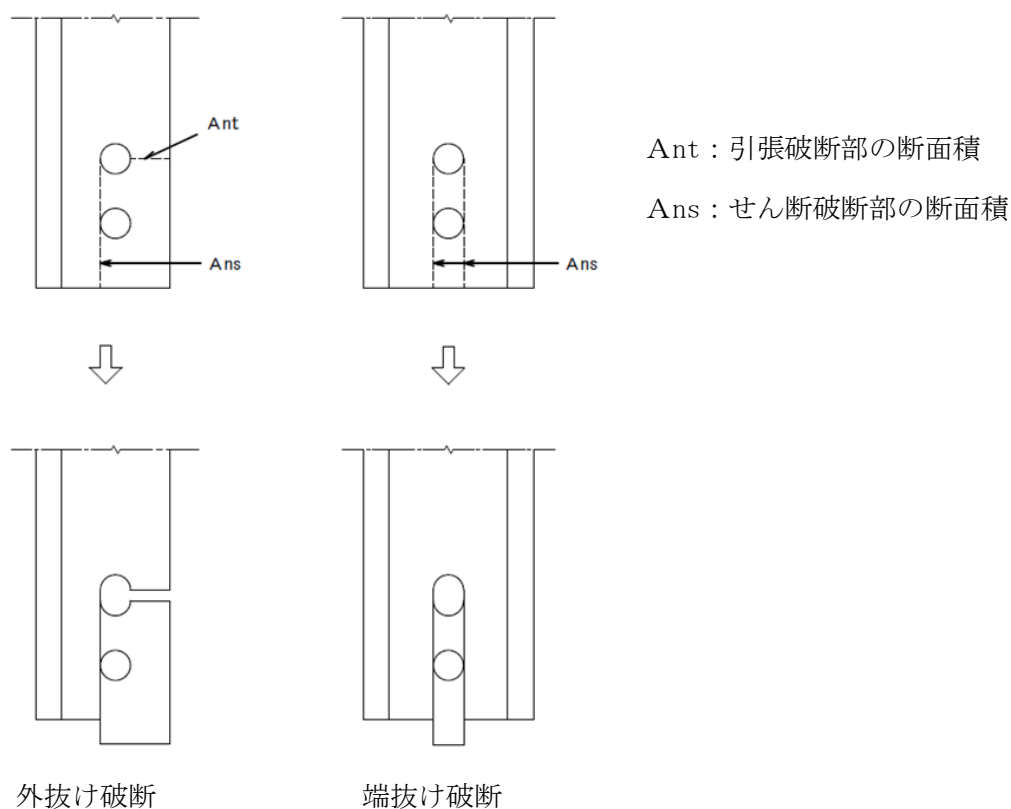


図3.4.12 局所的なちぎれ破断による破断線

各試験体の破断線上の平均板厚値を、表3.4.3～表3.4.6に示す。

表3.4.3 L-1×1の平均板厚：指針式の場合

試験体名称	引張破断部		せん断破断部	
	平均板厚(mm)	長さ(mm)	平均板厚(mm)	長さ(mm)
1	3.49	16	4.15	50
2	5.19	16	4.98	50
3	4.97	16	4.45	50

表 3. 4. 4 L-1×2の平均板厚：指針式の場合

試験体名称	引張破断部		せん断破断部（全長）	
	平均板厚(mm)	長さ(mm)	平均板厚(mm)	長さ(mm)
L-1×2-				
1	5.08	18	4.20	60
2	4.47	18	4.20	60
3	5.35	18	5.05	60

表 3. 4. 5 [-1×1の平均板厚：指針式の場合

試験体名称	せん断破断部（左側）		せん断破断部（右側）	
	平均板厚(mm)	長さ(mm)	平均板厚(mm)	長さ(mm)
[-1×1-				
1	4.92	30	4.42	30
2	4.62	30	5.03	30

表 3. 4. 6 [-1×2の平均板厚：指針式の場合

試験体名称	せん断破断部（左側、全長）		せん断破断部（右側、全長）	
	平均板厚(mm)	長さ(mm)	平均板厚(mm)	長さ(mm)
[-1×2-				
1	3.79	60	3.74	60
2	5.00	60	4.90	60
3	4.47	60	4.50	60

$$P_u = (A_{nt} + 0.5 \cdot A_{ns}) \cdot F_u \quad \dots (3.4.1)$$

ここで、

A_{nt} : 引張応力の作用する破断線上の断面積

A_{ns} : せん断応力の作用する破断線上の断面積

F_u : 鋼材の引張強さ（表 3. 2. 2 のウェブの値）

(2) 吹田式による最大耐力の算出

最大耐力を算出するにあたって、図3.4.13～図3.4.16に示す予想破断線上の平均板厚を求めて、各破断線上の面積を求め、(3.4.2)式～(3.4.5)式より、最大耐力： P_u の算出を行った。

以下に、山形断面（ $L-1 \times 1$ 、 $L-1 \times 2$ ）における外抜け破断時の最大耐力と、溝形断面（ $[-1 \times 1$ 、 $[-1 \times 2$ ）における端抜け破断時の最大耐力の評価方法を示す。

尚、以下に示す式内及び表内の各記号について、一例として、図3.4.13のAB部分で凡例を示すと、以下のようになる。

A_{AB} : AB部分の断面積

l_{AB} : AB部分の破断線長さ

t_{AB} : AB部分の平均板厚

F_u : 鋼材の引張強さ（表3.2.2のウェブの値）

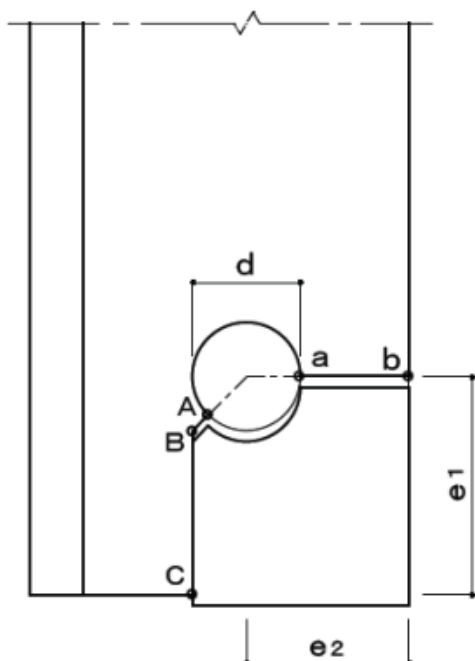


図3.4.13 予想破断線図
(山形断面： $L-1 \times 1$ の場合)

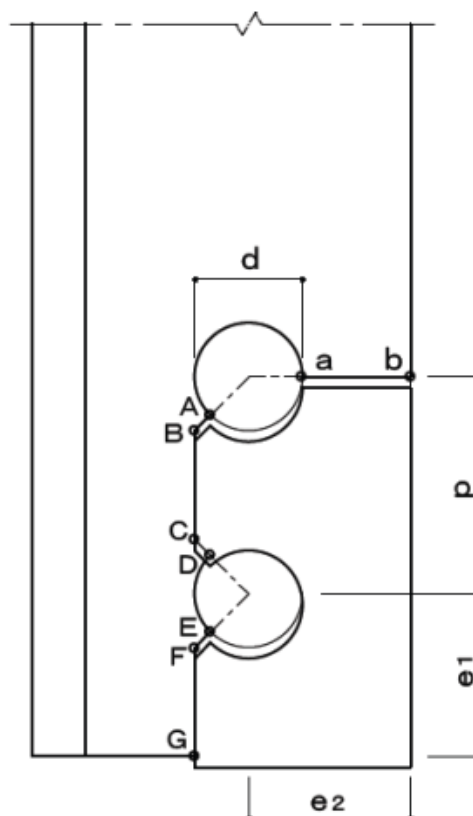


図3.4.14 予想破断線図
(山形断面： $L-1 \times 2$ の場合)

1) 山形断面における外抜け破断時の最大耐力について

1-1) 山形断面 (L-1×1) の場合：

予想破断線上において、A、B、C、a、bの5つの節点を設けて（図3.4.13 参照）、以下のように最大耐力を算出した。

①各予想破断線上の平均板厚を求めると、以下の表ようになる。

表3.4.7 L-1×1の平均板厚一覧

試験体名称	全体の平均板厚 (mm)	平均板厚 (mm)		
		t _{AB}	t _{BC}	t _{ab}
L-1×1-				
1	3.98	4.53	4.19	3.49
2	4.85	5.07	4.98	5.17
3	4.75	4.62	4.40	4.97

※上記の“全体の平均板厚”とは、腐食平板の板厚計測範囲全体における平均板厚のことで、参考までに示したものである。

②各破断線部分の断面積は、以下の式で求められる。

$$A_{AB} = \sqrt{1 + 2 \sin^2 \frac{\pi}{4}} \cdot l_{AB} \cdot t_{AB} = \sqrt{2} \cdot (\sqrt{2} - 1) \cdot \frac{d}{2} \cdot t_{AB}$$

$$A_{BC} = l_{BC} \cdot t_{BC} = \left(e_1 - \frac{d}{2}\right) \cdot t_{BC}$$

$$A_{ab} = l_{ab} \cdot t_{ab} = \left(e_2 - \frac{d}{2}\right) \cdot t_{ab}$$

③山形断面接合部 (L-1×1) の最大耐力は、以下の式で求められる。

$$P_u = (A_{AB} + A_{BC}) \cdot \frac{F_u}{\sqrt{3}} + A_{ab} \cdot F_u$$

$$P_u = \sqrt{2} \cdot (\sqrt{2} - 1) \cdot \frac{d}{2} \cdot t_{AB} + \left(e_1 - \frac{d}{2}\right) \cdot t_{BC} \cdot \frac{F_u}{\sqrt{3}} + \left(e_2 - \frac{d}{2}\right) \cdot t_{ab} \cdot F_u$$

・・・ (3.4.2)

1-2) 山形断面 (L-1×2) の場合 :

予想破断線上において、A、B、C、D、E、F、G、a、b の9つの節点を設けて (図3.4.14 参照)、以下のように最大耐力を算出した。

①各予想破断線上の平均板厚を求めると、以下の表のようになる。

表3.4.8 L-1×2の平均板厚一覧

試験体名称 L-1×2-	全体の 平均板厚 (mm)	予想破断線上の平均板厚 (mm)					
		t _{AB}	t _{BC}	t _{CD}	t _{EF}	t _{FG}	t _{ab}
1	4.59	4.45	4.48	4.28	4.44	3.96	5.10
2	4.23	4.37	3.88	3.85	4.22	4.35	4.50
3	5.06	5.39	4.98	5.72	5.01	5.00	5.36

※上記の“全体の平均板厚”とは、腐食平板の板厚計測範囲全体における平均板厚のことで、参考までに示したものである。

②各破断線部分の断面積は、以下の式で求められる。

$$A_{AB} = \sqrt{1 + 2 \sin^2 \frac{\pi}{4}} \cdot l_{AB} \cdot t_{AB} = \sqrt{2} \cdot (\sqrt{2} - 1) \cdot \frac{d}{2} \cdot t_{AB}$$

$$A_{BC} = l_{BC} \cdot t_{BC} = (p - d) \cdot t_{BC}$$

$$A_{CD} = \sqrt{1 + 2 \sin^2 \frac{\pi}{4}} \cdot l_{CD} \cdot t_{CD} = \sqrt{2} \cdot (\sqrt{2} - 1) \cdot \frac{d}{2} \cdot t_{CD}$$

$$A_{EF} = \sqrt{1 + 2 \sin^2 \frac{\pi}{4}} \cdot l_{EF} \cdot t_{EF} = \sqrt{2} \cdot (\sqrt{2} - 1) \cdot \frac{d}{2} \cdot t_{EF}$$

$$A_{FG} = l_{FG} \cdot t_{FG} = \left(e_1 - \frac{d}{2}\right) \cdot t_{FG}$$

$$A_{ab} = l_{ab} \cdot t_{ab} = \left(e_2 - \frac{d}{2}\right) \cdot t_{ab}$$

③山形断面接合部 (L-1×2) の最大耐力は、以下の式で求められる。

$$P_u = (A_{AB} + A_{BC} + A_{CD} + A_{EF} + A_{FG}) \cdot \frac{F_u}{\sqrt{3}} + A_{ab} \cdot F_u$$

$$P_u = \left\{ \sqrt{2} \cdot (\sqrt{2} - 1) \cdot \frac{d}{2} \cdot (t_{AB} + t_{CD} + t_{EF}) + (p - d) \cdot t_{BC} + \left(e_1 - \frac{d}{2}\right) \cdot t_{FG} \right\} \cdot \frac{F_u}{\sqrt{3}} + \left(e_2 - \frac{d}{2}\right) \cdot t_{ab} \cdot F_u \quad \dots (3.4.3)$$

2) 溝形断面における端抜け破断時の最大耐力について

2-1) 溝形断面 ([- 1 × 1) の場合 :

予想破断線上において、A、B、C、D、E、Fの6つの節点を設けて (図3.4.15参照)、以下のように最大耐力を算出した。

①各予想破断線上の平均板厚を求めると、以下の表のようになる。

表3.4.9 [- 1 × 1 の平均板厚一覧

試験体名称	全体の平均板厚 (mm)	予想破断線上の平均板厚 (mm)			
		t _{AB}	t _{BC}	t _{DE}	t _{EF}
[- 1 × 1 -					
1	4.66	5.18	4.87	4.40	4.47
2	4.65	4.77	4.99	4.43	4.65

※上記の“全体の平均板厚”とは、腐食平板の板厚計測範囲全体における平均板厚のことで、参考までに示したものである。

②各破断線部分の断面積は、以下の式で求められる。

$$A_{AB} = \sqrt{1 + 2 \sin^2 \frac{\pi}{4}} \cdot l_{AB} \cdot t_{AB} = \sqrt{2} \cdot (\sqrt{2} - 1) \cdot \frac{d}{2} \cdot t_{AB}$$

$$A_{BC} = l_{BC} \cdot t_{BC} = \left(e_1 - \frac{d}{2} \right) \cdot t_{BC}$$

$$A_{DE} = \sqrt{1 + 2 \sin^2 \frac{\pi}{4}} \cdot l_{DE} \cdot t_{DE} = \sqrt{2} \cdot (\sqrt{2} - 1) \cdot \frac{d}{2} \cdot t_{DE}$$

$$A_{EF} = l_{EF} \cdot t_{EF} = \left(e_1 - \frac{d}{2} \right) \cdot t_{EF}$$

③溝形断面接合部 ([- 1 × 1) の最大耐力は、以下の式で求められる。

$$P_u = (A_{AB} + A_{BC} + A_{DE} + A_{EF}) \cdot \frac{F_u}{\sqrt{3}}$$

$$P_u = \left\{ \sqrt{2} \cdot (\sqrt{2} - 1) \cdot \frac{d}{2} \cdot (t_{AB} + t_{DE}) + \left(e_1 - \frac{d}{2} \right) \cdot (t_{BC} + t_{EF}) \right\} \cdot \frac{F_u}{\sqrt{3}}$$

・・・ (3.4.4)

2-2) 溝形断面 ([- 1 × 2) の場合 :

予想破断線上において、A、B、C、D、E、F、G、H、I、J、K、L、M、Nの14の節点を設けて (図3.4.16 参照)、以下のように最大耐力を算出した。

①各予想破断線上の平均板厚を求めると、以下の表のようになる。

表 3.4.10 [- 1 × 2 の平均板厚一覧

試験体名称 [- 1 × 2 -	全体の 平均板厚 (mm)	予想破断線上の平均板厚 (mm)									
		t _{AB}	t _{BC}	t _{CD}	t _{EF}	t _{FG}	t _{HI}	t _{IJ}	t _{JK}	t _{LM}	t _{MN}
1	3.88	4.34	3.93	3.23	3.81	3.75	3.69	3.67	4.31	4.04	3.67
2	4.98	4.93	5.08	5.21	5.03	4.89	5.08	5.08	4.94	4.54	4.90
3	4.66	4.50	4.43	4.87	4.81	4.41	3.87	4.58	4.62	4.16	4.50

※上記の“全体の平均板厚”とは、腐食平板の板厚計測範囲全体における平均板厚のことで、参考までに示したものである。

②各破断線部分の断面積は、以下の式で求められる。

$$A_{AB} = \sqrt{1 + 2 \sin^2 \frac{\pi}{4}} \cdot l_{AB} \cdot t_{AB} = \sqrt{2} \cdot (\sqrt{2} - 1) \cdot \frac{d}{2} \cdot t_{AB}$$

$$A_{BC} = l_{BC} \cdot t_{BC} = (p - d) \cdot t_{BC}$$

$$A_{CD} = \sqrt{1 + 2 \sin^2 \frac{\pi}{4}} \cdot l_{CD} \cdot t_{CD} = \sqrt{2} \cdot (\sqrt{2} - 1) \cdot \frac{d}{2} \cdot t_{CD}$$

$$A_{EF} = \sqrt{2} \cdot (\sqrt{2} - 1) \cdot \frac{d}{2} \cdot t_{EF}$$

$$A_{FG} = \left(e_1 - \frac{d}{2} \right) \cdot t_{FG}$$

$$A_{HI} = \sqrt{1 + 2 \sin^2 \frac{\pi}{4}} \cdot l_{HI} \cdot t_{HI} = \sqrt{2} \cdot (\sqrt{2} - 1) \cdot \frac{d}{2} \cdot t_{HI}$$

$$A_{IJ} = l_{IJ} \cdot t_{IJ} = (p - d) \cdot t_{IJ}$$

$$A_{JK} = \sqrt{1 + 2 \sin^2 \frac{\pi}{4}} \cdot l_{JK} \cdot t_{JK} = \sqrt{2} \cdot (\sqrt{2} - 1) \cdot \frac{d}{2} \cdot t_{JK}$$

$$A_{LM} = \sqrt{2} \cdot (\sqrt{2} - 1) \cdot \frac{d}{2} \cdot t_{LM}$$

$$A_{MN} = \left(e_1 - \frac{d}{2} \right) \cdot t_{MN}$$

③溝形断面接合部（ $[-1 \times 2]$ ）の最大耐力は、以下の式で求められる。

$$P_u = (A_{AB} + A_{BC} + A_{CD} + A_{EF} + A_{FG} + A_{HI} + A_{IJ} + A_{JK} + A_{LM} + A_{MN}) \cdot \frac{F_u}{\sqrt{3}}$$

$$P_u = \left\{ \sqrt{2} \cdot (\sqrt{2} - 1) \cdot \frac{d}{2} \cdot (t_{AB} + t_{CD} + t_{EF} + t_{HI} + t_{JK} + t_{LM}) + (p - d) \cdot (t_{BC} + t_{IJ}) + \left(e_1 - \frac{d}{2} \right) \cdot (t_{FG} + t_{MN}) \right\} \cdot \frac{F_u}{\sqrt{3}}$$

・・・ (3.4.5)

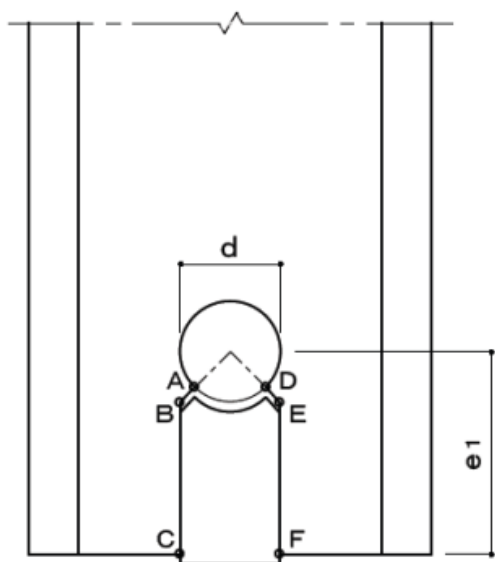


図3.4.15 予想破断線図
(溝形断面： $[-1 \times 1]$ の場合)

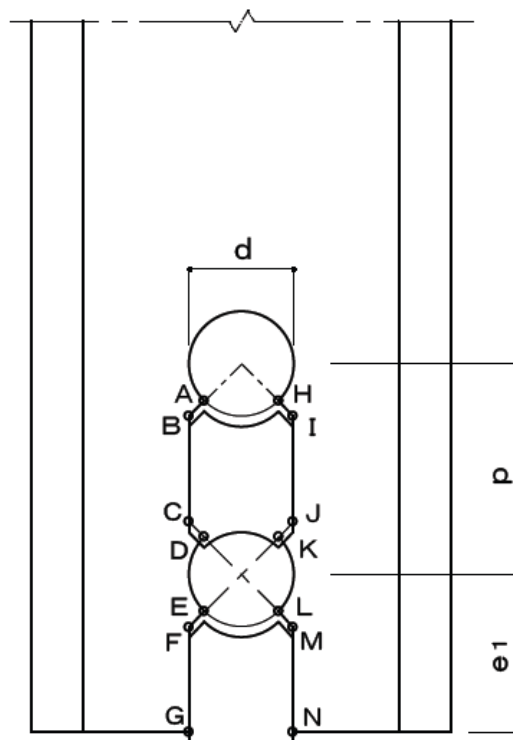


図3.4.16 予想破断線図
(溝形断面： $[-1 \times 2]$ の場合)

(3) 抜き取りによる板厚計測と、指針式による最大耐力の算出

最大耐力を算出するにあたって、指針式で設定されている破断線上において、以下のような選定方針により、3カ所の抜き取りで板厚計測を行い、平均板厚を求めた。次に、(3.4.1)式によって、最大耐力の算出を行った。

- 1) 各想定破断線上において、指による触診で、最も薄いと思われる箇所の板厚を、1カ所計測する。
- 2) 上記の箇所を除いて、相対的に薄いと思われる箇所の板厚を、2カ所計測する。
例えば、2番目に薄いと思われる箇所と3番目に薄いと思われる箇所の2箇所を計測する。

計測した各想定破断線上の抜き取り計測値とその平均板厚値を、表3.4.11～表3.4.14に示す。

表3.4.11 L-1×1の平均板厚：試算値の場合

試験体名称	引張破断部		せん断破断部	
	計測板厚	平均板厚 (mm)	計測板厚	平均板厚 (mm)
L-1×1-				
1	3.1、3.3、3.5	3.3	3.0、4.1、4.2	3.8
2	4.9、5.2、5.4	5.2	4.3、4.8、4.7	4.6
3	4.2、4.4、5.5	4.7	3.9、4.8、4.9	4.5

表3.4.12 L-1×2の平均板厚：試算値の場合

試験体名称	引張破断部		せん断破断部（全長）		
	計測板厚	平均板厚 (mm)	計測板厚 (上部)	計測板厚 (下部)	平均板厚 (mm)
L-1×2-					
1	4.6、5.2、5.1	5.0	3.8、4.7、4.0	3.5、4.1、3.7	4.0
2	3.5、4.2、5.0	4.2	3.9、4.0、4.3	4.0、4.2、4.4	4.1
3	4.8、5.5、5.1	5.1	4.3、5.0、5.5	4.7、5.0、4.8	4.9

※上部：第1ボルト～第2ボルト間、下部：第2ボルト～縁端間

表 3. 4. 13 [-1×1の平均板厚：試算値の場合

試験体名称	せん断破断部(左側)		せん断破断部(右側)	
	計測板厚	平均板厚 (mm)	計測板厚	平均板厚 (mm)
[-1×1-				
1	4.6、5.0、4.9	4.8	4.0、4.3、4.4	4.2
2	4.4、4.5、4.6	4.5	4.5、5.1、4.8	4.8

表 3. 4. 14 [-1×2の平均板厚：試算値の場合

試験体名称	せん断破断部 (左側、全長)			せん断破断部 (右側、全長)		
	計測板厚 (上部)	計測板厚 (下部)	平均板厚 (mm)	計測板厚 (上部)	計測板厚 (下部)	平均板厚 (mm)
[-1×2-						
1	3.1、4.3、3.7	3.4、3.5、4.1	3.7	3.1、3.5、3.9	3.1、3.8、4.0	3.6
2	4.6、5.0、5.3	4.6、4.9、5.2	4.9	4.9、5.0、5.1	4.4、4.9、5.0	4.9
3	3.8、4.4、4.7	4.0、4.4、4.2	4.3	4.1、4.4、4.6	3.9、4.5、4.8	4.4

※上部：第1ボルト～第2ボルト間、下部：第2ボルト～縁端間

3. 4. 6 実験結果

図3. 4. 17～図3. 4. 20 に、一例として、3. 4. 2で板厚分布図を示した試験体4体分の荷重－変形関係を示す。

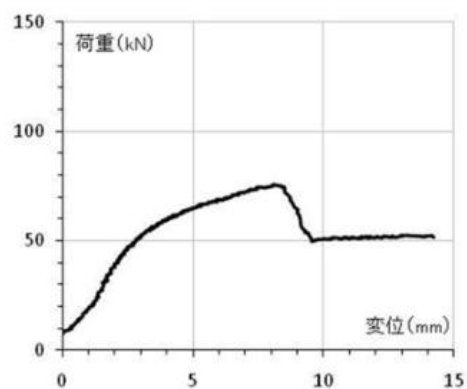


図3. 4. 17 荷重－変形関係図
(L-1×1-1)

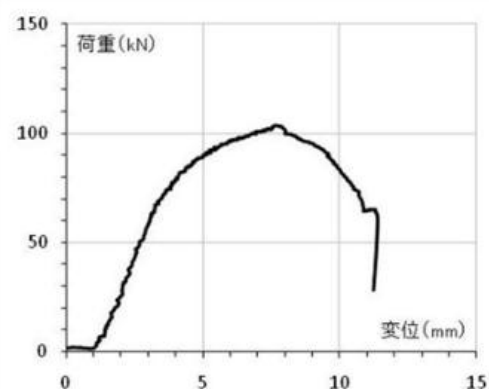


図3. 4. 18 荷重－変形関係図
(L-1×2-2)

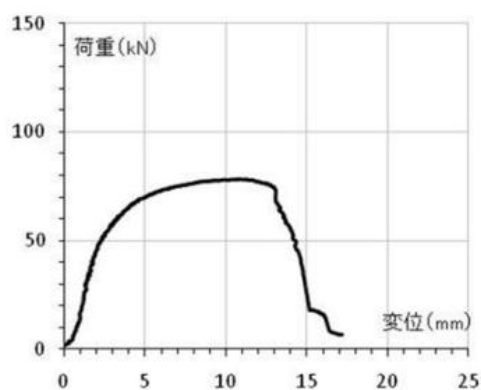


図3. 4. 19 荷重－変形関係図
([-1×1-2])

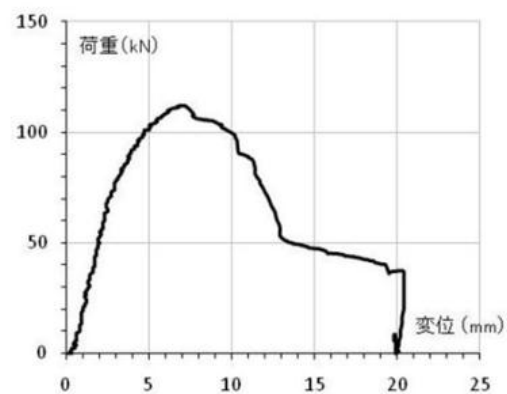


図3. 4. 20 荷重－変形関係図
([-1×2-1])

この荷重－変形関係を見る限りでは、試験体の板厚に、腐食による凸凹があるにもかかわらず、荷重と変形の関係は、比較的安定した関係を示していることが分かる。

写真3.4.3～写真3.4.6に、これら4体分の破断状況を示す。

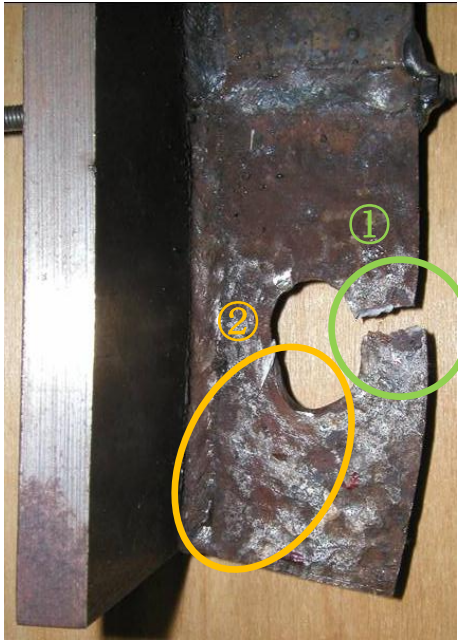


写真3.4.3 破断状況
(L-1×1-1)



写真3.4.4 破断状況
(L-1×2-2)



写真3.4.5 破断状況
([-1×1-2])



写真3.4.6 破断状況
([-1×2-1])

これより、以下のことが知られた。

- (1) 山形断面の試験体については、 $L-1 \times 1$ 及び $L-1 \times 2$ ともに、外抜け破断時の破断線のうち、最初に、引張破断線（写真3.4.3及び写真3.4.4における①部分）において亀裂が発生し、その後は、せん断破断線（写真3.4.3における②部分）においても亀裂が発生した。その後、最終的には、引張破断線の亀裂が貫通するとともに、せん断破断線の亀裂も貫通して、最大耐力に達した。
- (2) 山形断面の破断形式は、外抜け破断であり、予想通りであった。
- (3) 溝形断面の試験体については、 $[-1 \times 1$ 及び $[-1 \times 2$ ともに、端抜け破断時の破断線においてせん断変形が進行し、せん断変形の増大とともに、ボルト孔の縁の部分から亀裂が発生した。最終的には、それらの亀裂が貫通してせん断破壊が生じ（写真3.4.6における③部分）、最大耐力に達した。
- (4) 溝形断面の破断形式は、端抜け破断であり、予想通りであった。

3. 4. 7 実験結果と計算値の比較及び考察

表3.4.15に、3.4.5に示した3通りの評価式より求めた最大耐力計算値と、実験最大耐力を比較して示す。また、各評価式から求めた計算値と実験値の比率も併せて示す。

表3.4.15 最大耐力の比較一覧

試験体名称			実験値 (kN)	指針式		吹田式		試算値	
				計算値 (kN)	実験値 /計算値	計算値 (kN)	実験値 /計算値	試算値 (kN)	実験値 /試算値
山形断面	L-1×1-	1	75.7	74.1	1.02	77.3	0.98	68.6	1.10
		2	100.2	96.3	1.04	98.9	1.01	92.0	1.09
		3	87.6	88.5	0.99	89.2	0.98	87.4	1.00
	L-1×2-	1	116.4	100.9	1.15	108.7	1.07	97.4	1.20
		2	103.7	95.8	1.08	99.2	1.05	92.2	1.12
		3	127.1	115.0	1.11	121.2	1.05	110.8	1.15
溝形断面	[-1×1-	1	80.8	65.0	1.24	66.7	1.21	62.6	1.29
		2	78.4	67.2	1.17	67.9	1.15	64.7	1.21
	[-1×2-	1	112.3	104.8	1.07	106.1	1.06	101.6	1.11
		2	157.7	137.8	1.14	137.2	1.15	136.4	1.16
		3	142.0	124.9	1.14	129.0	1.10	121.1	1.17

同表より、以下のことが知られた。

- (1) 最大耐力の計算値は、山形断面及び溝形断面ともに、吹田式、指針式、試算値の順で、実験値と比較的良好な対応を示している。
- (2) 現場での測定を想定して、抜き取りで板厚計測を試みた試算値においても、ほぼ安全側の良好な対応を示している。

従って、本節で示した耐力評価式は、腐食接合部の耐力評価において有効であると考えられる。

また、高力ボルトに所定のボルト張力を導入して摩擦接合の状態にすれば、実験における最大耐力は、今回得られた値よりも上昇するものと思われるため、本節で設定した耐力評価式は、より安全側の評価を与えるものと考えられる。

3. 5 部分的に腐食した筋かい接合部の最大耐力

3. 5. 1 はじめに

ここでは、写真3.2.5に示すような、筋かい接合部の典型的な腐食状態を反映させて、第3ボルト位置周辺部だけが部分的に腐食している筋かい接合部の最大耐力について、実験と解析により確認を行うこととする。

まず、写真3.2.5を参考として、腐食状態を模擬的に再現させて接合部を組み立てた試験体（模擬腐食試験体）を製作した。また、模擬腐食試験体と比較するために、健全な被接合部材を用いて組み立てた接合部の試験体（腐食なし試験体）も製作して両者を比較し、このような腐食状態が、破断形式及び最大耐力に及ぼす影響について確認を行った。

ここで、筋かい接合部の破断形式は、3種類（“外抜け破断”、“端抜け破断”、“軸部破断”）あるが⁹⁾・¹⁰⁾、一般的に言えば、実務設計においては、“軸部破断”で破断耐力が決定されるように、接合部の部材設計が行われているため、建設当時の元設計においても、そのような設計思想で、部材設計が行われているものと思われる。

従って、3.5節では、筋かい接合部の破断形式のうち、基本的には、“軸部破断”に対する最大耐力について確認を行うこととする。

しかしながら、接合部の腐食状況によっては、3種類の破断耐力の大小関係が変わっているかもしれないため、3.5節では、模擬的に腐食状態を再現させた接合部に対して、前節と同様に、腐食による減厚を考慮して3種類の破断形式における破断耐力を算出し、破断耐力が決定される破断形式についても、確認を行うこととする。

3. 5. 2 試験体及び実験の概要

以下に、模擬腐食試験体と腐食していない試験体の概要と、実験の概要を示す。

(1) 模擬腐食試験体の概要

1) 試験体製作に用いた山形鋼

模擬腐食試験体の製作に用いた山形鋼は、以下のとおりである。板厚は、JIS G 3101に則って、取付け辺の中央位置を測定した。

断面形状：L-75×75×6、 材種：SS400、 板厚実測値：5.5 mm

鋼材の機械的性質は、ミルシートによって確認した。その結果を、表3.5.1に示す。

表3.5.1 山形鋼の機械的性質

降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
351	483	28

2) 模擬的に再現させた腐食状態と模擬腐食山形鋼

3.2.3の調査結果では、山形鋼筋かいは、第3ボルト孔周辺部で、腐食により部分的に減厚していることが多く見られた。これは、筋かい接合部の典型的な腐食状態であると思われる。そこで、今回は、その腐食状態を模擬的に再現させるために、少々極端ではあるが、図3.5.1、及び、写真3.5.1に示すように、取付け辺の第3ボルト孔周辺部において、約70mm角の範囲だけをフライス等で削り、その部分の板厚を6mmから約半分の3mmまで減厚させた山形鋼を作製した。

この山形鋼を“模擬腐食山形鋼”と呼ぶ。

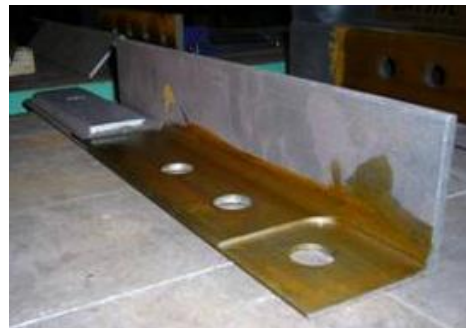
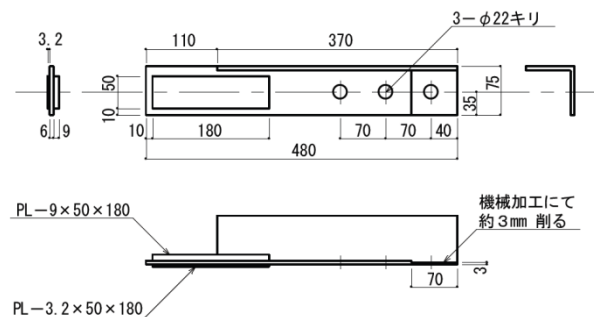


図 3.5.1 模擬腐食山形鋼形状図
(L-75×75×6)

写真 3.5.1 模擬腐食山形鋼外観
(手前が減厚部分)

3) 試験体形状

図 3.5.2 に、模擬腐食山形鋼を用いて組み立てた、筋かい接合部の引張試験体形状図を示す。

この試験体を“模擬腐食試験体”と呼ぶことにする。

本試験体は、中央部のガセットプレート (SS400) に対して、一方 (図の右側) には、健全な平鋼 (SS400) を、トルシア型の高力ボルト (S10T、4-M22) を用いて、摩擦接合により取り付け、他方 (図の左側) には、供試体 (模擬腐食山形鋼) を、高力ボルト (S10T) を用いて、摩擦接合により取り付けた。

模擬腐食山形鋼側の取付ボルトは、腐食実態調査の結果に倣って、3-M20 とし、また、ボルト孔径 (d)、端あき寸法 (e_1)、ボルトピッチ (p)、縁あき寸法 (e_2) は、以下の値とした。

$$d = 22 \text{ mm}、\quad e_1 = 40 \text{ mm}、\quad p = 70 \text{ mm}、\quad e_2 = 35 \text{ mm}$$

摩擦面の処理については、ブラストにより黒皮を除去した後、発錆促進剤を塗布して、所定のすべり係数 ($\mu \geq 0.45$) が得られるようにした。

試験体に用いたガセットプレート及び平鋼は、供試体に対して、十分な余力を持った部材を設定した。

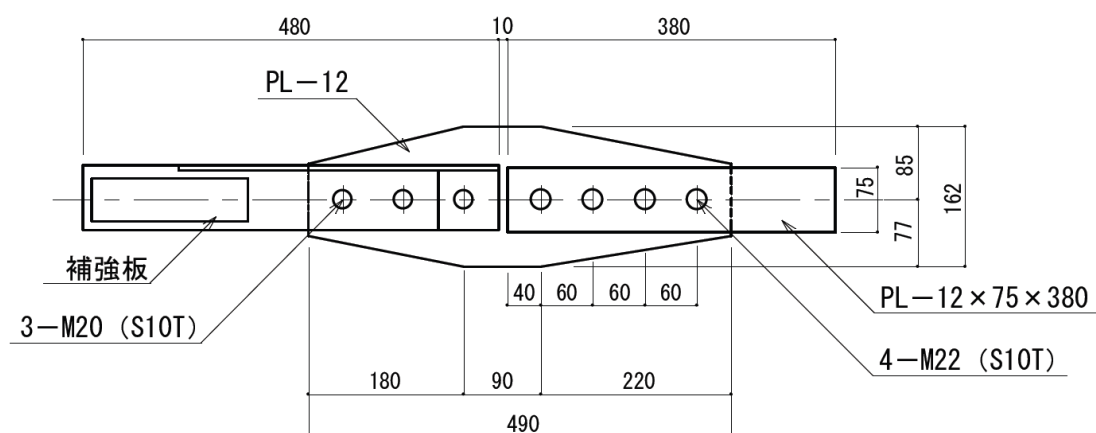


図 3.5.2 模擬腐食試験体形状図
(L-75×75×6)

(2) 腐食なし試験体

模擬腐食試験体の実験結果と比較するために、腐食していない状態の試験体、即ち、図 3.5.3、及び、写真 3.5.2 に示すように、第3ボルト孔周辺部を削っていない山形鋼（以下、腐食なし山形鋼と呼ぶ）を用いた試験体を1体製作した。

この試験体を“腐食なし試験体”と呼ぶ。

山形鋼以外の部材（ガセットプレート、右側の平鋼、取付ボルト）及びサイズは、模擬腐食試験体と同じである。

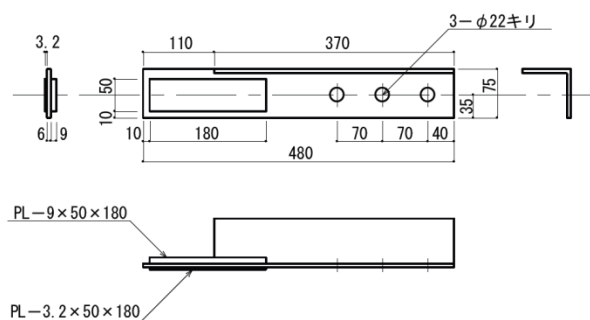


図 3.5.3 腐食なし山形鋼形状図
(L-75×75×6)



写真 3.5.2 腐食なし山形鋼外観
(減厚部分なし)

(3) 実験の概要

引張試験における荷重は、3.4節と同様に単調荷重とした。

本実験においては、変形と荷重の計測を試みたが、変位計の取り付け不具合により変形は計測できず、結果的には、荷重の計測のみとなった。

写真3.5.3に、模擬腐食試験体の試験機への取り付け状況を示す。



写真3.5.3 試験体取付状況
(模擬腐食試験体)

3. 5. 3 腐食した筋かい接合部における破断耐力の評価

腐食した筋かい接合部の破断耐力は、ガセットプレートの破断で決定されることはないものと思われるため、筋かい軸部の接合部で評価を行うこととする。すなわち、軸部破断耐力： ${}_jN_{u1}$ 、外抜け破断耐力： ${}_jN_{u2}$ 、端抜け破断耐力： ${}_jN_{u3}$ を算出し、それらの最小値をもって、腐食した筋かい接合部における筋かい軸部（腐食山形鋼）の破断耐力とした。その際、腐食による減厚については、各破断耐力式の板厚値に、各破断線上の腐食後の平均板厚値を用いることによって、考慮することとした。

ここで、軸部破断耐力： ${}_jN_{u1}$ には、鋼構造接合部設計指針に示されている軸部破断時の最大耐力算定式¹⁰⁾を用いることとし、外抜け破断耐力： ${}_jN_{u2}$ 、及び、端抜け破断耐力： ${}_jN_{u3}$ には、破断線を、より実状に近い線で表した、吹田らの耐力式^{11)・12)}を用いることとした。以下に、各耐力の算定式を示す。

(1) 軸部破断耐力： ${}_jN_{u1}$

$${}_jN_{u1} = A_e \cdot F_u \quad \dots (3.5.1)$$

ただし、 $A_e = A' - d \cdot t_{avg} - 0.5 \cdot h \cdot t_{avg}$ (取付ボルトが3本の場合)

ここで、

A_e : 有効断面積

F_u : 鋼材（山形鋼）の引張強さ

$A' = A_0 \cdot (t_{avg} / t_0)$

A_0 : 山形鋼の公称全断面積（本論の試験体では、 $A_0 = 872.7 \text{ mm}^2$ ）

t_{avg} : 軸部の破断線上の腐食後の平均板厚

t_0 : 山形鋼の公称板厚（本論の試験体では、 $t_0 = 6.0 \text{ mm}$ ）

d : ボルト孔径

h : 山形鋼の突出脚の長さ

(2) 外抜け破断耐力： ${}_jN_{u2}$

$${}_jN_{u2} = Ant \cdot F_u + [Ans1 + (n - 1) \cdot Ans2] \cdot F_u / \sqrt{3} \quad \dots (3.5.2)$$

ただし、 $Ant = L \cdot t_{avg}$

$Ans1 = [e - \{(\sqrt{2} - 1) / 2\} \cdot d] \cdot t_{avg}(e)$

$Ans2 = [p - (\sqrt{2} - 1) \cdot d] \cdot t_{avg}(p)$

ここで、

F_u : 鋼材 (山形鋼) の引張強さ

n : ボルト本数 (本論の試験体では、 $n = 3$)

d : ボルト孔径

t_{avg} : 図 3.5.4 に示す L 寸法部分の破断線上の腐食後の平均板厚

$t_{avg(e)}$: 図 3.5.4 に示す e 寸法部分の破断線上の腐食後の平均板厚

$t_{avg(p)}$: 図 3.5.4 に示す p 寸法部分の破断線上の腐食後の平均板厚

(3) 端抜け破断耐力 : jN_{u3}

$$jN_{u3} = Ans \cdot F_u / \sqrt{3} \quad \dots (3.5.3)$$

ただし、

$$Ans = Ans1 + (n - 1) \cdot Ans2$$

$$Ans1 = 2 \cdot [e - \{(\sqrt{2} - 1) / 2\} \cdot d] \cdot t_{avg(e)}$$

$$Ans2 = 2 \cdot [p - (\sqrt{2} - 1) \cdot d] \cdot t_{avg(p)}$$

ここで、

F_u : 鋼材 (山形鋼) の引張強さ

n : ボルト本数 (本論の試験体では、 $n = 3$)

d : ボルト孔径

$t_{avg(e)}$: 図 3.5.5 に示す e 寸法部分の破断線上の腐食後の平均板厚

$t_{avg(p)}$: 図 3.5.5 に示す p 寸法部分の破断線上の腐食後の平均板厚

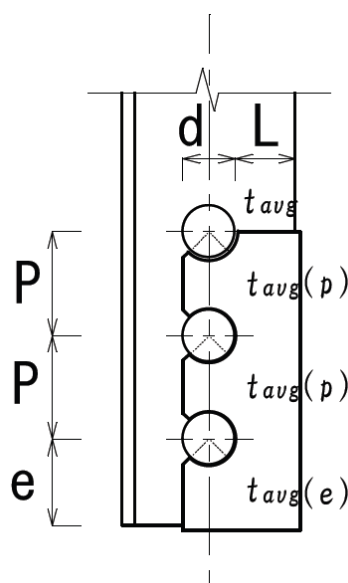


図 3.5.4 外抜け破断時の破断線図

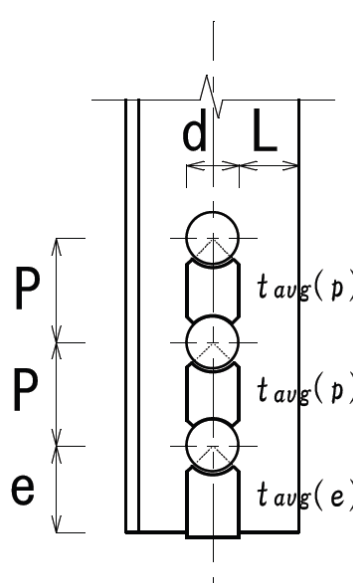


図 3.5.5 端抜け破断時の破断線図

3. 5. 4 評価式による破断耐力の算出

3. 5. 3に示した各破断耐力式を用いて、模擬腐食試験体の各破断耐力を算出した。

ここで、各破断耐力を算出するに際しては、以下の値を用いた。

F_u : 表 3. 5. 1 の引張強さの値 ($F_u = 483 \text{ N/mm}^2$)

$A_0 = 872.7 \text{ mm}^2$ 、 $t_0 = 6.0 \text{ mm}$ 、 $h = 75 \text{ mm}$

$d = 22 \text{ mm}$ 、 $e = 40 \text{ mm}$ 、 $p = 70 \text{ mm}$ 、 $L = 24 \text{ mm}$

腐食後の平均板厚の算出の際、第3ボルト周辺部については、切削後の板厚 (3mm) を用い、それ以外は、板厚の実測値 (5.5mm) を用いた。

次に、腐食なし試験体の各破断耐力は、(3. 5. 1) 式～(3. 5. 3) 式において、切削していない板厚の実測値 (5.5mm) を用いて計算した。また、全断面積は、公称全断面積に、実測板厚 (5.5mm) と公称板厚 (6.0mm) との比率 (5.5/6.0) を掛けて低減した値を用いた。

表 3. 5. 2 に、計算結果の一覧を示す。同表には、規格値 (引張強さ : 400 N/mm^2) と公称値 (A_0 、 t_0) を用いて求めた軸部破断耐力の計算値 (表中では“公称値による計算値”の値) も併せて示す。

表 3. 5. 2 破断耐力計算値の一覧

試験体名称 (部材断面： L-75×75×6)	計算上の各破断耐力			計算値(左記の最小値)		公称値による 計算値 (kN)
	軸部 (kN)	外抜け (kN)	端抜け (kN)	破断耐力 (kN)	破断 形式	
模擬腐食試験体	228	262	360	228	軸部	206
腐食なし試験体	228	305	482	228	軸部	206

同表より、以下のことが知られた。

- (1) 腐食による減厚を考慮すると、外抜け破断耐力と端抜け破断耐力は低下する。
- (2) 今回のように、腐食によって第3ボルト孔周辺部の板厚が約半分にまで減厚している状態においても、外抜け破断耐力と端抜け破断耐力が、軸部破断耐力を下回ることはなく、結果的に、破断耐力は、腐食なし試験体と同様に、軸部破断耐力 (表中の色付き部分) で決定される。

3. 5. 5 実験結果及び考察

表3.5.3に、引張試験の結果を示す。同表には、軸部破断時の実測値による計算値と、公称値による計算値も、併せて示している。

表3.5.3 試験結果の一覧

試験体名称 (部材断面： L-75×75×6)	軸部破断耐力の 計算値 (kN)		実験結果		腐食なし試験体 の実験結果に 対する比率
	実測値 による	公称値 による	最大耐力 (kN)	破断形式	
模擬腐食試験体	228	206	239	軸部破断	0.96
腐食なし試験体	228	206	249	軸部破断	—



写真3.5.4 模擬腐食試験体の破断状況
(第1ボルト孔位置で破断)



写真3.5.5 腐食なし試験体の破断状況
(第1ボルト孔位置で破断)

これらより、以下のことが知られた。

腐食なし試験体の破断形式は、想定通り、第1ボルト孔位置での軸部破断であった。また、模擬腐食試験体の破断形式も、想定通り、第1ボルト孔位置での軸部破断であった。故に、腐食による減厚を考慮しても、接合部の破断形式は変わらなかった。

模擬腐食試験体の最大耐力及び腐食なし試験体の最大耐力ともに、実測値による計算値を上回る結果となり、軸部破断耐力式は、安全側の評価を与えることが知られた。また、模擬腐食試験体の最大耐力と、腐食なし試験体の最大耐力を比べると、両者に、ほとんど差はなかった。従って、今回のように、第3ボルト孔周辺部の板厚が半分程度にまで減厚している腐食状態でも、軸部破断時の最大耐力に与える影響はほとんどないものと考えられる。

最終的には、各破断形式に対応する最大耐力の大小で判断すべきことであるが、高力ボルトを3本使用した接合部の第3ボルト周辺が腐食した典型的な腐食状況が、接合部の破断形式及び最大耐力に影響を与えることは、少ないものと考えられる。

3. 6 まとめ

第3章では、“腐食した鉄骨部材の残存耐力・塑性変形能力に関する研究”として、約33年間の長年月にわたり、実際に使用されていた建築物から腐食している部材を切り出し、その腐食部材を用いて試験体を製作し、その残存耐力及び塑性変形性能について、実験と解析により確認を行った。以下に、得られた知見を節ごとに示す。

3. 3節では、全体的に腐食した平板の引張試験を行い、降伏耐力及び破断耐力について、実験と解析により確認を行った。その結果、以下のことが知られた。

- (1) 腐食部材の破断位置は、断面平均板厚の最小値又はそれに近い断面平均板厚値となっている断面位置周辺で決定される。
- (2) 腐食部材の降伏耐力は、断面平均板厚の最小値と素材の降伏点を用いて算出される値でほぼ推定できる。また、腐食部材の最大耐力は、断面平均板厚の最小値と素材の引張強さを用いて算出される値でほぼ推定できる。即ち、以下の式で表すことができる。

$$\text{降伏耐力} : {}_c P_y = {}_s A_{\min} \times {}_0 \sigma_y \quad (\text{前出の (3.3.1) 式})$$

$$\text{最大耐力} : {}_c P_{\max} = {}_s A_{\min} \times {}_0 \sigma_u \quad (\text{前出の (3.3.2) 式})$$

- (3) 腐食部材において、板厚の変動係数が大きくなるに従って伸びは減少する。

3. 4節では、筋かい接合部の被接合部材（軸部材のボルト取付部周辺）が、全体的に腐食している状態における接合部の最大耐力について、実験と解析により確認を行った。その結果、以下のことが知られた。

- (1) 腐食していない部材で設定されている予想破断線上における腐食後の平均板厚を用いて最大耐力を評価すれば、吹田式や指針式で、ほぼ推定することができる。
- (2) 現場での板厚計測を想定して、本節で提案した抜き取り方針による板厚の計測方法でも、最大耐力は、ほぼ安全側に推定することができる。

3. 5節では、実建物での筋かい接合部の腐食状況を反映させて、部分的に腐食した筋かい接合部を模擬して試験体を製作し、その試験体を用いた実験により、その破断形式と最大断耐力について確認を行った。その結果、以下のことが知られた。

- (1) 第3ボルト孔周辺部だけを、腐食を想定して $1/2$ に減厚した模擬腐食試験体の破断は、腐食によって減厚していない第1ボルト孔位置における軸部破断で決まった。
- (2) このような腐食が発生している筋かい接合部の最大耐力は、腐食していない筋かい接合部の最大耐力と較べても、ほとんど差はない。そして、これらの最大耐力は、軸部破断時の最大耐力算定式¹⁰⁾を用いて算出することができる。
- (3) このような腐食は、取付高力ボルトが3本以上の場合、筋かい接合部の破断形式及び最大耐力に影響を与えることは少ない。

3. 1節でも述べたが、現在、一般的に用いられている鉄骨造の耐震診断指針⁸⁾においては、構造耐力上主要な部材およびその接合部に著しい腐食が認められ、断面欠損が10%以上ある場合には、その建築物は、耐震診断の対象外とされている。この規定は、当然、筋かい接合部にも適用される。

しかしながら、3. 5節で得られた知見によれば、第3ボルト孔周辺部だけではあるが、板厚低下が10%以上ある場合においても、接合部の破断形式と最大耐力に影響を与えることは少ないと考えられる。故に、耐震診断において、腐食箇所が限定されれば、一様に対象外としなくてもよいケースが存在するものと考えられる。

・参考文献：

- 1) 松尾彰：鉄骨建物の腐食実態調査と腐食部材・接合部の耐力と塑性変形能力に関する実験研究，平成16年度～平成18年度，科学研究費補助金（基盤研究(C)）研究成果報告書，課題番号：16560499，pp.5～12，平成19年
- 2) 松尾彰，澤田樹一郎，谷本摩砂彦，張寅琢，高松隆夫，中山昭夫，玉井宏章：瀬戸内海沿岸に建つ鉄骨駐車場の腐食実態に関する調査研究，日本建築学会技術報告集，第23号，pp.155～159，2006.6
- 3) 松尾彰，澤田樹一郎，張寅琢，高松隆夫，中山昭夫，玉井宏章：瀬戸内海沿岸に建つ鋼構造建物の腐食実態に関する調査研究，日本建築学会技術報告集，第24号，pp.149～153，2006.12
- 4) 藤井堅，近藤恒樹，田村功，渡邊英一，伊藤義人，杉浦征邦，野上邦栄，永田和寿：海洋環境において腐食した円形鋼管の残存圧縮耐力，土木学会構造工学論文集 Vol.52A，pp.721～730，2006.3
- 5) 藤井堅，中村秀治，近藤恒樹，橋本和朗，沖元浩見，中村剛裕：腐食した円筒殻の曲げ座屈耐力に関する実験的検討，土木学会構造工学論文集 Vol.53A，pp.784～739，2007.3
- 6) 池田裕幸，海田辰将，大賀水田生，藤井堅：幅広供試体を用いた腐食鋼板の引張試験による強度評価に関する考察，土木学会第64回年次学術講演会講演概要集 I - 099，pp.197～198，2009.9
- 7) 糸川和樹，大賀水田生，海田辰将，池田裕幸：幅広供試体を用いた引張試験による腐食鋼板の力学特性と残存強度評価，土木学会第65回年次学術講演会講演概要集 I - 197，pp.393～394，2010.9
- 8) 日本建築防災協会：耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指針・同解説（1996），pp.24～30，1996年9月
- 9) 日本建築学会，鋼構造接合部設計指針，pp.45～46，2006.3
- 10) 日本建築学会，鋼構造接合部設計指針，pp.237～238，2006.3
- 11) 吹田啓一郎，李相周，井上一朗：有孔鋼板の引張強さと変形能力（その1 破壊基準と最大耐力），日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 構造Ⅲ，pp.977～978，2001.9
- 12) 日本建築学会，鋼構造接合部設計指針，pp.55～56，2006.3

第4章

結 論

本論文では、長年月にわたり使用されてきた古い鉄骨造建物の耐震診断や耐震補強において、何らかの対応が望まれる以下の2点に着目し、それぞれの耐震性能について論じた。

[1] 露出柱脚アンカーボルトの耐震補強

[2] 腐食した部材及び接合部の残存耐力や塑性変形能力の評価

以下に、各章の内容を要約する。

第1章では、本研究の背景と目的、及び、本論文の構成を示した。

第2章では、ねじ部で早期に破断する既存鉄骨造露出柱脚アンカーボルトにおいて、改良型補強方法を示し、その有効性について、実験により確認を行った。以下に、得られた知見を示す。

- (1) 改良型補強アンカーボルトは、従来型補強アンカーボルトに比べて、耐力及び変形能力ともに向上する。
- (2) 改良型補強アンカーボルトの最大耐力は、本論で提案している耐力評価式を用いて評価することが可能であり、破断面も、同式でほぼ予測できる。
- (3) アンカーボルトの素材特性が分かれば、補強されたアンカーボルトの最大耐力時の伸び量は、本論で提案している伸び量評価式で、安全側に推定できる。
- (4) 補強に用いた高強度ボルトは早期脆性破断を生じず、アンカーボルトが十分な伸び能力を発揮するまで載荷することができる。
- (5) 現場での孔明け加工精度については、慎重に穿孔作業を行えば、孔の偏心距離を2.5mm以下にすることが可能である。
- (6) ねじ部長さが100mmで、軸部径が $\phi 20$ の場合、現場施工でも、孔の偏心距離が2.5mm以下であれば、耐震性は低下しない。
- (7) “旧SR24”を想定したアンカーボルトと、高強度ボルト（強度14T相当）の推奨する組合せ（ $0.3 \leq \beta \leq 0.4$ ）では、補強設計の目標値（ $\alpha \cdot YR \geq 0.84$ 、及び、 $YR \leq 84\%$ ）を、95%以上の確率で満足する。
- (8) アンカーボルトと高強度ボルトの推奨し得る組合せに対して、補強アンカーボルトの伸び性能（換算軸ひずみ）を70データの応力-ひずみ関係に対して求めると、全体の97%において、4%以上を期待できる。また、最悪の場合でも、日本鋼構造協会規格（JSS II 14-2004）で目標とする軸ひずみの3%を満足することができる。

第4章

これより、耐震診断において、本改良型補強を施したアンカーボルトを有する露出柱脚の靱性指標（F値）は、 $F=3.0$ を採用することができる。

第3章では、長年月にわたり、実際に使用されていた建築物から腐食している部材を切り出し、腐食した筋かいやその接合部を念頭におき、その残存耐力及び塑性変形性能について、実験と解析により確認を行った。以下に、得られた知見を示す。

- (1) 腐食平板の引張破断位置は、断面平均板厚の最小値又はそれに近い断面平均板厚値となっている断面位置周辺で決定される。
- (2) 腐食平板の引張降伏耐力は、断面平均板厚の最小値と素材の降伏点を用いて算出される値で、また、最大耐力は、断面平均板厚の最小値と素材の引張強さを用いて算出される値で、ほぼ推定できる。
- (3) 腐食平板の引張試験において、板厚の変動係数が大きくなるに従って、伸びは減少する。
- (4) 腐食した筋かい接合部の外抜け破断又は端抜け破断の最大耐力は、予想破断線上における腐食後の平均板厚を用いれば、吹田式や指針式で、ほぼ推定することができる。
- (5) 現場での板厚計測を想定して、本論で提案した抜き取り方針による板厚の計測方法でも、外抜け破断、端抜け破断の最大耐力は、指針式で、ほぼ安全側に推定することができる。
- (6) 腐食を想定して、第3ボルト孔周辺部の板厚を $1/2$ に減厚した模擬腐食試験体の破断は、減厚していない第1ボルト孔位置における軸部破断で決まった。
- (7) このような腐食が発生している筋かい接合部の最大耐力と、腐食していない筋かい接合部の最大耐力は、ほとんど差はない。そして、これらの最大耐力は、軸部破断時の最大耐力算定式を用いて算出することができる。
- (8) このような腐食は、取付高力ボルトが3本以上の場合、筋かい接合部の破断形式に影響を与えることは少ない。

これより、破断が比較的単純な筋かいやその接合部では、断面欠損が10%以上ある場合でも、その耐力評価が可能であり、将来的には、耐震診断を適用することも可能となろう。

以上、本論文は、長年月を経た既存鉄骨造建物の耐震性能を保持するために解決すべきいくつかの課題より、アンカーボルトの耐震補強と腐食について論じた。東北地方太平洋沖地震の発生を受けて、今後は、東海地震、東南海地震、南海地震の発生が懸念されている。現在、既存建物に対して、鋭意進められている耐震診断・耐震補強が、より迅速に進むように、本論文が、その一助とならんことを祈念している。

本論に関係する査読付き論文、発表論文等の一覧

(1) 査読付き論文

1) 第1著者分：

- 1)加藤巨邦, 松尾彰, 澤田樹一郎, 藤村幸, 高松隆夫, 玉井宏章：改良型補強アンカーボルトの引張試験・せん断試験 —既存鉄骨露出柱脚アンカーボルトの塑性変形能力改善に関する研究 その2—, 日本建築学会構造系論文集, 第75巻, 第655号, pp.1709～1716, 2010.9
- 2)加藤巨邦, 松尾彰, 澤田樹一郎, 高松隆夫, 玉井宏章：腐食した鉄骨部材の残存耐力・塑性変形性能に関する研究, 日本建築学会技術報告集, 第18巻, 第38号, pp.203～208, 2012.2

2) 共著分：

- 1)松尾彰, 澤田樹一郎, 加藤巨邦, 藤谷義信, 高松隆夫, 玉井宏章：既存鉄骨造露出柱脚アンカーボルトの耐震補強に関する研究, 鋼構造論文集, 第17巻, 第68号, pp.23～28, 2010.12
- 2)Kiichiro Sawada, Akira Matsuo, Nobuhiro Kitahara, Hirokuni Kato, Takao Takamatsu, Hiroyuki Tamai : A field observation for steel parking buildings near the coast in Japan and an experimental study on remaining structural capacity of corroded bracing members and their connections , Proceedings of the Sixth International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas, pp.867～872, 2009.8

(2) 口頭発表論文

1) 第2章に関係する論文：

- 1)松尾彰, 加藤巨邦, 澤田樹一郎, 高松隆夫, 玉井宏章：既存鉄骨露出柱脚アンカーボルトの補強設計, 鋼構造年次論文報告集, Vol.17, pp.207～210, 2009.11
- 2)村上幸, 山本圭介, 松尾彰, 澤田樹一郎, 加藤巨邦, 高松隆夫, 玉井宏章：既存鉄骨構造露出柱脚アンカーボルトの耐震補強に関する研究(その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), C-1 構造Ⅲ, pp.1081～1082, 2008.9
- 3)山本圭介, 村上幸, 松尾彰, 澤田樹一郎, 加藤巨邦, 高松隆夫, 玉井宏章：既存鉄骨構造露出柱脚アンカーボルトの耐震補強に関する研究(その5), 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), C-1 構造Ⅲ, pp.1083～1084, 2008.9

- 4) 藤村幸, 松尾彰, 澤田樹一郎, 加藤巨邦, 高松隆夫, 玉井宏章: 既存鉄骨造露出柱脚アンカーボルトの耐震補強に関する研究 (その4: 高強度ボルトの早期破断対策と現場での施工性について), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), C-1 構造Ⅲ, pp.921~922, 2009.8
- 5) 藤村幸, 松尾彰, 澤田樹一郎, 加藤巨邦, 藤谷義信, 高松隆夫, 玉井宏章, 田窪恭平: 既存鉄骨造露出柱脚アンカーボルトの耐震補強に関する研究 その7 改良型アンカーボルトを用いた実大柱脚実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), C-1 構造Ⅲ, pp.837~838, 2010.9
- 6) 田窪恭平, 松尾彰, 澤田樹一郎, 加藤巨邦, 藤谷義信, 高松隆夫, 玉井宏章, 藤村幸: 既存鉄骨造露出柱脚アンカーボルトの耐震補強に関する研究 その8 改良型アンカーボルトの補強設計, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), C-1 構造Ⅲ, pp.839~840, 2010.9
- 7) 加藤巨邦, 松尾彰, 澤田樹一郎, 高松隆夫, 玉井宏章: 既存鉄骨造露出柱脚アンカーボルトの耐震補強に関する研究 その9 改良型アンカーボルトの施工性の確認及び現場施工における補強効果の確認, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), C-1 構造Ⅲ, pp.957~958, 2011.8
- 8) 山本圭介, 松尾彰, 澤田樹一郎, 加藤巨邦, 高松隆夫, 玉井宏章: 既存鉄骨造露出柱脚アンカーボルトの塑性変形能力向上に関する研究 その5. 高強度ボルトの早期破断に対する対策, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第32巻, pp.242-1~242-4, 2009.3
- 9) 山本圭介, 松尾彰, 澤田樹一郎, 加藤巨邦, 高松隆夫, 玉井宏章: 既存鉄骨造露出柱脚アンカーボルトの塑性変形能力向上に関する研究 その6. アンカーボルトの補強設計, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第32巻, pp.243-1~243-4, 2009.3
- 10) 藤村幸, 松尾彰, 澤田樹一郎, 加藤巨邦, 藤谷義信, 高松隆夫, 玉井宏章: 既存鉄骨造露出柱脚アンカーボルトの塑性変形能力向上に関する研究 その7 改良型アンカーボルトを用いた実大柱脚実験, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第33巻, pp.251-1~251-4, 2010.3
- 11) 松尾彰, 澤田樹一郎, 加藤巨邦, 藤村幸, 藤谷義信, 高松隆夫, 玉井宏章: 既存鉄骨造露出柱脚アンカーボルトの塑性変形能力向上に関する研究 その8 改良型アンカーボルトの補強設計, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第33巻, pp.252-1~252-4, 2010.3

2) 第3章に関係する論文:

- 1) 加藤巨邦, 松尾彰, 澤田樹一郎, 高松隆夫, 玉井宏章, 中山昭夫: 腐食した鉄骨部材・接合部の耐力と塑性変形能力に関する研究—その1 平板の引張試験—, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), C-1 構造Ⅲ, pp.949~950, 2009.8
- 2) 澤田樹一郎, 加藤巨邦, 松尾彰, 高松隆夫, 玉井宏章, 中山昭夫: 腐食した鉄骨部材・接合部の耐力と塑性変形能力に関する研究—その2 高力ボルト接合部の引張試験—, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東北), C-1 構造Ⅲ, pp.951~952, 2009.8

- 3)加藤巨邦, 松尾彰, 澤田樹一郎, 高松隆夫, 玉井宏章, 中山昭夫: 腐食した鉄骨部材・接合部の耐力と塑性変形能力に関する研究—その3 合成梁の載荷試験—, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), C-1 構造Ⅲ, pp.905~906, 2010.9
- 4)北原信廣, 松尾彰, 澤田樹一郎, 加藤巨邦, 高松隆夫, 玉井宏章, 中山昭夫: 腐食した鉄骨部材・接合部の残存耐力および塑性変形能力に関する研究—その1 平板および高力ボルト接合部引張試験—, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第32巻, pp.236-1~236-4, 2009.3
- 5)加藤巨邦, 松尾彰, 澤田樹一郎, 高松隆夫, 玉井宏章, 中山昭夫: 腐食した鉄骨部材・接合部の残存耐力および塑性変形能力に関する研究—その2 合成梁の載荷試験—, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第33巻, pp.240-1~240-4, 2010.3

(3) 助成金の取得、シンポジウム等での発表論文

- 1)加藤巨邦: 腐食した合成ばり仕口部の塑性変形能力に関する実験的研究, 日本鉄鋼連盟, 2009年度「鋼構造研究・教育助成事業」【建築分野】【学生研究分野】
- 2)松尾彰, 澤田樹一郎, 加藤巨邦: 腐食部材および接合部の耐震性に関する実験的研究, 日本建築学会中国支部構造委員会 日本鉄鋼連盟中国地区サブネットワーク既存鉄骨建物の耐震性小委員会, シンポジウム「既存鉄骨建物の耐震性を考える」, 配布報告書, pp.22~37, 2009.11
- 3)松尾彰, 澤田樹一郎, 加藤巨邦, 藤村幸: 既存鉄骨造露出柱脚アンカーボルトの耐震補強, 日本建築学会中国支部構造委員会 日本鉄鋼連盟中国地区サブネットワーク既存鉄骨建物の耐震性小委員会, シンポジウム「既存鉄骨建物の耐震性を考える」, 配布報告書, pp.38~49, 2009.11
- 4)加藤巨邦: 鋼構造物における長寿命化・延命化技術の現状と課題, 日本鋼構造協会, JSSC テクニカルレポート No.88, pp. I-9~I-29, 2009.11

謝 辞

本論文は、筆者が広島大学大学院工学研究科社会環境システム専攻博士課程後期に在籍中の研究成果をまとめたものです。本論文をまとめるにあたり、松尾彰教授には、終始懇切丁寧なご指導ご鞭撻を賜りました。ここに、謹んで感謝の意を表すとともに、厚くお礼申し上げます。また、大久保孝昭教授、大崎純教授、藤井堅教授、荒木秀夫准教授には、論文審査を通じて数多くの貴重な御意見を賜りました。謹んでお礼申し上げます。

鹿児島大学 澤田樹一郎准教授（元広島大学 助教）には、実験データの確認や論文発表の手続き、或いは、各種の事務手続きなど、裏方の業務も含めてサポートして頂きました。謹んでお礼申し上げます。

本論文における実験の実施やデータ整理などを行って頂いた卒論生及び修論生である、北原信廣氏（現 長谷工コーポレーション）、山本圭介氏（現 熊谷組）、田窪恭平氏（現 愛媛県庁）、近藤俊介氏（現 大林組）に、厚くお礼申し上げます。また、実験の遂行において、下川久義技官には、常に丁寧な御指導と安全面への配慮を賜りました。厚くお礼申し上げます。

腐食部材の試験体製作や実験の実施等において、扶桑機工(株)の方々には、御多忙の中、大変お世話になりました。深く感謝致します。

恩師である広島国際大学 藤谷義信教授（広島大学 名誉教授）には、今回、博士課程後期へ入学することを考えた際の御相談から本論文をまとめるまでの間、適宜、今まで以上に、暖かい御言葉や励ましの御言葉を頂きました。謹んでお礼申し上げます。

著者が本論文をまとめるに際して、出来るだけ多くの時間を費やすことが出来るように配慮して頂いた、(株)イオリ建築設計事務所の方々には、大変お世話になり、感謝の念に堪えません。また、実務設計上のアドバイスも頂き、深く感謝致します。

本論文をまとめるにあたっては、特に、今までは無意識に使っていた設計式に対して、設計式を組み立てた際の実験に遡って再確認する機会を得ることで、貴重な経験と勉強をさせて頂きました。松尾彰教授をはじめ、関係者の方々に、感謝申し上げます。今後も引き続き、構造部材及び設計式に対しては謙虚に向き合い、より健全な耐震性能を有する建造物の実現に寄与していきたいと考えています。

最後に、暖かく見守り続けてくれた家族に感謝致します。

2012年3月

加藤 巨邦