

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	鉄筋コンクリート造建築物における外付け耐震補強接合部の応力分布とせん断耐力評価に関する研究
Title(English)	
著者(和文)	石田雄太郎
Author(English)	Yutaro Ishida
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:甲第11490号, 授与年月日:2020年3月26日, 学位の種別:課程博士, 審査員:坂田 弘安,竹内 徹,五十嵐 規矩夫,横山 裕,堀田 久人
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:甲第11490号, Conferred date:2020/3/26, Degree Type:Course doctor, Examiner:,,,,,
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

2019 年度 学位論文

鉄筋コンクリート造建築物における外付け耐震補強接合部の
応力分布とせん断耐力評価に関する研究

指導教員 坂田 弘安

東京工業大学 環境・社会理工学院 建築学系 建築学コース

石田 雄太郎

謝辞

本研究を行うにあたり、終始、熱心なご指導、ご助言を賜りました恩師東京工業大学教授・工学博士・坂田弘安先生に深く感謝の意を表します。

本論文の審査をして戴いた、東京工業大学教授・工学博士・竹内徹先生、東京工業大学教授・博士(工学)・五十嵐規矩夫先生、東京工業大学教授・工学博士・横山裕先生、東京工業大学准教授・工学博士・堀田久人先生には、本論文をまとめるにあたり貴重なご助言を戴きました。心から感謝致します。

室蘭工業大学准教授・博士(工学)・高瀬裕也先生には、第2章で解析対象とした実験データをご提供戴きました。さらに、貴重なご指導、ご助言、暖かい励ましの言葉を戴きました。厚く御礼申し上げます。

国土技術政策総合研究所主任研究官・博士(工学)・毎田悠承氏には、本研究を行うにあたり、終始変わらぬご指導、ご助言を戴きました。また、日々の生活においてもご配慮を戴きました。厚く御礼申し上げます。

飛島建設株式会社・久保田雅春氏、佐藤匠氏、阿部隆英氏、坂本啓太氏には、実験を実施する機会を与えて戴いたばかりでなく、ご指導、ご助言を戴きました。厚く御礼申し上げます。

国立研究開発法人建築研究所主任研究員(元東京工業大学助教)・博士(工学)・山崎義弘氏には、的確なご指導、ご助言、暖かい励ましの言葉を戴きました。また、研究に専念できるよう、研究室の環境を整えて戴きました。厚く御礼申し上げます。

日本大学教授・博士(工学)・長沼一洋先生、横浜国立大学教授・学術博士・山田貴博先生には、第2章および第3章の有限要素解析を行うにあたり、大変貴重なご指導、ご助言を戴きました。厚く御礼申し上げます。

有限会社 TNS・田口勝夫氏、染谷昇氏、野口和幸氏には、実験を実施するにあたり、貴重なご助言、多大なるご協力を戴きました。厚く御礼申し上げます。

アキラテクノス株式会社・福田一衛氏には、試験体製作にあたり、多大なるご協力を戴きました。厚く御礼申し上げます。

岡部株式会社・博士(工学)・渡辺亨氏には、本研究の試験体に用いたインサートをご提供戴きました。厚く御礼申し上げます。

名城大学准教授・博士(工学)・松田和浩先生，国立研究開発法人森林総合研究所研究員・博士(工学)・鈴木賢人氏，神奈川大学助教・博士(工学)・白井佑樹先生，大成建設株式会社・博士(工学)・加藤雅樹氏，China Metallurgical Group Corporation 20・博士(工学)・Wu Di 氏，中国地震局工程力学研究所教授・Ph.D.・Qu, Zhe 氏，ブカレスト工科大学講師・Ph.D.・Andreea Dutu 氏には、貴重なご助言と暖かい励ましの言葉を戴きました。厚く御礼申し上げます。

修士課程・博士課程合わせて5年間在籍した坂田研究室のメンバー・黒沢亮太郎氏，Cyau Binn 氏，國分直輝氏，佐藤宏一氏，鈴木洋氏，檜山祥子氏，溝呂木健氏，角田裕介氏，木下澄香氏，澤田紗代子氏，池上寛樹氏，富田弥奈美氏，中辻享佑氏，野村佳亮氏，森貴禎氏，神田健吾氏，中野佑太氏，根本夏帆氏，佐藤裕貴氏，鈴木直人氏，中西理氏，木下雄貴氏，志水真央氏，原田脩平氏，益田一毅氏，鈴木滉哉氏，中澤遥氏，元坂田研究室補佐員・小野口弘美氏，坂田研究室助教・立花美緒氏，冬夏会事務局・清水陽子氏には、ご助言，ご協力，暖かい励ましの言葉を戴き，楽しく充実した研究室での生活を送ることができました。心から感謝致します。

最後に，終始暖かく見守り続けてくれた妻，両親に感謝の意を記し，謝辞とさせて戴きます。

2020年3月

石田雄太郎

内容梗概

鉄筋コンクリート造建築物における外付け耐震補強は既存架構と補強架構が偏心するため、既存架構と補強架構の間接接合部にはせん断力に加え、偏心モーメントによる圧縮・引張力が生じ、複合的な応力が作用する。しかし、接合部に実際に作用する各応力の分布や、各接合要素の複合応力下における力学的挙動については未解明な点が多いのが現状である。そのため、現行の設計では 1 スパンにおいて各応力の分担を仮定し、さらに接合部のずれ変形を抑制するために一般的な接合要素であるあと施工アンカーのせん断耐力に工学的な判断に基づく低減係数を乗じることとされており、あと施工アンカーの必要本数は多くなる傾向にある。このように現行の設計は様々な仮定に基づいていることが要因となり、設計・施工が困難となるケースが多い。

これらの問題を解決するには、外付け耐震補強接合部の理論的、且つ合理的な設計法を確立する必要がある。そのために、外付け耐震補強接合部に作用する応力分布や、複合応力下における接合要素の力学的挙動を解明することは重要である。

本研究は、外付け耐震補強接合部の接合要素として一般的に用いられるあと施工アンカーとせん断抵抗性能に優れたディスク付きアンカーの複合応力下における力学的挙動と、1 スパンの外付け耐震補強接合部に作用する応力分布を解明し、これらを考慮して外付け耐震補強接合部のせん断耐力を評価しようとするものである。

本論文は以下に示す全 6 章から構成される。

第 1 章「序論」では、鉄筋コンクリート造建築物における耐震補強工法の一つである外付け耐震補強の有効性と構造的な特徴を示し、外付け耐震補強接合部の現行の設計は接合部の応力分布など様々な仮定の基に行われていることにより設計が困難となる事例があることを示した。さらに、既往の研究として、あと施工アンカーやディスク付きアンカーを対象とした研究を挙げ、それらの問題点を示すとともに、本研究の意義を述べた。そして、あと施工アンカーおよびディスク付きアンカーの複合応力下における力学的挙動と、外付け耐震補強接合部に作用する応力分布を実験および解析により解明し、これらを考慮して外付け耐震補強接合部のせん断耐力を評価することを本研究の目的とした。

第 2 章「引張力とせん断力を受ける接着系あと施工アンカーの FEM 解析」では、既往の実験を対象として、引張力とせん断力の複合応力下における接着系あと施工アンカーの 3 次元 FEM 解析を行なった。アンカー径、引張力、コンクリート強度をパラメータとした計 13 体の試験体を対象として解析を行い、アンカーボルトの曲率分布や Mises 応力度分布、周辺コンクリートの損傷状況や最小主応力度分布など、部材内部の力学的挙動を明らかにした。また、引張力とアンカー径に比べてコンクリート強度が接着系あと施工アンカーのせん断特性に与える影響は小さく、接着系あと施工アンカーは主にダボ効果によりせん断抵抗することを解析結果から示した。

第3章「せん断力を受けるディスク付きアンカーのFEM解析」では、アンカーボルトと鋼製ディスクを併用した複合型のせん断抵抗要素であるディスク付きアンカーの既往の実験を対象として3次元FEM解析を行い、ディスク付きアンカーや周辺コンクリート内部の応力状態を明らかにした。さらに、第2章で行なったあと施工アンカーの解析結果と比較することで、ディスク付きアンカーはあと施工アンカーに比べてコンクリートの支圧抵抗が大きいことで高いせん断耐力と剛性を発揮することを明らかにし、せん断抵抗要素として有用であることを示した。また、ディスク付きアンカーのアンカーボルトがダボ効果により負担するせん断力は小さいことを明らかにし、アンカーボルトに作用するせん断応力度が減少することにより、ディスク付きアンカーにも引張力を負担させることができる可能性があることを示した。

第4章「引張力とせん断力を受けるディスク付きアンカーの要素実験」では、まずディスク付きアンカーおよびディスク付きアンカーを構成する各要素に引張力を与える要素実験を行い、ディスク付きアンカーの引張抵抗性能を明らかにした。そして、現行の接着系アンカーボルトの引張耐力評価式で引張耐力を安全側に評価できることを示した。さらに、実験結果を基に修正した引張耐力評価式を提案し、ディスク付きアンカーの引張耐力および破壊モードを精度よく評価できることを示した。次に、一定引張力下でディスク付きアンカーに繰り返しせん断力を与える要素実験を行い、引張力とせん断力の複合応力下におけるディスク付きアンカーの力学的挙動を明らかにした。鋼製ディスクの径、アンカー径、アンカーボルトの埋込み長さ、引張力をパラメータとし、引張力の増加が接合面の相対鉛直変位やアンカーボルトの曲率分布に与える影響を把握した。さらに、その結果を基に一定引張力下におけるディスク付きアンカーのせん断耐力評価式を提案し、せん断耐力を $\pm 20\%$ 程度の精度で評価できることを示した。

第5章「あと施工アンカーとディスク付きアンカーを用いた外付け耐震補強接合部の力学的挙動とせん断耐力評価」では、あと施工アンカーとディスク付きアンカーの数量をパラメータとして1スパンの外付け耐震補強接合部の部材実験を行い、接合面の相対鉛直変位分布や、各接合要素のアンカーボルトに生じるひずみ分布を把握した。そして、アンカーボルトの力学モデルを用いた解析により各接合要素に作用する軸力を算定し、1スパンの外付け耐震補強接合部における応力分布を明らかにした。さらに、外付け耐震補強接合部の応力分布と、ディスク付きアンカーおよびあと施工アンカーの複合応力下における力学的挙動を考慮した外付け耐震補強接合部のせん断耐力評価法を提案し、精度よくせん断耐力を評価できることを示した。

第6章「結論」では、各章で得られた知見を総括して述べた。

目次

第 1 章 序論	1
1.1 研究背景	1
1.2 既往の研究	3
1.3 本研究の目的	5
1.4 本研究で対象とする外付け耐震補強接合部の接合方法	5
1.5 本論文の構成	6
第 2 章 引張力とせん断力を受ける接着系あと施工アンカーの FEM 解析	9
2.1 はじめに	9
2.2 対象とする実験概要	10
2.2.1 試験体詳細	
2.2.2 載荷方法	
2.2.3 試験体パラメータ	
2.3 FEM 解析モデルの構築	13
2.3.1 解析モデル概要	
2.3.2 解析条件	
2.3.3 材料構成則	
2.3.4 接合要素の特性	
2.4 解析結果と考察	21
2.4.1 実験結果との対応	
2.4.2 各パラメータによる比較	
2.4.3 アンカーボルトの曲率分布	
2.4.4 アンカーボルトの Mises 応力度分布	
2.4.5 コンクリートの損傷状況	
2.4.6 コンクリートの最小主応力度分布	
2.5 まとめ	30
第 3 章 せん断力を受けるディスク付きアンカーの FEM 解析	33
3.1 はじめに	33
3.2 ディスク付きアンカーの概要	34
3.5 解析対象とする試験体概要	35

3.4	FEM 解析モデルの構築	36
3.4.1	解析モデル概要と解析条件	
3.4.2	材料構成則	
3.4.3	接合要素の特性	
3.5	解析結果と考察	42
3.5.1	せん断力ー相対水平変位関係	
3.5.2	アンカーボルトおよび接続ボルトの曲率分布	
3.5.3	アンカーボルトおよび接続ボルトの Mises 応力度分布	
3.5.4	コンクリートの損傷状況	
3.5.5	コンクリートの最小主応力度分布	
3.6	まとめ	46
第 4 章	引張力とせん断力を受けるディスク付きアンカーの要素実験	49
4.1	はじめに	49
4.2	引張力を与えた要素実験の概要	50
4.2.1	試験体パラメータ	
4.2.2	試験体詳細	
4.2.3	載荷方法	
4.2.4	計測計画	
4.3	引張力を与えた要素実験の結果	56
4.3.1	接合要素の最終破壊状況	
4.3.2	接合面の最終破壊状況	
4.3.3	引張力ー鉛直変位関係	
4.4	ディスク付きアンカーの引張耐力評価	63
4.4.1	現行の評価式との対応	
4.4.2	ディスク付きアンカーの引張耐力評価式	
4.5	引張力とせん断力を与えた要素実験の概要	69
4.5.1	試験体概要	
4.5.2	試験体パラメータ	
4.5.3	載荷方法	
4.5.4	計測計画	
4.6	引張力とせん断力を与えた要素実験の結果	75
4.6.1	最終破壊状況	
4.6.2	せん断力ー相対水平変位関係	
4.6.3	相対鉛直変位ー相対水平変位関係	

4.6.4	アンカーボルトの曲率分布	
4.7	一定引張力下におけるディスク付きアンカーのせん断耐力評価	83
4.7.1	現行の評価式との対応	
4.7.2	せん断耐力の低減率	
4.7.3	一定引張力下におけるせん断耐力評価式	
4.8	まとめ	88

第5章 あと施工アンカーとディスク付きアンカーを用いた

外付け耐震補強接合部の力学的挙動とせん断耐力評価

5.1	はじめに	91
5.2	実験概要	92
5.2.1	試験体パラメータ	
5.2.2	試験体詳細	
5.2.3	載荷方法と計測計画	
5.3	実験結果	97
5.3.1	最終破壊状況	
5.3.2	せん断力-相対水平変位関係	
5.3.3	接合部の相対鉛直変位の推移	
5.3.4	接合部の相対鉛直変位の分布	
5.4	外付け耐震補強接合部の応力分布を考慮したせん断耐力評価	108
5.4.1	解析によるアンカーボルトに作用する軸力の算定	
5.4.2	ディスク付きアンカーが負担するせん断力	
5.4.3	あと施工アンカーが負担するせん断力	
5.4.4	接合面の摩擦力によるせん断抵抗	
5.4.5	接合部の応力分布を考慮したせん断耐力評価式	
5.4.6	接合部に作用するモーメント	
5.5	まとめ	118

第6章 結論

6.1	各章のまとめ	120
6.2	今後の課題	124

Appendix 1	あと施工アンカーおよびディスク付きアンカーの施工手順	125
Appendix 2	既存コンクリート表層部の材料特性があと施工アンカー およびディスク付きアンカーのせん断特性に与える影響	129
発表論文リスト		137

第1章

序論

1.1 研究背景

1995年の兵庫県南部地震では、新耐震設計法^{1.1)}が施行された1981年以前に設計された建築物に大きな被害が生じた。この教訓を得て、既存不適格建築物の耐震性能を確保するために、耐震補強が推進されている。鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計法として、「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説(以下、耐震改修設計指針)^{1.2)}」があり、またこれを補完するものとして「既存鉄筋コンクリート造建築物の外側耐震改修マニュアル(以下、外側耐震改修マニュアル)^{1.3)}」がある。

外側耐震改修マニュアルの刊行前に行われていた鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修では、既存の骨組内に後打ちの耐震壁を加える、いわゆる増設壁による補強工法や、枠付き鉄骨ブレースや鋼板パネルなどの耐震要素を既存骨組内に取付ける工法が多く採用されてきた^{1.4)}など。これらの補強工法はFig.1.1に示すように建物の水平力に対する耐震性能を向上させるために非常に有効であるが、既存建物の平面計画などにより補強計画が制限されることが多い。また、施工時は建物の継続使用が困難となるため、一時的な退避施設が別途必要となり、工期や費用の増加に繋がるケースも多く、耐震改修の普及が進まない要因の一つともなっていた。

Fig.1.2の外側耐震改修マニュアルに示されている耐震補強工法の一つである外付け耐震補強は、既存鉄筋コンクリート造建築物の外側から鉄骨ブレースなどの耐震要素を有する補強架構を取付けることで耐震性能を向上させる工法である。外付け耐震補強は既存建物の現状の機能を損なうことなく、使いながら・住みながらの施工が可能であるという利点がある。

外付け耐震補強の構造的な特徴としては、既存架構と補強架構が偏心することが挙げられる。そのため、既存架構と補強架構の間接接合部にはせん断力に加え、偏心モーメントによる圧縮・引張力が生じ、複合的な応力が作用する。これらに対して、接合部に実際に作用する各応力の分布や、各接合要素の複合応力下における力学的挙動については未解明な点が多いのが現状であ

る。そのため、外側耐震改修マニュアルでは、Fig.1.3 のように各応力の分担を仮定しており、スパン長さ l に対して、中央部の $0.6l$ でせん断力を平均的に負担させ、両端部の $0.2l$ で圧縮・引張力を負担させることとして設計しており、さらに外付け耐震補強接合部のずれ変形量は 2mm 以内に制限されている。一般的に接合要素として用いられるあと施工アンカーは主にダボ効果によりせん断抵抗するため、せん断耐力を発揮するまでにある程度のずれ変形が生じる。このことを考慮して、現行の設計ではあと施工アンカーのせん断耐力に工学的な判断に基づく低減係数(通常は 0.7)を乗じることとされており、あと施工アンカーの必要本数は多くなる傾向にある。

以上のように、外付け耐震補強接合部には十分な耐力と剛性が要求される一方で、接合要素の数量や配置は既存架構の梁せいやスラブ厚、配筋などにより制限を受け、設計が困難となることが多い。特に中高層の集合住宅などに適用する際には、外側廊下やバルコニーなどの既存スラブを利用することが多く、構造階高を確保するために増設スラブや接続梁の部材せいを抑えた設計が要求される。また、施工性や経済的な観点からも接合要素の本数は少ない方が望ましい。

このような現状の設計における問題を解決するには、外付け耐震補強接合部の理論的、且つ合理的な設計法を確立する必要がある。そのために、実際に外付け耐震補強接合部に作用する応力分布や、複合応力下における接合要素の力学的挙動を解明することは重要である。

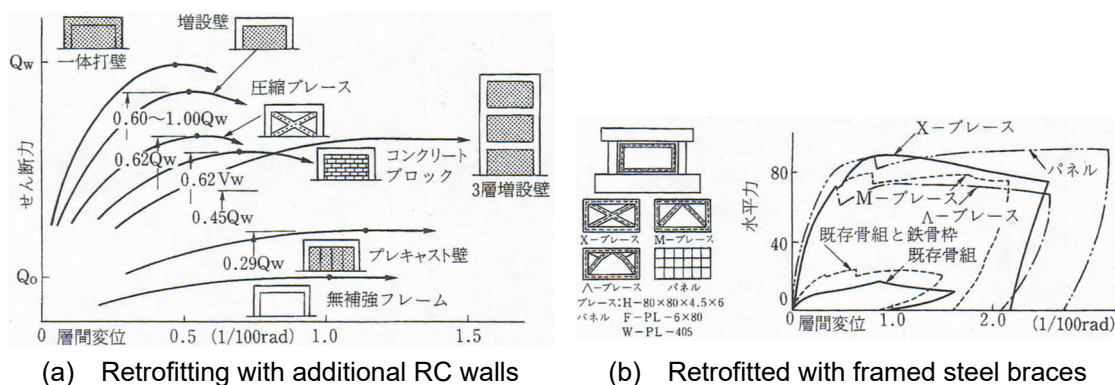


Fig.1.1 Reinforcement effect of internal seismic retrofitting^{1.2),1.4)}

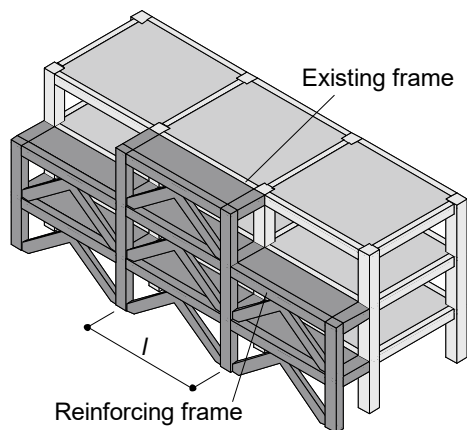


Fig.1.2 Outline of external seismic retrofitting

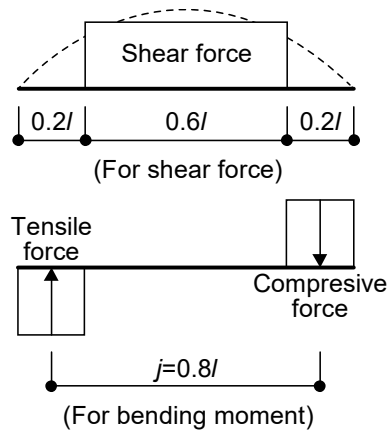


Fig.1.3 Assumption of force decomposition

1.2 既往の研究

既存鉄筋コンクリート造建築物における耐震補強接合部の設計は耐震要素あるいは補強架構による補強効果を既存建物に付加するために非常に重要である。本節では、本研究に関連する代表的な既往の研究を挙げる。

大淵ら^{1.5)}は、接合筋とシヤキーが存在するプレキャストコンクリート部材接合面のせん断伝達性状について検討している。接合部のせん断耐力として接合筋のダボ効果による終局せん断耐力とシヤキーの終局せん断耐力を単純累加することは、各抵抗要素の完全塑性挙動が前提であるため、実際の挙動に即していないことを指摘し、幅広い材料強度にも対応したアンカーボルトのダボ効果による復元力特性モデルと、シヤキーを有する場合の復元力特性モデルを提案し、あらゆる場合に対して変形適合を考慮した接合部のせん断耐力評価式を提案している。

中野ら^{1.6)}はプレキャスト RC 接合面におけるせん断抵抗要素として、接合筋のダボ抵抗、シヤキーの支圧耐力、圧縮軸力下の摩擦抵抗、接合面の状態による付着抵抗の4種類を定義し、接合面の付着抵抗を除く各抵抗要素が負担するせん断耐力を定量的に把握している。各抵抗要素の構成則において変形適合を考慮した累加方法でせん断耐力を精度良く評価できることを報告している。また、接合部でのずれ変形量の許容値を2mm以内に定義し、ずれ変形量を抑える耐力評価法を提案している。

貞末らは^{1.7)}、改修設計指針ではコンクリート強度13.5N/mm²以上の建物を対象として改修設計が行われるのが通常であるのに対して、実際には13.5N/mm²よりも低強度のコンクリート強度を有する建築物が多く存在することに着目して、コンクリートの設計基準強度を9N/mm²とした試験体で16種類のあと施工アンカーの要素実験を行い、それぞれの引張強度とせん断強度について報告している。

白井らは^{1.8)}、コンクリート内に設置した頭付きアンカーボルトと接着系アンカーボルトを対象に、アンカーボルトの材軸に対して0度、30度、60度方向に引張力を与え、組合せ応力下の構造性能について検証している。アンカーボルトの破断や、コンクリートのコーン状破壊による終局耐力の評価方法などについて考察しており、組合せ荷重下でのアンカーボルトの降伏荷重は von Mises の降伏条件に基づく評価では危険側となる一方で、弾性床上梁理論と降伏時の M-N 相関曲線に基づく評価では降伏荷重を安全に評価できることを報告している。

高瀬ら^{1.9)}は、正負交番繰り返しせん断荷重を受ける接着系あと施工アンカーの荷重-変位曲線を再現するために、アンカー筋の曲げ抵抗、コンクリートの支圧抵抗、アンカー筋の軸引張抵抗を組み合わせた、ダボ効果のモデルを提案している。このモデルは、単調荷重を受ける場合のみでなく、正負交番繰り返しせん断力を受ける場合であっても、除荷時や再載荷時の非線形領域

の挙動を再現できることを報告している。また、文献 1.10)では多数回の同変位繰り返しせん断力を受ける接着系あと施工アンカーの実験を行っており、実験結果より小変形領域での処女載荷に対する同変位繰り返し時の荷重低下率が大きくなる傾向を把握している。そして、このような挙動は前述の力学モデル^{1.9)}によっても良好に再現できることを報告している。さらに、アンカー筋に一定引張力を与えながら繰り返しせん断力を与える実験も行い^{1.11)}、アンカー筋の軸応力比とせん断応力比の総和関係を表す評価式を用いて、組合せ応力下における負担能力を評価している。また、引張応力比が 0.33 程度であれば、せん断応力方向の仕事量が支配的であるのに対し、引張応力比が 0.6 程度になると、引張応力方向の仕事量が支配的になることを報告している。

また高瀬らは、アンカーボルトと鋼製ディスクを組み合わせた複合型のせん断抵抗要素(以下、ディスク付きアンカー)を開発している^{1.12)-1.14)}など。一般的な接合要素であるあと施工アンカーは主にダボ効果によりせん断抵抗するため接合部にずれ変形が生じるのに対して、ディスク付きアンカーは鋼製ディスクの支圧抵抗によりせん断抵抗するため、高いせん断耐力と剛性を発揮することを報告している。

1.3 本研究の目的

1.1 節で述べたように、外付け耐震補強接合部で実際に作用する応力分布や複合応力下における各接合要素の力学的挙動など未解明な点が多いことから、現行の設計では1 スパンにおいて各応力の分担を仮定し、さらに接合部のずれ変形を抑制するために一般的な接合要素であるあと施工アンカーのせん断耐力には工学的な判断に基づく低減係数を乗じている。このように現行の設計は様々な仮定に基づいていることが要因となり、設計・施工が困難となるケースが多い。

また1.2 節で述べたように、既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震補強接合部に関する既往の研究では、あと施工アンカーやシヤキーに対してせん断力あるいは引張力を与えた実験や解析による研究は多く行われているものの、圧縮・引張力とせん断力の複合応力を対象とした研究は稀少である。また、これらの実験や解析の多くは、接合要素単体または数本を含む間接接合部を部分的に取り出して行われており、外付け耐震補強接合部をスパン単位で扱った研究も少ない。

本研究では、外付け耐震補強接合部における各接合要素の複合応力下における力学的挙動と、1 スパンの外付け耐震補強接合部に作用する応力分布を解明し、これらを考慮して外付け耐震補強接合部のせん断耐力を評価することを目的とする。

1.4 本研究で対象とする外付け耐震補強接合部の接合方法

本研究では、Fig.1.4(a)に示す一般的な接合要素である接着系あと施工アンカーおよびFig.1.4(b)に示すせん断抵抗性能に優れたディスク付きアンカー^{1.12)~1.14)}などを用いた外付け耐震補強接合部を対象とする。

前述のようにあと施工アンカーはダボ効果によるせん断抵抗が主であり、せん断耐力を發揮するまでにある程度のずれ変形が生じることから、あと施工アンカーのせん断耐力に工学的な判断に基づく低減係数を乗じて設計することで接合部のせん断耐力と剛性が確保されており^{1.3)}、その結果として必要本数は多くなる傾向にある。

一方で、ディスク付きアンカーはアンカーボルトと鋼製ディスクを併用した複合型の接合要素であり、主にコンクリートの支圧抵抗によりせん断抵抗するため、あと施工アンカーに比べて高い剛性とせん断耐力を有する。そのため、ディスク付きアンカーを用いることで接合要素の施工本数削減が期待できる。

しかし、ディスク付きアンカーを外付け耐震補強接合部に用いる場合はFig.1.5に示すように外側耐震改修マニュアルに準拠し、ディスク付きアンカーはスパン中央に配置してせん断力のみを平均的に負担させ、偏心モーメントによる引張力はスパン両端部に引張力負担用のあと施工アンカーを配置して負担させている^{1.14)}。つまり、あと施工アンカーのみを用いた場合の設計と同様に、ディスク付きアンカーを用いた場合においても各応力の分担を仮定して設計されており、複合応力下におけるディスク付きアンカーの力学的挙動は考慮されていないのが現状である。

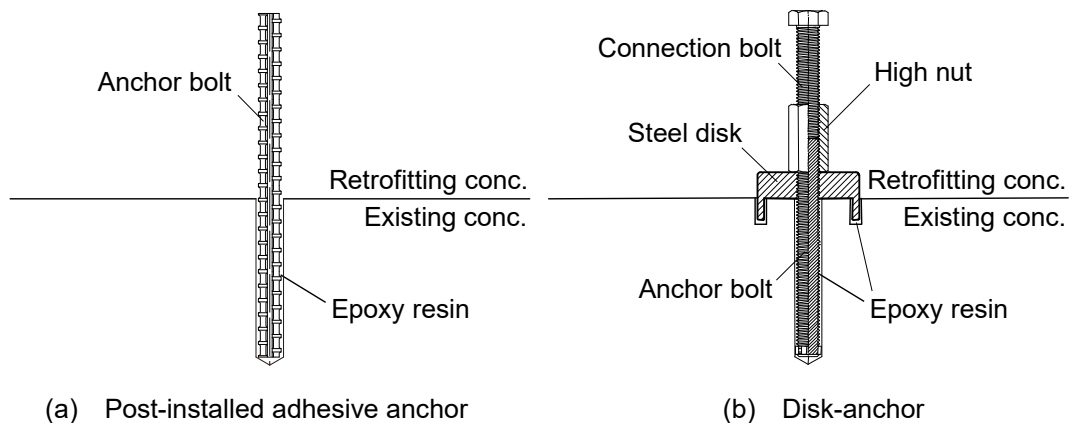


Fig.1.4 Types of joint element

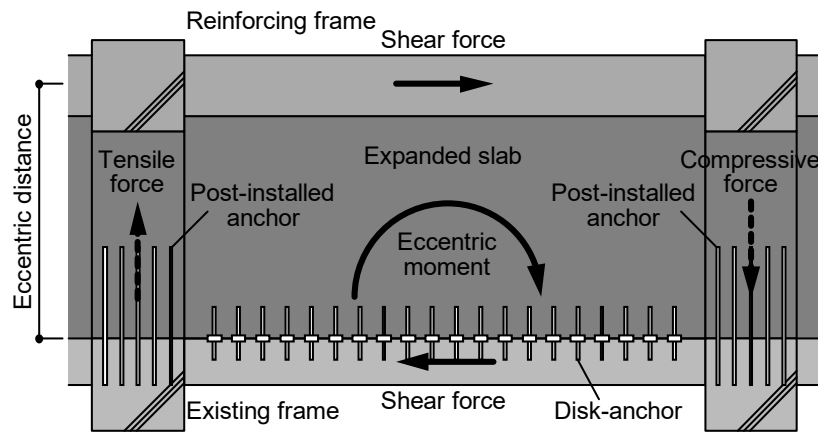


Fig.1.5 Design concept of joint using disk-anchor

1.5 本論文の構成

本論文は以下に示す全6章から構成される。

第1章「序論」では、既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震補強工法の一つである外付け耐震補強の有効性と構造的な特徴を示し、外付け耐震補強接合部の現行の設計は接合部の応力分布など様々な仮定の基に行われていることにより設計が困難となる事例があることについて述べた。そして、既往の研究を挙げ、本研究の目的および本研究で対象とする外付け耐震補強接合部の接合方法について述べた。

第2章「引張力とせん断力を受ける接着系あと施工アンカーのFEM解析」では、既往の実験を対象として、引張力とせん断力の複合応力下における接着系あと施工アンカーの3次元FEM解析を行う。アンカー径、軸応力比(引張力)、コンクリート強度をパラメータとした計13体の試験体を対象として解析を行い、アンカーボルトの曲率分布やMises応力度分布、周辺コンクリ

ートの損傷状況や最小主応力度分布など、部材内部の力学的挙動を明らかにする。そして、各パラメータが接着系あと施工アンカーのせん断特性に与える影響を把握する。

第3章「せん断力を受けるディスク付きアンカーのFEM解析」では、アンカーボルトと鋼製ディスクを併用した複合型のせん断抵抗要素であるディスク付きアンカーの既往の実験を対象として3次元FEM解析を行い、せん断力を受けるディスク付きアンカーの力学的挙動を把握する。そして、ディスク付きアンカーや周辺コンクリート内部の応力状態を明らかにした上で、第2章で行なったあと施工アンカーの解析結果と比較し、ディスク付きアンカーのせん断抵抗性能を詳細に把握する。

第4章「引張力とせん断力を受けるディスク付きアンカーの要素実験」では、まずディスク付きアンカーを構成する要素に引張力を与える要素実験を行い、ディスク付きアンカーの引張抵抗性能を把握する。鋼製ディスクの有無、アンカーボルトの有無、アンカーボルトの埋込み長さをパラメータとし、荷重-変位関係や破壊モードを把握する。そして、現行の接着系アンカーボルトの引張耐力評価式を基に、ディスク付きアンカーの引張耐力を評価する。次に、一定引張力下でディスク付きアンカーにせん断力を与える要素実験を行い、引張力とせん断力の複合応力下における力学的挙動を把握する。鋼製ディスクの径、アンカー径、アンカーボルトの埋込み長さ、引張軸力比(引張力)をパラメータとし、引張力の増加が接合面の相対鉛直変位やアンカーボルトの曲率分布に与える影響について把握する。その結果を基に、一定引張力下におけるディスク付きアンカーのせん断耐力評価式を構築する。

第5章「あと施工アンカーとディスク付きアンカーを用いた外付け耐震補強接合部の力学的挙動とせん断耐力評価」では、あと施工アンカーとディスク付きアンカーの数量をパラメータとして1スパンの外付け耐震補強接合部の部材実験を行い、接合面の相対鉛直変位分布や、各接合要素のアンカーボルトに生じるひずみ分布を把握する。そして、アンカーボルトの力学モデルから解析により各接合要素に作用する軸力を算定し、外付け耐震補強接合部の応力分布を明らかにする。そして、外付け耐震補強接合部の応力分布と、ディスク付きアンカーおよびあと施工アンカーの複合応力下における力学的挙動を考慮してせん断耐力を評価する。

第6章「結論」では、各章で得られた知見を総括して述べる。

[参考文献]

- 1.1) 渡部丹：「新耐震設計法」の概要，日本建築学会建築雑誌，pp.89-92，1980.8
- 1.2) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説，2002.1
- 1.3) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の外側耐震改修マニュアル，2002.9
- 1.4) 菅野俊介，藤村勝：既存鉄筋コンクリート造建物の鉄骨ブレース，パネルによる耐震補強，第7回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.709-712，1985
- 1.5) 大淵英夫，鈴木基晴，南尚吾，中野克彦，松崎育弘：ずれ変形を考慮したプレストキャスト部材接合面におけるせん断伝達に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.491，pp.97-104，1997.1
- 1.6) 中野克彦，松崎育弘：プレキャスト RC 部材接合面におけるせん断抵抗要素の耐力累加方法，日本建築学会構造系論文集，No.550，pp.151-158，2001.12
- 1.7) 貞末和史，寺村悟，細川洋治，藤井稔己，南宏一：低強度コンクリートを有する既存 RC 建物の耐震補強に用いるあと施工アンカーの引張およびせん断強度に関する基礎的研究，構造工学論文集，Vol.57B，pp.645-652，2011.3
- 1.8) 白井佑樹，山田哲，坂田弘安，島田侑子，吉敷祥一：組合せ荷重を受けるアンカーボルトと周辺コンクリートの力学的挙動に関する実験研究，日本建築学会構造系論文集，Vol.80，No.717，pp.1735-1744，2015.11
- 1.9) 高瀬裕也，和田俊良，池田隆明，篠原保二：繰り返しせん断力を受ける接着系あと施工アンカーの力学モデル，日本建築学会構造系論文集，Vol.77，No.682，pp.1915-1924，2012.2
- 1.10) 高瀬裕也，和田俊良，篠原保二：多数回繰り返しせん断力を受ける接着系あと施工アンカーの力学挙動に関する考察，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.2，pp.913-918，2015.7
- 1.11) 高瀬裕也，和田俊良，池田隆明，篠原保二，溝口光男：一定引張応力を受けながら繰り返しせん断応力を受ける接着系あと施工アンカーの力学挙動と仕事量，日本建築学会構造系論文集，Vol.82，No.738，pp.1255-1263，2017.8
- 1.12) 高瀬裕也，佐藤貴志，今井清史，尾中敦義，阿部隆英，池田隆明，久保田雅春：コンクリート系構造物の耐震補強に用いる高いせん断耐力と剛性を持つ新たな接合要素のせん断抵抗性能の基礎的検証，鋼製ディスクとアンカーボルトを併用した耐震補強用シヤキーに関する研究，日本建築学会構造系論文集，Vol.77，No.681，pp.1727-1736，2012.11
- 1.13) 高瀬裕也，阿部隆英，板谷秀彦，佐藤貴志，尾中敦義，久保田雅春，池田隆明：ディスク型シヤキーを用いた内付け補強架構の接合部破壊時の保有水平耐力の評価手法，鋼製ディスクとアンカーボルトを併用した耐震補強用シヤキーに関する研究，日本建築学会構造系論文集，Vol.79，No.698，pp.507-515，2014.4
- 1.14) 高瀬裕也，阿部隆英，佐藤貴志，尾中敦義，池田隆明：ディスク型シヤキーの増設スラブの接合部への適用性と耐力評価，鋼製ディスクとアンカーボルトを併用した耐震補強用シヤキーに関する研究，日本建築学会構造系論文集，Vol.80，No.708，pp.297-307，2015.2

第2章

引張力とせん断力を受ける接着系あと施工アンカーのFEM解析

2.1 はじめに

第1章で述べたように、既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震補強工法の一つである外付け耐震補強は、Fig.2.1のように既存架構と補強架構が偏心することにより、その接合部にはせん断力に加え、偏心曲げモーメントによる圧縮・引張力が生じ、複合的な応力が作用する。そのため、外側耐震改修マニュアル^{2.1)}では、Fig.2.2のように各応力の分担を仮定しており、スパン長さ l において、中央部の $0.6l$ でせん断力を平均的に負担させ、両端部の $0.2l$ で圧縮・引張力を負担させることになっている。さらに、接合部のずれ変形を抑制するために、中央部 $0.6l$ に配置したあと施工アンカーのせん断耐力に工学的な判断に基づく低減係数(通常は 0.7)を乗じて設計することになっている。これにより、接合部の十分なせん断耐力と剛性を確保するためには、あと施工アンカーの必要本数が多大となり、設計・施工が困難となるケースもある。このような背景から、外付け耐震補強接合部の理論的、且つ合理的な設計が望まれているが、そのためにはあと施工アンカーの複合応力下における力学的挙動を詳細に把握する必要がある。

既往の研究では、阿部・市橋^{2.2),2.3)}らによる3次元FEM解析モデルを用いた接着系あと施工アンカーの引張特性およびせん断特性に関する研究などが行われているが、引張力とせん断力の複合応力下を対象とした3次元FEM解析による研究は稀少である。

第2章では、複合応力下における接着系あと施工アンカーの既往の実験^{2.4),2.5)}を対象に3次元FEM解析モデルを構築する。その解析結果から、アンカーボルトの曲率分布やMises応力度分布、周辺コンクリートの損傷状況や最小主応力度分布など、部材内部の力学的挙動を明らかにする。そして、各パラメータが接着系あと施工アンカーのせん断特性に与える影響を把握する。

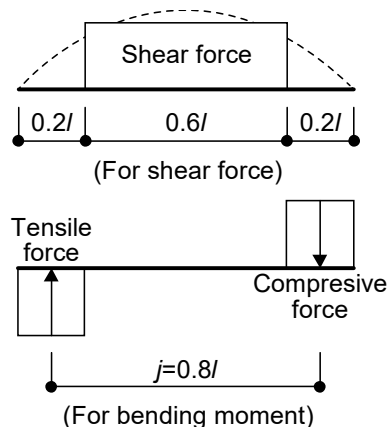
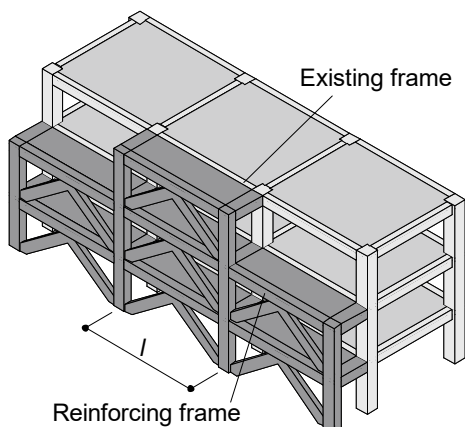


Fig.2.1 Outline of external seismic retrofitting Fig.2.2 Assumption of force decomposition

2.2 対象とする実験概要

本節では解析対象とする高瀬らによる実験の概要^{2.4),2.5)}について述べる。

2.2.1 試験体詳細

試験体の詳細を Fig.2.3 に示す。試験体は外付け耐震補強における既存架構と新設架構の間接接合部を部分的に取出し、実大で模擬されている。製作に関しては、まず表面を金ゴテ仕上げとした既存コンクリートにエポキシ系注入式の接着系あと施工アンカーが施工された。なお、既存コンクリートの穿孔には湿式コアドリルを用いられた。その後、接合面にグリスを塗布し、新設部分の補強鉄筋と鋼板を設置して、グラウトが圧入された。ここで、鋼板にはせん断力を伝達するためのスタッドが溶接されている。また、中央部にはボルト孔が設けられており、先に施工されたあと施工アンカーをナット締めすることで、引張力を直接与えられるように製作された。

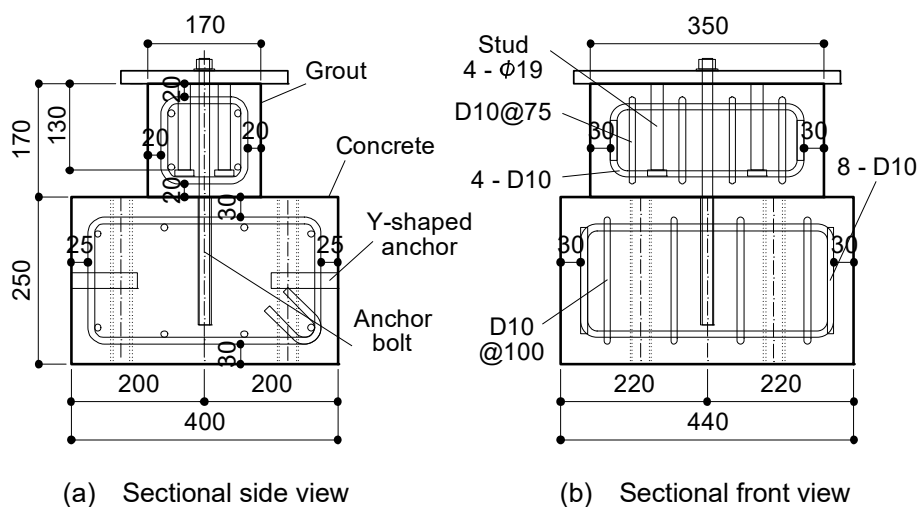


Fig.2.3 Details of specimens (unit : [mm])

2.2.2 載荷方法

載荷装置を Fig.2.4 に示す。平行クランクが取り付けられたコの字型加力ビームを、接合面高さの左右水平方向にある油圧ジャッキが球座を介して押すことでせん断力が与えられた。コの字型加力ビームと球座の間にテフロンシートを用いることで、試験体の鉛直方向の変形を拘束せずに、引張力の一部も負担しないように配慮されている。また、鉛直方向にセンターホールジャッキが取り付けられており、載荷治具等の自重による影響を除去し、引張力を与える試験体ではさらに所定の引張軸力を与えながらせん断力が与えられた。

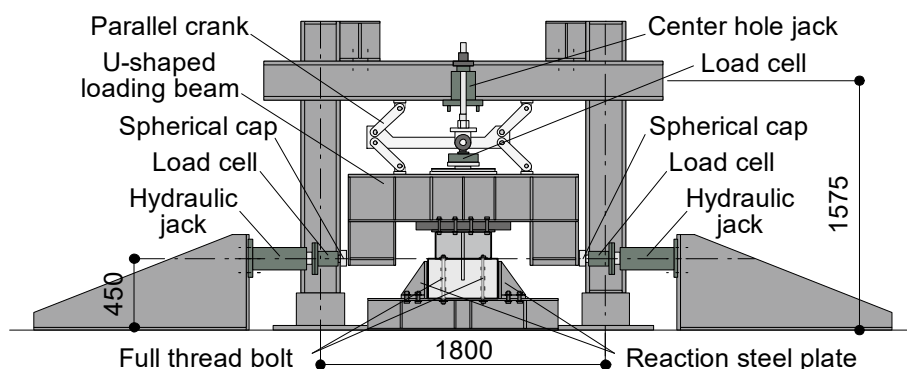


Fig.2.4 Loading setup (unit : [mm])

2.2.3 試験体パラメータ

試験体パラメータを Table 2.1, 各材料の諸元を Table 2.2 に示す。既往の実験^{2.4),2.5)}では、アンカー径3水準、軸応力比3水準、コンクリートの設計基準強度3水準の組合せの中で、計13体の実験が行なわれた。試験体名は前からアンカー径 d_a , 軸応力比 η , コンクリートの設計基準強度 F_c を意味している。ここで、軸応力比とは Table 2.2 に示すアンカーボルトの降伏強度 σ_y に対する引張応力度の比である。本研究では、この全13体の試験体を対象として解析を行なった。

Table 2.1 Parameters of specimen

Specimen	d_a [mm]	η [-]	F_c [N/mm ²]
D13-0-15	12.7 (D13)	0	15
D13-0.33T-15		0.33	
D13-0.66T-15		0.66	
D16-0-9	15.9 (D16)	0	9
D16-0-15			15
D16-0-21			21
D16-0.33T-15		0.33	15
D16-0.56T-9		0.56	9
D16-0.56T-15			15
D16-0.56T-21			21
D19-0-15		19.1 (D19)	0
D19-0.33T-15	0.33		
D19-0.66T-15	0.66		

d_a : diameter of anchor bolt η : Axial stress ratio (tensile force) F_c : Design strength of concrete

Table 2.2 Material properties

Specimen	Concrete			Grout			Anchor bolt	
	σ_B [N/mm ²]	σ_t [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	σ_{Gc} [N/mm ²]	σ_{Gt} [N/mm ²]	E_G [N/mm ²]	σ_y [N/mm ²]	E_s [N/mm ²]
D13-0-15	19.0	1.93	23.7×10^3	59.1	3.30	23.4×10^3	375	193×10^3
D13-0.33T-15								
D13-0.66T-15								
D16-0-9	12.5	1.43	18.1×10^3	70.7	3.00	24.6×10^3	396	194×10^3
D16-0-15	19.0	1.93	23.7×10^3	59.1	3.30	23.4×10^3		
D16-0-21	30.5	1.93	25.9×10^3	70.7	3.00	24.6×10^3		
D16-0.33T-15	19.0	1.93	23.7×10^3	59.1	3.30	23.4×10^3		
D16-0.56T-9	12.5	1.43	18.1×10^3	70.7	3.00	24.6×10^3		
D16-0.56T-15	17.4	1.46	19.8×10^3					
D16-0.56T-21	30.5	1.93	25.9×10^3					
D19-0-15	19.0	1.93	23.7×10^3	59.1	3.30	23.4×10^3		
D19-0.33T-15	21.1		22.6×10^3	72.6	3.28			
D19-0.66T-15	19.0		23.7×10^3	59.1	3.30			

σ_B : Compressive strength of concrete σ_t : Tensile strength of concrete E_c : Young's modulus of concrete
 σ_{Gc} : Compressive strength of grout σ_{Gt} : Tensile strength of grout E_G : Young's modulus of grout
 σ_y : Yield strength of anchor bolt E_s : Young's modulus of anchor bolt

2.3 FEM解析モデルの構築

2.3.1 解析モデル概要

解析には汎用非線形FEM解析プログラム^{2,6)}を使用した。本解析では対称性を利用して、Fig.2.5に示すように加力軸を通る鉛直面に対して半分をモデル化した。

コンクリートおよびグラウト、アンカーボルトは8節点アイソパラメトリック立体要素(以下、六面体要素)でモデル化した。これらの六面体要素の界面上には同一座標上に節点を別に設け、それぞれの界面の特性を考慮した8節点アイソパラメトリック接合要素(以下、接合要素)をFig.2.6のように挿入した。また、接着剤は厚みを持たせた接合要素としてモデル化し、補強鉄筋は拘束コンクリート、拘束グラウト要素内の分散鉄筋として考慮した。

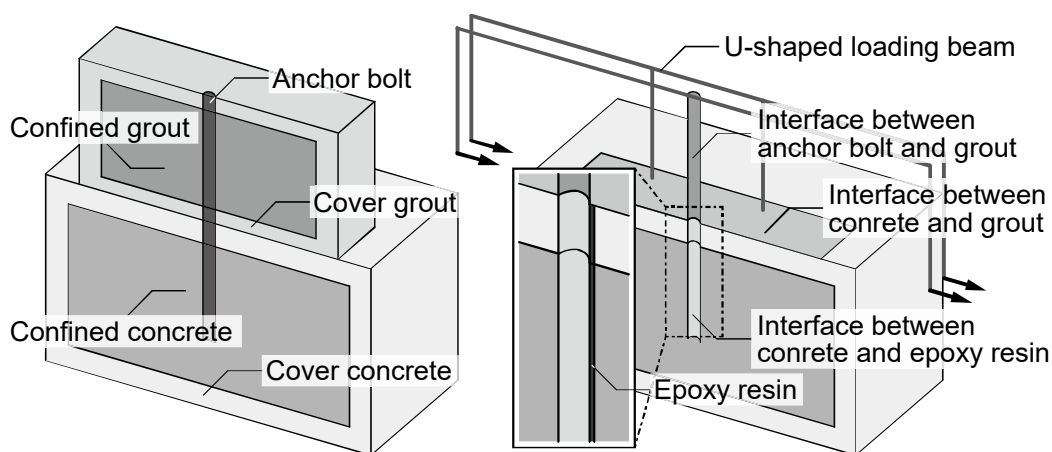


Fig.2.5 Outline of FEM model

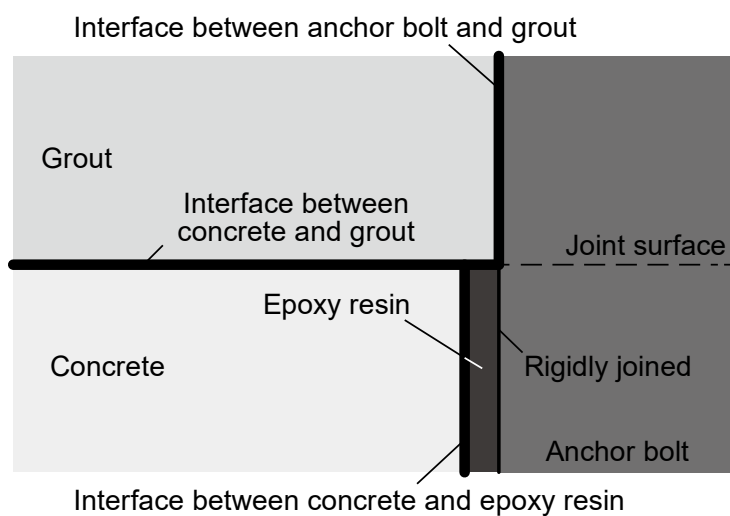


Fig.2.6 Modeling of joint element

本解析で対象とするような試験体では、接合面付近においてアンカーボルトにはせん断応力に加え、Fig.2.7のように局所的な曲げ応力が作用し、さらにコンクリートおよびグラウトには支圧応力が作用する。本論文ではこのアンカーボルトのせん断抵抗機構をダボ効果、アンカーボルトの変形をダボ変形と呼称する。また、アンカーボルトには曲げモーメントが収束するまで反曲点が複数生じる。そのうち、接合面に最も近い反曲点をダボ変形の中心と定義する。

本解析のアンカーボルトのように、局所的な曲げモーメントを六面体要素が受ける場合、要素単体は曲げ変形を追随できず、本来生じないはずのせん断ひずみが生じる現象、いわゆるストレスロックにより剛性を過大に評価する恐れがある。そのため予備解析を行い、接合面からZ方向にそれぞれ $4d_a$ の範囲でひずみ勾配が大きくなることを確認した。よって本解析モデルでは、最も径が大きいD19のシリーズに合わせて、Fig.2.8に示すように接合面からそれぞれ76mmの要素分割を2mm間隔として細かく分割した。

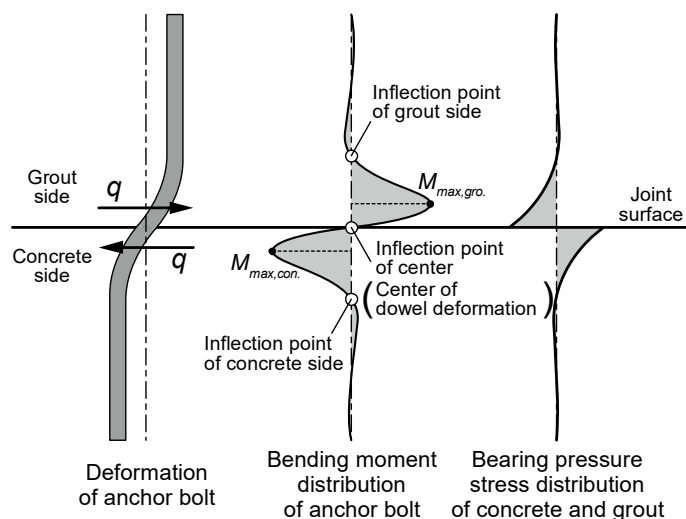


Fig.2.7 Definition of dowel effect

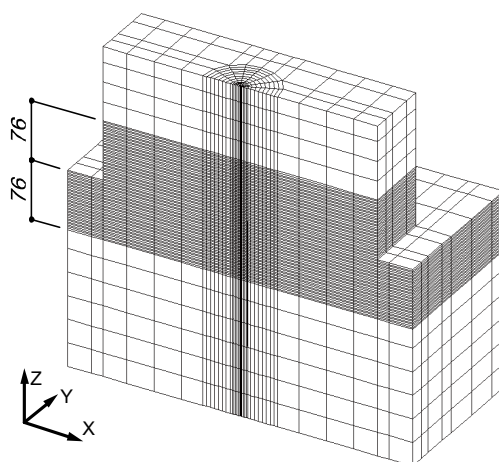


Fig.2.8 Mesh of FEM model

2.3.2 解析条件

境界条件を Fig.2.9 に示す. 切断面の全節点は Y 方向並進のみ拘束し, コンクリート下面の全節点は全自由度を拘束した. また, グラウト上面およびコの字型加力ビームは Z 方向に平行を保持させた. コンクリート両端 Y-Z 平面上の全節点は X 方向並進のみ拘束した. そして, X 方向の支点反力の総和を2倍してせん断力とした.

载荷に関しては, 大きな剛性を有する梁要素でモデル化したコの字型加力ビーム左右の加力点に X 方向の強制変位を与えた. 本研究では, まず各試験体のせん断力-相対水平変位関係の包絡線を解析で再現するために単調载荷とした. また, 引張力はアンカーボルト上端の要素に初期応力度として与えた.

解析結果で評価する相対水平変位 δ_h は, 実験に対応させて Fig.2.10 に示す2箇所の相対水平変位を抽出し, その平均値を用いた.

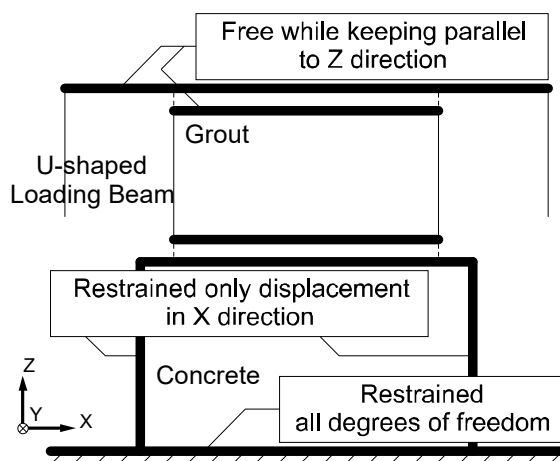


Fig.2.9 Boundary conditions

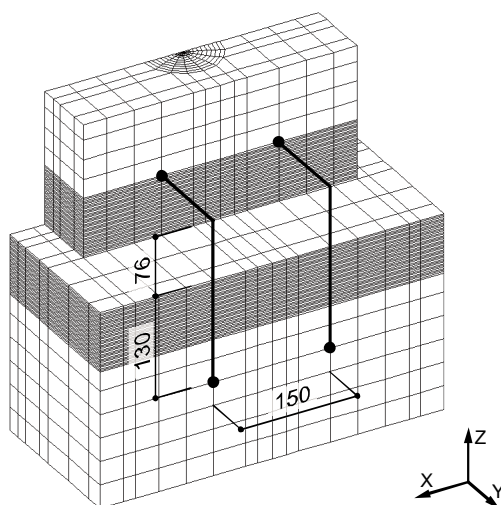


Fig.2.10 Measurement points

2.3.3 材料構成則

[コンクリートおよびグラウト]

コンクリートおよびグラウトの材料構成則を Fig.2.11 に示す。圧縮側の特性は、圧縮強度までは修正 Ahmad モデル^{2.7)}を用い、圧縮強度到達後の軟化域には破壊エネルギーに基づく Nakamura-Higai モデル^{2.8)}を用いた。また、三軸応力下の破壊条件は William-Warnke の5パラメータモデルに大沼らの係数^{2.9)}を用いた。一方、引張側の特性は引張強度まで線形と仮定した。前述のとおり、本解析モデルではアンカーボルトを六面体要素でモデル化し、後述する接合要素を用いて付着特性を考慮した。また、試験体内部の補強鉄筋を拘束コンクリートおよび拘束グラウト要素内の分散鉄筋としてモデル化し、出雲モデル^{2.10)}を用いてテンションスティフニングを考慮した。そのため、文献 2.11)を参考にして、付着特性をダブルカウントしないように出雲モデルのパラメータ C は 1.0 とした。ひび割れ後のせん断伝達特性には山田・青柳モデル^{2.12)}を用いた。ポアソン比は 0.2 とし、0.5 を上限として非線形ポアソン効果^{2.13)}を考慮した。

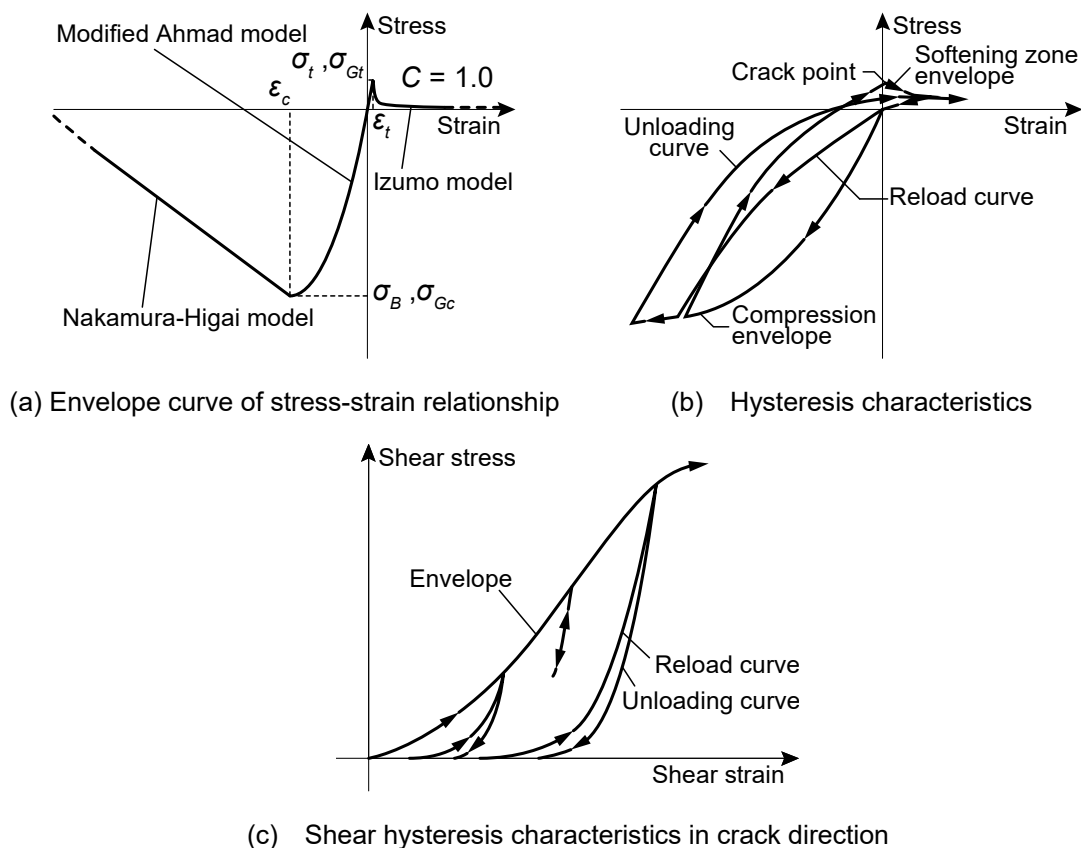
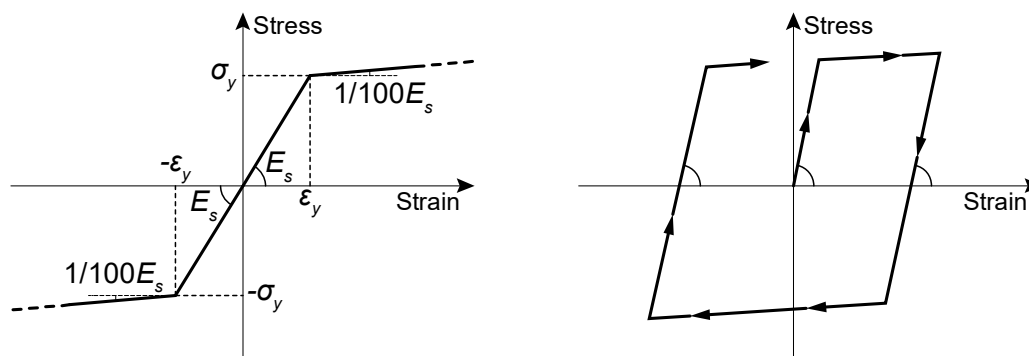


Fig.2.11 Material constitutive laws (concrete and grout)

[アンカーボルトおよび補強鉄筋]

アンカーボルトおよび補強鉄筋の材料構成則を Fig.2.12 に示す. 圧縮側, 引張側ともに Bi-linear モデルとし, 降伏後の剛性は材料試験の結果を基に弾性剛性 E_s に対して $1/100E_s$ とした. また, 六面体要素でモデル化したアンカーボルトの多軸応力下の降伏条件には, von Mises の降伏条件を用いた. なお, ポアソン比は 0.3 とした.

補強鉄筋は $\sigma_y=295\text{N/mm}^2$, $E_s=205,000\text{N/mm}^2$ とし, 拘束コンクリート要素および拘束グラウト要素に各方向の鉄筋比を与えることにより, 分散鉄筋として考慮した.



(a) Envelope curve of stress-strain relationship

(b) Hysteresis characteristics

Fig.2.12 Material constitutive laws (anchor bolt and reinforcements)

2.3.4 接合要素の特性

[コンクリート-接着剤界面]

コンクリート-接着剤界面のせん断方向の特性は, 文献 2.14)の本研究で対象としている試験体と同様の材料, 施工方法で施工されたあと施工アンカーの付着性能実験を基に, Fig.2.13(a)のように決定した. なお, 本特性は加力方向に対して直交方向の特性であるため, 全体の挙動に対する摩擦の影響は小さいと判断し, 考慮していない. 後述するアンカーボルト-グラウト界面についても同様である.

垂直方向の特性は Fig.2.13(b)に示すように, 圧縮時には十分に大きな剛性を有し, 引張時には応力度を伝達しないように設定した.

既往の文献^{例えば 2.15)}では, 注入式の接着系あと施工アンカーを用いた場合, コンクリートと接着剤の界面で付着すべりが生じる傾向があることが報告されている. そのため, 本解析では Fig.2.6 に示すようにコンクリートと接着剤の界面に本接合要素を挿入した.

接合要素の多点折線モデルと完全弾塑性モデルの履歴特性を Fig.2.14 に示す. 履歴特性はせん断方向, 垂直方向ともに共通であり, 後述する各接合要素についても同様の履歴特性を与えた.

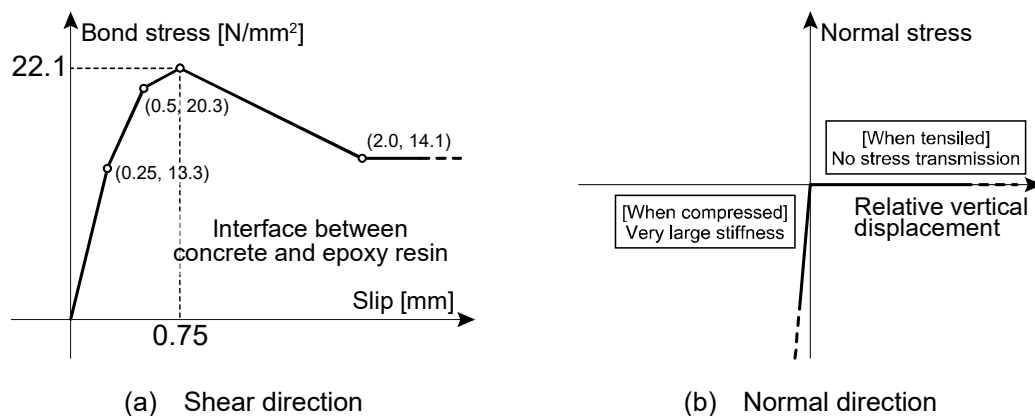


Fig.2.13 Characteristics of joint element (Interface between concrete and epoxy resin)

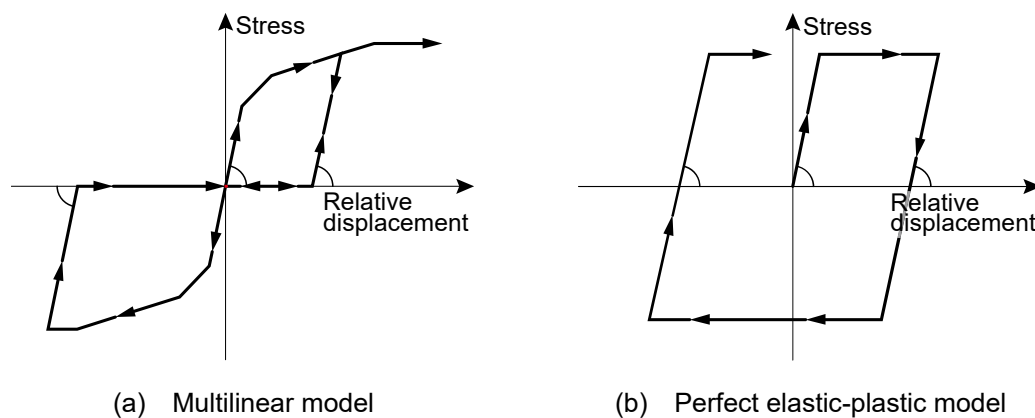


Fig.2.14 Hysteresis characteristics of joint element

[接着剤]

接着剤のせん断方向の特性は Fig.2.13(a)の特性で既に考慮しているため、ここでは Fig.2.15(a)のように十分に大きな剛性を与えた。そして、アンカーボルトー接着剤界面は剛接合とした。

接着剤の諸元^{2.5)}を Table 2.3 に示す。本研究では、既存コンクリートを穿孔する径はアンカー径の1サイズ大きい径を想定しているため、接着剤断面の厚さはおよそ 1.5mm となる。垂直方向の特性は Bi-linear 型を仮定し、Table 2.3 の接着剤の諸元と厚さ 1.5mm という条件から、Fig.2.15(b)のように折点の座標を算出した。

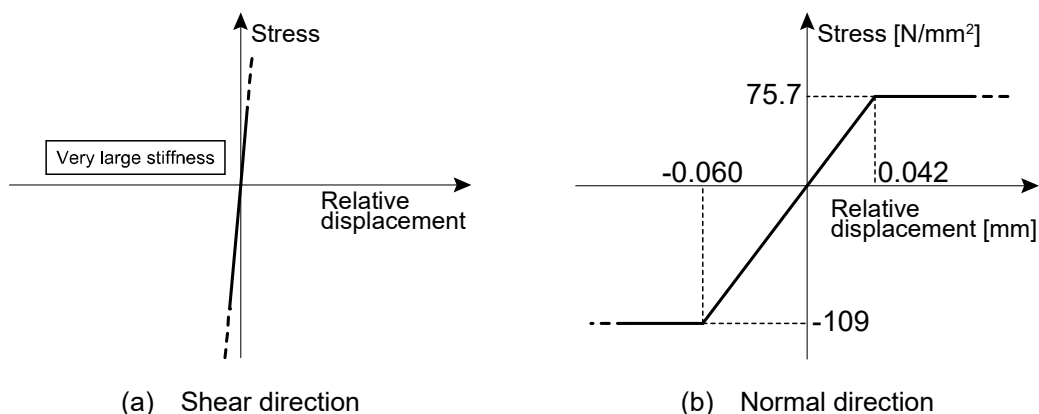


Fig.2.15 Characteristics of joint element (Epoxy resin between concrete and anchor bolt)

Table 2.3 Properties of epoxy resin^{2.5)}

d_b [-]	σ_{bc} [N/mm ²]	σ_{bt} [N/mm ²]	E_b [N/mm ²]
1.2	109	75.7	2,730

d_b : Specific gravity

σ_{bc} : Compressive strength

σ_{bt} : Tensile strength

E_b : Young's modulus

[アンカーボルトーグラウト界面]

アンカーボルトとグラウトの界面のせん断方向の特性は、文献 2.15)の異形鉄筋ーコンクリート間の付着性能実験の結果を参考にして Fig.2.16(a)のように決定した。

垂直方向の特性は、コンクリートー接着剤界面と同様に Fig.2.16(b)のようにモデル化した。

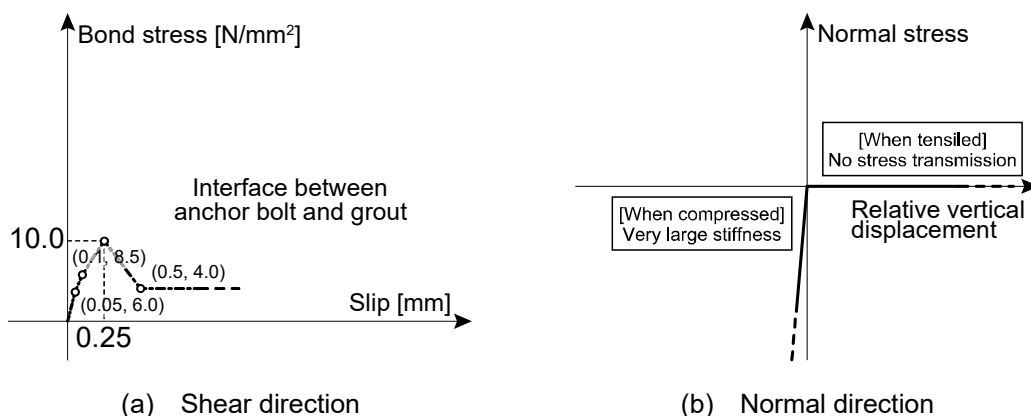


Fig.2.16 Characteristics of joint element (Interface between anchor bolt and grout)

[コンクリート-グラウト界面]

コンクリートとグラウトの界面のせん断方向の特性を Fig.2.17(a)に示す. コンクリートとグラウトの固着は全体のせん断耐力に影響を及ぼさないように 0.01N/mm^2 とし, 圧縮応力度が作用した際には摩擦の影響を考慮した. 摩擦係数 μ は文献 2.16)を参考に, 接合面の表面粗さによる影響を考慮して 0.974 とした.

垂直方向の特性を Fig.2.17(b)に示す. 圧縮側の特性には十分に大きな剛性を持たせた. 引張側の特性は, 接合面の引張強度までは同様の剛性で, 引張強度到達後は接合が解かれ, 垂直応力度, せん断応力度ともに零となるようにモデル化した. ここで, 接合面の引張強度は文献 2.17)よりコンクリートの引張強度 σ_t に対して $\sigma_t/6$ とした.

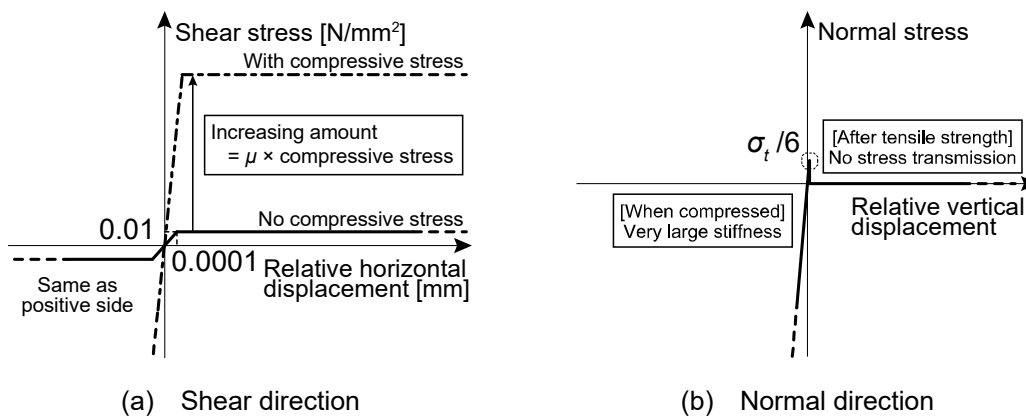


Fig.2.17 Characteristics of joint element (Interface between concrete and grout)

2.4 解析結果と考察

2.4.1 実験結果との対応

全13体の試験体のせん断力 Q - 相対水平変位 δ_h 関係の解析結果を Fig.2.18 に示す. 外側耐震改修マニュアル^{2.1)}では, あと施工アンカーの水平変形量は 2.0mm 以下となるように制限されている. 本研究ではその2倍である $\delta_h=4.0\text{mm}$ までを解析の対象範囲とした.

Q - δ_h 関係の解析結果より, 一部の試験体を除き, 実験結果に対して概ね良好な対応を示していることが確認できる.

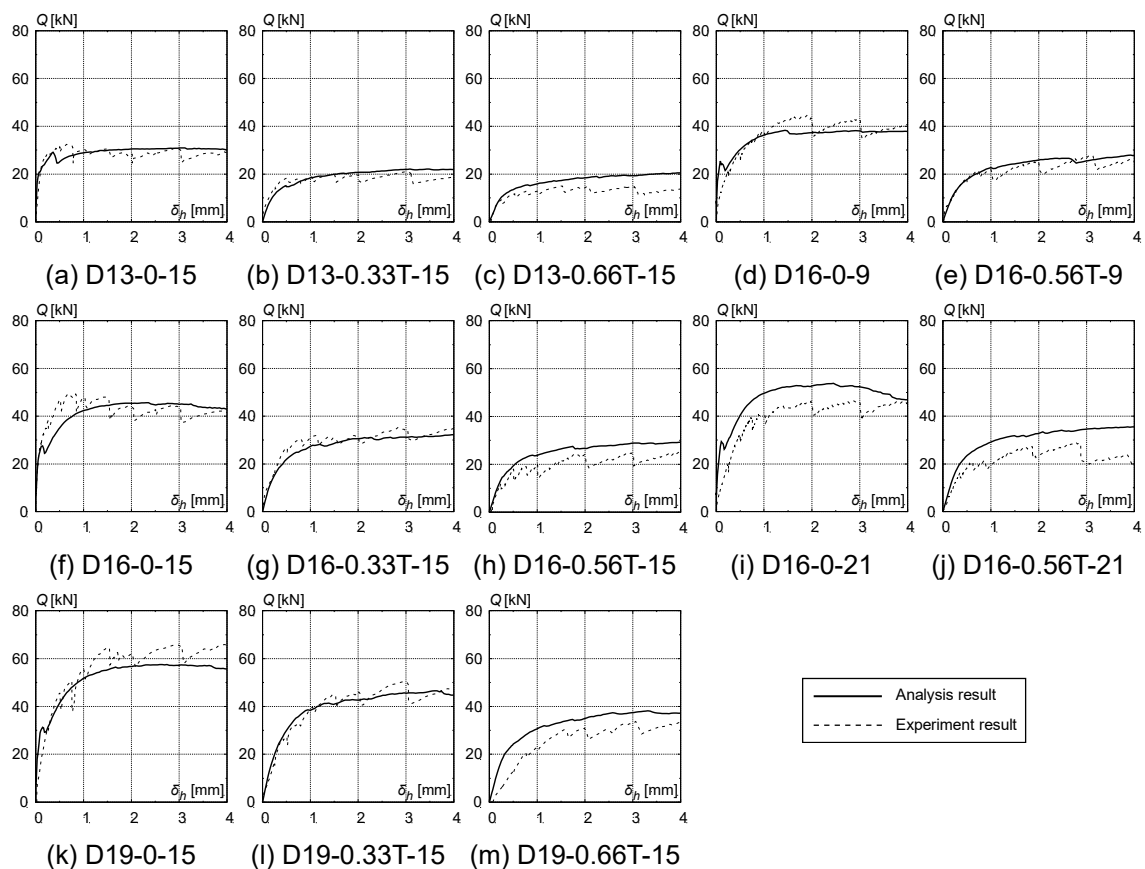


Fig.2.18 Shear force vs. relative horizontal displacement

2.4.2 各パラメータによる比較

[軸応力比 η による比較]

$Q-\delta_h$ 関係を軸応力比 η で比較したものをFig.2.19に示す。 $\eta=0$ の試験体は $\eta=0.33T, 0.66T(0.56T)$ の試験体に比べ、解析結果、実験結果ともに $\delta_h=1.0\text{mm}$ までの範囲において剛性が大きい。 $\eta=0$ シリーズの接合面では、接合面の表面粗さによるせん断応力が作用することで、 $\delta_h=1.0\text{mm}$ までの剛性が大きくなると考えられる。また、 $\eta=0$ シリーズの解析結果において最大耐力に到達する以前に耐力が低下していることが確認できる。これはコンクリートグラウト界面の接合要素が部分的に引張強度に達し、応力度を喪失したためである。

Fig.2.19(a),(b),(c)の各グラフで、 $\eta=0.33T, 0.66T(0.56T)$ の試験体2体の解析結果を比較すると、 $\delta_h=0.25\text{mm}$ までの剛性は概ね等しい。しかし、 $\delta_h=0.25\text{mm}$ から軸応力比の増大に伴い剛性が低下し、せん断耐力が小さくなる傾向にある。なお、引張力を与えた試験体では、それぞれ所定の引張応力度をアンカーボルトに与えた時点で接合面が離間しており、接合面のせん断抵抗は生じていない。

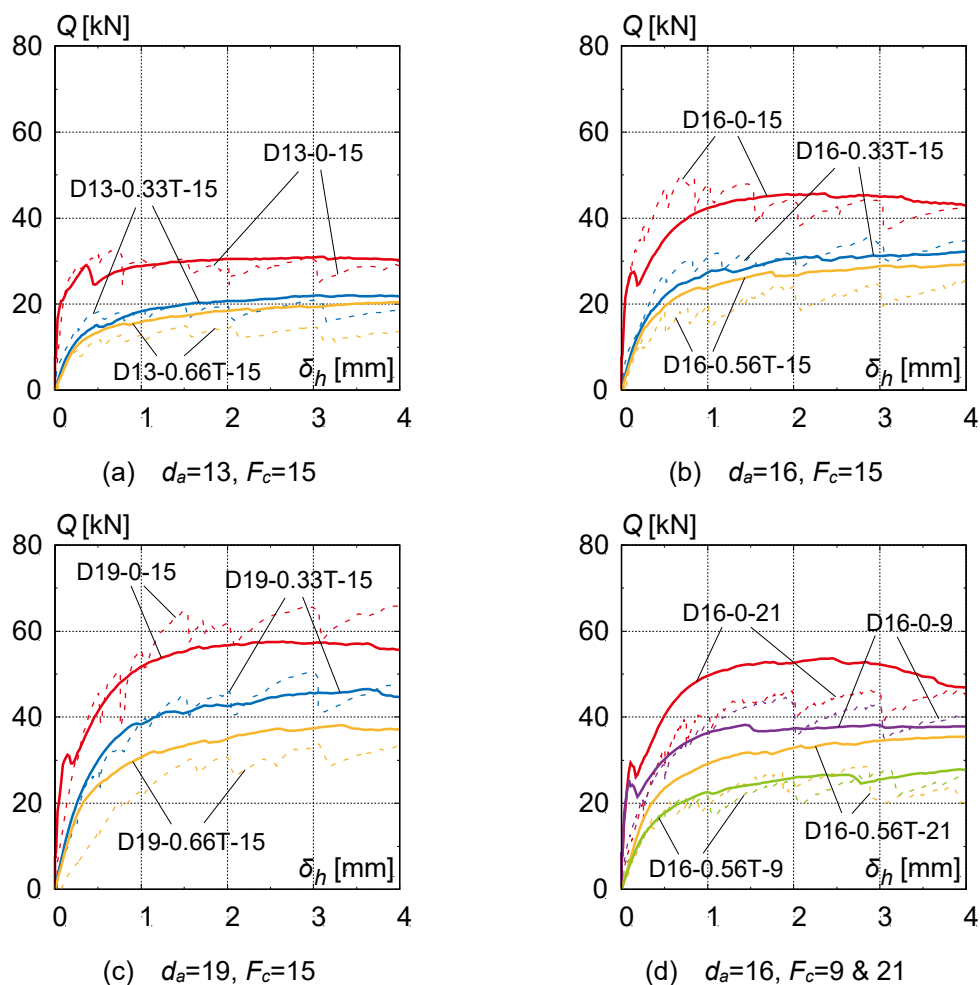


Fig.2.19 Comparisons by axial stress ratio η

[アンカー径 d_a による比較]

アンカー径で比較したものを Fig.2.20 に示す. せん断力のみを与えたシリーズ Fig.2.20(a)では, 実験結果, 解析結果ともに $\delta_h=0.1\text{mm}$ までの範囲において, 剛性がアンカー径によらず概ね等しい. これは前述したように接合面のせん断抵抗によるものであると考えられる. また, せん断耐力はアンカー径が大きいほど上昇し, 解析結果では $\delta_h=2.0\text{mm}$ 程度でせん断耐力に到達する. 一方, せん断力と引張力を与えたシリーズ Fig.2.20(b),(c)では実験結果, 解析結果ともに载荷初期から剛性が異なり, 同様にアンカー径の増大に伴ってせん断耐力が上昇する傾向がみられる.

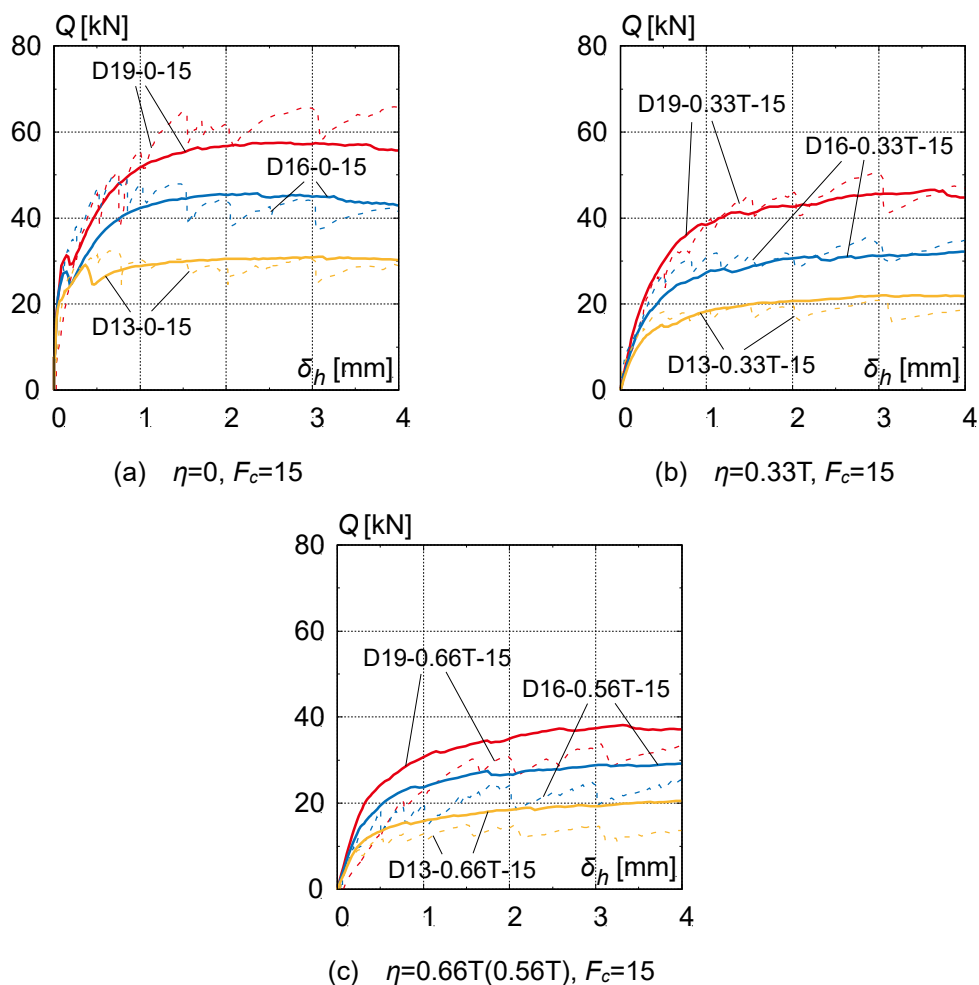


Fig.2.20 Comparisons by anchor diameter d_a

[コンクリート強度 F_c による比較]

アンカー径が D16 のシリーズのうち、軸応力比が 0 と 0.56T の試験体でコンクリート強度により比較したものを Fig.2.21 に示す。コンクリート強度による影響は実験結果では殆どみられない。解析結果においても、前述の軸応力比やアンカー径がせん断特性に与える影響と比較するとコンクリート強度による影響は小さいことが確認でき、大まかな傾向は再現できている。しかし、解析結果では $\delta_h=0.25\sim 1.0\text{mm}$ の範囲において、コンクリート強度の増大に伴い剛性が大きくなる傾向があり、せん断耐力に差が生じている。

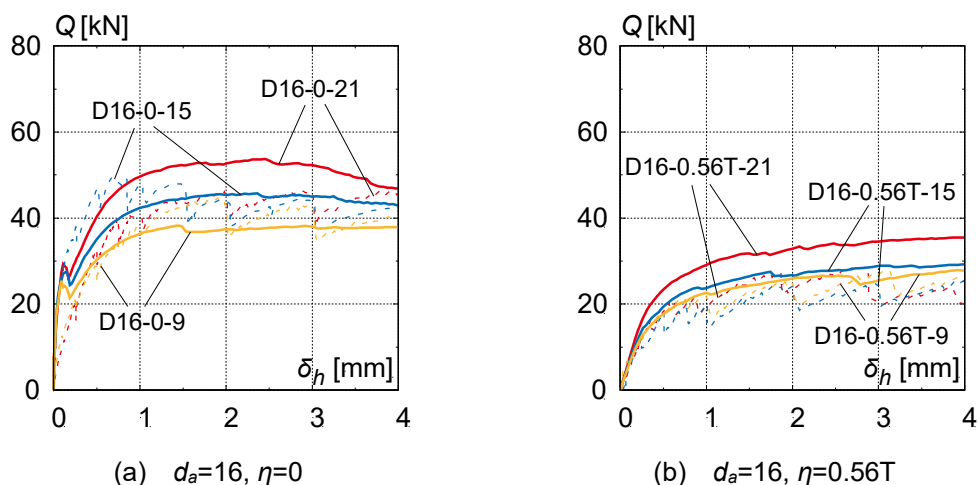


Fig.2.21 Comparisons by concrete strength F_c

2.4.3 アンカーボルトの曲率分布

Fig.2.22 に解析結果によるアンカーボルトの曲率分布を示す。ここでは、軸応力比、アンカー径、コンクリート強度による影響を比較するために、D16-0-15 を基本として全 13 体のうち 7 体の解析結果を示す。曲率 ϕ は式(2.1)より算出した。

$$\phi = (\varepsilon_L - \varepsilon_R) / d_a \tag{2.1}$$

ここに、 ϕ は曲率 [μ/mm]、 ε_L , ε_R はアンカーボルト断面における最外縁要素の軸ひずみ [μ]、 d_a はアンカー径 [mm] である。

ε_L , ε_R は接合面からコンクリート側、グラウト側ともに $1\sim 4d_a$ の各点で抽出し、曲率 ϕ を算出した。図中にはコンクリート側およびグラウト側それぞれの曲率の最大値も併せて示している。さらに、 ε_L と ε_R のいずれかが降伏ひずみ ε_y に達したときの曲率 ϕ_y を式(2.2), (2.3)より算出し、図中に示している。引張力を与えた試験体では、式(2.3)のように引張応力度導入時の軸ひずみ ε_N を考慮し、 ϕ_y を算出した。

$$\phi_y = 2\varepsilon_y/d_a \quad (2.2)$$

$$\phi_y = 2(\varepsilon_y - \varepsilon_N)/d_a \quad (2.3)$$

ここに、 ϕ_y は ε_L と ε_R のいずれかが ε_y に達したときの曲率 $[\mu/\text{mm}]$ 、 ε_y は降伏ひずみ $(=\sigma_y/E_s)[\mu]$ 、 d_a はアンカー径 $[\text{mm}]$ 、 ε_N は引張応力度導入時の軸ひずみ $[\mu]$ である。

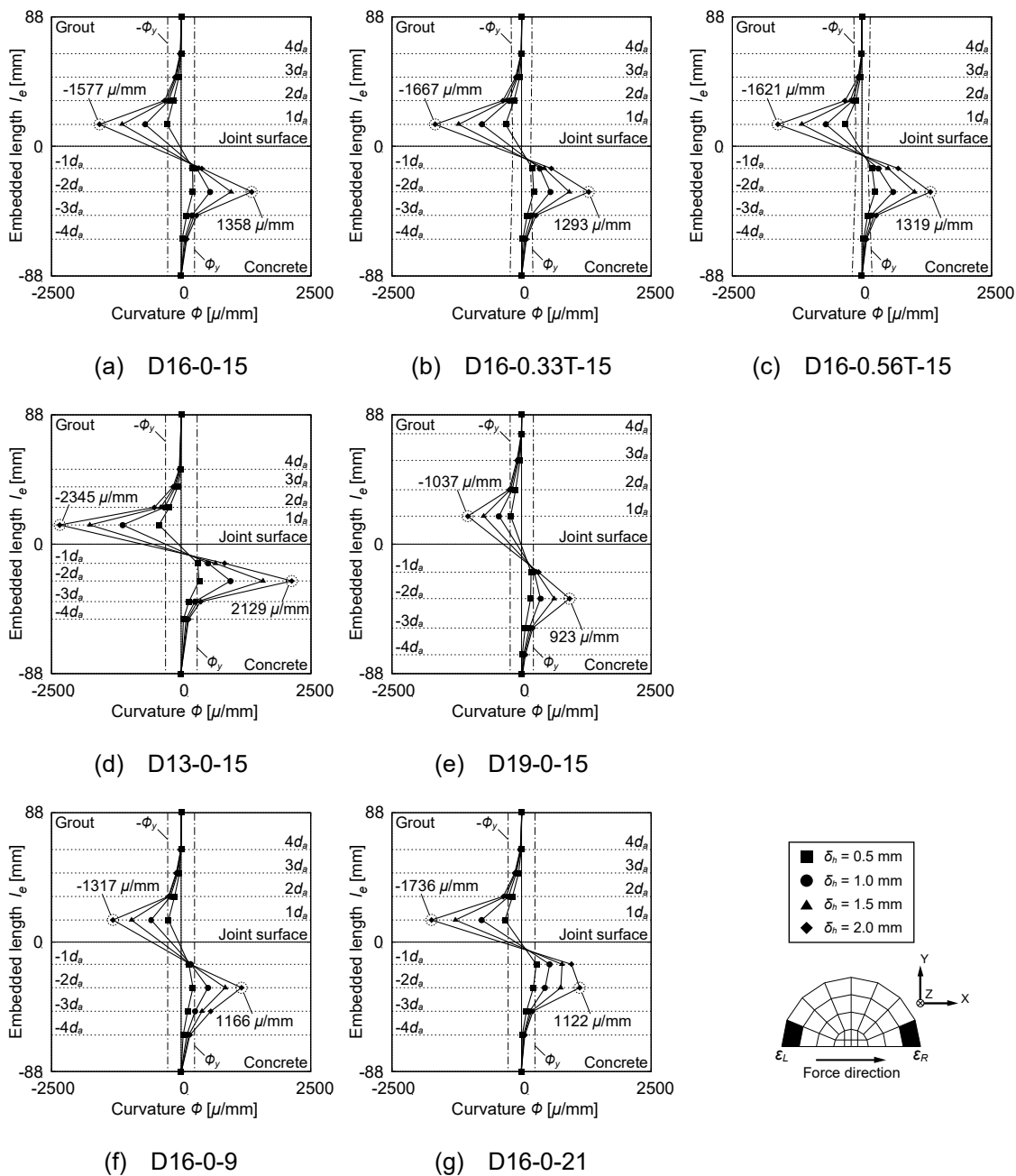


Fig.2.22 Curvature distributions of anchor bolt

いずれの試験体においても $\delta_h=0.5\text{mm}$ 時にコンクリート側 $2d_a$ とグラウト側 $1d_a$ の位置で ϕ_y に達している。実験結果^{2.4)}においても $\delta_h=0.5\sim 0.75\text{mm}$ で貼付したいずれかのひずみゲージが降伏ひずみに達していることから、実験結果と整合がとれている。

曲率の最大値に着目すると、いずれの試験体も接合面からコンクリート側は $2d_a$ 、グラウト側は $1d_a$ の位置で最大となる。また、 $\delta_h=2.0\text{mm}$ 時における曲率分布をみると、コンクリート側 $3d_a$ からグラウト側 $2d_a$ までの各点で ϕ_y に達しており、 $5d_a$ の範囲で降伏していることがわかる。さらに、反曲点の位置からダボ変形の中心は接合面よりコンクリート側となる傾向があり、これはコンクリート強度がグラウトの圧縮強度よりも小さいためであると考えられる。そのため、コンクリート強度が大きく、グラウトの圧縮強度との差が小さい D16-0-21 ではダボ変形の中心は接合面に近くなる。

各パラメータにより比較すると、コンクリート強度が大きくなるとコンクリートの支圧応力が上昇するため、コンクリート側 $1d_a$ の位置の曲率が増加し、グラウト側の曲率の最大値も増加する。また、アンカー径が大きくなると曲げ剛性が大きくなるため、曲率は全体的に小さくなり、曲げ変形が抑制される。なお、軸応力比による顕著な差はみられない。

2.4.4 アンカーボルトの Mises 応力度分布

$\delta_h=2.0\text{mm}$ 時にアンカーボルトに作用する Mises 応力度分布を Fig.2.23 に示す。ここでは、アンカー径ごとに軸応力比による影響を比較するため、全 13 体の試験体のうち 9 体の解析結果を示す。後述する 2.4.5 項および 2.4.6 項を含め、 $\delta_h=2.0\text{mm}$ 時における部材内部の損傷状況や応力状態を比較することで、各パラメータがアンカーボルトのせん断抵抗性能に与える影響を考察する。 $\delta_h=2.0\text{mm}$ 時を主な考察対象としたのは、 $\eta=0$ の試験体シリーズの解析結果が $\delta_h=2.0\text{mm}$ 付近でせん断耐力に達しているためである。

9 体の Mises 応力度分布の状態をみると、接合面付近でアンカーボルトに局所的な曲げ変形が生じており、ダボ効果が確認できる。せん断力のみを与えた試験体シリーズでは、ダボ変形した際にアンカーボルトの材軸に対して Mises 応力度が対称に分布している。一方、せん断力と引張力を与えた試験体シリーズでは、引張力を与えることで引張側の Mises 応力度が上昇する傾向にある。つまり、軸応力比の増大に伴いアンカーボルトの断面内では引張応力度が上昇し支配的になるため、早期に降伏する。したがって、アンカーボルトの断面内に生じるせん断応力度が減少し、せん断力のみを与えた試験体に比べ、せん断耐力が低下する。この傾向は $\delta_h=0.5, 1.0, 1.5\text{mm}$ 時においても同様に確認できた。

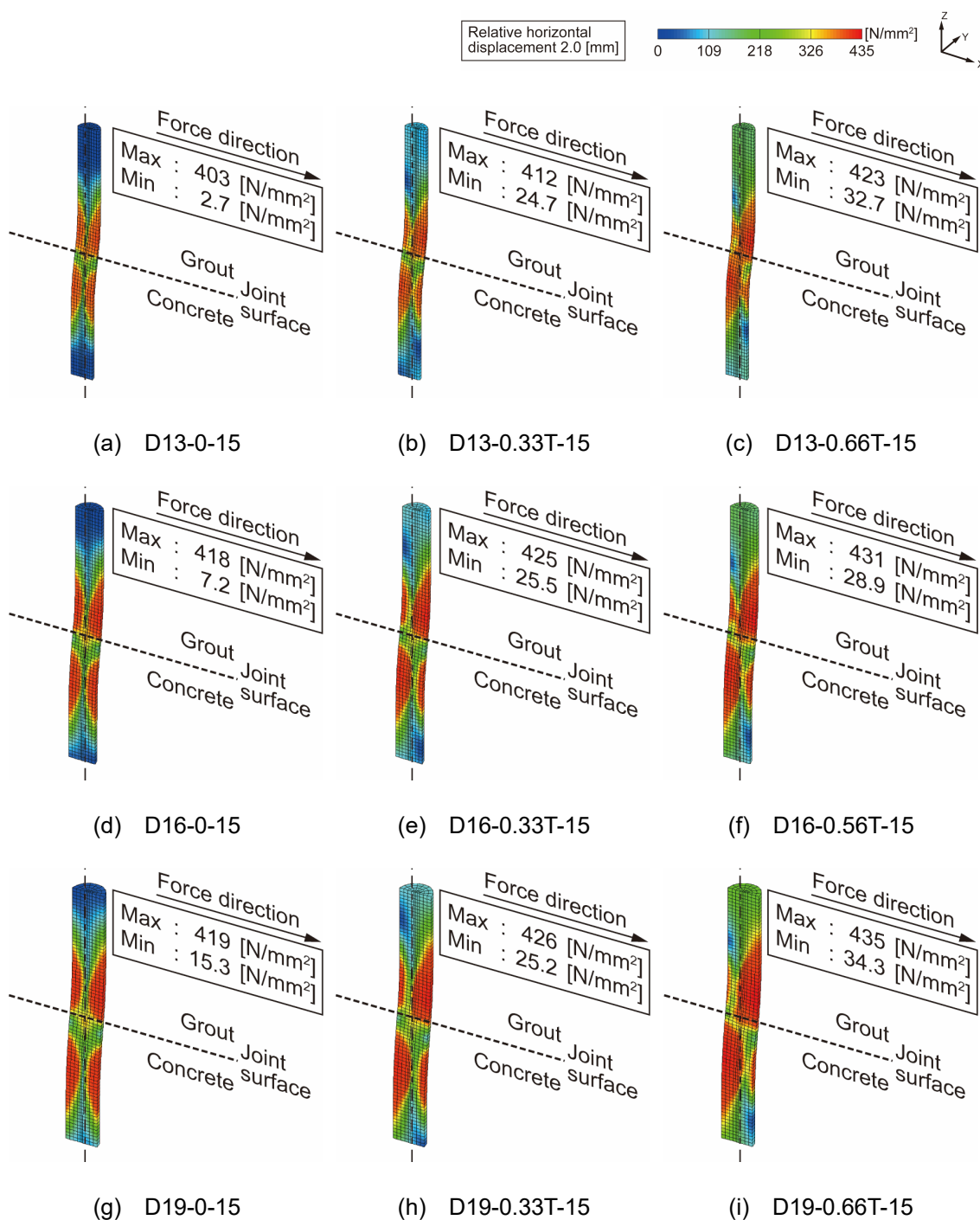


Fig.2.23 Mises stress distribution of anchor bolt

2.4.5 コンクリートの損傷状況

$\delta_n=2.0\text{mm}$ 時における接合面付近のコンクリートの損傷状況を Fig.2.24 に示す。ここでも、2.4.3 項と同様に D16-0-15 を基本として各パラメータによる影響を比較するために、全 13 体のうち 7 体の解析結果を示す。図中にはひび割れに加え、コンクリートの圧縮強度に到達した「圧縮軟化要素」と圧縮軟化を経験した「圧縮軟化経験要素」を併せて示す。ここで、本解析は単調荷荷に

も関わらず圧縮軟化経験要素が生じるのは、圧縮強度に達した圧縮軟化要素が応力再配分により除荷され、圧縮軟化以前の応力状態に復帰するためである。

X-Z平面(以下、鉛直面)のひび割れ性状をみると、 $\eta=0$ の試験体ではコンクリート強度によらずダボ変形によるひび割れが顕著に生じている。一方、 $\eta=0.33T, 0.56T$ の試験体ではダボ変形によるひび割れに加え、接合面から $3d_a$ より深い位置で引張力による水平方向のひび割れが生じている。よって、軸応力比が大きいほど引張力によりコンクリートが損傷することがわかる。なお、接合面のひび割れについてはパラメータの違いによる大きな差はみられない。

コンクリートが圧縮軟化する範囲に着目すると、鉛直面においてはアンカー径 d_a に比例する傾向があり、 $F_c=15, 21$ の試験体では接合面から $2d_a$ 程度まで圧縮軟化し、 $F_c=9$ の試験体では $3d_a$ 程度まで圧縮軟化する。接合面においてもアンカー径 d_a に比例する傾向があり、 $\eta=0$ の試験体ではアンカーボルト断面の中心から $1d_a$ 、 $\eta=0.33T, 0.56T$ の試験体では $0.5d_a$ の範囲が圧縮軟化し、引張力が作用すると圧縮軟化する範囲は小さくなる。

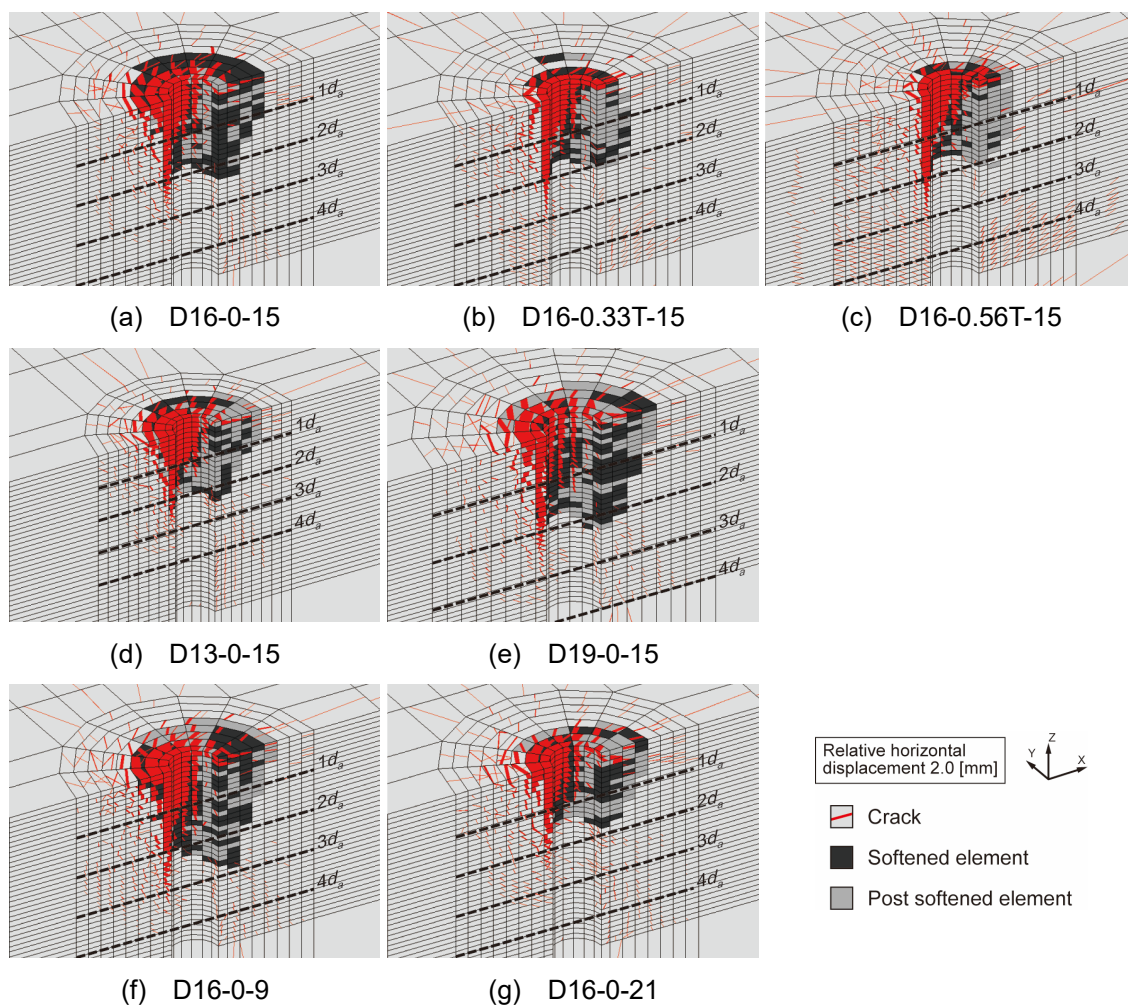


Fig.2.24 Damages states of concrete

2.4.6 コンクリートの最小主応力度分布

$\delta_h=2.0\text{mm}$ 時に接合面付近のコンクリートに作用する最小主応力度分布を Fig.2.25 に示す。前項と同様に D16-0-15 を基本として、全 13 体のうち 7 体の解析結果を示す。

いずれの試験体も最小主応力度は放射状に立体的な分布となっていることが確認できる。また、最小主応力度の絶対値の最大値(以下、最小主応力度の最大値)はコンクリートの一軸圧縮強度 σ_B に対して 3~4 倍程度まで上昇しており、アンカーボルトが局所的に変形する箇所においてコンクリートは多軸圧縮応力場となっていると考えられる。

各パラメータにより比較すると、アンカー径およびコンクリート強度が大きいほど、 σ_B 以上の最小主応力度が広範囲で分布しており、コンクリートの支圧応力が上昇することがわかる。また、最小主応力度の最大値はコンクリート強度および軸応力比が大きいほど増大する。軸応力比の増大により最小主応力度の最大値が大きくなるのは、引張力が作用する場合は軸応力比の増大に伴い接合面から深い位置で最大値が生じ、コンクリート内部では補強鉄筋による拘束効果が得られるためであると考えられる。

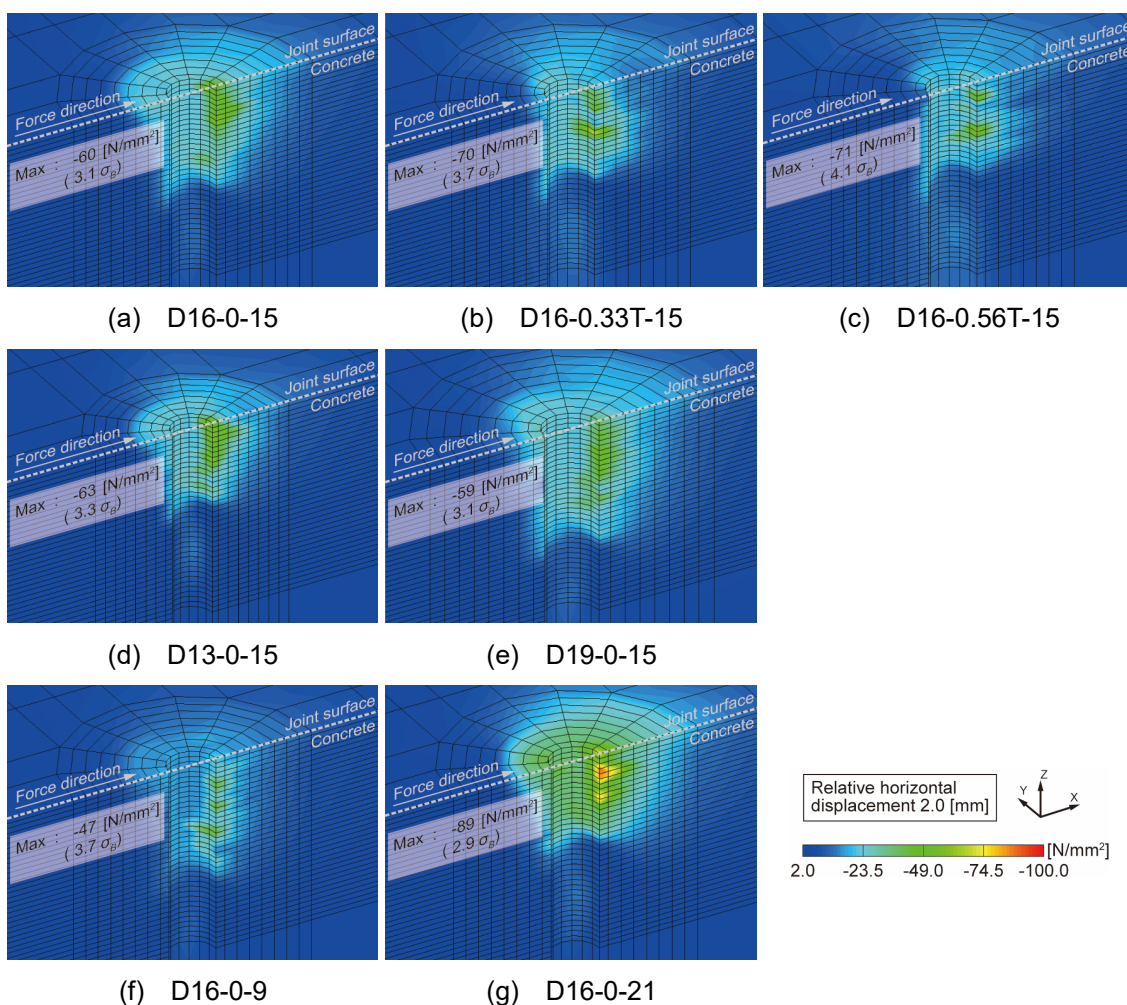


Fig.2.25 Minimum principal stress distribution of concrete

2.5 まとめ

本章では、複合応力下における接着系あと施工アンカーの既往の実験^{2.4)2.5)}を対象として、3次元FEM解析モデルを構築し、解析を行なった。そして、部材内部の損傷状況や応力度分布を明らかにし、各パラメータが接着系あと施工アンカーのせん断特性に与える影響を把握した。以下に得られた知見をまとめる。

- ・ 既往の研究によるコンクリート、グラウトおよび鋼材の材料構成則や、接合要素の特性を用いて、3次元FEM解析モデルを構築した。外側耐震改修マニュアル^{2.1)}で制限されている水平変形量の2倍である相対水平変位4.0mmまでを解析の対象範囲として単調載荷解析を行なった結果、ここで構築した解析モデルを用いることにより、せん断力-相対水平変位関係の実験結果を概ね精度よく再現することができた。
- ・ アンカーボルトの曲率は、既存側のコンクリート強度が $F_c=9\sim 21$ の範囲でグラウトの圧縮強度より小さい場合において、接合面からコンクリート側は $2d_a$ 、グラウト側は $1d_a$ の位置で最大となり、相対水平変位2.0mm時ではコンクリート側 $3d_a$ からグラウト側 $2d_a$ までの $5d_a$ の範囲が降伏する。ダボ変形の中心は接合面よりコンクリート側となり、コンクリート強度が大きくグラウトの圧縮強度との差が小さくなると接合面に近くなる。コンクリート強度が大きく支圧応力が上昇すると、コンクリート側 $1d_a$ の位置の曲率が増加し、グラウト側の曲率の最大値も増加する。また、アンカー径が大きくなると曲率は全体的に小さくなり、アンカーボルトの曲げ変形が抑制される。
- ・ せん断力のみを与えた試験体ではMises応力度は材軸に対して対称に分布するのに対し、せん断力と引張力を与えた試験体シリーズでは軸応力比の増大に伴い引張側のMises応力度が上昇する。
- ・ コンクリートのひび割れ性状は、せん断力のみを与えた試験体ではダボ変形によるひび割れが顕著である。一方、せん断力と引張力を与えた試験体ではダボ変形によるひび割れに加え、本解析の各パラメータの範囲においては、接合面から $3d_a$ より深い位置で引張力による水平方向のひび割れが生じ、軸応力比が大きいほど損傷する。
- ・ コンクリートが圧縮軟化する範囲に関して、鉛直面に着目すると、 $F_c=15, 21$ では接合面から $2d_a$ まで、 $F_c=9$ では $3d_a$ までが圧縮軟化し、アンカー径およびコンクリート強度が大きいほど広範囲で圧縮軟化する。また接合面では、せん断力のみを与えた試験体はアンカーボルト断面の中心から $1d_a$ 、せん断力と引張力を与えた試験体は $0.5d_a$ が圧縮軟化し、引張力が作用すると圧縮軟化する範囲は小さくなる。
- ・ コンクリートの接合面付近における最小主応力度分布の最大値はコンクリート強度および軸応力比が大きいほど増大する。引張力が作用する場合は軸応力比の増大に伴い接合面から深い位置で最大値が生じ、コンクリート内部では補強鉄筋による拘束効果が得られるため、最小主応力度の最大値が大きくなる。

[参考文献]

- 2.1) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の外側耐震改修マニュアル，2002.9
- 2.2) 阿部潔，市橋重勝，杉山智昭，中野克彦，松崎育弘：接着系あと施工アンカーの引張およびせん断特性に関する解析的研究（その1）解析概要と1本のアンカーの引張挙動，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-1分冊，構造I，pp.311-312，2010.9
- 2.3) 市橋重勝，阿部潔，杉山智昭，中野克彦，松崎育弘：接着系あと施工アンカーの引張およびせん断特性に関する解析的研究（その2）複数本のアンカーの引張挙動と1本のアンカーのせん断力挙動，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-1分冊，構造I，pp.313-314，2010.9
- 2.4) 高瀬裕也，和田俊良，池田隆明，篠原保二，溝口光男：一定引張力を受けながら繰り返しせん断応力を受ける接着系あと施工アンカーの力学的挙動と仕事量，日本建築学会構造系論文集，Vol.82，No.738，pp.1255-1263，2017.8
- 2.5) 高瀬裕也，和田俊良，篠原保二：一定引張力を受けながら繰り返しせん断力を受ける接着系あと施工アンカーの力学挙動に関する考察，コンクリート工学年次論文集，Vol.38，No.2，pp.1105-1110，2016.7
- 2.6) 伊藤忠テクノソリューションズ(株)：FINAL HELP，2016.10
- 2.7) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，No.474，pp.163-170，1995.8
- 2.8) Nakamura, H., Higai, T.: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Load, JCI-C51E, Vol.2, pp.259-272, 1999.10
- 2.9) 大沼博志，青柳征夫：三軸圧縮応力下におけるコンクリートの強度特性，電力中央研究所報告，No.381021，1981.12
- 2.10) 出雲淳一，島弘，岡村甫：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文，Vol.25，No.87.9-1，pp.107-120，1987.9
- 2.11) 日本コンクリート工学会：コンクリートと補強材の付着挙動と付着構成則に関するシンポジウム委員会報告書・論文集，2011.9
- 2.12) 山田一宇，青柳征夫：ひび割れ面におけるせん断伝達，第2回RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集，JCI-C5，pp.19-26，1983.10
- 2.13) 長沼一洋：非線形ポアソン効果を考慮した三軸応力下のコンクリートの直交異方性構成モデル，日本建築学会構造系論文集，No.485，pp.109-116，1996.7
- 2.14) 瀬戸口英恵，阿部隆英，高瀬裕也，佐藤眞一郎，高橋宗臣，佐藤貴志：湿式コアドリル工法によるあと施工アンカーの性能確認実験（その2）注入式アンカーを用いた付着性能実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2分冊，構造IV，pp.149-150，2010.9
- 2.15) 中野克彦，松崎育弘，杉山智昭：接着系あと施工アンカーの基本平均付着強度に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2分冊，構造IV，pp.149-150，2009.8
- 2.16) 香取慶一，林静雄，牛垣和正，乗物丈巳：直交鉄筋が配筋されたコンクリート接合面のせん断力挙動に関する解析的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2分冊，構造IV，pp.149-150，2009.8

ん断挙動と接合面表面粗さとの関係, 日本建築学会構造系論文集, No.508, pp.101-110, 1998.6

- 2.17) 金亨俊, 野口貴文, 米田信年, 濱崎仁: 有限要素逆解析による補修モルタルと躯体コンクリートの付着構成則構築, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.2, pp.577-582, 2008.7

第3章

せん断力を受けるディスク付きアンカーのFEM解析

3.1 はじめに

既存鉄筋コンクリート造建築物における外付け耐震補強接合部には十分なせん断耐力と剛性が要求される。接合要素には Fig.3.1(a)に示すあと施工アンカーが一般的に用いられるが、第2章で述べたように、あと施工アンカーはダボ効果によるせん断抵抗が主なため、せん断耐力を発揮するにはある程度のずれ変形を許容する必要がある^{3.1)}。Fig.3.1(b)に示すアンカーボルトと鋼製ディスクを併用したディスク付きアンカーは、主にコンクリートの支圧抵抗によりせん断抵抗する、高い剛性とせん断耐力を有する複合型の接合要素である。しかし、これまでに多くの実験^{3.2)-3.4)}などが行われ、そのせん断抵抗性能が検証されているものの、部材内部の応力度分布などの詳細な力学的挙動までは把握されていない。

第3章では、ディスク付きアンカーの既往の実験^{3.5)}を対象に3次元FEM解析モデルを構築し、部材内部の力学的挙動を明らかにする。さらに、第2章で行なった接着系あと施工アンカーの解析結果^{3.6)}と比較し、ディスク付きアンカーのせん断抵抗性能を解析により把握する。

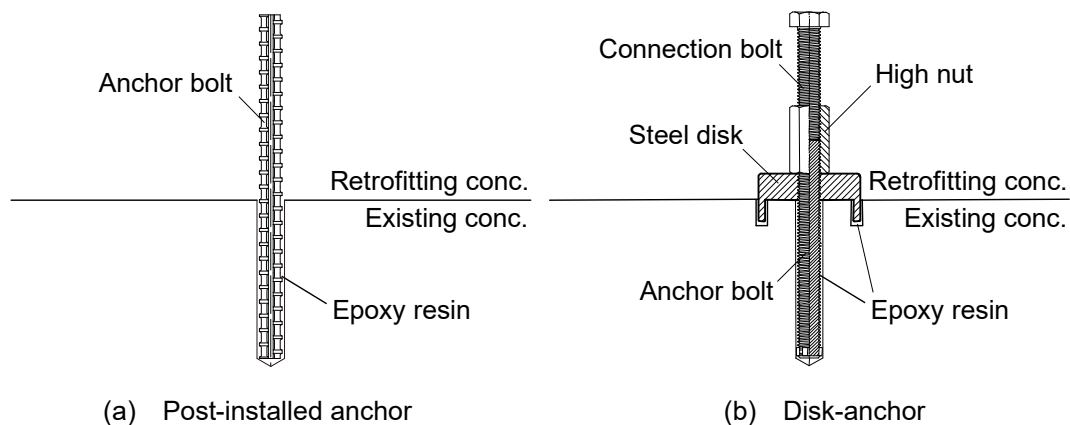


Fig.3.1 Types of joint element

3.2 ディスク付きアンカーの概要

本節では、本研究で対象とするディスク付きアンカーの概要を示す。Fig.3.1(b)に示したように、ディスク付きアンカーはアンカーボルト、鋼製ディスク、高ナット、接続ボルトにより構成される接合要素である。以下に各構成要素の詳細を示す。

[アンカーボルト]

アンカーボルトの詳細を Fig.3.2(a)に示す。アンカーボルトは呼び径 M20 の全ねじボルト(転造ねじ)とし、孔内の中心にアンカーボルトを容易に配置できるように先端にはリブが設けられている。材質は建築構造用圧延棒鋼 SNR490B(JIS A 3138)の性能を有するものとする。

[鋼製ディスク]

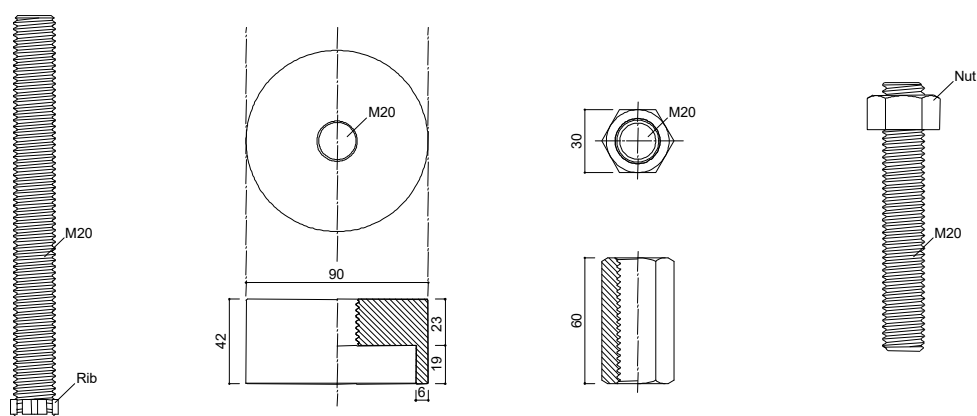
鋼製ディスクの詳細を Fig.3.2(b)に示す。鋼製ディスクは中央部にアンカーボルトと同じ径のねじ部が設けられている。また、鋼製ディスクの製作は、切削加工または塑性加工とする。また、鋼製ディスクの形状は外径 R_d が 90mm、埋込み部の厚さ t が 6mm であり、鋼製ディスクの高さ h は 42mm、既存躯体への埋込み深さ h_d は 19mm である。材質は機械構造用炭素鋼鋼材 S35C または S45C(JIS G 4051)の性能を有するものとする。

[高ナット]

高ナットの詳細を Fig.3.2(c)に示す。アンカーボルトと接続ボルトを接合するために高ナットを使用する。高ナットの形状はねじの呼び径が M20、全長 m が 60mm、二面幅 s が 30mm である。材質は冷間圧造用炭素鋼線材 SWCH または SWRCH(JIS G 3507)の性能を有するものとする。

[接続ボルト]

接続ボルトの詳細を Fig.3.2(d)に示す。接続ボルトも呼び径が M20 の全ねじボルトとし、高ナットを介してアンカーボルトと接合する。ディスク付きアンカーを接合部に定着させるため、接続ボルトの十分な定着長さを確保するか、端部にナットを取り付ける。材質は建築構造用圧延棒鋼 SNR490B(JIS A 3138)または高温用合金鋼ボルト材 SNB-7(JIS G 4107)の性能を有するものとする。したがって、SNR490B とする場合にはアンカーボルトと一体とすることも可能である。



(a) Anchor bolt

(b) Steel disk

(c) High nut

(d) Connection bolt

Fig.3.2 Details of components (unit : [mm])

以上が本研究で対象とするディスク付きアンカーの概要であるが、実際には鋼製ディスクの径 R_d が 60mm のディスク付きアンカーもある。 R_d が 60mm のディスク付きアンカーの場合は各構成要素の形状も異なるため、Table 3.1 にまとめる。

Table 3.1 Size of each component for disk-anchor (unit : [mm])

R_d	h	h_d	t	d_a	m	s
90	42	19	6	20 (M20)	60	30
60				16 (M16)	50	24

また、ディスク付きアンカーの施工手順については、接着系注入式のあと施工アンカーの施工手順と併せて Appendix 1 に示す。

3.3 解析対象とする試験体概要

本研究で解析対象とするディスク付きアンカーの試験体概要と材料諸元を Table 3.2 に示す。本章では、ディスク付きアンカーのせん断抵抗要素としての性能を検証するため、試験体寸法や接合面処理、アンカーボルトの径、材料諸元などの条件が概ね等しいあと施工アンカーの試験体と比較する。

Table 3.2 Outline of specimens to be analyzed and specifications of materials

		Disk-anchor	Post-installed anchor
Name of specimen	[-]	D-Mg ^{3,5)}	D19-0-15 ^{3,6)}
Size of concrete	[mm]	580×400×200	440×400×250
Size of grout	[mm]	540×200×200	350×170×170
Joint surface treatment	[-]	Metal trowel finished	
Loading method	[-]	Reversed cyclic loading	
Diameter of anchor bolt: d_a	[mm]	M20	D19
Embedded length of anchor bolt: l_e	[mm]	90mm($4.5d_a$)	190mm($10d_a$)
Yield strength of anchor bolt: σ_y	[N/mm ²]	325 (SNR490B) ^{**}	402
Young's modulus of anchor bolt: E_s	[N/mm ²]	205,000 ^{**}	189,000
Yield strength of connection bolt: σ_y'	[N/mm ²]	725 (SNB-7) ^{**}	-
Young's modulus of connection bolt: E_s'	[N/mm ²]	205,000	-
Compressive strength of concrete: σ_B	[N/mm ²]	15.8	19.0
Young's modulus of concrete: E_c	[N/mm ²]	23,200	23,700
Tensile strength of concrete: σ_t	[N/mm ²]	1.7	1.9
Compressive strength of grout: σ_G	[N/mm ²]	67.9	59.1
Young's modulus of grout: E_G	[N/mm ²]	22,100	23,400
Tensile strength of grout: σ_{Gt}	[N/mm ²]	3.2	3.3

^{**}specifications

3.4 FEM解析モデルの構築

本節では、ディスク付きアンカーのFEM解析モデル構築について述べる。本解析モデルは第2章で述べた接着系あと施工アンカーのFEM解析モデルを基にしているが、ディスク付きアンカー周辺の接合要素など部分的に異なる点があるため、ここに改めて示す。

3.4.1 解析モデル概要と解析条件

ディスク付きアンカーの解析モデル概要を Fig.3.3 に示す。解析には汎用非線形FEM解析プログラム^{3.7)}を使用した。本解析においても対称性を利用し、加力軸を通る鉛直面に対して半分をモデル化した。

コンクリートおよびグラウト、アンカーボルト、接続ボルト、鋼製ディスク、高ナットは六面体要素でモデル化し、各要素の間にはそれぞれの界面の特性を考慮した接合要素を挿入した。また、接着剤は厚みを持たせた接合要素としてモデル化した。部材内部の補強鉄筋は要素内の分散鉄筋としてモデル化し、それぞれ拘束コンクリートおよび拘束グラウトとした。

切断面は Y 方向並進を拘束し、コンクリート下面は全自由度を拘束、グラウト上面および加力ビームは平行を保持させた。また、コンクリートの Y-Z 平面の両端は X 方向並進のみを拘束した。载荷に関しては、梁要素でモデル化した加力ビーム左右の加力点に強制変位を与えた。

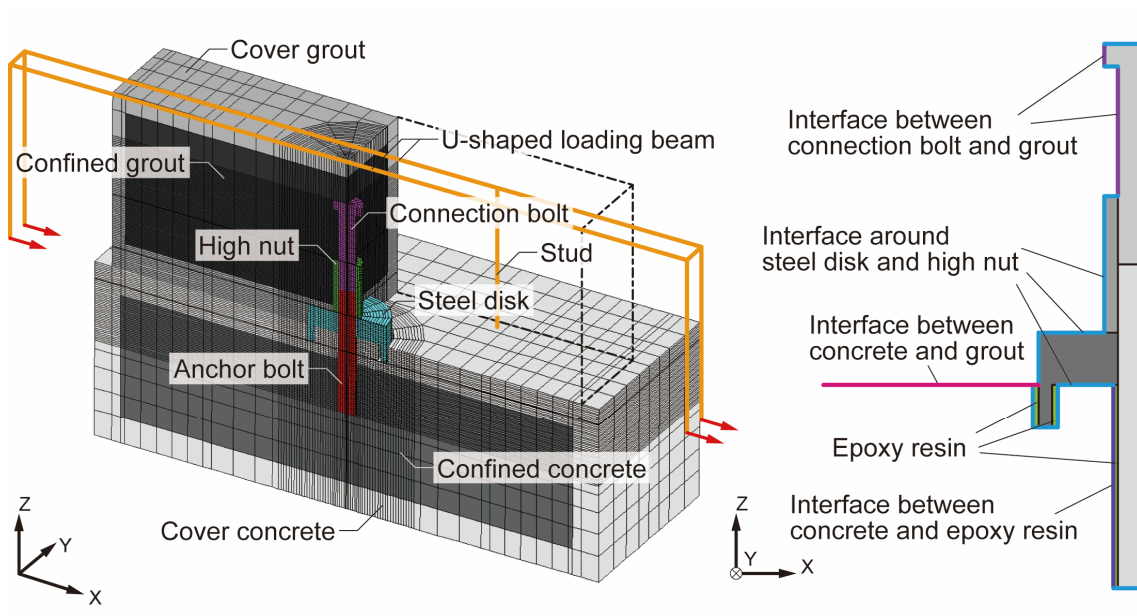
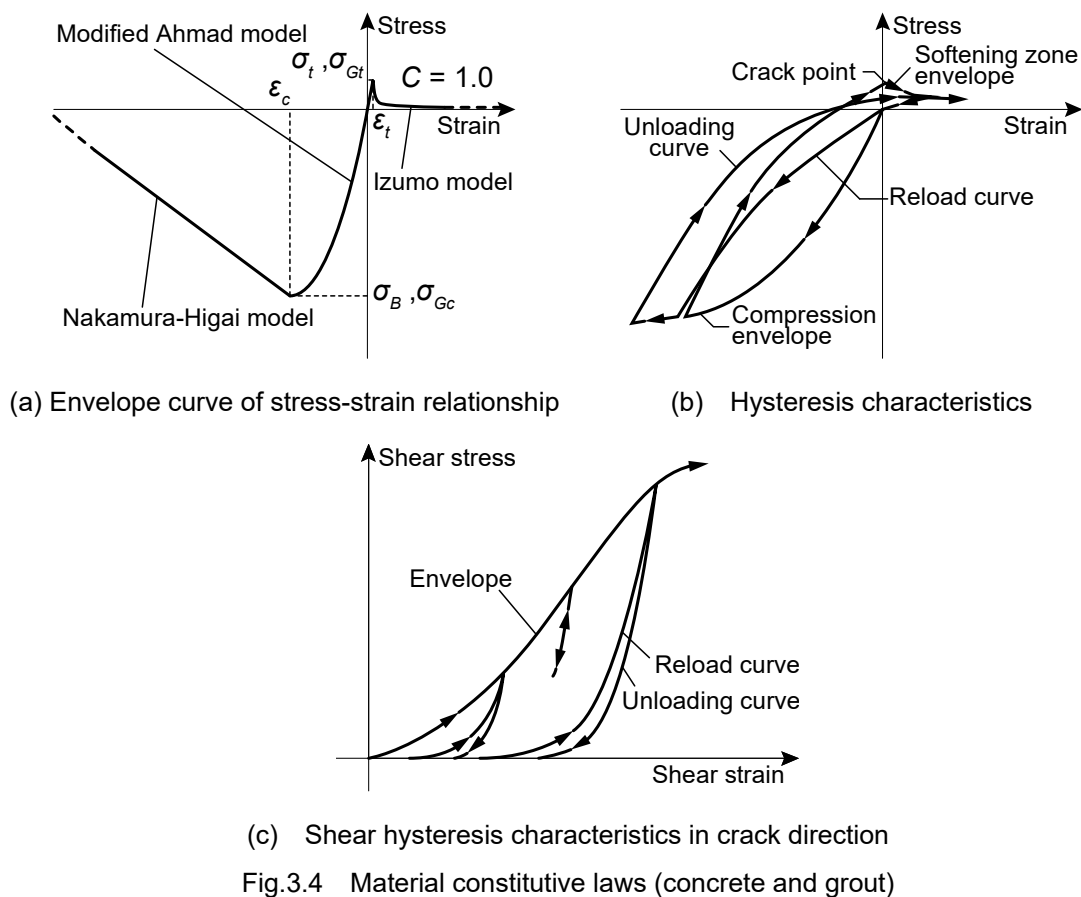


Fig.3.3 Outline of FEM model

3.4.2 材料構成則

[コンクリートおよびグラウト]

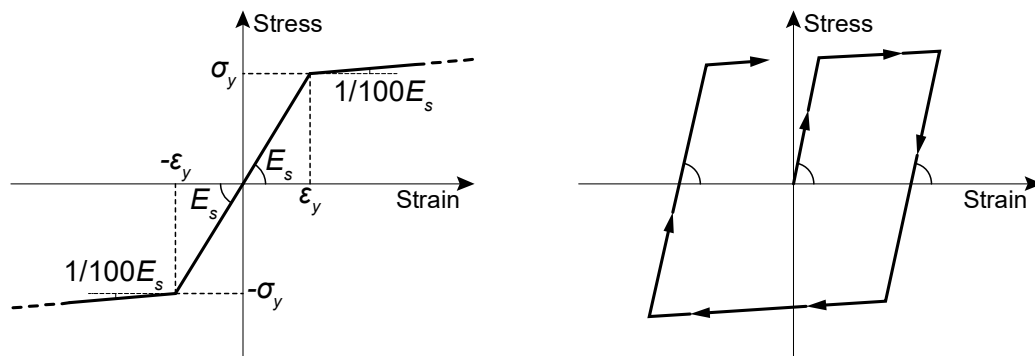
コンクリートおよびグラウトの材料構成則を Fig.3.4 に示す。圧縮側の特性は、圧縮強度までは修正 Ahmad モデル^{3.8)}を用い、圧縮強度到達後の軟化域には破壊エネルギーに基づく Nakamura-Higai モデル^{3.9)}を用いた。また、三軸応力下の破壊条件は William-Warnke の5パラメータモデルに大沼らの係数^{3.10)}を用いた。一方、引張側の特性は引張強度まで線形と仮定した。引張強度以降は出雲モデル^{3.11)}を用いてテンションスティフニングを考慮した。第2章と同様に付着特性をダブルカウントしないように出雲モデルのパラメータ C は 1.0 とした^{3.12)}。ひび割れ後のせん断伝達特性には山田・青柳モデル^{3.13)}を用いた。ポアソン比は 0.2 とし、0.5 を上限として非線形ポアソン効果^{3.14)}を考慮した。



[ディスク付きアンカーおよび補強鉄筋]

ディスク付きアンカーおよび補強鉄筋の材料構成則を Fig.3.5 に示す。圧縮側，引張側ともに Bi-linear モデルとし，降伏後の剛性は材料試験の結果をもとに弾性剛性 E_s に対して $1/100E_s$ とした。また，六面体要素でモデル化したアンカーボルトの多軸応力下の降伏条件には，von Mises の降伏条件を用いた。なお，ポアソン比は 0.3 とした。

補強鉄筋は $\sigma_y=295\text{N/mm}^2$ ， $E_s=205,000\text{N/mm}^2$ とし，拘束コンクリート要素および拘束グラウト要素に各方向の鉄筋比を与えることにより，分散鉄筋として考慮した。



(a) Envelope curve of stress-strain relationship

(b) Hysteresis characteristics

Fig.3.5 Material constitutive laws (Disk-anchor and reinforcements)

3.4.3 接合要素の特性

[接着剤]

接着剤の特性を Fig.3.6 に示す。本解析モデルでは，アンカーボルトーコンクリート間および，鋼製ディスクーコンクリート間の 2 箇所接着剤をモデル化した接合要素を挿入した。接着系あと施工アンカーの解析モデルと同様に，アンカーボルトおよび鋼製ディスク周辺の付着すべりはコンクリートと接着剤の界面で生じると仮定し，Fig.3.3 に示す位置で挿入した。

せん断方向の特性については，後述する Fig.3.8(a)のアンカーボルトの付着すべり，Fig.3.9(a)の鋼製ディスクの付着すべりで考慮するため，ここでは Fig.3.6(a)のように十分に大きな剛性を与えた。

垂直方向の特性は Bi-linear 型を仮定し，折点の座標は Table 3.3 に示す接着剤の諸元^{3.15)}と接着剤の厚さ(アンカーボルト周辺：2.0mm，鋼製ディスク周辺：2.5mm)から算出した。

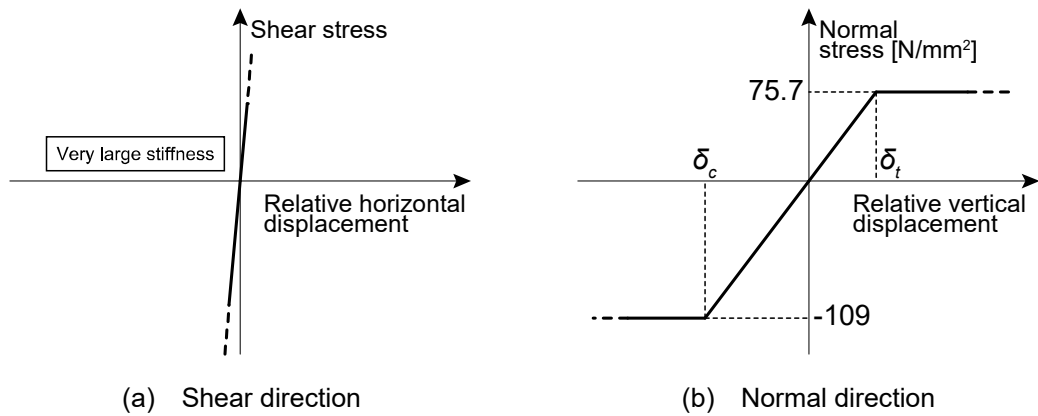


Fig.3.6 Characteristics of joint element (Epoxy resin between concrete and disk-anchor)

Table 3.3 Properties of epoxy resin^{3,15)}

d_b [-]	σ_{bc} [N/mm ²]	σ_{bt} [N/mm ²]	E_b [N/mm ²]
1.2	109	75.7	2,730

d_b : Specific gravity

σ_{bc} : Compressive strength

σ_{bt} : Tensile strength

E_b : Young's modulus

接合要素の多点折線モデルと完全弾塑性モデルの履歴特性を Fig.3.7 に示す。履歴特性はせん断方向、垂直方向ともに共通であり、後述する各接合要素についても同様の履歴特性を与えた。

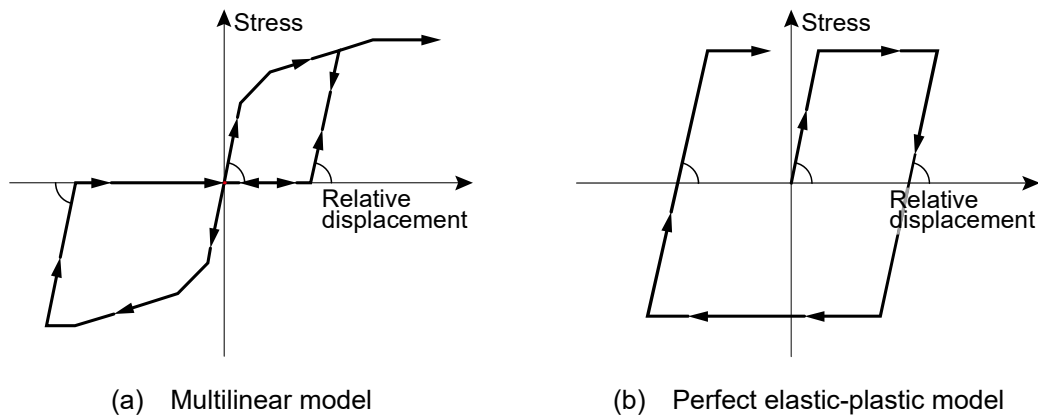


Fig.3.7 Hysteresis characteristics of joint element

[アンカーボルト周辺のコンクリート-接着剤界面]

アンカーボルト周辺のコンクリート-接着剤界面のせん断方向の特性は、文献 3.16)の本研究で対象としている試験体と同様の材料、施工方法で施工されたあと施工アンカーの付着性能実験を基に、Fig.3.8(a)のように決定した。なお、本特性は加力方向に対して直交方向の特性であるため、全体の挙動に対する摩擦の影響は小さいと判断し、考慮していない。後述する接続ボルト-グラウト界面についても同様である。

垂直方向の特性は Fig.3.8(b)に示すように、圧縮時には十分に大きな剛性を有し、引張時には応力度を伝達しないように設定した。

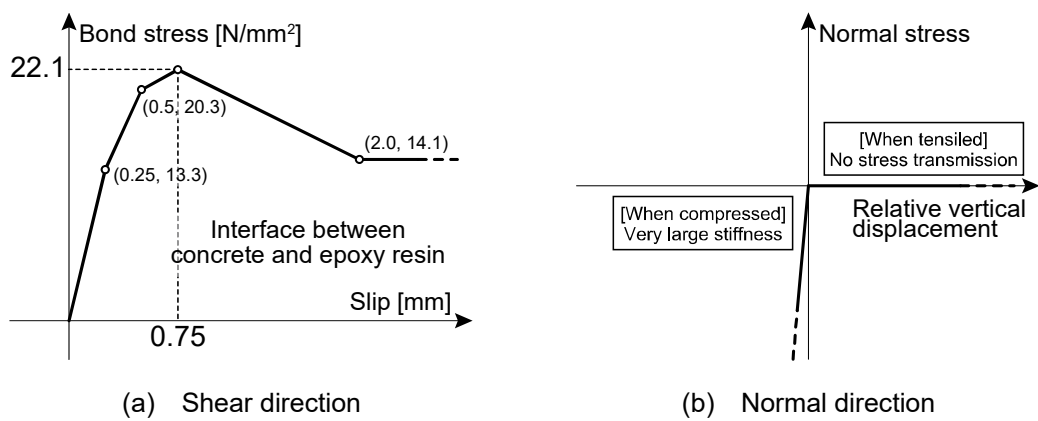


Fig.3.8 Characteristics of joint element (Interface between concrete and epoxy resin)

[鋼製ディスクおよび高ナット周辺の界面]

鋼製ディスクおよび高ナット周辺の接合要素の特性を Fig.3.9 に示す。本解析では鋼製ディスクおよび高ナットには付着は生じないと仮定し、Fig.3.9(a)のようにせん断方向の特性を与えた。

垂直方向の特性はアンカーボルト周辺のコンクリート-接着剤界面と同様に、Fig.3.9(b)のようにモデル化した。

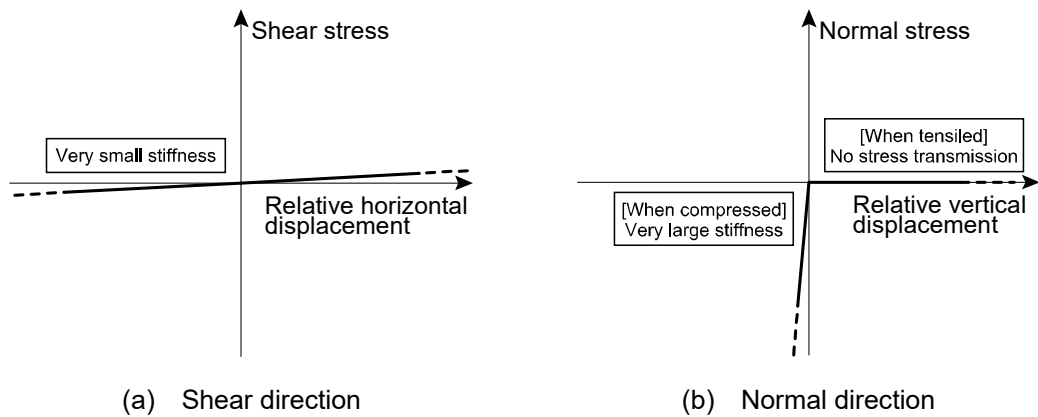


Fig.3.9 Characteristics of joint element (Interface around steel disk and high nut)

[接続ボルトーグラウト界面]

接続ボルトとグラウトの界面のせん断方向の特性は、文献 3.17)の異形鉄筋ーコンクリート間の付着性能実験の結果を参考にして Fig.3.10(a)のように決定した。

垂直方向の特性は、Fig.3.10(b)のように圧縮応力度のみ大きな剛性で伝達させた。

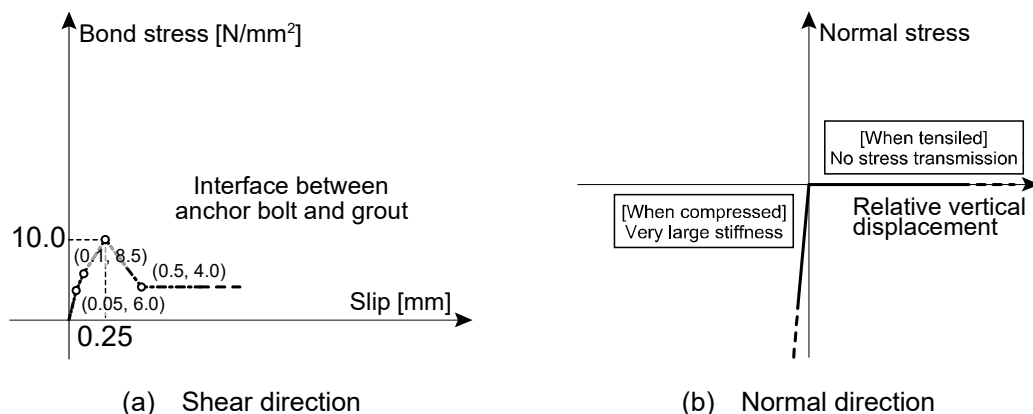


Fig.3.10 Characteristics of joint element (Interface between connection bolt and grout)

[コンクリートーグラウト界面]

コンクリートとグラウトの界面のせん断方向の特性を Fig.3.11(a)に示す。コンクリートとグラウトの固着は全体のせん断耐力に影響を及ぼさないように 0.01N/mm^2 とし、圧縮応力度が作用した際には摩擦の影響を考慮した。摩擦係数 μ は文献 3.18)を参考に、接合面の表面粗さによる影響を考慮して 0.974 とした。

垂直方向の特性を Fig.3.11(b)に示す。圧縮側の特性には十分に大きな剛性を持たせた。引張側の特性は、接合面の引張強度までは同様の剛性で、引張強度到達後は接合が解かれ、垂直応力度、せん断応力度ともに零となるようにモデル化した。ここで、接合面の引張強度は文献 3.19)からコンクリートの引張強度 σ_t に対して $\sigma_t/6$ とした。

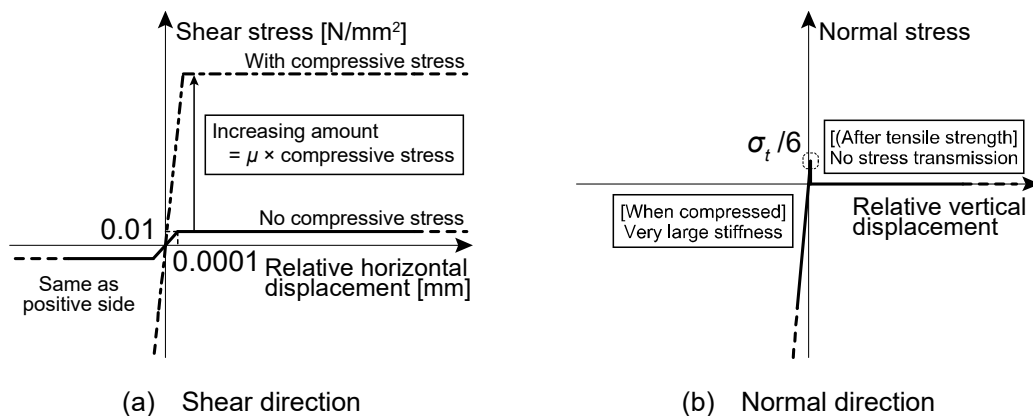


Fig.3.11 Characteristics of joint element (Interface between concrete and grout)

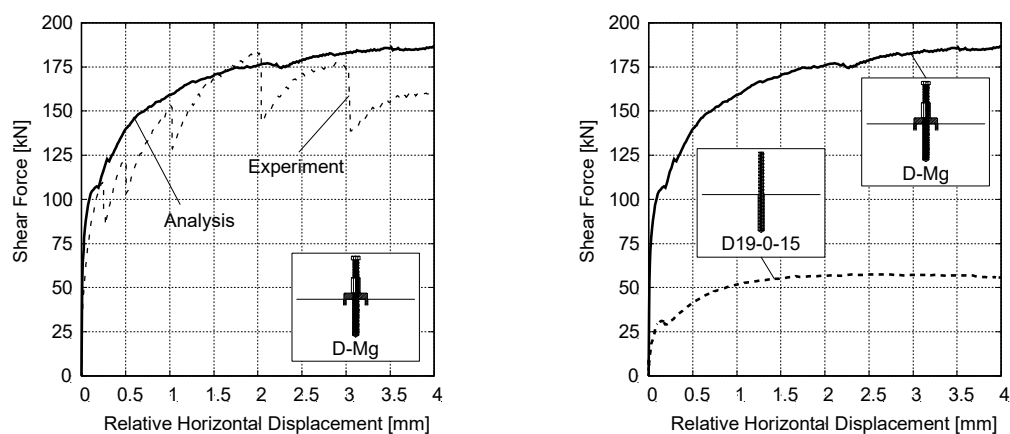
3.5 解析結果と考察

3.5.1 せん断力ー相対水平変位関係

ディスク付きアンカーのせん断力ー相対水平変位関係の解析結果を Fig.3.12 に示す。相対水平変位は実験^{3.5)}と対応した2箇所相対水平変位の平均値を用いた。また、第2章のあと施工アンカーの解析^{3.6)}と同様に相対水平変位4.0mmまでを解析の対象範囲とした。

Fig.3.12(a)より、本解析モデルはディスク付きアンカー単体の実験^{3.5)}を概ね精度よく再現することが確認できた。

せん断力ー相対水平変位関係の解析結果を、ディスク付きアンカー(D-Mg)とあと施工アンカー(D19-0-15)で比較したものを Fig.3.12(b)に示す。ディスク付きアンカーはあと施工アンカーに比べ高い剛性とせん断耐力を有することが確認できる。さらに、相対水平変位2mm時のせん断耐力に着目すると、ディスク付きアンカーはあと施工アンカーの3倍程度のせん断耐力を発揮することがわかる。



(a) Verification of analysis accuracy (b) Comparison with post-installed anchor

Fig.3.12 Shear force vs. relative horizontal displacement

ここで、Appendix 2 では、既存コンクリート表層部の経年的な劣化があと施工アンカーおよびディスク付きアンカーのせん断特性に与える影響について検討を行なっている。既存コンクリート表層部をかぶりコンクリートと定義し、かぶりコンクリートの圧縮強度を30%まで低下させた場合では、相対水平変位2mmで概ねそれぞれの設計用せん断耐力を発揮することを確認した。しかし、安全率は概ね1.0となることから、あと施工アンカーおよびディスク付きアンカーを施工する既存コンクリート表層部で経年的な劣化が懸念される場合には、耐震改修設計指針^{3.20)}に準拠して、かぶりコンクリートを研る等、既存コンクリートの表面処理に留意する必要がある。

3.5.2 アンカーボルトおよび接続ボルトの曲率分布

アンカーボルトおよび接続ボルトの曲率分布を Fig.3.13 に示す。曲率 ϕ は式(3.1)より算出した。また、 ε_L と ε_R が降伏ひずみ ε_y に達したときの曲率 ϕ_y を式(3.2)より算出し、併せて示す。

$$\phi = (\varepsilon_L - \varepsilon_R) / d_a \quad (3.1)$$

$$\phi_y = 2\varepsilon_y / d_a \quad (3.2)$$

ここに、 ϕ は曲率 [μ/mm]、 ϕ_y は ε_L と ε_R が ε_y に達したときの曲率 [μ/mm]、 ε_L 、 ε_R はアンカーボルト断面における最外縁要素の軸ひずみ [μ]、 ε_y は降伏ひずみ ($=\sigma_y/E_s$) [μ]、 d_a はアンカー径 [mm] である。

Fig.3.13 より、あと施工アンカーは既存側 $2d_a$ 、新設側 $1d_a$ の位置で曲率が最大となり、相対水平変位 0.5mm 程度で降伏する。一方、ディスク付きアンカーは既存側 $3d_a$ の位置で曲率が最大となり、相対水平変位 1.0mm 程度で降伏する。曲率の最大値に着目すると、ディスク付きアンカーはあと施工アンカーの 50% 以下である。さらにディスク付きアンカーの新設側ではほとんど曲げ変形は生じないことが確認できる。

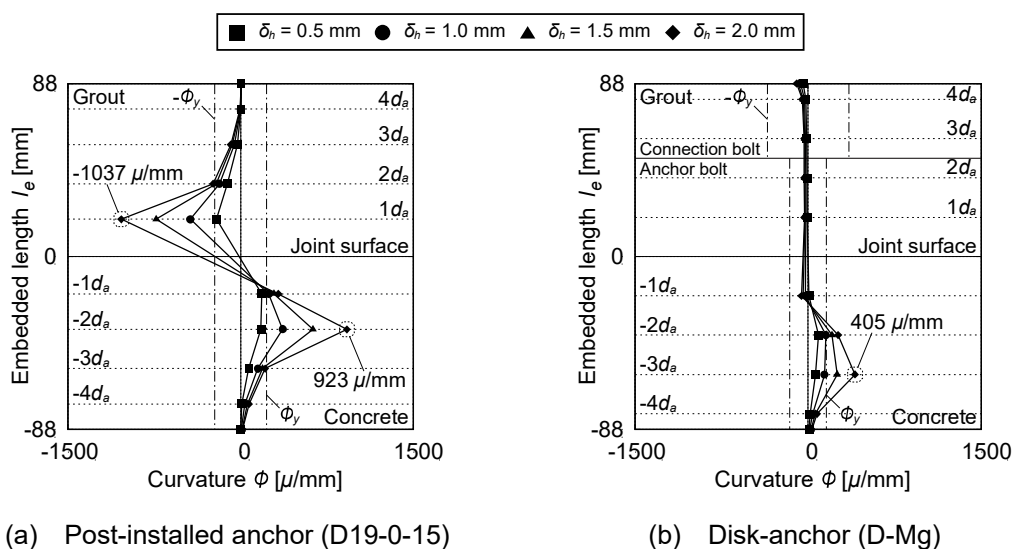


Fig.3.13 Curvature distributions of anchor bolt

3.5.3 アンカーボルトおよび接続ボルトの Mises 応力度分布

アンカーボルトおよび接続ボルトの Mises 応力度分布を Fig.3.14 に示す。あと施工アンカーは既存側から新設側にかけてダボ変形が生じているのに対し、ディスク付きアンカーは既存側でダボ変形が生じている。また、ディスク付きアンカーの Mises 応力度は、アンカーボルトでは降伏強度に到達しており、接続ボルトでは降伏強度の約 30% である。いずれもあと施工アンカーと比べて小さいことから、ディスク付きアンカーのアンカーボルトおよび接続ボルトがダボ効果により負担するせん断力は小さいことがわかる。さらに、あと施工アンカーに比べてディスク付

きアンカーのアンカーボルトおよび接続ボルトに作用するせん断応力度が減少することから、ディスク付きアンカーにも引張力を負担させることができる可能性があるといえる。

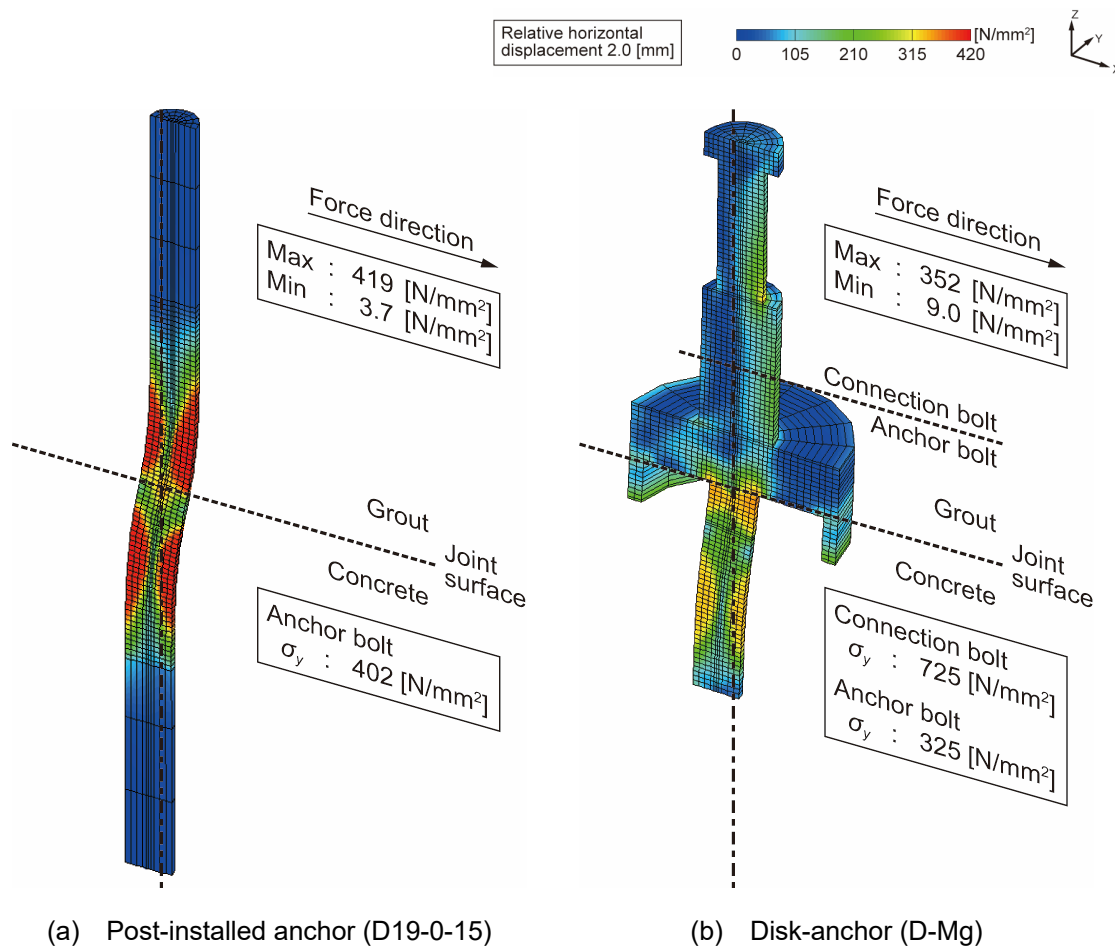


Fig.3.14 Mises stress distribution of post-installed anchor and disk-anchor

3.5.4 コンクリートの損傷状況

接合面付近のコンクリートの損傷状況を Fig.3.15 に示す。図中にはひび割れと圧縮軟化要素、圧縮軟化経験要素を示す。ここで圧縮軟化経験要素とは、一度圧縮軟化した要素が応力再配分により除荷された要素のことである。

ディスク付きアンカーも接合面から $4d_a$ 程度までの範囲であると施工アンカーと同様にダボ変形によるひび割れが生じていることが確認できる。また、コンクリートが圧縮軟化する範囲に着目すると、あと施工アンカーは水平方向に $1d_a$ 、鉛直方向に $2d_a$ の範囲でコンクリートが圧縮軟化している。一方、ディスク付きアンカーは水平方向に $4d_a$ 、鉛直方向に $3d_a$ の範囲で圧縮軟化しており、アンカーボルトと鋼製ディスクの双方から支圧を受けている。以上のことから、ディスク付きアンカーはあと施工アンカーに比べて、広範囲でコンクリートが支圧を受けることにより、高いせん断耐力を発揮することがわかる。

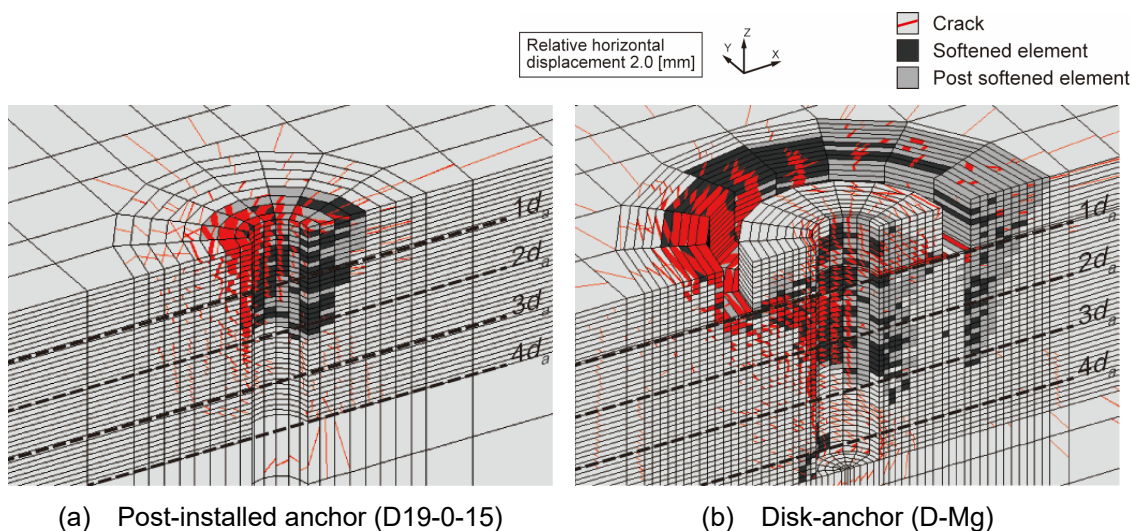


Fig.3.15 Damages states of concrete

3.5.5 コンクリートの最小主応力度分布

コンクリートの最小主応力度分布を Fig.3.16 に示す. 最小主応力度分布からもディスク付きアンカーの方があと施工アンカーに比べて広範囲で支圧を受けていることがわかる. 最小主応力度の絶対値の最大値に着目すると, ディスク付きアンカーはあと施工アンカーの約 2 倍の最小主応力度が生じており, コンクリートの一軸圧縮強度 σ_B と比較すると本解析の結果では 6.6 倍となる. ディスク付きアンカーはコンクリートが補強鉄筋による拘束効果を得られる範囲まで支圧応力が生じるため, あと施工アンカーに比べ大きな支圧応力が生じ, 効果的にせん断耐力が上昇することがわかる.

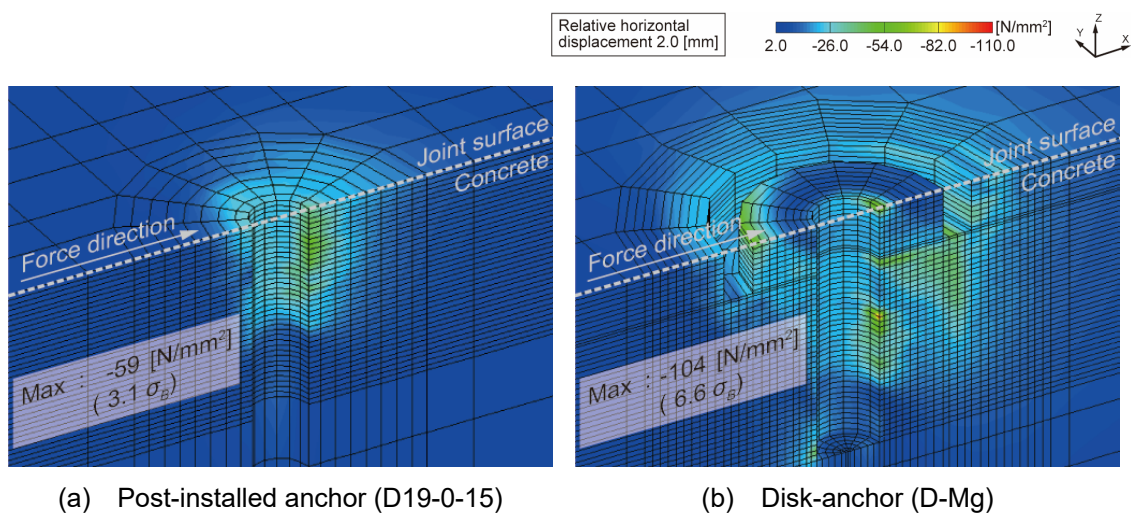


Fig.3.16 Minimum principal stress distribution of concrete

3.6 まとめ

本章では、せん断力を受けるディスク付きアンカーの既往の実験^{3,5)}を対象として、3次元FEM解析を行い、部材内部の損傷状況や応力度分布を明らかにした。さらに、第2章で述べたあと施工アンカーの解析結果と比較しながら、ディスク付きアンカーのせん断抵抗性能を把握した。以下に得られた知見をまとめる。

- ・ せん断力-相対水平変位関係において、ディスク付きアンカーはあと施工アンカーに比べ高い剛性を有する。さらに相対水平変位 2.0mm では、あと施工アンカーの約3倍のせん断耐力を発揮する。
- ・ ディスク付きアンカーはあと施工アンカーに比べて、アンカーボルトの曲げ変形が約50%抑制され、接合面から $1d_a$ 深い位置で曲率が最大となる。
- ・ ディスク付きアンカーの Mises 応力度は、アンカーボルトでは降伏強度に達し、接続ボルトでは降伏強度の約30%となる。いずれもあと施工アンカーと比べると小さく、アンカーボルトおよび接続ボルトがダボ効果により負担するせん断力は小さい。さらに、アンカーボルトおよび接続ボルトに作用するせん断応力度が減少することから、ディスク付きアンカーにも引張力を負担させることができる可能性があるといえる。
- ・ コンクリートの損傷状況について、ディスク付きアンカーも接合面から $4d_a$ の範囲でダボ変形によるひび割れが生じる。また水平方向に $4d_a$ 、鉛直方向に $3d_a$ の範囲で圧縮軟化が生じ、あと施工アンカーよりも広範囲で支圧を受けることで高いせん断耐力を発揮する。
- ・ ディスク付きアンカーはコンクリートが補強鉄筋による拘束効果が得られる範囲まで支圧を受ける。その結果、最小主応力度の絶対値の最大値はあと施工アンカーの約2倍となり、あと施工アンカーに比べ大きい支圧応力が生じて効果的にせん断耐力が上昇する。

[参考文献]

- 3.1) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の外側耐震改修マニュアル，2002.9
- 3.2) 高瀬裕也，佐藤貴志，今井清史，尾中敦義，阿部隆英，池田隆明，久保田雅春：コンクリート系構造物の耐震補強に用いる高いせん断耐力と剛性を持つ新たな接合要素のせん断抵抗性能の基礎的検証，鋼製ディスクとアンカーボルトを併用した耐震補強用シヤキーに関する研究，日本建築学会構造系論文集，Vol.77，No.681，pp.1727-1736，2012.11
- 3.3) 高瀬裕也，阿部隆英，板谷秀彦，佐藤貴志，尾中敦義，久保田雅春，池田隆明：ディスク型シヤキーを用いた内付け補強架構の接合部破壊時の保有水平耐力の評価手法，鋼製ディスクとアンカーボルトを併用した耐震補強用シヤキーに関する研究，日本建築学会構造系論文集，Vol.79，No.698，pp.507-515，2014.4
- 3.4) 高瀬裕也，阿部隆英，佐藤貴志，尾中敦義，池田隆明：ディスク型シヤキーの増設スラブの接合部への適用性と耐力評価，鋼製ディスクとアンカーボルトを併用した耐震補強用シヤキーに関する研究，日本建築学会構造系論文集，Vol.80，No.708，pp.297-307，2015.2
- 3.5) 坂本啓太，阿部隆英，佐藤貴志，尾中敦義，八木沢康衛，安藤重裕，兼吉孝征，田村努，高瀬裕也：鋼製ディスクとアンカーボルトを併用した耐震改修用接合部材の開発，(その20)断面修復を施した接合部におけるせん断耐力の評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp.369-370，2017.7
- 3.6) 石田雄太郎，坂田弘安，高瀬裕也，毎田悠承，佐藤匠：複合応力下における接着系あと施工アンカーの3次元FEM解析，外付け耐震補強接合部の応力伝達メカニズムと力学的挙動に関する研究 その1，日本建築学会構造系論文集，Vol.83，No.751，pp.1307-1317，2018.9
- 3.7) 伊藤忠テクノソリューションズ(株)：FINAL HELP，2016.10
- 3.8) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，No.474，pp.163-170，1995.8
- 3.9) Nakamura, H., Higai, T.: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Load, JCI-C51E, Vol.2, pp.259-272, 1999.10
- 3.10) 大沼博志，青柳征夫：三軸圧縮応力下におけるコンクリートの強度特性，電力中央研究所報告，No.381021，1981.12
- 3.11) 出雲淳一，島弘，岡村甫：面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文，Vol.25，No.87.9-1，pp.107-120，1987.9
- 3.12) 日本コンクリート工学会：コンクリートと補強材の付着挙動と付着構成則に関するシンポジウム委員会報告書・論文集，2011.9
- 3.13) 山田一宇，青柳征夫：ひび割れ面におけるせん断伝達，第2回RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集，JCI-C5，pp.19-26，1983.10
- 3.14) 長沼一洋：非線形ポアソン効果を考慮した三軸応力下のコンクリートの直交異方性構成モデル，日本建築学会構造系論文集，No.485，pp.109-116，1996.7

- 3.15) 高瀬裕也, 和田俊良, 篠原保二: 一定引張力を受けながら繰り返しせん断力を受ける接着系あと施工アンカーの力学挙動に関する考察, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.1105-1110, 2016.7
- 3.16) 瀬戸口英恵, 阿部隆英, 高瀬裕也, 佐藤眞一郎, 高橋宗臣, 佐藤貴志: 湿式コアドリル工法によるあと施工アンカーの性能確認実験 (その 2) 注入式アンカーを用いた付着性能実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 分冊, 構造 IV, pp.149-150, 2010.9
- 3.17) 中野克彦, 松崎育弘, 杉山智昭: 接着系あと施工アンカーの基本平均付着強度に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2 分冊, 構造 IV, pp.149-150, 2009.8
- 3.18) 香取慶一, 林静雄, 牛垣和正, 乗物丈巳: 直交鉄筋が配筋されたコンクリート接合面のせん断挙動と接合面表面粗さとの関係, 日本建築学会構造系論文集, No.508, pp.101-110, 1998.6
- 3.19) 金亨俊, 野口貴文, 米田信年, 濱崎仁: 有限要素逆解析による補修モルタルと躯体コンクリートの付着構成則構築, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.2, pp.577-582, 2008.7
- 3.20) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説, 2002.1

第4章

引張力とせん断力を受けるディスク付きアンカーの要素実験

4.1 はじめに

ディスク付きアンカーに関する既往の研究では、ディスク付きアンカーの基本的な性能を把握し^{4.1)}、さらに内付け耐震補強に適用した実験^{4.2)}や外付け耐震補強に適用した実験^{4.3)}等が行われた。これらの実験より、ディスク付きアンカーに引張力が作用する場合に、期待するせん断耐力を発揮しないことが示唆されているが、引張力を受けるディスク付きアンカーの力学的挙動は解明されていない。そのため、ディスク付きアンカーを外付け耐震補強に適用する場合は、外側耐震改修マニュアル^{4.4)}に準拠して、Fig.4.1のようにディスク付きアンカーはスパン中央に配置し、せん断力は平均的に負担されるものとしている。また、偏心モーメントによる引張力に対してはスパン両端部に引張力負担用のあと施工アンカーを設置して負担させることとしている。

第4章では、ディスク付きアンカーをより有効に活用するために、ディスク付きアンカーに引張力を与えた要素実験を行い、引張抵抗性能を把握する。さらに、一定引張力下で繰り返しせん断力を与えた要素実験を行い、引張力とせん断力の複合応力下における力学的挙動を把握する。

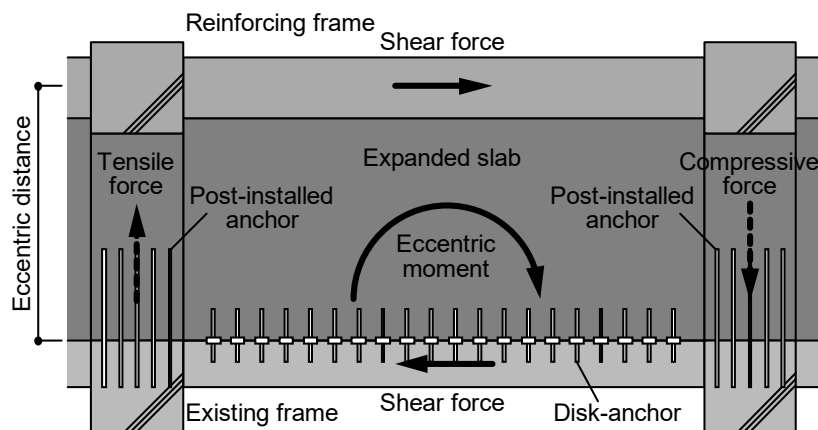


Fig.4.1 Design concept of joint using disk-anchor

4.2 引張力を与えた要素実験の概要

4.2.1 試験体パラメータ

試験体のパラメータを Table 4.1 に示す。試験体パラメータは鋼製ディスクの有無，アンカーボルトの有無，アンカーボルトの埋込み長さ l_e とした。また，試験体は 1/1 スケールで鋼製ディスクの径 R_d が 90mm，アンカーボルトの径 d_a が 20mm とし，1/2 スケールの試験体も作製した。

ここで， $\phi 45\text{-M10-7da}'$ はディスク付きアンカーの施工不良を想定した試験体で，鋼製ディスク内側のコンクリートを削り，エポキシ系の接着剤を充填させた試験体である。

Table 4.1 Parameters of specimen

(a) $\phi 90\text{-M20 series (1/1 scale)}$

Specimen	F_c [N/mm ²]	R_d [mm]	d_a [mm]	l_e [-]
$\phi 90\text{-M10-4.5da}$	24	90	20	$4.5d_a$
$\phi 90\text{-M10-6da}$				$6d_a$
$\phi 90\text{-M10-7da}$				$7d_a$
$\phi 90\text{-M10-10da}$				$10d_a$
$\phi 90\text{-M10-12da}$				$12d_a$
M20-4.5da				$4.5d_a$
M20-6da		$6d_a$		
M20-7da		$7d_a$		
M20-10da		$10d_a$		
M20-12da		$12d_a$		
$\phi 90\text{-1}$		90	-	-
$\phi 90\text{-2}$				
$\phi 90\text{-3}$				

(b) $\phi 45\text{-M10 series (1/2 scale)}$

Specimen	F_c [N/mm ²]	R_d [mm]	d_a [mm]	l_e [-]
$\phi 45\text{-M10-4.5da}$	24	45	10	$4.5d_a$
$\phi 45\text{-M10-6da}$				$6d_a$
$\phi 45\text{-M10-7da}$				$7d_a$
$\phi 45\text{-M10-7da}'$		45 (filled with adhesive)		
$\phi 45\text{-M10-10da}$		45		$10d_a$
$\phi 45\text{-M10-12da}$		$12d_a$		
M10-4.5da		$4.5d_a$		
M10-6da		$6d_a$		
M10-7da		$7d_a$		
M10-10da		$10d_a$		
M10-12da		$12d_a$		
$\phi 45\text{-1}$		45	-	-
$\phi 45\text{-2}$				
$\phi 45\text{-3}$				

4.2.2 試験体詳細

試験体はシリーズごとに Fig.4.2 に示すようなコンクリート部材に施工した。コンクリート部材の形状、鉄筋比、コンクリートの設計基準強度は同じとした。ここで、コンクリートの設計基準強度は $F_c=21$ とした。

コンクリートの材料諸元を Table 4.2, 鋼材の材料諸元を Table 4.3 に示す。

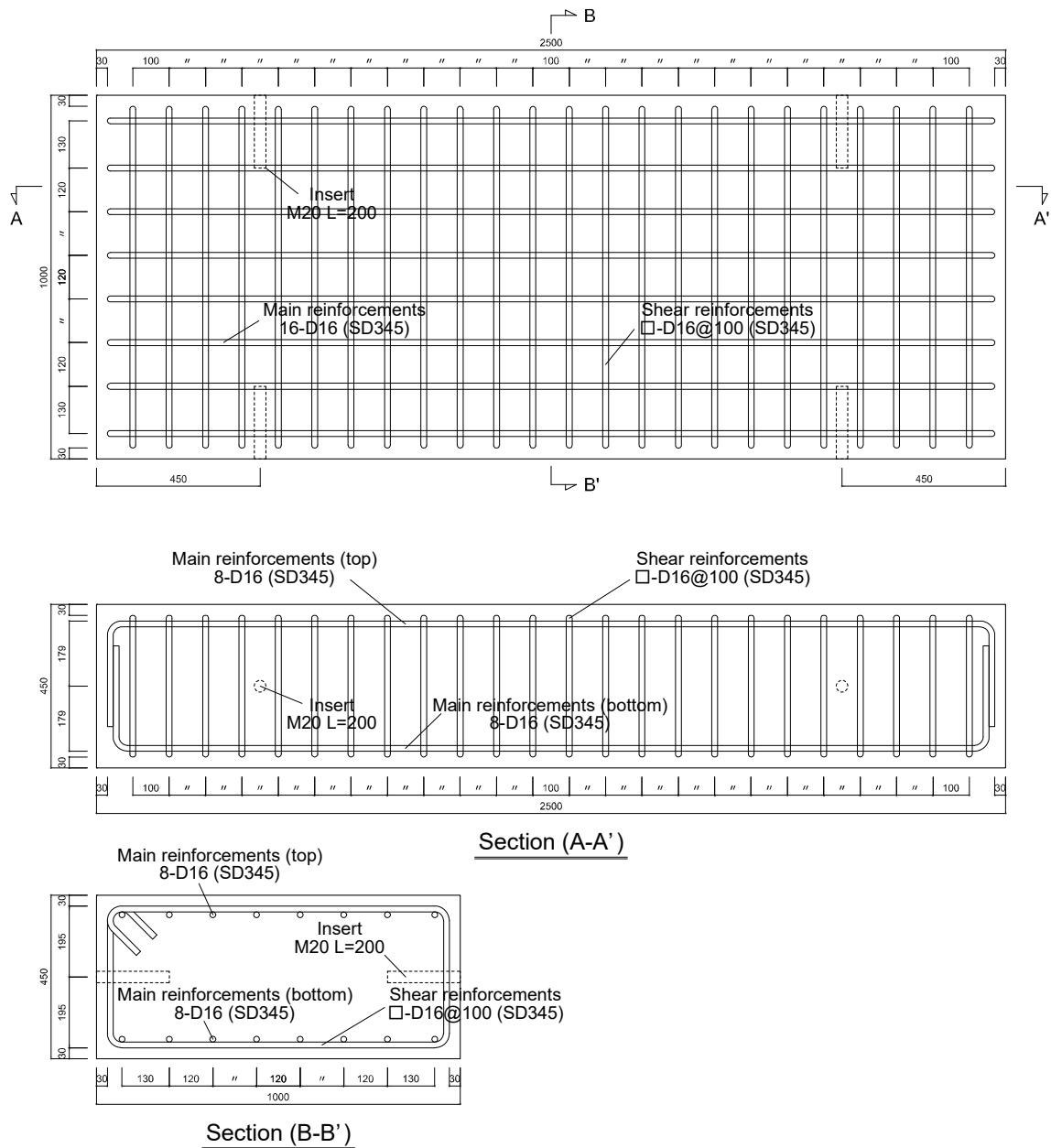


Fig.4.2 Details of reinforced concrete member

Table 4.2 Material properties of concrete

Series	F_c [N/mm ²]	σ_B [N/mm ²]	ε_c [μ]	E_c [N/mm ²]	σ_t [N/mm ²]
$\phi 90$ series	24	23.8	1,800	27,500	2.12
$\phi 45$ series		22.9	1,760	26,600	2.03

F_c : Design strength

σ_B : Compressive strength

ε_c : Strain at compressive strength

E_c : Young's modulus

σ_t : Tensile strength

Table 4.3 Material properties of steel

Type of steel	σ_y [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]	ε_y [μ]	E_s [N/mm ²]	EL [%]
M20 (for $\phi 90$ -M20 series)	376	584	4,930	199,000	9.4
M10 (for $\phi 45$ -M10 series)	352	583	4,090	189,000	20.0
D16 (for reinforcements)	387	560	2,770	184,000	18.1

σ_y : Yield strength

σ_u : Ultimate strength

ε_y : Strain at yield strength

E_s : Young's modulus

EL : Elongation after fracture

各試験体の配置を Fig.4.3, Fig.4.4 に示す.

試験体の施工については、まず湿式コアドリルを用いてコンクリート部材の接合面を穿孔し、エポキシ系注入式の接着剤により定着した。また試験体の間隔については、各種合成構造設計指針^{4.5)}を参考にして決定した。埋込み長さが最も大きい試験体 $\phi 90$ -M20-12da で想定されるコーン状破壊曲面の有効水平投影面積が直径 500mm の円となることから、コーン状破壊曲面が重ならないように配慮して 500mm 間隔で施工した。

第4章 引張力とせん断力を受けるディスク付きアンカーの要素実験

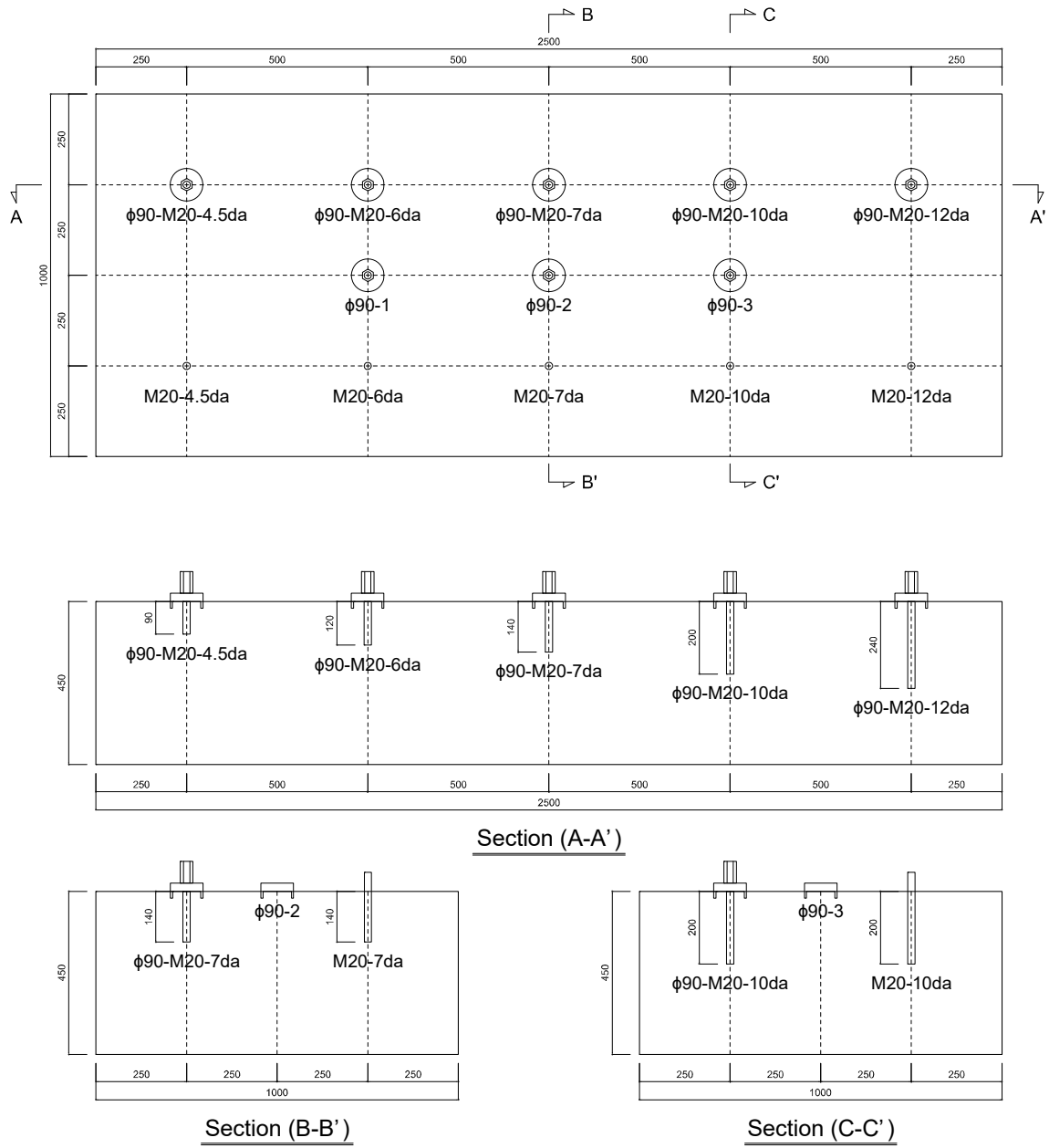


Fig.4.3 Installation position of specimen (1/1 scale)

第4章 引張力とせん断力を受けるディスク付きアンカーの要素実験

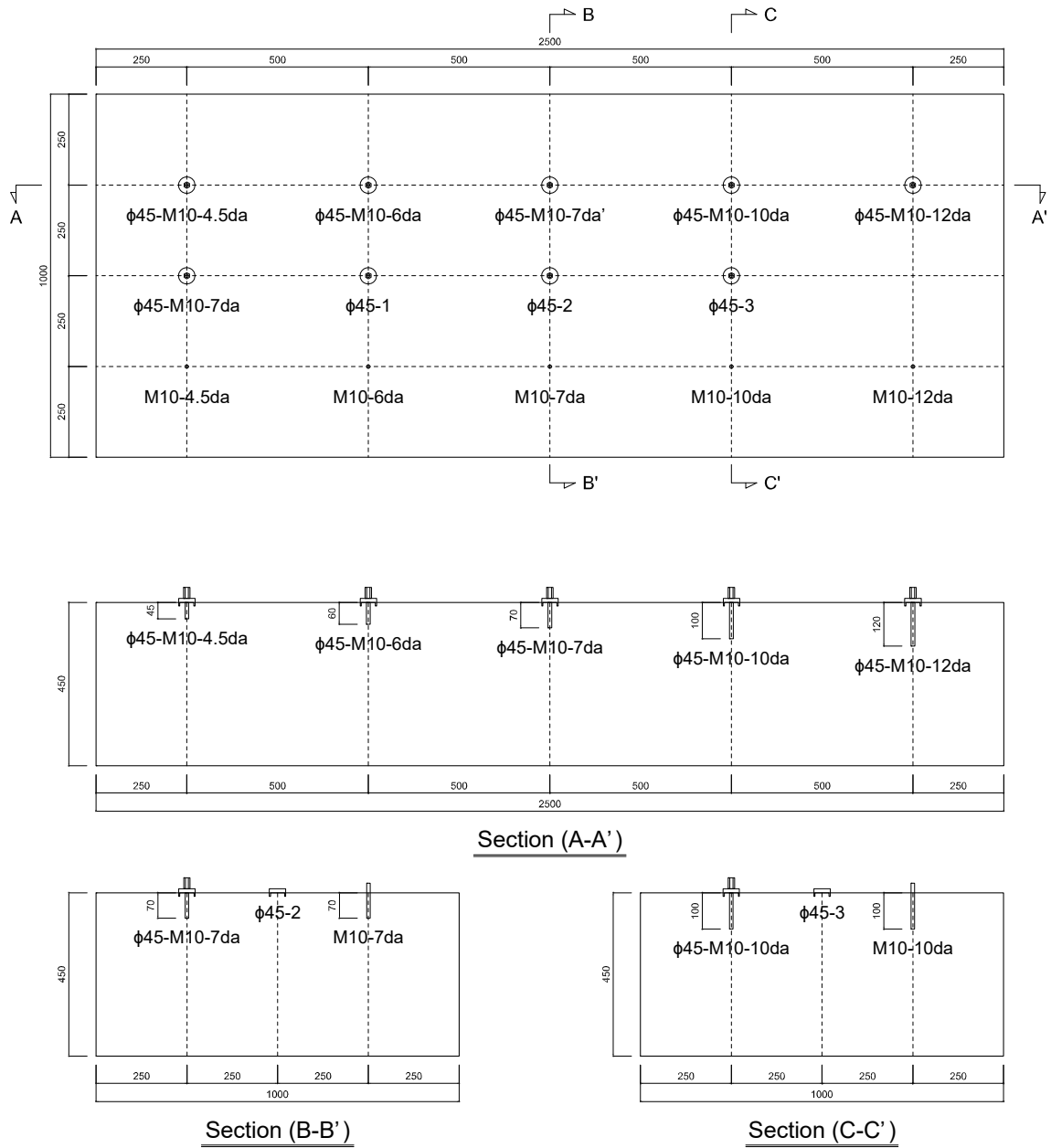


Fig.4.4 Installation position of specimen (1/2 scale)

4.2.3 荷重方法

荷重装置図を Fig.4.5 に示す。まず、4.2.2 項で述べた本実験の試験体で想定される最も大きいコンクリートのコーン状破壊曲面の有効水平投影面積(直径 500mm の円)と重ならないように、スクリージャッキを4台設置し、その上に荷重装置を置いた。この時、荷重装置が水平となるようにスクリージャッキの高さを調整した。荷重装置にはセンターホールジャッキ、ロードセル、球座を取付け、そこに接続ボルトを通して試験体に接続した。

荷重は単調荷重とし、試験体が引き抜けるまで行なった。

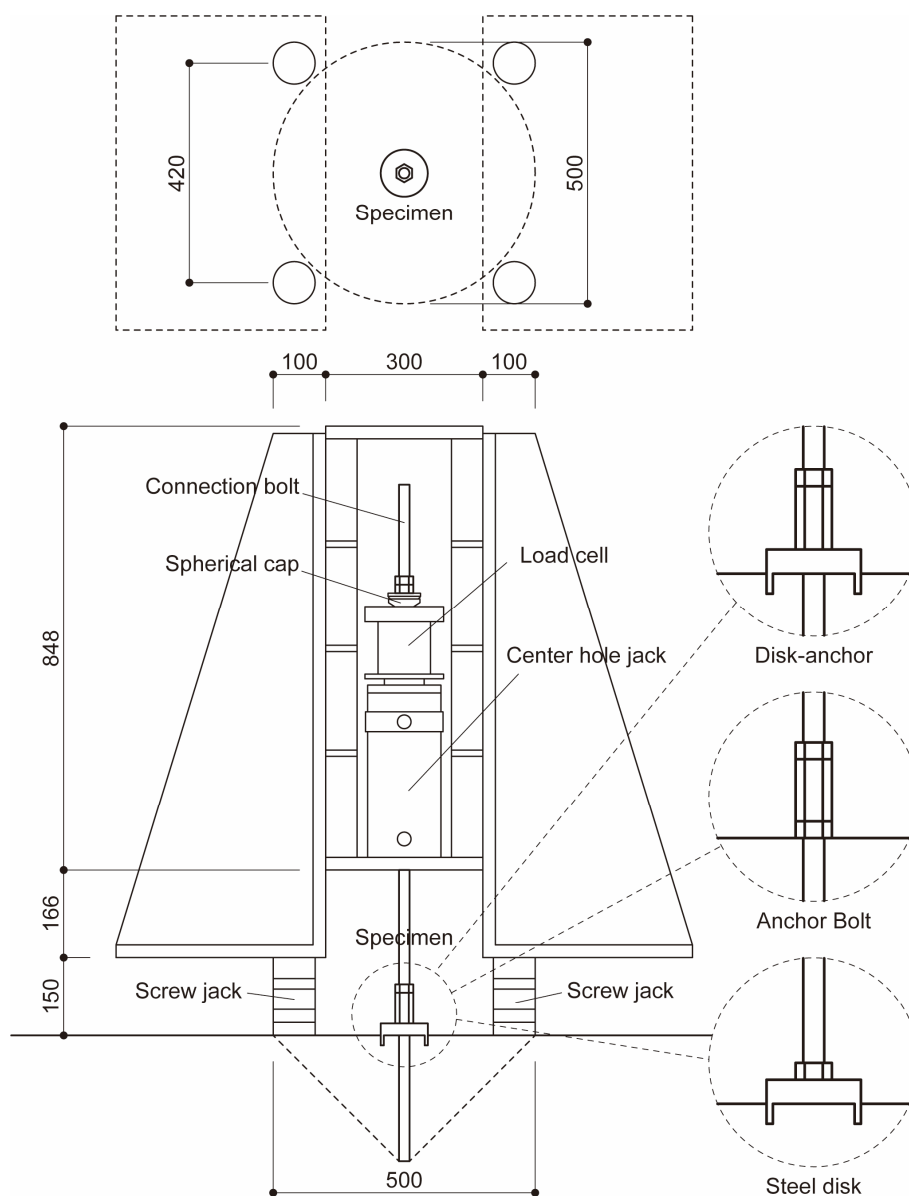


Fig.4.5 Loading setup (unit : [mm])

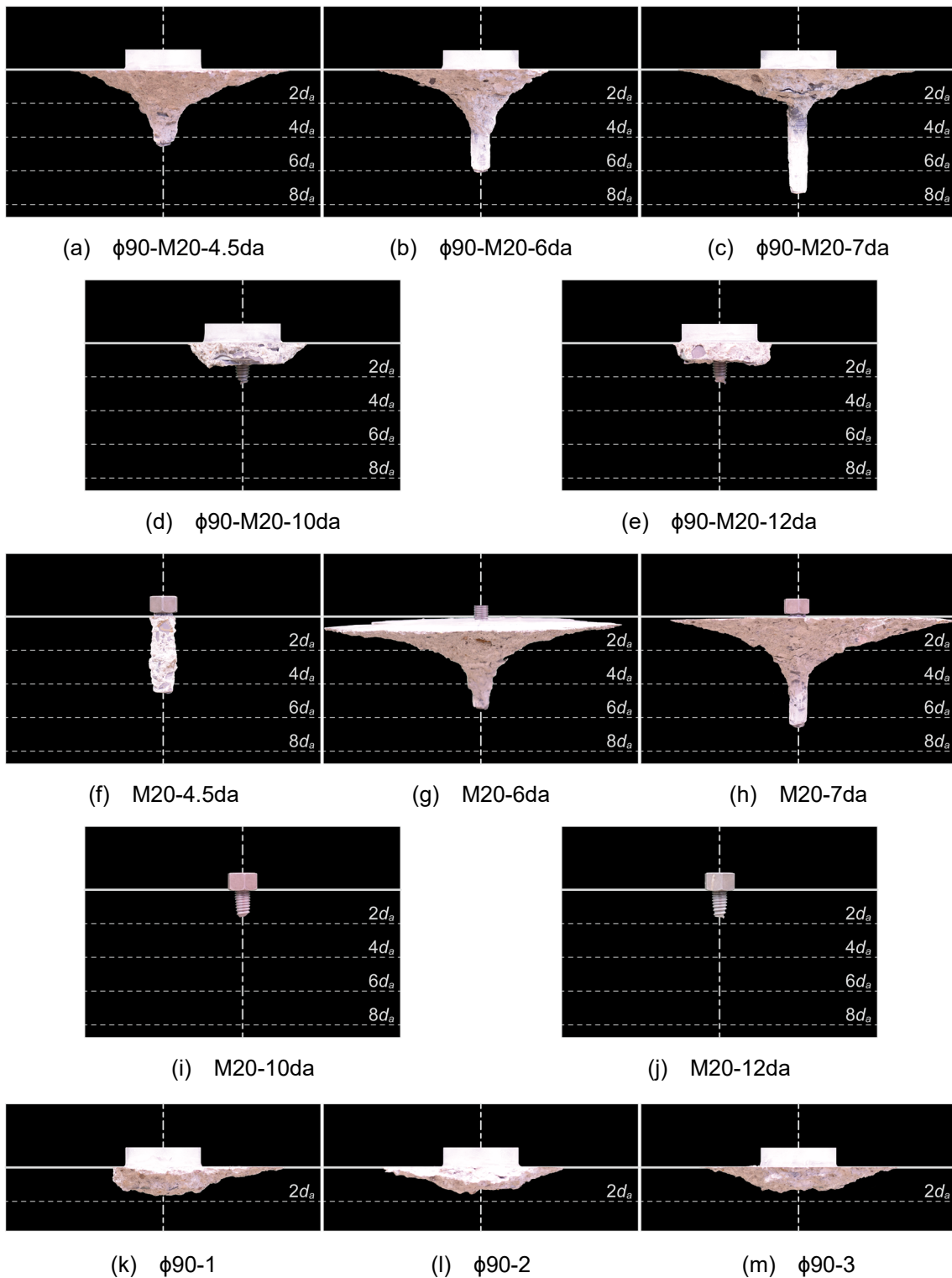


Photo 4.1 Final failure status of joint elements (1/1 scale)

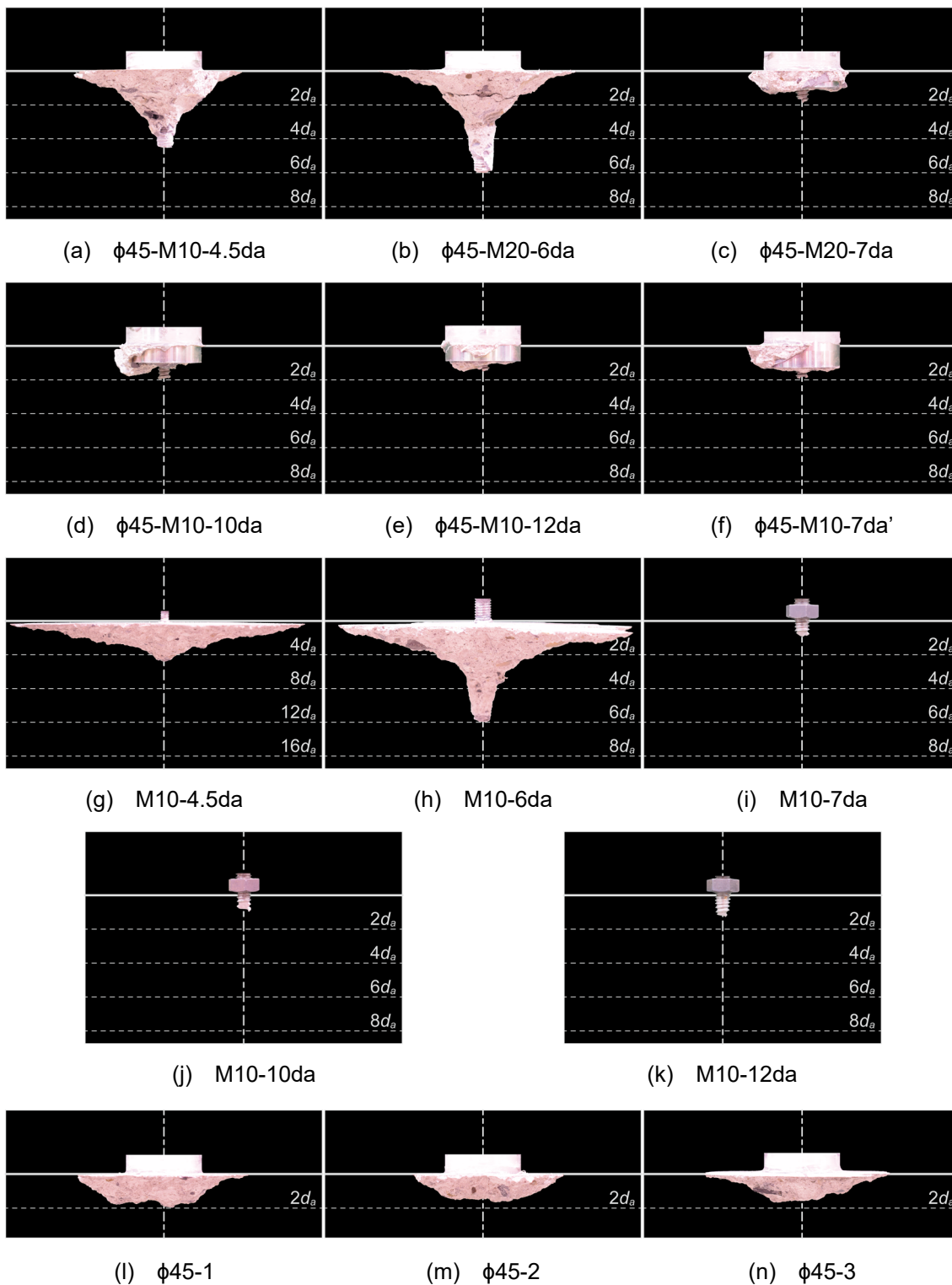


Photo 4.2 Final failure status of joint elements (1/2 scale)

4.3.2 接合面の最終破壊状況

接合面の最終破壊状況を Fig.4.8, Fig.4.9 に示す. ここで, 接合面の最終破壊状況は荷重終了後に剥がれたコンクリートを取り除いた状態を観察した. また, 荷重の順番は, ディスク付きアンカー, アンカーボルト, 鋼製ディスクの順に行なった.

接合面の最終破壊状況をみると, 1/1 スケールの試験体では接合要素の中心から半径 125mm 程度, 1/2 スケールの試験体では半径 62.5mm 程度の範囲で接合面近傍のコンクリートが損傷する傾向がみられるが, M20-4.5da, M20-6da, M20-7da, M10-4.5da をみると, それ以上の範囲でコンクリートが損傷した. 以上のことから, 内部鉄筋を有するコンクリート部材の接合面近傍における損傷範囲はアンカーボルトの埋込み長さによらないことがわかった.

また, 一部の試験体では荷重順序の差によりコンクリートの破壊曲面が重なっており, 特に $\phi 90-1$, $\phi 90-2$ は荷重の順番による影響を受けたことが推察される.

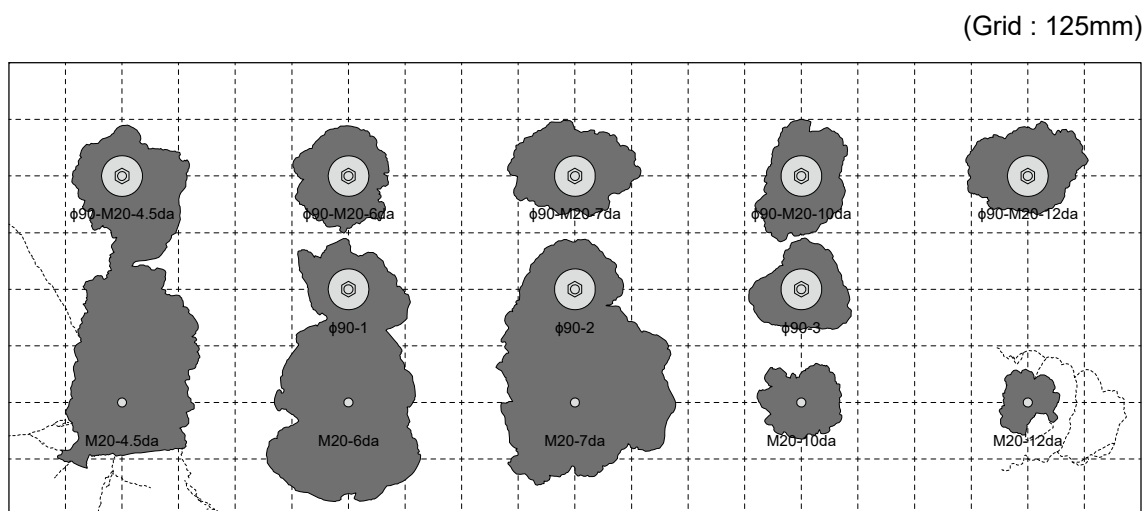


Fig.4.8 Final failure status of joint surface (1/2 scale)

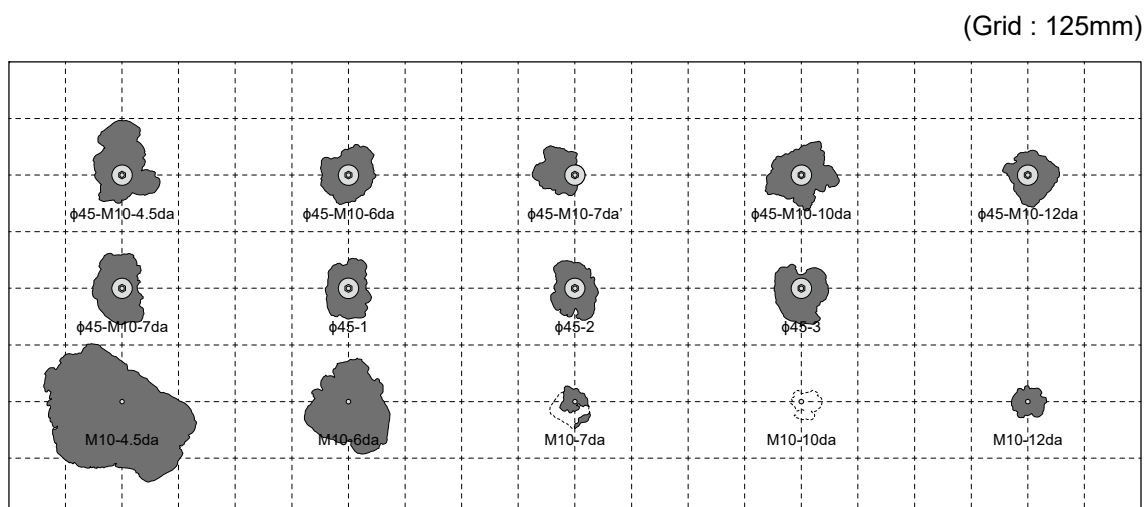


Fig.4.9 Final failure status of joint surface (1/1 scale)

4.3.3 引張力ー鉛直変位関係

各試験体の引張力ー鉛直変位関係を鋼製ディスクの有無により比較したものを Fig.4.10, 埋込み長さにより比較したものを Fig.4.11, 鋼製ディスクのみの試験体3体を比較したものを Fig.4.12, 鋼製ディスク内の接着剤充填状況により比較したものを Fig.4.13 に示す.

[鋼製ディスクの有無による比較]

Fig.4.10 より, 鋼製ディスクの有無, つまりディスク付きアンカーと通常のアンカーボルトでは, 第一折れ点に若干の差が生じるが, 初期剛性や最大耐力, 最大耐力時の鉛直変位は概ね等しいことが確認できる. したがって, ディスク付きアンカーはあと施工アンカーと同等の引張抵抗性能を有しているといえる.

[埋込み長さによる比較]

Fig.4.11 より, 各シリーズで埋込み長さが大きいほど引張耐力が大きくなる傾向が確認できる. 4.3.1 項でも示したように, $l_e=10d_a$ 以上の試験体は破壊モードがアンカーボルトの破断となるため概ね等しく, 最大耐力到達後に緩やかに耐力が低下する安定した挙動を示す. それに対して, $l_e=6d_a$ 以下の試験体は破壊モードがコンクリートのコーン状破壊やアンカーボルトの付着破壊となるため, 最大耐力到達後に急激に耐力が低下する脆性的な挙動を示す. ここで, $l_e=7d_a$ の試験体について, $\phi 90$ -M20-7da と M20-7da の破壊モードはコンクリートのコーン状破壊とアンカーボルトの付着破壊の混合破壊, $\phi 45$ -M10-7da と $\phi 45$ -M10-7da', M10-7da の破壊モードはアンカーボルトの破断となり, 破壊モードが異なる. したがって, ディスク付きアンカーに引張力を負担させる場合はあと施工アンカーと同様に $l_e=10d_a$ 以上とすることが望ましいといえる.

[鋼製ディスクのみの試験体3体の比較]

Fig.4.12 より, $\phi 45$ シリーズは試験体3体でばらつきはみられなかった. 一方, $\phi 90$ シリーズは前述の载荷順序による影響で, 他の試験体と接合面近傍のコンクリートの破壊曲面が重なったことにより, $\phi 90$ -1 と $\phi 90$ -2 の耐力が低下しており, 3体でばらつきが生じた.

[鋼製ディスク内の接着剤充填状況による比較]

Fig.4.13 より, 通常通り施工したディスク付きアンカー($\phi 45$ -M10-7da)と, 施工不良を想定して鋼製ディスク内に接着剤を充填したディスク付きアンカー($\phi 45$ -M10-7da')は, 概ね引張力ー鉛直変位関係が等しいことが確認できた. したがって, 既存コンクリートを穿孔する際に, 鋼製ディスク内のコンクリートが施工不良により削られた場合においても, その体積分の接着剤を充填することで通常に施工したディスク付きアンカーと同等の引張抵抗性能を発揮することが確認できる.

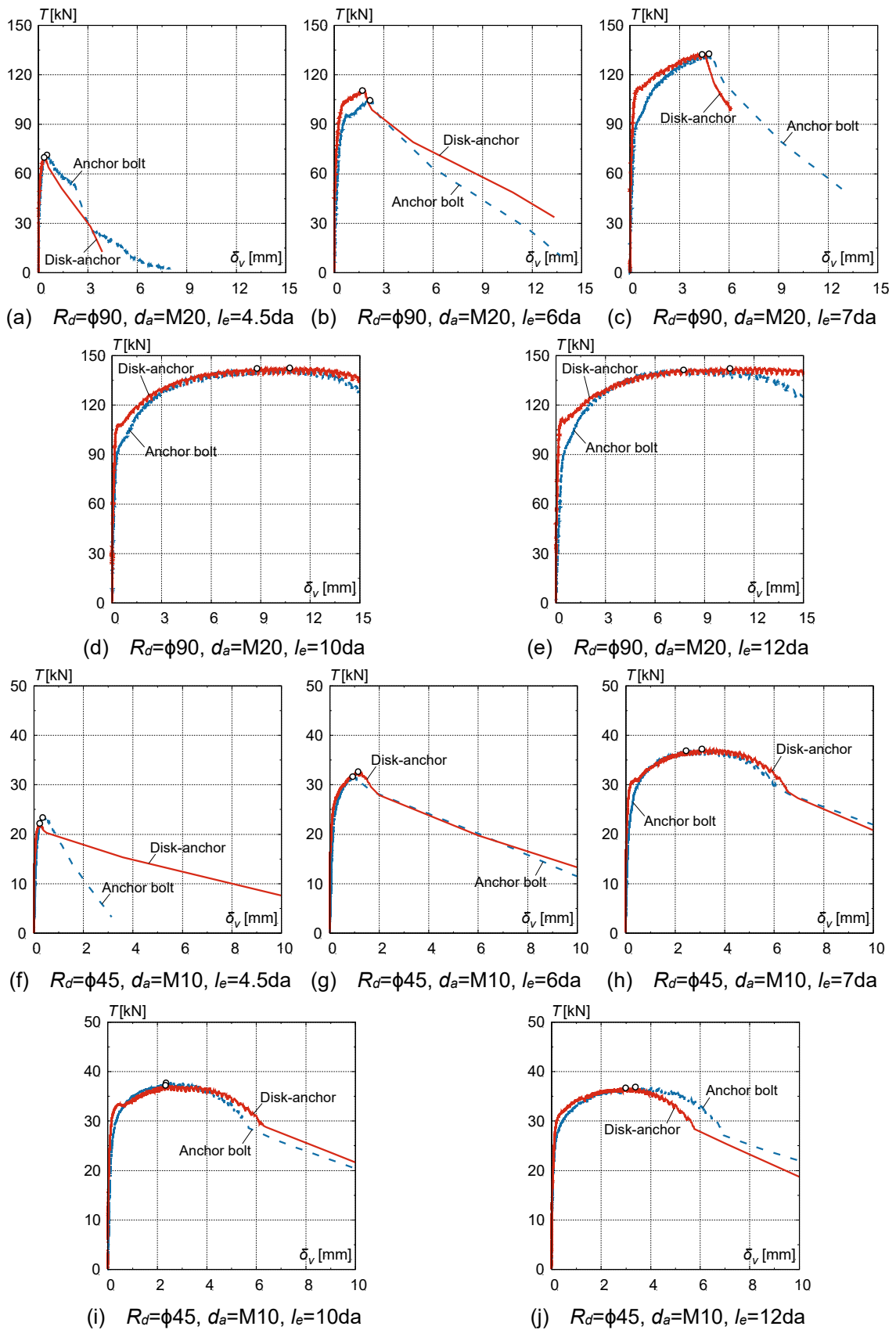


Fig.4.10 Tensile force vs. vertical displacement (Comparisons by influence of steel disk)

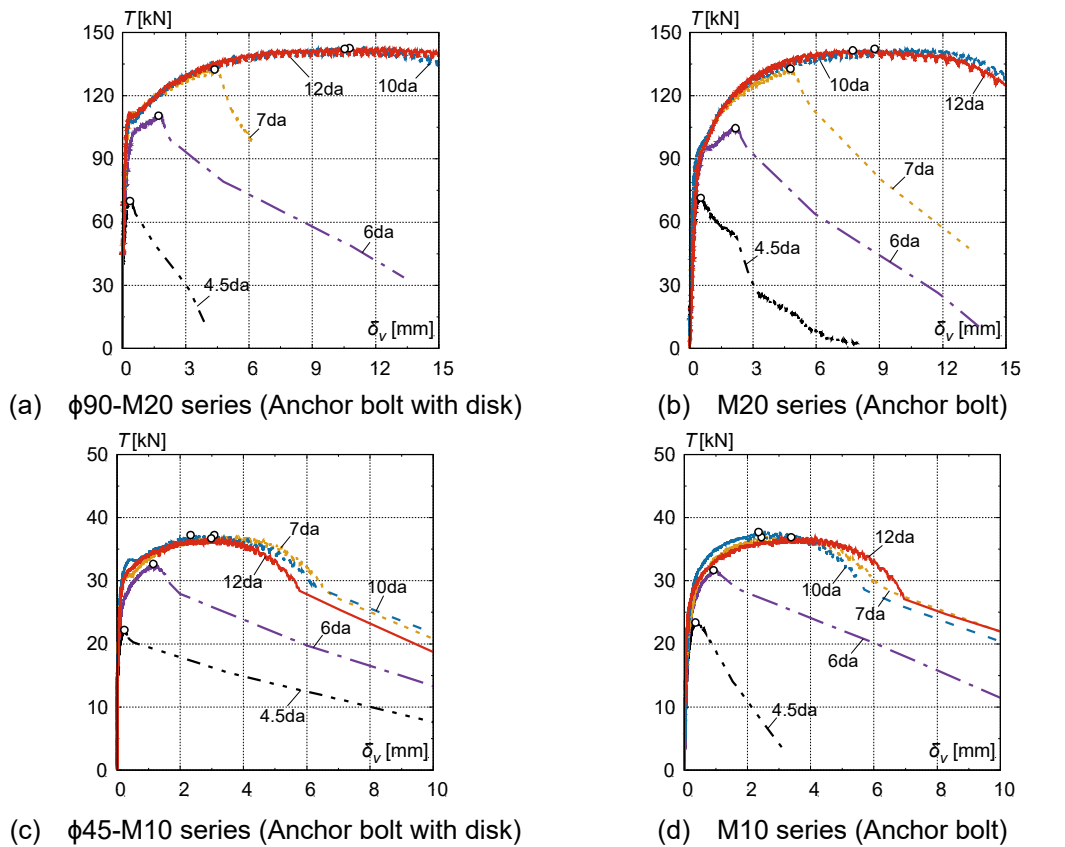


Fig.4.11 Tensile force vs. vertical displacement (Comparisons by embedded length l_e)

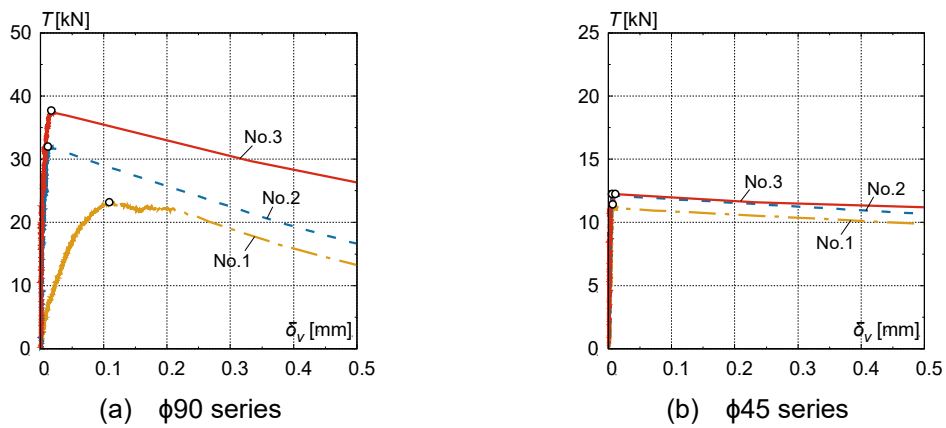


Fig.4.12 Tensile force vs. vertical displacement (Specimen of steel disk)

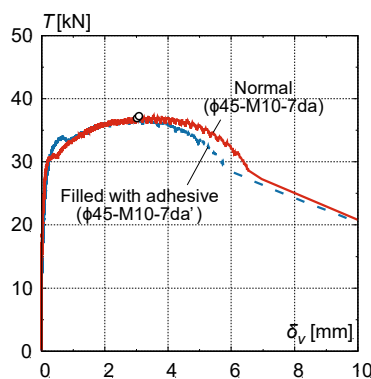


Fig.4.13 Tensile force vs. vertical displacement (Influence of adhesive filling status)

4.4 ディスク付きアンカーの引張耐力評価

本節では、各種合成構造設計指針^{4.5)}に示されている接着系アンカーボルトの引張耐力評価式を基に、ディスク付きアンカーの引張耐力を評価する。

4.4.1 現行の評価式との対応

まず、ディスク付きアンカーとアンカーボルトのみの試験体の実験結果と現行の評価式との対応を検証する。各種合成構造設計指針^{4.5)}に示されている接着系アンカーボルトの引張耐力評価式は以下のとおりである。

- ・ディスク型シヤキーの引張耐力 T_{cal}

$$T_{cal} = \min(T_1, T_3) \quad (4.1)$$

- ・アンカーボルトの母材降伏耐力 T_1

$$T_1 = \sigma_y \cdot s_c a \quad (4.2)$$

- ・アンカーボルトの付着破壊耐力 T_3

$$T_3 = \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce} \quad (4.3)$$

$$\tau_a = \alpha \cdot \tau_{bavg} \quad (4.4)$$

$$\alpha = 0.5 \left(\frac{c}{l_e} \right) + 0.5 \quad (c/l_e \leq 1), (l_e \leq 10d_a) \quad (4.5)$$

ここに、 σ_y はアンカーボルトの降伏強度[N/mm²]、 $s_c a$ はアンカーボルトの断面積[mm²]、 τ_a は接着系アンカーボルトの付着強度[N/mm²]、 d_a はアンカーボルトの径[mm]、 τ_{bavg} は接着系アンカーボルトの設計上で用いられる基本平均付着強度^{4.5)}($= 7\sqrt{\sigma_B/21}$)[N/mm²]、 α はへりあきによる付着強度の低減係数(本実験の試験体では低減無し)、 c はへりあき(本実験の試験体では全て 250mm)である。

実験値 T_{exp} および現行の評価式による計算値 T_{cal} を Table 4.4 を示す。

実験値 T_{exp} は現行の評価式による計算値 T_{cal} に対して 1.5~4.0 倍程度大きく、十分に安全側で評価できることが確認できた。また、実際に確認された破壊モードと評価式により推定される破壊モードは計 21 体のうち 13 体一致した。

Table 4.4 Correspondence with current evaluation formula

Specimen	Experimental result			Calculation result			
	T_{exp} [kN]	$\delta_v _{T_{exp}}$ [mm]	F.M. [-]	T_1 [kN]	T_3 [kN]	T_{cal} [kN]	F.M. [-]
φ90-M10-4.5da	69.9	0.35	(2)→(3)	92.1	23.4	23.4	(3)
φ90-M10-6da	110.6	1.70	(2)→(3)		37.5	37.5	(3)
φ90-M10-7da	132.5	4.37	(2)→(3)		46.8	46.8	(3)
φ90-M10-10da	142.6	10.76	(1)		74.9	74.9	(3)
φ90-M10-12da	142.3	10.53	(1)		93.6	92.1	(1)
M20-4.5da	71.5	0.52	(3)	92.1	23.4	23.4	(3)
M20-6da	104.5	2.16	(2)→(3)		37.5	37.5	(3)
M20-7da	132.8	4.79	(2)→(3)		46.8	46.8	(3)
M20-10da	142.3	8.78	(1)		74.9	74.9	(3)
M20-12da	141.5	7.73	(1)		93.6	92.1	(1)
φ45-M10-4.5da	22.2	0.23	(2)→(3)	20.4	5.7	5.7	(3)
φ45-M10-6da	32.7	1.15	(2)→(3)		9.2	9.2	(3)
φ45-M10-7da	37.2	3.08	(1)		11.5	11.5	(3)
φ45-M10-7da'	36.9	3.02	(1)				(3)
φ45-M10-10da	37.2	2.33	(1)		18.4	18.4	(3)
φ45-M10-12da	36.8	2.98	(1)		23.0	20.4	(1)
M10-4.5da	23.4	0.35	(2)	20.4	5.7	5.7	(3)
M10-6da	31.7	0.93	(2)→(3)		9.2	9.2	(3)
M10-7da	36.9	2.44	(1)		11.5	11.5	(3)
M10-10da	37.7	2.35	(1)		18.4	18.4	(3)
M10-12da	36.9	3.38	(1)		23.0	20.4	(1)

T_{exp} : Tensile strength of experiment $\delta_v|_{T_{exp}}$: Vertical displacement at T_{exp} T_{cal} : Tensile strength of calculation

T_1 : Yield strength of anchor bolt T_3 : Adhesion failure strength

F.M. : Failure mode (1)Yield of anchor bolt, (2)Cone-type failure of concrete, (3)Adhesion failure of anchor bolt

4.4.2 ディスク付きアンカーの引張耐力評価式

前項では、現行の接着系アンカーボルトの引張耐力評価式により、ディスク付きアンカーおよびアンカーボルトのみの試験体の引張耐力は十分に安全側で評価できることを示した。しかし、本実験により確認された破壊モードと評価式により推定される破壊モードが異なる試験体があった。ここでは、本実験の結果をより精度よく再現するように現行の接着系アンカーボルトの引張耐力評価式を修正し、各試験体の引張破壊メカニズムについて検証する。

まず、本実験では接合面近傍でコンクリートのコーン状破壊が確認されたことから、接着系あと施工アンカーの設計では通常扱わないコンクリートのコーン状破壊耐力について検討する。各種合成構造設計指針^{4.5)}で頭付きアンカーボルトなどに適用されるコンクリートのコーン状破壊耐力評価式を以下に示す。

・コンクリートのコーン状破壊耐力 T_2

$$T_2 = c\sigma_t \cdot A_c = 0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot A_c \quad (4.6)$$

$$c\sigma_t = 0.31\sqrt{\sigma_B} \quad (4.7)$$

$$A_c = \pi \cdot l_{ce}(l_{ce} + D) \quad (4.8)$$

ここに、 $c\sigma_t$ はコーン状破壊に対するコンクリートの引張強度[N/mm²]、 σ_B はコンクリートの圧縮強度[N/mm²]、 A_c はコーン状破壊面の有効水平投影面積[mm²]、 l_{ce} はアンカーボルトの強度算定の埋込み長さ(= $l_e - 2d_a$)[mm]、 D はアンカーボルト頭部の直径[mm](= d_a)、 τ_a は接着系アンカーボルトの付着強度[N/mm²]である。

式(4.8)は、アンカーボルトの先端(埋込み長さ l_e)から 45 度の角度でコンクリートの破壊曲面が生じる時の有効水平投影面積を表している。しかし、4.3.1 項の Photo 4.1, Photo 4.2 で示したように、本実験のディスク付きアンカーおよびアンカーボルトのみの試験体では、埋込み長さによらず接合面から $2d_a$ 程度の範囲でコンクリートのコーン状破壊が確認された。このことを踏まえて、接合面から $2d_a$ の位置より 45 度の角度でコンクリートのコーン状破壊曲面が生じると仮定した時の有効水平投影面積 A'_c をとし、式(4.9a)より算出する。

$$\begin{aligned} A'_c &= 0.5 \cdot 2\sqrt{2}d_a \cdot (2\pi \cdot 2d_a) - \pi \left(\frac{d_a}{2}\right)^2 \\ &= 4\sqrt{2}\pi d_a^2 - \frac{\pi d_a^2}{4} = \pi d_a^2 \left(4\sqrt{2} - \frac{1}{4}\right) = 5.41\pi d_a^2 \end{aligned} \quad (4.9a)$$

また、鋼製ディスクのみの試験体の場合は、鋼製ディスク底面とその縁から概ね45度の角度でコンクリートの破壊曲面が生じていたことから、式(4.9b)により算出する。

$$A'_c = \pi \cdot h_d(h_d + R_d) + \pi \left(\frac{R_d}{2}\right)^2 \quad (4.9b)$$

ここに、 h_d は鋼製ディスクの埋込み深さ[mm]、 R_d は鋼製ディスクの径[mm]である。

次に、接着系アンカーボルトの付着強度について検討する。前述のように通常の設計では $7\sqrt{\sigma_B/21}$ が用いられ、本実験の1/1スケールの試験体では 7.45N/mm^2 、1/2スケールの試験体では 7.31N/mm^2 となる。これらに対して、本実験の試験体の中で唯一破壊モードがアンカーボルトの付着破壊となったM20-4.5daの実験結果から付着強度を逆算すると 12.65N/mm^2 となり、通常的设计で用いられる付着強度より大きい結果となった。したがって、ここでは式(4.3)の接着系アンカーボルトの付着強度 τ_a を 12.65N/mm^2 として算出する。

以上の内容を考慮したコンクリートのコーン状破壊耐力を T_2' 、アンカーボルトの付着破壊耐力を T_3' とした時の計算値 T_{cal}' と実験値 T_{exp} をTable 4.5に示す。

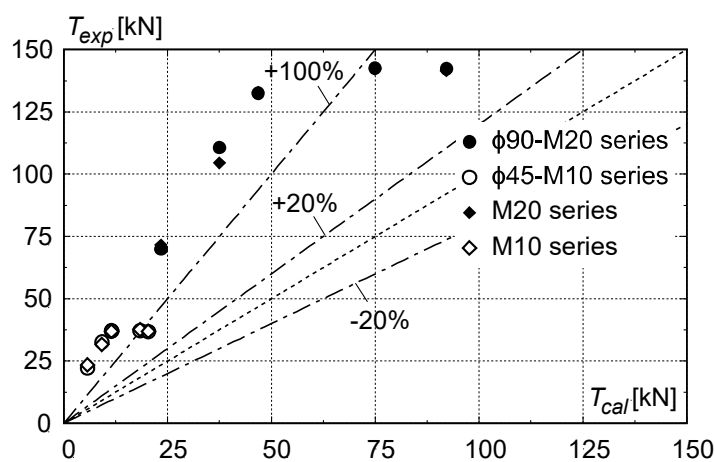
Table 4.5 Correspondence with modified evaluation formula

Specimen	Experimental result			Calculation result					
	T_{exp} [kN]	$\delta_{v T_{exp}}$ [mm]	F.M. [-]	T_1 [kN]	T_2' [kN]	T_3' [kN]	T_{cal}' [kN]	F.M. [-]	
φ90-M10-4.5da	69.9	0.35	(2)→(3)	92.1	14.4	39.7	39.7	(3)	
φ90-M10-6da	110.6	1.70	(2)→(3)			63.6	63.6	(3)	
φ90-M10-7da	132.5	4.37	(2)→(3)			79.5	79.5	(3)	
φ90-M10-10da	142.6	10.76	(1)			127.2	92.1	(1)	
φ90-M10-12da	142.3	10.53	(1)			159.0		(1)	
M20-4.5da	71.5	0.52	(3)	92.1	14.4	39.7	39.7	(3)	
M20-6da	104.5	2.16	(2)→(3)			63.6	63.6	(3)	
M20-7da	132.8	4.79	(2)→(3)			79.5	79.5	(3)	
M20-10da	142.3	8.78	(1)			127.2	92.1	(1)	
M20-12da	141.5	7.73	(1)			159.0		(1)	
φ45-M10-4.5da	22.2	0.23	(2)→(3)	20.4	3.4	9.9	9.9	(3)	
φ45-M10-6da	32.7	1.15	(2)→(3)			15.9	15.9	(3)	
φ45-M10-7da	37.2	3.08	(1)			19.9	19.9	(3)	
φ45-M10-7da'	36.9	3.02	(1)			20.4	39.7	(3)	
φ45-M10-10da	37.2	2.33	(1)					31.8	(1)
φ45-M10-12da	36.8	2.98	(1)					39.7	(1)
M10-4.5da	23.4	0.35	(2)	20.4	3.4	9.9	9.9	(3)	
M10-6da	31.7	0.93	(2)→(3)			15.9	15.9	(3)	
M10-7da	36.9	2.44	(1)			19.9	19.9	(3)	
M10-10da	37.7	2.35	(1)			31.8	20.4	(1)	
M10-12da	36.9	3.38	(1)			39.7		(1)	
φ90-1	23.2	0.11	(2)	-	27.3	-	27.3	(2)	
φ90-2	32.0	0.01	(2)					(2)	
φ90-3	37.7	0.02	(2)					(2)	
φ45-1	11.4	0.01	(2)	-	6.5	-	6.5	(2)	
φ45-2	12.3	0.01	(2)					(2)	
φ45-3	12.3	0.01	(2)					(2)	

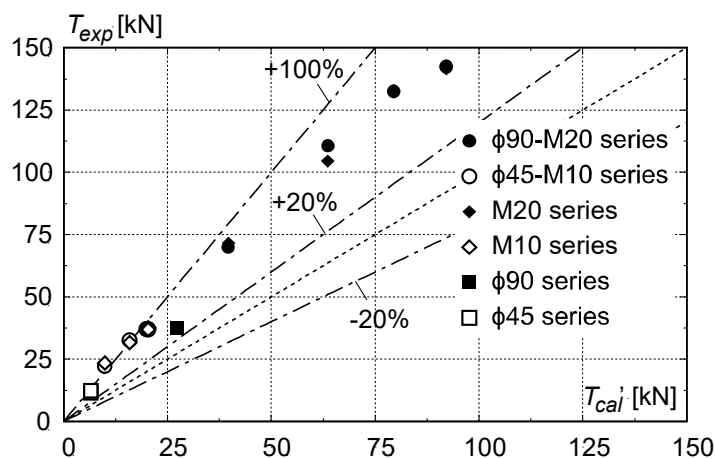
T_{exp} : Tensile strength of experiment $\delta_{v|T_{exp}}$: Vertical displacement at T_{exp} T_{cal}' : Tensile strength of calculation
 T_1 : Yield strength of anchor bolt T_2' : Cone-type failure strength T_3' : Adhesion failure strength
 F.M. : Failure mode (1)Yield of anchor bolt, (2)Cone-type failure of concrete, (3)Adhesion failure of anchor bolt

Table 4.5 より, 全試験体においてコンクリートのコーン状破壊耐力 T_2' が最も低くなることがわかる. したがって, 全試験体ともコンクリートのコーン状破壊耐力 T_2' に達した後に, アンカーボルトの降伏耐力 T_1 またはアンカーボルトの付着破壊耐力 T_3' の小さい方に破壊モードが移行することが推察される.

現行の評価式と修正した評価式の精度を比較したものを Fig.4.14 に示す. Fig.4.14 より, 現行の評価式は+50%~300%程度の精度で実験値を評価するのに対して, 修正した評価式では+20%~100%程度の精度で実験値を評価する. また, 実際に確認された破壊モードと修正した評価式により推定される破壊モードは計27体のうち23体一致する. 以上のように, 修正した評価式を用いることで, ディスク付きアンカー, アンカーボルト, 鋼製ディスクの引張耐力および破壊モードを精度良く評価することができる.



(a) Current evaluation formula



(b) Modified evaluation formula

Fig.4.14 Accuracy of evaluation formulas

4.5 引張力とせん断力を与えた要素実験の概要

4.5.1 試験体概要

試験体の詳細を Fig.4.15 に示す。試験体の製作に関して、まず既存側のコンクリートを打設し、脱型後に湿式コアドリルを用いてディスク付きアンカーを設置するための孔を穿孔した。十分に乾燥させた後にエポキシ系の接着剤を注入し、ディスク付きアンカーを設置した。その後、接合面にグリスを塗布し、新設側の補強鉄筋および頭付きスタッドを溶接した鋼板を設置して、新設側のコンクリートを打設した。この鋼板の中心にはボルト孔を設け、接続ボルトを通してディスク付きアンカーに直接引張力を与えられるようにした。実際の接合面ではディスク付きアンカーの引張応力に加えて、接合面の固着による垂直応力により引張力に抵抗すると想定されるが、本実験ではまず一定引張応力下におけるディスク付きアンカーの純粋な力学的挙動を把握するために、接合面の固着などによる影響が極力生じないように配慮した。なお、本実験の試験体は実大スケールの $\phi 90$ シリーズと 1/2 スケールの $\phi 45$ シリーズがあり、 $\phi 90$ シリーズは鋼製ディスクの径 R_d が 90mm、アンカーボルトの径 d_a が 20mm であり、 $\phi 45$ シリーズは R_d が 45mm、 d_a が 10mm である。鋼製ディスクの埋込み深さ h_d については、 $\phi 90$ シリーズは 19mm、 $\phi 45$ シリーズは 9.5mm とした。また、各鉄筋のかぶり厚さについては、 $\phi 90$ シリーズは 30mm、 $\phi 45$ シリーズは 15mm(側面は 20mm) とした。ディスク付きアンカーによる接合部のせん断伝達機構は、コンクリートの支圧抵抗が大きいと想定されるため、鋼製ディスクの埋込み深さおよび接合面のかぶり厚さを $\phi 90$ シリーズに対して $\phi 45$ シリーズは 1/2 とした。

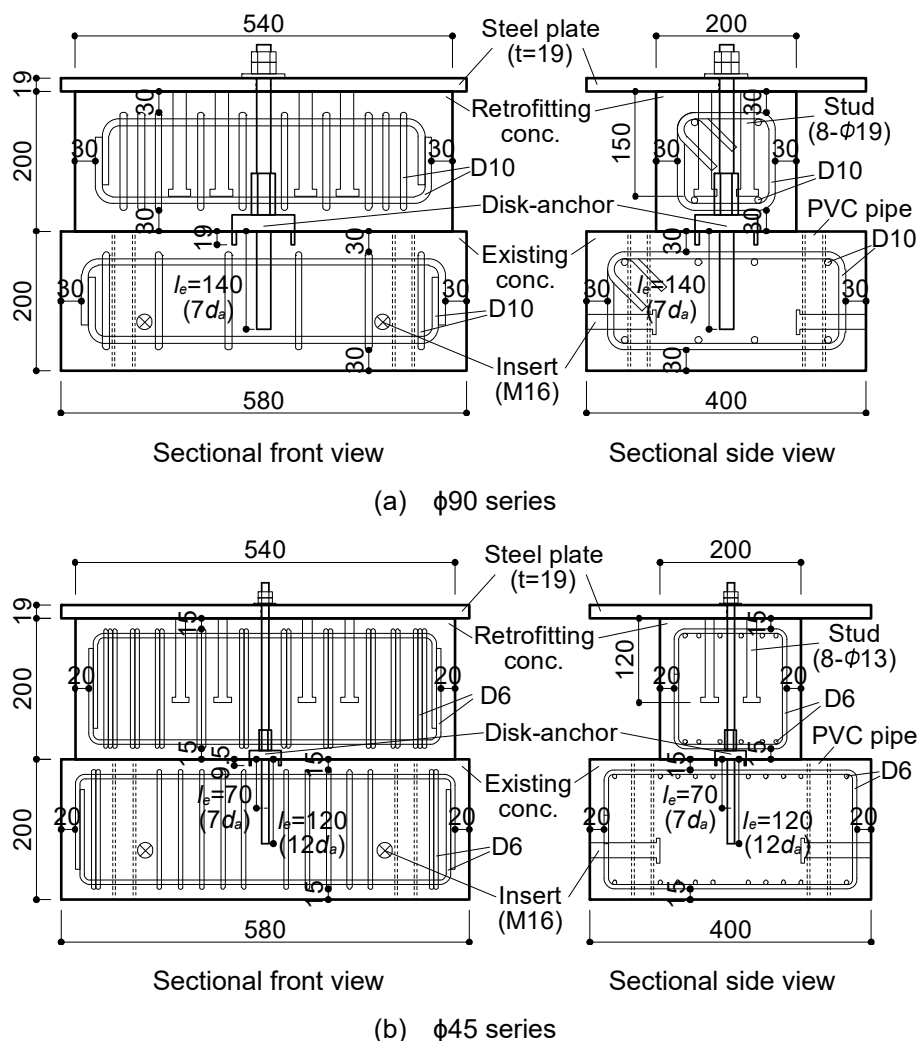


Fig.4.15 Details of specimens (unit : [mm])

4.5.2 試験体パラメータ

試験体パラメータを Table 4.6, コンクリートの材料諸元を Table 4.7, 鋼材の材料諸元を Table 4.8 に示す. 試験体は鋼製ディスクの径 R_d とアンカーボルトの埋込み長さ l_e , 引張軸力比 η' をパラメータとして計 8 体とした. なお, 試験体名は鋼製ディスクの径, アンカーボルトの埋込み長さ, 引張軸力比の順に表している. また, コンクリートの設計基準強度は全試験体共通で, 既存側は $F_c=21$, 新設側は $F_c=36$ とした. ここで, 引張軸力比 η' とはディスク付きアンカーの引張耐力に対する導入軸力の比である.

Table 4.6 Parameters of specimen

Specimen	R_d [mm]	d_a [mm]	l_e [mm]	η' [-]
$\phi 90-7da-0$	90	20 (M20)	140 ($7d_a$)	0
$\phi 90-7da-0.25$				0.25
$\phi 90-7da-0.5$				0.5
$\phi 45-7da-0$	45	10 (M10)	70 ($7d_a$)	0
$\phi 45-7da-0.25$				0.25
$\phi 45-7da-0.5$				0.5
$\phi 45-12da-0$			120 ($12d_a$)	0
$\phi 45-12da-0.5$	0.5			

R_d : Diameter of steel disk

d_a : Diameter of anchor bolt

l_e : Embedded length of anchor bolt

η' : Tensile force ratio

Table 4.7 Material properties of concrete

(a) Existing part

Series	F_c [N/mm ²]	σ_B [N/mm ²]	ε_c [μ]	E_c [N/mm ²]	σ_t [N/mm ²]
$\phi 90$ series	21	30.1	2,240	26,800	2.19
$\phi 45$ series		27.1	1,990	27,900	2.21

(b) Retrofitting part

Series	F_c' [N/mm ²]	σ_B' [N/mm ²]	ε_c' [μ]	E_c' [N/mm ²]	σ_t' [N/mm ²]
$\phi 90$ series	36	43.8	2,170	34,900	3.58
$\phi 45$ series		46.4	2,250	34,500	3.82

F_c, F_c' : Design strength

σ_B, σ_B' : Compressive strength

$\varepsilon_c, \varepsilon_c'$: Strain at compressive strength

E_c, E_c' : Young's modulus

σ_t, σ_t' : Tensile strength

Table 4.8 Material properties of steel

Type of steel	σ_y [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]	ε_y [μ]	E_s [N/mm ²]	EL [%]
M20 (for $\phi 90$ series)	392	558	3,990	201,000	15.3
M10 (for $\phi 45$ series)	336	524	3,850	184,000	14.9
D10 (for $\phi 90$ series)	368	527	2,360	201,000	27.7
D6 (for $\phi 45$ series)	299	421	3,830	171,000	15.7

σ_y : Yield strength

σ_u : Ultimate strength

ε_y : Strain at yield strength

E_s : Young's modulus

EL : Elongation after fracture

ディスク付きアンカーの引張耐力および導入軸力を Table 4.9 に示す。ディスク付きアンカーの引張耐力は、Table 4.6~Table 4.8 と文献 4.5)を基にアンカーボルトの母材降伏耐力 T_1 、コンクリートのコーン状破壊耐力 T_2 、アンカーボルトの付着破壊耐力 T_3 を算出し、その最小値 T_{min} とした。そして、引張軸力比 η' を T_{min} に乗じて導入軸力 T_η を決定した。以下に各引張耐力の算出式を示す。

・ディスク付きアンカーの引張耐力 T_{min}

$$T_{min} = \min(T_1, T_2, T_3) \quad (4.10)$$

・アンカーボルトの母材降伏耐力 T_1

$$T_1 = \sigma_y \cdot s_c a \quad (4.11)$$

・コンクリートのコーン状破壊耐力 T_2

$$T_2 = c\sigma_t \cdot A_c = 0.31\sqrt{\sigma_B} \cdot A_c \quad (4.12)$$

$$c\sigma_t = 0.31\sqrt{\sigma_B} \quad (4.13)$$

$$A_c = \pi \cdot l_{ce}(l_{ce} + D) \quad (4.14)$$

・アンカーボルトの付着破壊耐力 T_3

$$T_3 = \tau_a \cdot \pi \cdot d_a \cdot l_{ce} \quad (4.15)$$

$$\tau_a = \alpha \cdot \tau_{bavg} \quad (4.16)$$

$$\alpha = 0.5 \left(\frac{c}{l_e} \right) + 0.5 \quad (c/l_e \leq 1), (l_e \leq 10d_a) \quad (4.17)$$

ここに、 σ_y はアンカーボルトの降伏強度[N/mm²]、 $s_c a$ はアンカーボルトの断面積[mm²](後述する溝加工後の有効断面積を算出し、M20 は 227.88mm²、M10 は 54.32mm² とした)、 $c\sigma_t$ はコーン状破壊に対するコンクリートの引張強度[N/mm²]、 σ_B はコンクリートの圧縮強度[N/mm²]、 A_c はコーン状破壊面の有効水平投影面積[mm²]、 l_{ce} はアンカーボルトの強度算定用の埋込み長さ(= l_e)[mm]、 D はアンカーボルト頭部の直径[mm]、 τ_a は接着系アンカーボルトの付着強度[N/mm²]、 τ_{bavg} は接着系アンカーボルトの設計上で用いられる基本平均付着強度^{4.5)}(= $7\sqrt{\sigma_B/21}$)[N/mm²]、 α はへりあきによる付着強度の低減係数($\phi 90$ シリーズは 0.86、 $\phi 45$ シリーズは低減なし)、 c はへりあき(本実験の試験体では全て 100mm)である。

本実験では、 $l_e=7d_a$ の試験体シリーズはアンカーボルトの付着破壊耐力 T_3 、 $l_e=12d_a$ の試験体シリーズはアンカーボルトの降伏耐力 T_1 で引張耐力 T_{min} がそれぞれ決まり、埋込み長さに応じて想定される引張破壊モードが異なるように設計した。

文献 4.5)では、接着剤の充填不足やコンクリートの支圧力などにより、接合面付近の付着力が喪失することを考慮して、付着破壊耐力を算出する際の強度算定用の埋込み長さを、有効埋込み

長さ l_e から $2d_a$ 差し引くこととされている。しかし、本実験では安全側にせん断耐力を評価するために、より大きな引張軸力が導入されるように、 $l_{ce}=l_e$ として引張耐力を算定した。

Table 4.9 Tensile strength and applied tensile force

Specimen	T_1 [kN]	T_2 [kN]	T_3 [kN]	T_{min} [kN]	η' [-]	T_η [kN]
$\phi 90-7da-0$	89.3	119.6	63.1	63.1	0	0
$\phi 90-7da-0.25$					0.25	15.8
$\phi 90-7da-0.5$					0.5	31.6
$\phi 45-7da-0$	18.3	28.4	17.5	17.5	0	0
$\phi 45-7da-0.25$					0.25	4.4
$\phi 45-7da-0.5$					0.5	8.7
$\phi 45-12da-0$	18.3	79.0	30.0	18.3	0	0
$\phi 45-12da-0.5$					0.5	9.1

T_1 : Yield strength of anchor bolt T_2 : Cone-type failure strength T_3 : Adhesion failure strength
 T_{min} : Tensile strength of joint η' : Tensile force ratio T_η : Applied tensile force

4.5.3 荷方法

荷装置を Fig.4.16 に示す。試験体はボルトでフレームの土台治具に緊結した。接合面の高さで左右に油圧ジャッキを取付け、コの字型の加力ビームを介して、左右のどちらか一方から押すことで繰り返しせん断力を与えた。油圧ジャッキの先端には球座を取付けており、さらに球座とコの字型加力ビームの間はテフロンシートを介すことで、試験体の鉛直方向の変形を拘束しないように配慮した。また、鉛直方向にセンターホールジャッキを取付け、コの字型加力ビームの上端に取付けたリニアレール上のロードセルと PC 鋼棒で接続した。コの字型加力ビームの上部には平行クランクを取付け、コの字型加力ビームの平行を保持した。そして、コの字型加力ビームや平行クランク等の自重による影響を除去し、さらに引張力を与える試験体には所定の引張力を一定に与えながらせん断力を与えた。

荷は既存コンクリートと新設コンクリートの相対水平変位 δ_i で制御し、Fig.4.17 に示す荷サイクルで荷した。 $\delta_i=\pm 6\text{mm}$ の 2 回目以降は正側 $\delta_i=+10\text{mm}$ まで荷して終了した。

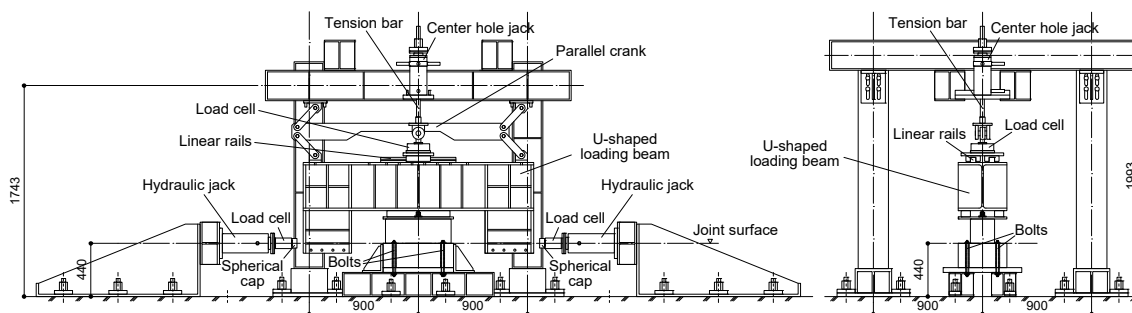


Fig.4.16 Loading setup (unit : [mm])

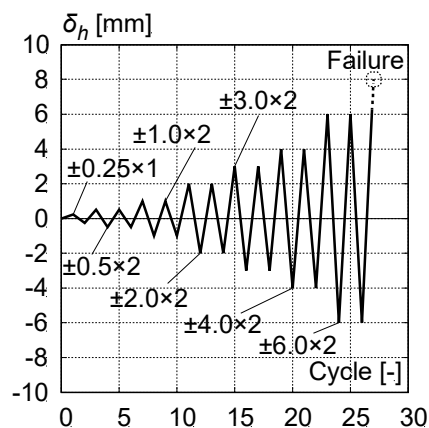


Fig.4.17 Loading cycle

4.5.4 計測計画

変位計の取付け位置を Fig.4.18 に示す. 既存コンクリートと新設コンクリートの相対水平変位と相対鉛直変位をそれぞれ二箇所計測し, それらの平均値を δ_h , δ_v とした.

ひずみゲージの貼付け位置を Fig.4.19 に示す. アンカーボルトにはひずみゲージを貼付するための溝を上端から下端まで通して加工した. ひずみゲージは接合面から既存側に $2d_a$, $4d_a$, $6d_a$ の位置と, 新設側に $5d_a$, $7d_a$ の位置で両側に貼付し, 各点のひずみを計測した.

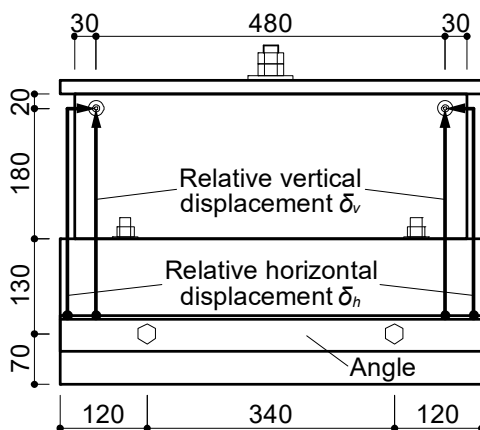


Fig.4.18 Mounting position of displacement gauge (unit : [mm])

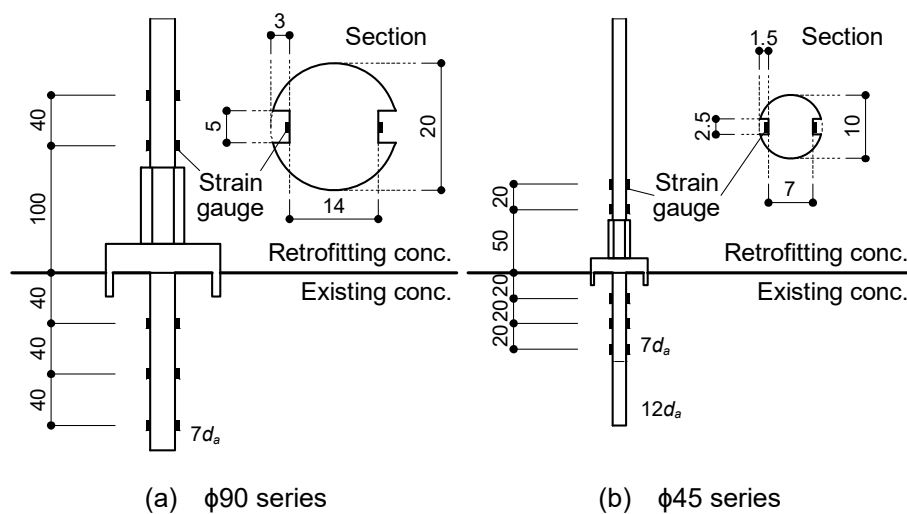


Fig.4.19 Sticking position of strain gauge (unit : [mm])

4.6 引張力とせん断力を与えた要素実験の結果

4.6.1 最終破壊状況

本項では、載荷終了後の最終破壊状況について示す。実験終了後に新設部分を引き抜き、接合面近傍のコンクリートおよび、ディスク付きアンカーの損傷状況を観察した。Photo 4.3 に $\phi 90$ -7da-0.25, Photo 4.4 に $\phi 45$ -7da-0, Photo 4.5 に $\phi 45$ -12da-0.5 の最終破壊状況を示す。

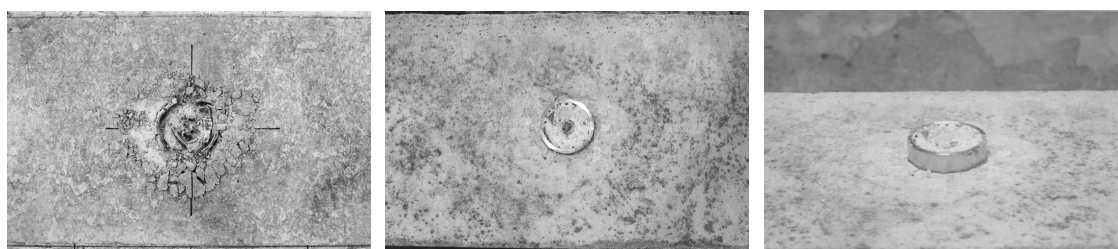
接合面近傍のコンクリートの損傷状況を観察すると、いずれの試験体も新設側に比べて既存側の損傷が大きく、Photo 4.3(a), Photo 4.4(a), Photo 4.5(a)のように鋼製ディスクの中心から正負ともに $1.5R_d$ 程度の範囲で放射状に圧壊していることを確認した。新設側に関しては、 $\phi 90$ シリーズは損傷がみられ、特に Photo 4.3(b)の $\phi 90$ -7da-0.25 は最も新設側が損傷した。 $\phi 45$ シリーズについてはいずれの試験体も新設部の損傷は殆どみられなかった。また、鋼製ディスク周辺の接着剤については、全試験体とも外側には付着しておらず、鋼製ディスクの界面で付着すべりが生じたと推察される。一方、内側はコンクリートが充填しており、接着剤の付着は切れていなかった。

ディスク付きアンカーのアンカーボルト部分を観察すると、 $\phi 90$ シリーズは Photo 4.3(c)のように、3 体ともダボ変形による残留変形が確認できた。また接着剤はアンカーボルトの周囲に付着しており、コンクリートとの界面で付着すべりが生じたことが推察される。一方で、 $\phi 45$ シリーズはいずれの試験体も、Photo 4.4(c), Photo 4.5(c)に示すようにアンカーボルトが鋼製ディスクの底面付近で破断した。載荷中に明確に破断したことを確認できなかったため、破断したサイクルは定かではないが、 $\phi 45$ シリーズにおいても Photo 4.4(c), Photo 4.5(c)のようにダボ変形による残留変形が確認できたことから、繰り返しせん断力を与えたことにより破断したと推察される。



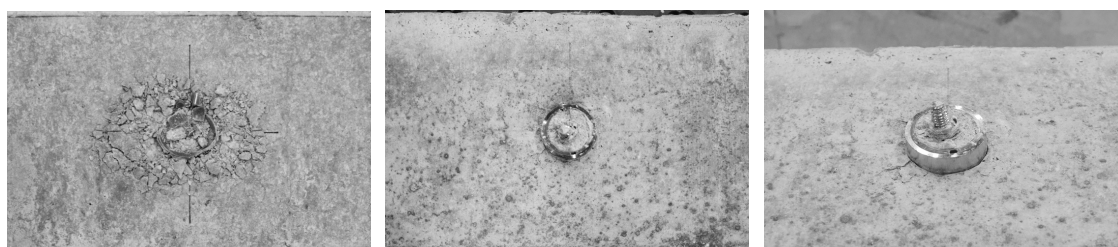
(a) Existing concrete (b) Retrofitting concrete (c) Disk-anchor

Photo 4.3 Final failure status (φ90-7da-0.25)



(a) Existing concrete (b) Retrofitting concrete (c) Disk-anchor

Photo 4.4 Final failure status (φ45-7da-0)



(a) Existing concrete (b) Retrofitting concrete (c) Disk-anchor

Photo 4.5 Final failure status (φ45-12da-0.5)

4.6.2 せん断力—相対水平変位関係

実験結果を Table 4.10, せん断力 Q —相対水平変位 δ_h 関係を Fig.4.20 に示す. 図中には後述する現行の設計用せん断耐力評価式^{4.2)}により算出した設計用せん断耐力 Q_{jd} を併せて示す. また, 図中の丸印は正側および負側のそれぞれで最大せん断耐力 Q_{exp} を発揮した点を示している. ここで, 試験体 φ90-7da-0 については, 本載荷前に軸力等の調整を行なったため, 結果として余分な載荷を行なったことで, 正側の耐力が負側の耐力よりも小さくなる結果となった. そのため, 本節および 4.7 節において, φ90-7da-0 については負側の最大せん断耐力時について記述する.

φ90-7da-0 を除いた 7 体に着目すると, Fig.4.20 より引張力を与えていない $\eta'=0$ の試験体である φ45-7da-0, φ45-12da-0 の 2 体のせん断耐力 Q_{exp} は設計用せん断耐力 Q_{jd} と概ね等しく, 引張力を与えた $\eta'=0.25, 0.5$ の φ90-7da-0.25, φ90-7da-0.5, φ45-7da-0.25, φ45-7da-0.5, φ45-12da-0.5 の 5 体は Q_{jd} を下回り, 全試験体とも終局せん断耐力 Q_{disk} を下回った. ここで, 現行の評価式^{4.2)}の

詳細については4.7節で述べるが、現行の評価式では実験値のばらつきの下限値を $0.8Q_{disk}$ で評価できることから設計用せん断耐力 $Q_{jd}=0.8Q_{disk}$ とされている。また、文献4.2)では内付け耐震補強への適用を想定して架構実験と接合部実験が行われており、先に行われた架構実験の結果より、接合面の目開き量が相対水平変位の1/2である傾向があったことから、後に行われた現行のせん断耐力評価式の基である接合部実験では $\delta_v=0.5\delta_h$ となるように鉛直軸力が制御された。文献4.2)によれば、その結果として接合面に 0.4N/mm^2 程度の圧縮応力度が概ね一定に生じていたとされている。以上のことから、本実験における引張軸力を与えていない $\eta=0$ の3体が Q_{jd} よりもやや低めの耐力となっている要因は、鉛直方向の载荷条件の違いによるものであると推察される。

$\phi 45-7da-0$ と $\phi 45-12da-0$ 、 $\phi 45-7da-0.5$ と $\phi 45-12da-0.5$ を比較すると、埋込み長さが $l_e=7d_a$ の試験体では、正側の耐力に対して負側の耐力が低くなる傾向にある。一方、埋込み長さが $l_e=12d_a$ の試験体では、正側と負側の耐力に大きな差はみられず、正負で概ね等しい耐力を発揮する挙動を示した。

Fig.4.20(d),(h),(k)に着目して各試験体シリーズの包絡線を比較すると、引張軸力が大きくなるほどせん断耐力および剛性が低下していることがわかる。しかし、最大耐力時の相対水平変位 $\delta_h|_{Q_{exp}}$ については、本実験で行なった $\eta=0\sim 0.5$ の範囲においては、文献4.4)に示されている外付け耐震補強接合部におけるずれ変形量の許容値2mm以内であった。

Table 4.10 Experimental results

Specimen	Q_{exp} [kN]	Q_{disk} [kN]	Q_{exp}/Q_{disk} [-]	$\delta_h _{Q_{exp}}$ [mm]	$\delta_v _{Q_{exp}}$ [mm]
$\phi 90-7da-0$	-201.9	289.1	0.70	-1.81	1.53
$\phi 90-7da-0.25$	184.7		0.64	1.91	1.71
$\phi 90-7da-0.5$	164.7		0.57	1.95	1.72
$\phi 45-7da-0$	54.1	70.0	0.77	0.78	0.68
$\phi 45-7da-0.25$	48.9		0.70	1.62	1.41
$\phi 45-7da-0.5$	44.4		0.63	1.73	1.56
$\phi 45-12da-0$	53.9		0.77	0.86	0.63
$\phi 45-12da-0.5$	42.3		0.60	1.42	1.35

Q_{exp} : Shear strength of experimental result

Q_{disk} : Ultimate shear strength by evaluation formula

Q_{exp}/Q_{disk} : Reduction ratio of shear strength

$\delta_h|_{Q_{exp}}$: Relative horizontal displacement at shear strength

$\delta_v|_{Q_{exp}}$: Relative vertical displacement at shear strength

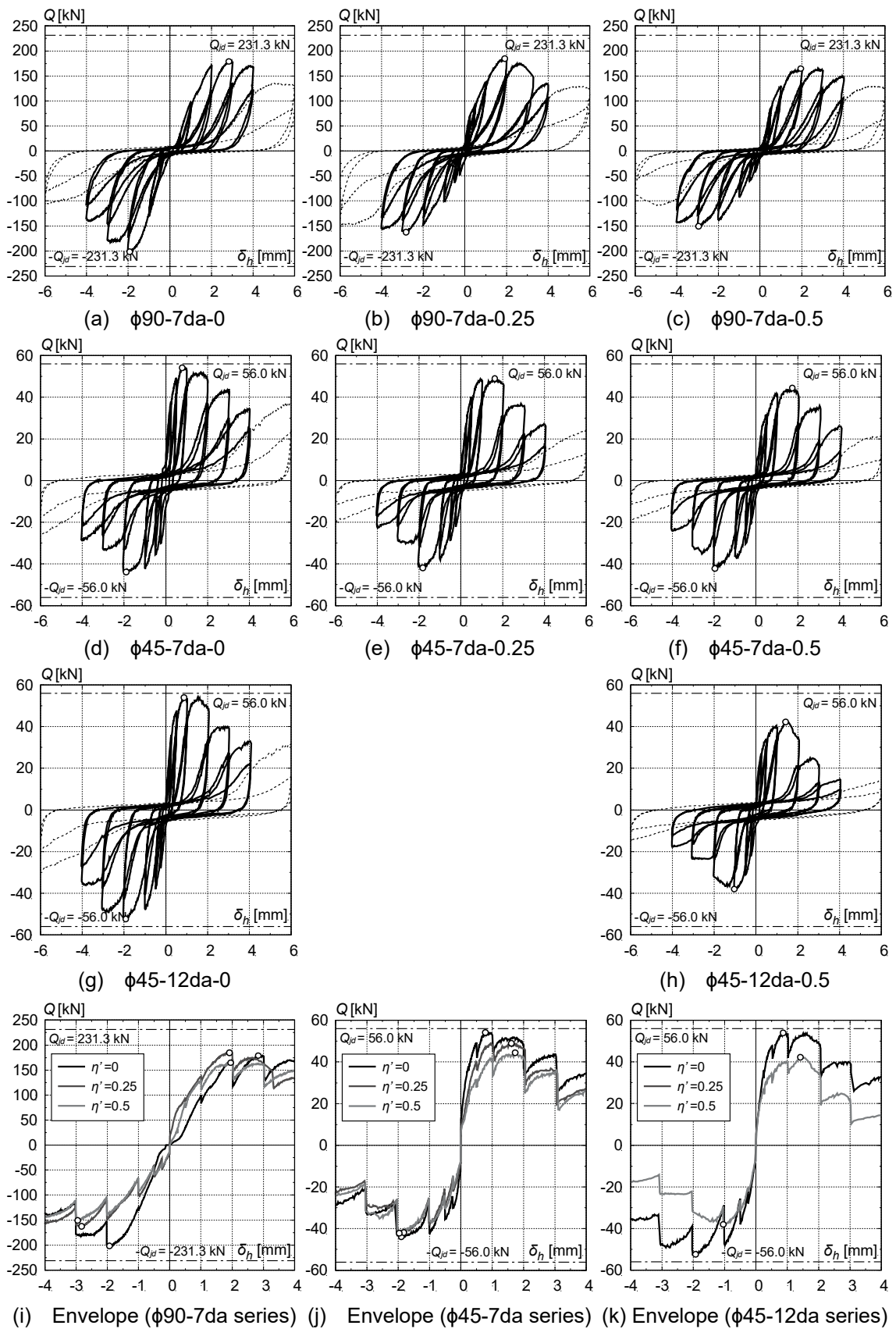


Fig.4.20 Shear force vs. relative horizontal displacement

4.6.3 相対鉛直変位—相対水平変位関係

相対鉛直変位 δ_v —相対水平変位 δ_h 関係を Fig.4.21 に示す。Fig. 4.20 と同様に正側および負側のそれぞれで最大せん断耐力 Q_{exp} を発揮した点を丸印で示す。

まず $\eta'=0$ の $\phi 90-7da-0$, $\phi 45-7da-0$, $\phi 45-12da-0$ の3体に着目する。文献 4.2)で行われた内付け耐震補強への適用を想定した架構実験では $\delta_v=0.5\delta_h$ となる傾向があったのに対して、本実験の $\eta'=0$ の3体はせん断耐力 Q_{exp} 時の相対鉛直変位 $\delta_v|_{Q_{exp}}$ が $\delta_v=0.5\delta_h$ の直線よりも大きくなる傾向にある。つまり、外付け耐震補強にディスク付きアンカーを適用する際に引張力負担用アンカーを配置しなければ、引張力が作用していなくても内付け耐震補強に適用する場合に比べて鋼製ディスクが抜け出ることを示唆しており、コンクリートの支圧抵抗が小さくなることでせん断耐力が低下すると考えられる。

次に、引張力を与えた $\eta'=0.25$ の $\phi 90-7da-0.25$ や $\phi 45-7da-0.25$ をみると、 $\delta_v=0.75\delta_h$ 程度の増加量で相対鉛直変位が大きくなる傾向がある。さらに引張力を与えた $\eta'=0.5$ の $\phi 90-7da-0.5$ と $\phi 45-7da-0.5$ では、 $\delta_v=\delta_h$ 程度の増加量で相対鉛直変位が大きくなる傾向がある。しかし、埋込み長さが $l_e=12d_a$ の $\phi 45-12da-0.5$ は、 $l_e=7d_a$ の $\phi 45-7da-0.5$ と比較すると相対鉛直変位は小さくなり、 $\delta_v|_{Q_{exp}}$ で比較すると 14%程度小さくなる。

相対鉛直変位の推移に着目すると、 $\eta'=0$ の場合では正載荷時に相対鉛直変位 δ_v が大きくなり、除荷時に δ_v は小さくなるが残留変位が生じる。その後の負載荷時では正載荷時と同程度の δ_v が生じ、その後の正載荷ではさらに δ_v が増加していく傾向にある。一方、引張力を与えた $\eta'=0.25$, 0.5 の場合では、まず正載荷時に相対鉛直変位 δ_v が同様に大きくなり、除荷時に δ_v は小さくなるものの $\eta'=0$ の場合に比べて大きく残留変位が生じるか、または除荷時にも δ_v が増加する傾向があり、負載荷時ではさらに δ_v が大きくなる。その後の正載荷では δ_v は殆ど増加しない挙動を示し、推移に違いがみられた。

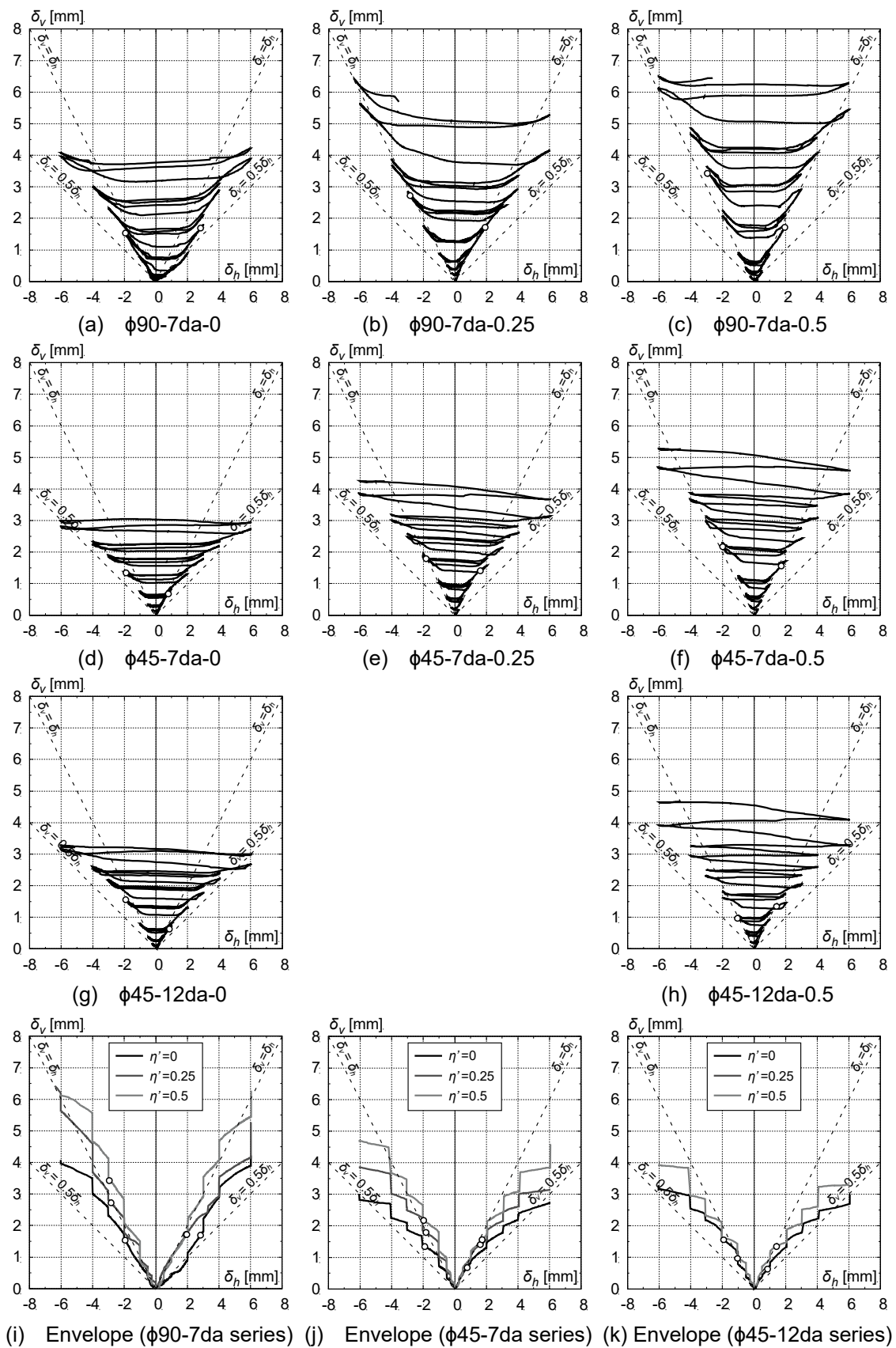


Fig.4.21 Relative vertical displacement vs. relative horizontal displacement

4.6.4 アンカーボルトの曲率分布

せん断力を受けるディスク付きアンカーは Fig.4.22 のように変形すると想定される。

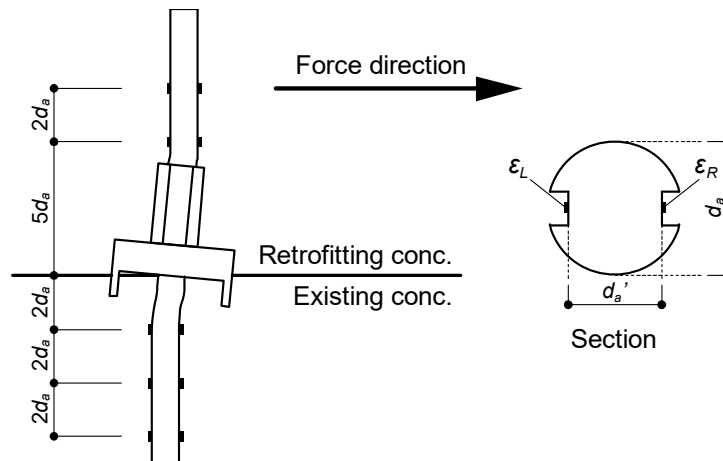


Fig.4.22 Deformation of disk-anchor

そこで Fig.4.19 で示した位置に貼付したひずみゲージのひずみ値から曲率 ϕ を求め、アンカーボルトの曲率分布を Fig.4.23 に示す。曲率は以下の式(4.18)より算出した。

$$\phi = (\varepsilon_L - \varepsilon_R)/d_a' \quad (4.18)$$

ここに、 ϕ は曲率[μ/mm]、 $\varepsilon_L, \varepsilon_R$ はアンカーボルトに貼付したひずみゲージのひずみ[μ]、 d_a' はアンカーボルトの径(溝加工後)[mm]である。

ここでは、 $\delta_h = \pm 0.25, 0.5, 1.0, 2.0\text{mm}$ (1回目)時と $\pm Q_{exp}$ 時の曲率分布を求めた。鋼製ディスクと高ナットの区間についてはひずみゲージの貼付けが困難であったため計測していないが、第3章で述べたように、内付け耐震補強用のディスク付きアンカーの3次元 FEM 解析の結果^{4.6,4.7}より殆ど曲率が生じないことを確認している。

また、 $\varepsilon_L, \varepsilon_R$ が同時に降伏ひずみ ε_y に達した時の曲率 ϕ_y を式(4.19)より求め、Fig.4.23 中に併せて示している。降伏後(ϕ_y 以降)の曲率については、残留ひずみによる影響などが生じると考えられるため、ここでは参考値として鎖線で示す。

$$\phi_y = 2\varepsilon_y/d_a' \quad (4.19)$$

ここに、 ϕ_y は $\varepsilon_L, \varepsilon_R$ が ε_y に達した時の曲率[μ/mm]、 ε_y はアンカーボルトの降伏ひずみ[μ]、 d_a' はアンカーボルトの径(溝加工後)[mm]である。

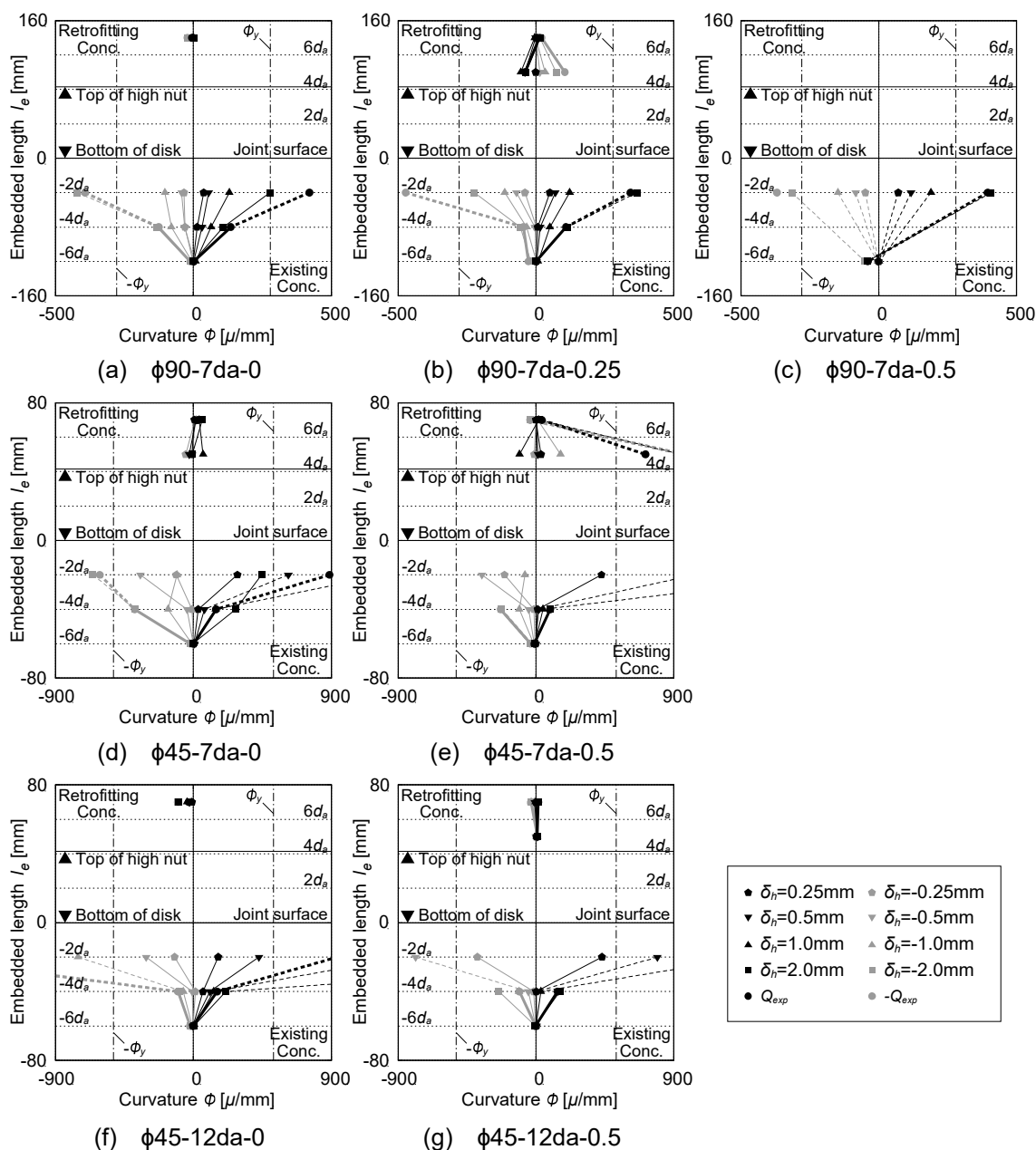


Fig.4.23 Curvature distributions of anchor bolt

Fig.4.23 より、いずれの試験体も既存側でアンカーボルトの曲げ変形が集中して生じていることがわかる。また、曲率が最大となるのは接合面から $2d_a$ 近傍の位置であった。第2章で述べたように、接着系あと施工アンカーの3次元FEM解析の結果^{4.8)}からも既存側 $2d_a$ の位置で曲率が最大となることを明らかにしており、ディスク付きアンカーにおいても既存側で同様の挙動を示すことが確認された。一方、新設側の曲率分布をみると、既存側に対して曲率が小さく、ほとんど曲げ変形は生じていないことがわかる。このような傾向は第3章の3次元FEM解析の結果^{4.6),4.7)}でも確認されている。

各点の曲率の値に着目すると、既存側 $2d_a$ の曲率はいずれの試験体も最大せん断耐力 Q_{exp} 発揮

前に ϕ_y を超えており、降伏域に達していると推察される。これに対して、その他の位置では ϕ_y よりも小さく弾性範囲内で曲げ変形が生じていることがわかる。

ここで、既存側 $2d_a$ の曲率に着目し、各パラメータによる影響を比較する。ここでは、 $\phi 90-7da-0$ は余分な载荷の影響があることと、 $\phi 45-7da-0.25$ は既存側 $2d_a$ の位置の曲率が計測できなかったことから、その他の試験体6体で比較する。

まず引張軸力比 η' について、 $\phi 90-7da-0.25$ と $\phi 90-7da-0.5$ 、 $\phi 45-7da-0$ と $\phi 45-7da-0.5$ 、 $\phi 45-12da-0$ と $\phi 45-12da-0.5$ を比較すると、 η' が大きくなるほど曲率も増加する傾向にある。さらに、 $\phi 90$ シリーズ($d_a=20\text{mm}$)に比べ、 $\phi 45$ シリーズ($d_a=10\text{mm}$)の方が引張軸力比の増加による曲率の増大量も大きい。

次にアンカーボルトの埋込み長さ l_e について、 $\phi 45-7da-0$ と $\phi 45-12da-0$ 、 $\phi 45-7da-0.5$ と $\phi 45-12da-0.5$ を比較すると、埋込み長さが大きいほど正負で曲率が大きくなる傾向がみられる。これは、埋込み長さが大きいほどコンクリートの支圧応力が増加し、コンクリートによるアンカーボルトの拘束力が増加するためであると考えられる。

4.7 一定引張力下におけるディスク付きアンカーのせん断耐力評価

4.7.1 現行の評価式との対応

文献(4.2)に示されているディスク付きアンカーのせん断耐力評価式を以下に示す。

$$Q_{disk} = 0.24 \cdot K_1 \cdot K'_2 \cdot A_B \sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \quad (4.20)$$

$$Q_{jd} = 0.8 \cdot Q_{disk} \quad (4.21)$$

$$A_B = \int_R dA_B = \int_{-\pi/4}^{\pi/4} h_d \cdot \frac{R_d}{2} d\theta = \frac{\pi \cdot R_d \cdot h_d}{4} \quad (4.22)$$

ここに、 Q_{disk} はディスク付きアンカーの終局せん断耐力[N]、 Q_{jd} はディスク付きアンカーの設計用せん断耐力[N]、 A_B は支圧応力を求めるための有効見つけ面積[mm²]、 h_d は鋼製ディスクの埋込み深さ[mm]、 K_1 はへりあきによる補正係数、 K'_2 はアンカーボルト埋込み長さによる補正係数、 E_c はコンクリートのヤング係数[N/mm²]、 σ_B はコンクリートの圧縮強度[N/mm²]である。本実験では、全試験体共通で $K_1=K'_2=1.0$ である。

本実験の試験体8体のせん断耐力 Q_{exp} と式(4.20)による終局せん断耐力 Q_{disk} の対応を Fig.4.24 に示す。図中には過去に行われたディスク付きアンカーの要素実験^{4.1),4.2),4.9)}の結果も併せて示している。4.6節で示したように現行の評価式では、 $0.8Q_{disk}$ で実験結果^{4.1),4.2),4.9)}の下限値を評価できることから、設計用せん断耐力 Q_{jd} は式(4.21)で求められることになっている。しかし、本実験では全試験体とも終局せん断耐力 Q_{disk} を下回り、さらにせん断力のみを与えた引張軸力比 $\eta'=0$ の場合においても、設計用せん断耐力 Q_{jd} 程度であった。

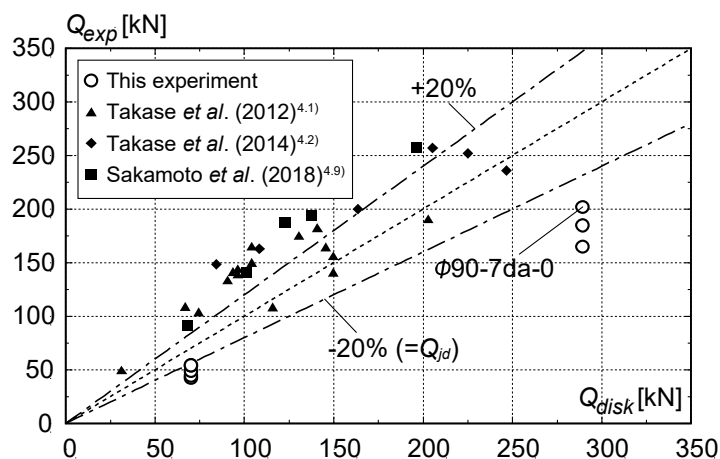


Fig.4.24 Correspondence with evaluation formula

ディスク付きアンカーは本来、主に鋼製ディスクの支圧によるせん断抵抗に期待しており、アンカーボルトは鋼製ディスクの回転を拘束することを目的として併用されている^{4.1)}。本実験は外付け耐震補強への適用を想定しているため、接合面に垂直応力が生じないように荷重制御したことで、内付け耐震補強への適用を想定したこれまでの実験とは鉛直方向の载荷条件が異なる。このような理由から、本実験で引張力を与えた試験体($\eta=0.25, 0.5$)は当然のことながら、せん断力のみを与えた試験体($\eta=0$)においても、アンカーボルトによる鋼製ディスクの回転に対する拘束効果が低減したことで、せん断耐力は現行の評価式よりも小さくなったと考えられる。

4.7.2 せん断耐力の低減率

前項で引張力を受けた時のディスク付きアンカーのせん断耐力は終局せん断耐力 Q_{disk} を下回る傾向にあることを示した。現行の評価式による終局せん断耐力 Q_{disk} に対する本実験のせん断耐力 Q_{exp} の比をせん断耐力低減率と定義し、引張軸力比 η' との関係を図4.25に示す。

Fig.4.25 より、鋼製ディスクの径やアンカーボルトの埋込み長さのパラメータによらず、せん断耐力低減率と引張軸力比は線形関係にある傾向がみられる。また、 $\eta'=0$ においては現行の評価式による Q_{disk} の下限値である設計用せん断耐力 $Q_{jd}(=0.8Q_{disk})$ で概ね評価できることがわかる。

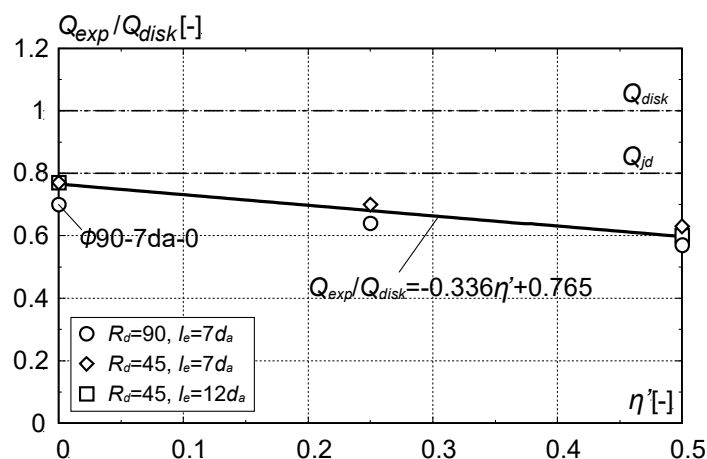


Fig.4.25 Reduction ratio of shear strength

4.7.3 一定引張力下におけるせん断耐力評価式

前述したように、外付け耐震補強接合部にディスク付きアンカーを適用する場合には、最大せん断耐力が現行の評価式に対して小さくなる要因として、アンカーボルトによる鋼製ディスクの回転に対する拘束効果が低減することで、コンクリートの支圧抵抗領域が小さくなることが考えられる。そこで本項では現行の評価式を基に、鋼製ディスクの拔出し量と、引張力によるアンカーボルトの拘束効果の低減を考慮して、一定引張力下におけるせん断耐力の評価を試みる。

まず、鋼製ディスクの拔出し量について、Table 4.10 に示した最大せん断耐力時の相対鉛直変位 $\delta_{v|Q_{exp}}$ をみると、各シリーズともに引張力の増加に伴い、 $\delta_{v|Q_{exp}}$ も大きくなる傾向がみられる。しかし、引張力やその他のパラメータと $\delta_{v|Q_{exp}}$ の相関性は少なくとも本実験の範囲では認められないため、ここでは簡易的に鋼製ディスク径ごとに平均した値を鋼製ディスクの拔出し量 δ_{dv} として評価することとし、 $\phi 90$ シリーズは $\delta_{dv}=1.72\text{mm}$ 、 $\phi 45$ シリーズは $\delta_{dv}=1.13\text{mm}$ とした。ここで、 $\phi 90$ シリーズの $\phi 90-7da-0$ については、4.6 節で述べたように他の試験体と载荷条件が異なり、同列の比較が困難であるため除外して算出した。鋼製ディスクの拔出し量の δ_{dv} を考慮した支圧応力を求めるための有効見つけ面積 A_B は式(4.23)により求められる。

$$A_B' = \int_{-\pi/4}^{\pi/4} (h_d - \delta_{dv}) \cdot \frac{R_d}{2} d\theta = \frac{\pi \cdot R_d \cdot (h_d - \delta_{dv})}{4} \quad (4.23)$$

ここに、 A_B' は鋼製ディスクの抜出し量を考慮した支圧応力を求めるための有効見つけ面積[mm²], δ_{dv} は鋼製ディスクの抜出し量(鋼製ディスク径ごとの平均値)[mm]である。

次に、引張力によるアンカーボルトの拘束効果の低減については、引張力とせん断力の組合せ荷重を受けるアンカーボルトの終局耐力を用いて考慮する。組合せ荷重を受けるアンカーボルトの終局耐力は各種合成構造設計指針^{4.5)}に示されている式(4.24)を用いて算出することができる。文献4.5)では、接着系あと施工アンカーの有効埋込み長さは $7d_a$ 以上確保することとされており、本実験の試験体は全て $7d_a$ 以上であることから、式(4.24)の適用範囲内であると判断した。

$$\left\{ \frac{p}{p_u} \right\}^\alpha + \left\{ \frac{q}{q_u} \right\}^\alpha = \left\{ \frac{T_\eta}{T_{min}} \right\}^\alpha + \left\{ \frac{Q_a}{Q_{ay}} \right\}^\alpha = \{\eta'\}^\alpha + \{K_T\}^\alpha = 1 \quad (4.24)$$

ここでは、 p は引張耐力(= T_η), q はせん断耐力(= Q_a), p_u はせん断力がかからない場合の引張耐力(= T_{min}), q_u は引張力がかからない場合のせん断耐力(= $Q_{ay} = s_c \alpha \cdot \sigma_y / \sqrt{3}$)とする。

式(4.24)の係数 α について、高瀬らは接着系あと施工アンカーを対象として複合応力下の挙動について検証^{4.10)}しており、文献10)では $\alpha=1.0\sim 1.5$ が提案されていることから、ここでは中間の $\alpha=1.25$ とした。

そして、アンカーボルトのせん断耐力 Q_a を各シリーズの引張応力が作用しない場合のせん断耐力 Q_{ay} で除した Q_a/Q_{ay} を、引張力によるアンカーボルトの拘束効果低減係数 K_T と定義する。

$$K_T = \frac{Q_a}{Q_{ay}} = \sqrt[\alpha]{1 - \eta'^\alpha} \quad (4.25)$$

ここに、 Q_a はアンカーボルトのせん断耐力[kN], Q_{ay} は引張応力が作用しない場合のアンカーボルトのせん断耐力[kN], η' は引張軸力比[-], $\alpha=1.25$ ^{4.10)}である。

式(4.24)により求めた各試験体のアンカーボルトのせん断耐力 Q_a および拘束効果低減係数 K_T を Table 4.11 に示す。

Table 4.11 Reduction factor of restraint effect by anchor bolt K_T

Specimen	T_{min} [kN]	T_η [kN]	Q_{ay} [kN]	Q_a [kN]	η' [-]	K_T [-]
$\phi 90-7da-0$	63.1	0	51.6	51.6	0	1.00
$\phi 90-7da-0.25$		15.8		44.1	0.25	0.86
$\phi 90-7da-0.5$		31.6		33.3	0.5	0.65
$\phi 45-7da-0$	17.5	0	10.5	10.5	0	1.00
$\phi 45-7da-0.25$		4.4		9.0	0.25	0.86
$\phi 45-7da-0.5$		8.7		6.8	0.5	0.65
$\phi 45-12da-0$	18.3	0	10.5	10.5	0	1.00
$\phi 45-12da-0.5$		9.1		6.8	0.5	0.65

T_{min} : Tensile strength of anchor bolt

T_η : Applied tensile force

Q_{ay} : Shear yield strength of anchor bolt

Q_a : Shear strength of anchor bolt under tensile force

η' : Tensile force ratio

K_T : Reduction factor of restraint effect by anchor bolt

上記の内容を考慮した、修正後の評価式を以下に示す。

$$Q_{disk}' = 0.24 \cdot K_1 \cdot K_2' \cdot K_T \cdot A_B' \sqrt{E_C \cdot \sigma_B} \quad (4.26)$$

ここに、 Q_{disk}' は一定引張力下における終局せん断耐力[N]である。

修正後の評価式と実験結果の対応を Fig.4.26 に示す。Fig.4.26 より、実験結果の最大せん断耐力 Q_{exp} は修正後の評価式による終局せん断耐力 Q_{disk}' と $\pm 20\%$ 程度の精度で対応することが確認できる。ここで、予備載荷を行なった $\phi 90-7da-0$ については、23%危険側の評価となる。

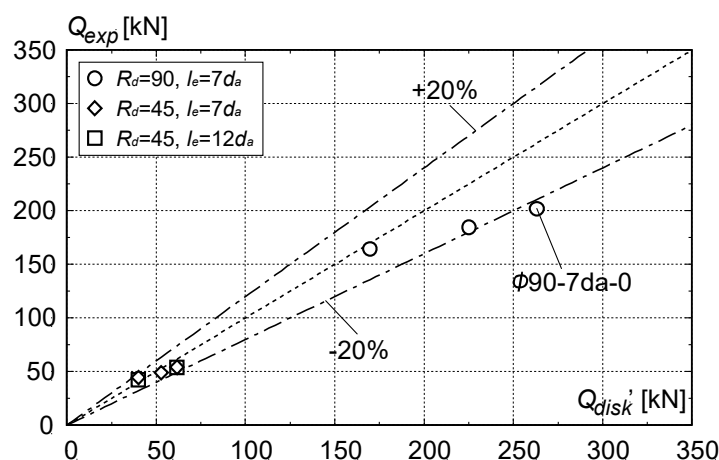


Fig.4.26 Correspondence with modified evaluation formula

4.8 まとめ

本章では、ディスク付きアンカーを構成する要素に引張力を与える要素実験を行い、ディスク付きアンカーの引張抵抗性能を把握した。さらに、ディスク付きアンカーに一定引張力を与えながら繰り返しせん断力を与える要素実験を行い、引張力とせん断力の複合応力下における力学的挙動を把握し、一定引張力下におけるせん断耐力評価式を構築した。以下に得られた知見をまとめる。

- ・ アンカーボルトの埋込み長さと同コンクリート強度が同じ場合、ディスク付きアンカーも通常のあと施工アンカーと概ね等しい引張抵抗性能を有する。
- ・ ディスク付きアンカーにおいても $l_e=7d_a$ ではコンクリートのコーン状破壊とアンカーボルトの付着破壊の混合破壊となる場合があるため、引張力を負担させる場合はあと施工アンカーと同様にアンカーボルトの母材降伏となる $l_e=10d_a$ 以上が望ましい。
- ・ ディスク付きアンカーの施工不良により鋼製ディスク内側のコンクリートが削られた場合においても、その体積分の接着剤を充填することで引張抵抗性能には殆ど影響しない。
- ・ 接着系アンカーボルトの付着強度は、設計上では $7\sqrt{\sigma_B/21}$ (本実験では、1/1 スケール試験体で 7.45N/mm^2 , 1/2 スケール試験体で 7.31N/mm^2) が用いられているが^{4,5)}、付着破壊となった試験体 M20-4.5da の引張耐力(実験値)から逆算した実際の付着強度は 12.65N/mm^2 であり、設計用の付着強度は安全側に評価する。
- ・ 現行の接着系アンカーボルトの引張耐力評価式^{4,5)}によると、その引張耐力は十分に安全側に評価できることを確認した。また、コンクリートのコーン状破壊曲面や、実際のアンカーボルトの付着強度を考慮した評価式を用いると、最大耐力と破壊モードを概ね精度良く評価できる。
- ・ 一定引張力下におけるディスク付きアンカーのせん断耐力は現行の評価式^{4,2)}による終局せん断耐力を下回る。しかし、接合面に生じる垂直応力が零($\eta'=0$)の場合、ディスク付きアンカーのせん断耐力は現行の評価式の下限值である設計用せん断耐力で概ね評価できる。
- ・ 引張力を与えない($\eta'=0$)場合においても、既往の実験^{4,2)}より相対鉛直変位は大きくなる。また、引張力の増加に伴い相対鉛直変位はさらに増加する傾向にある。つまり、外付け耐震補強にディスク付きアンカーを適用する場合は、鋼製ディスクが抜け出ることを示唆しており、コンクリートの支圧応力場が小さくなることでせん断耐力が低下する。
- ・ アンカーボルトの曲率分布をみると、接合面から既存側に $2d_a$ 付近の位置で最大となり弾性範囲を超えた曲率が生じる。しかし、その他の計測点では弾性範囲内の曲率が得られ、新設部分ではほとんど曲げ変形は生じない。また、引張力が大きくなると、曲率も増加する傾向にある。
- ・ 一定引張力を与えながら繰り返しせん断力を与えた場合、引張力が大きいほどせん断耐力は低下する。せん断耐力時の相対水平変位は 2mm 以内であり、外付け耐震補強接合部のずれ変形量の許容範囲内で最大耐力を発揮する。

- ・ せん断力と引張力の複合応力下におけるディスク付きアンカーのせん断耐力が現行の評価式と比べて小さくなる要因として、鋼製ディスクの拔出しと、アンカーボルトによる鋼製ディスクの回転に対する拘束効果の低減が考えられる。鋼製ディスクの拔出し量を考慮した支圧応力を求めるための有効見つけ面積 A_B' とアンカーボルトの拘束効果低減率 K_T を考慮して評価式を修正すると、実験結果を $\pm 20\%$ 程度の精度で評価できる。

[参考文献]

- 4.1) 高瀬裕也, 佐藤貴志, 今井清史, 尾中敦義, 阿部隆英, 池田隆明, 久保田雅春: コンクリート系構造物の耐震補強に用いる高いせん断耐力と剛性を持つ新たな接合要素のせん断抵抗性能の基礎的検証, 鋼製ディスクとアンカーボルトを併用した耐震補強用シヤキーに関する研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.77, No.681, pp.1727-1736, 2012.11
- 4.2) 高瀬裕也, 阿部隆英, 板谷秀彦, 佐藤貴志, 尾中敦義, 久保田雅春, 池田隆明: ディスク型シヤキーを用いた内付け補強架構の接合部破壊時の保有水平耐力の評価手法, 鋼製ディスクとアンカーボルトを併用した耐震補強用シヤキーに関する研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.79, No.698, pp.507-515, 2014.4
- 4.3) 高瀬裕也, 阿部隆英, 佐藤貴志, 尾中敦義, 池田隆明: ディスク型シヤキーの増設スラブの接合部への適用性と耐力評価, 鋼製ディスクとアンカーボルトを併用した耐震補強用シヤキーに関する研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.80, No.708, pp.297-307, 2015.2
- 4.4) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の外側耐震改修マニュアル, 2002.9
- 4.5) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, 2010.11
- 4.6) 佐藤裕貴, 石田雄太郎, 坂田弘安, 高瀬裕也, 毎田悠承, 佐藤匠, 久保田雅春, 坂本啓太: 既存 RC 建築物の耐震補強接合部におけるディスク型シヤキーの 3 次元 FEM 解析, (その 1) 3 次元 FEM 解析の概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.435-436, 2018.7
- 4.7) 石田雄太郎, 坂田弘安, 高瀬裕也, 毎田悠承, 佐藤匠, 佐藤裕貴, 久保田雅春, 坂本啓太: 既存 RC 建築物の耐震補強接合部におけるディスク型シヤキーの 3 次元 FEM 解析, (その 2) 解析結果と考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.437-438, 2018.7
- 4.8) 石田雄太郎, 坂田弘安, 高瀬裕也, 毎田悠承, 佐藤匠: 複合応力下における接着系あと施工アンカーの 3 次元 FEM 解析, 外付け耐震補強接合部の応力伝達メカニズムと力学的挙動に関する研究 その 1, 日本建築学会構造系論文集, Vol.83, No.751, pp.1307-1317, 2018.9
- 4.9) 坂本啓太, 阿部隆英, 佐藤貴志, 尾中敦義, 八木沢康衛, 安藤重裕, 兼吉孝征, 田村努, 高瀬裕也: 鋼製ディスクとアンカーボルトを併用した耐震改修用接合部材の開発, (その 22) 断面修復時の既存躯体面に目荒らしを施した接合部におけるせん断耐力の評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.131-132, 2018.7
- 4.10) 高瀬裕也, 和田俊良, 池田隆明, 篠原保二, 溝口光男: 一定引張応力を受けながら繰り返しせん断応力を受ける接着系あと施工アンカーの力学挙動と仕事量, 日本建築学会構造系論文集, Vol.82, No.738, pp.1255-1263, 2017.8

第5章

あと施工アンカーとディスク付きアンカーを用いた 外付け耐震補強接合部の力学的挙動とせん断耐力評価

5.1 はじめに

外付け耐震補強にディスク付きアンカーを用いる場合、外側耐震改修マニュアル^{5.1)}に準拠して、Fig.5.1のようにディスク付きアンカーはスパン中央部に配置してせん断力のみを負担し、偏心モーメントによる引張力はスパン両端部のあと施工アンカーが負担することとして設計されている^{5.2)}。しかし、現行の施工方法では、柱梁接合部の配筋が複雑であるため、引張力負担用のあと施工アンカーを所定の本数で精度良く施工することが困難となることが多い。

第5章では、スパン両端部のあと施工アンカーだけではなく、スパン中央のディスク付きアンカーにも引張力を負担させることを想定して、あと施工アンカーとディスク付きアンカーを用いた1スパンの外付け耐震補強接合部の部材実験を行い、接合部に作用する応力分布を把握する。そして、第2章で述べた引張力とせん断力の複合応力下における接着系あと施工アンカーの力学的挙動と^{5.3),5.4)}、第4章で述べた引張力とせん断力の複合応力下におけるディスク付きアンカーの力学的挙動^{5.5)}を考慮して、外付け耐震補強接合部のせん断耐力を評価する。

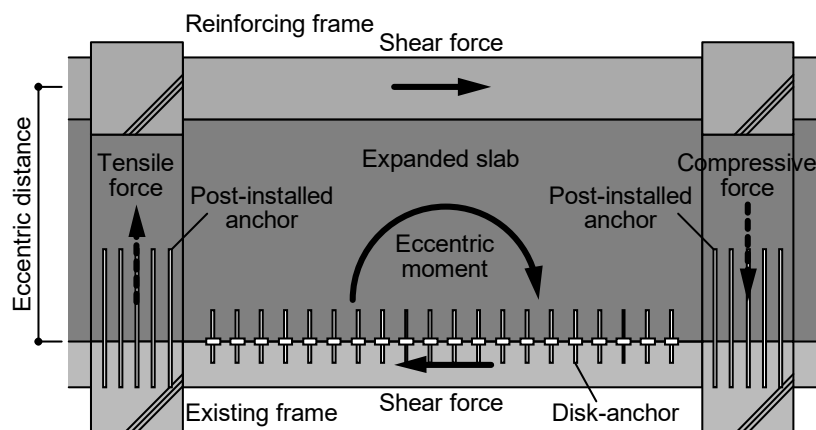


Fig.5.1 Design concept of joint using disk-anchor

5.2 実験概要

5.2.1 試験体パラメータ

試験体パラメータを Table 5.1, 各接合要素の配置を Fig.5.2 に示す. 試験体は 1 スパンの外付け耐震補強接合部を 1/2 スケールとし, 既存梁(スタブ), 増設スラブ, 接続梁, 新設梁で構成した. ディスク付きアンカーの鋼製ディスクの径 R_d は 45mm, アンカーボルトの径は $d_a=10\text{mm}(M10)$ とし, あと施工アンカーの径も $d_a=10\text{mm}(D10)$ とした.

文献 5.2) ではコンクリートの種類(普通コンクリート, 軽量コンクリート), 接続梁の断面形状, 引張力負担用のあと施工アンカーの埋込み長さをパラメータとして, 計 8 体の試験体により実験が行われた. 本論文ではこの試験体 8 体のうち, 実際に採用されることが多いパラメータの組合せである, コンクリートの種類が普通コンクリート, 接続梁の断面形状が扁平型, あと施工アンカーの埋込み長さが $15d_a$ の試験体 S-5 を現行の設計による試験体として比較対象とした.

Fig.5.2(c) に示す試験体 S-5 を基準に, 本実験ではディスク付きアンカーおよびあと施工アンカーの本数をパラメータとして, あと施工アンカーの本数を半分にした試験体 D0.5-A0.5 と, あと施工アンカーを施工せずに全てディスク付きアンカーを配置した D1.0-A0.0 の 2 体を作製した. 試験体名は前からディスク付きアンカーとあと施工アンカーそれぞれが引張力を負担する割合を意味している.

両試験体ともディスク付きアンカーは現行の構造規定による最小ピッチ $2R_d(=90\text{mm})$ の千鳥配置とし, なるべく多くのディスク付きアンカーを配置した. その結果, ディスク付きアンカーとあと施工アンカーを合わせた接合要素の総数は試験体 S-5 に対して, D0.5-A0.5 は 14%, D1.0-A0.0 は 23%削減されている. また, 本実験ではいずれのディスク付きアンカーにも引張力を負担させることを想定しているため, ディスク付きアンカーの埋込み長さ l_e は全て $12d_a(=120\text{mm})$ とし, 新設側の定着長さは $35d_a(=350\text{mm})$ とした. 試験体寸法は S-5 と同じとし, スパン長さは 2500mm, 接合面と新設梁の偏心距離は 1200mm とした.

Table 5.1 Parameters of specimen

Specimen	Disk-anchor		Post-installed anchor		Total ($n_{jd}+n_{ja}$)
	n_{jd}	l_e	n_{ja}	l_e	
S-5 ^{5.2)}	15	$7d_a$	28	$15d_a$	43
D0.5-A0.5	21	$12d_a$	16		37
D1.0-A0.0	33				33

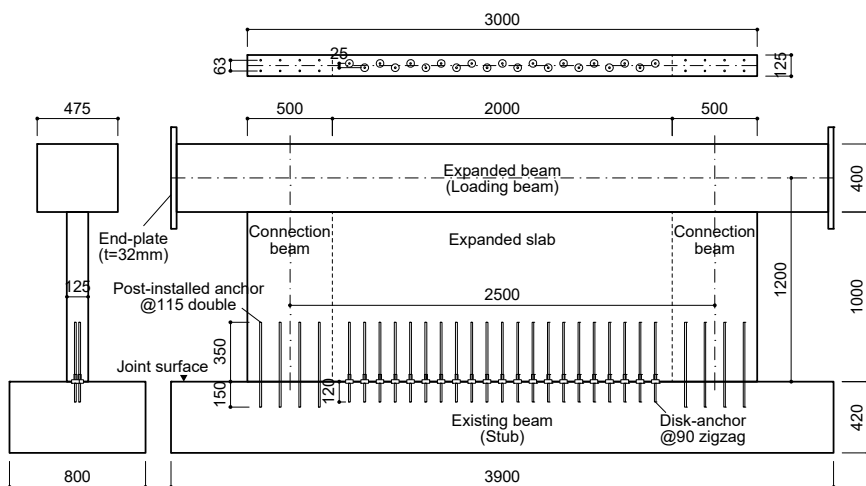
N_d : Number of disk-anchor

l_e : Embedded length

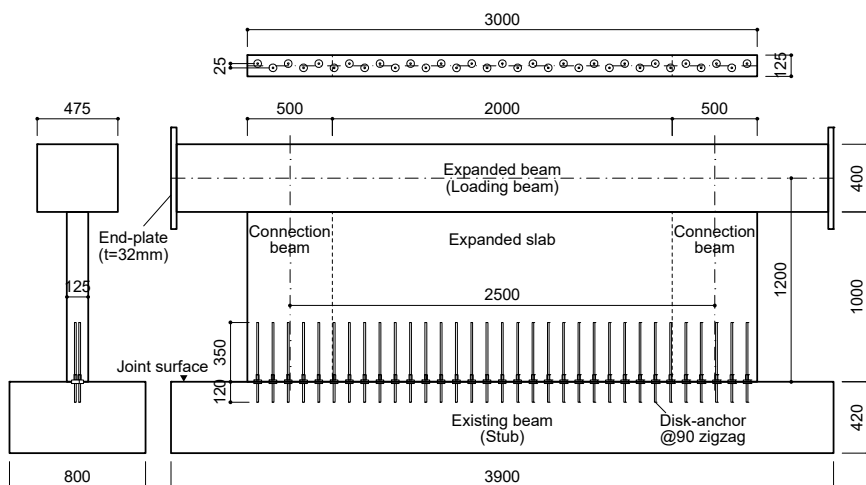
N_a : Number of anchor bolt

d_a : Diameter of anchor bolt

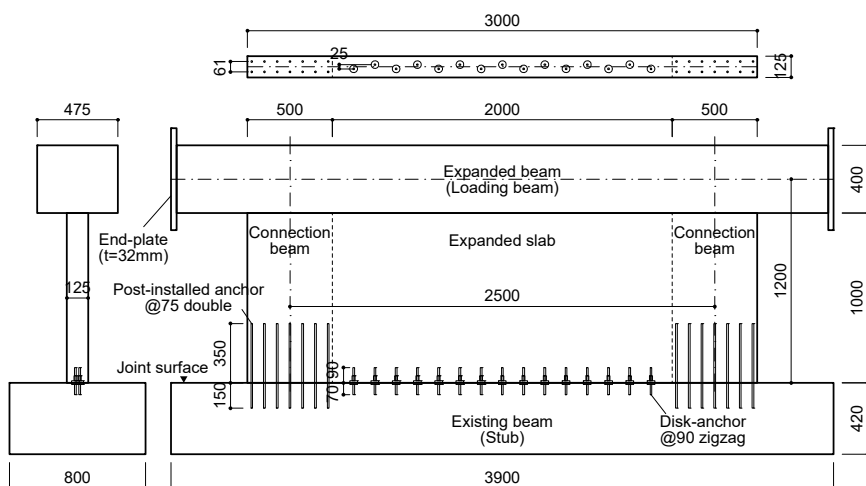
第5章 あと施工アンカーとディスク付きアンカーを用いた
外付け耐震補強接合部の力学的挙動とせん断耐力評価



(a) D0.5-A0.5



(b) D1.0-A0.0



(c) S-5.2

Fig.5.2 Arrangement of each joint element (unit : [mm])

5.2.2 試験体詳細

試験体詳細を Fig.5.3, コンクリートの材料諸元を Table 5.2, 鋼材の材料諸元を Table 5.3 に示す. 試験体は実際の建物と条件が同じになるように, スラブが水平となる向きで製作した. まず既存梁を作製し, 接合面にディスク付きアンカーおよびあと施工アンカーを施工した. なお, コンクリートの穿孔には湿式コアドリルを使用し, ディスク付きアンカーおよびあと施工アンカーの定着にはエポキシ系注入式の接着剤を使用した. その後, 接合面には固着の影響を除去するためにグリスを塗布し, 新設部材である増設スラブ, 接続梁, 新設梁を作製した. 新設梁の両端には油圧ジャッキを取付けるためのエンドプレートを取付けた. エンドプレートには新設梁の主筋位置に合わせて孔を設け, さらに外側には座削加工を施し, 両端をねじ加工した新設梁の主筋を通して両側からナット締めすることで固定した. コンクリートは比較対象とした試験体 S-5 となるべく諸元が同じになるように配慮し, 使用した鉄筋は全て同じ材種を用いた.

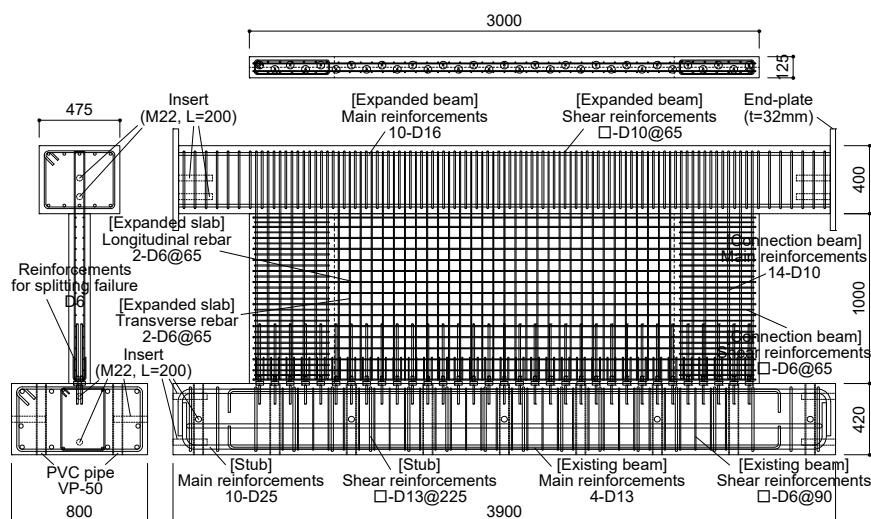


Fig.5.3 Details of specimens (unit : [mm])

Table 5.2 Material properties of concrete

(a) Existing part

Specimen	F_c [N/mm ²]	σ_B [N/mm ²]	ε_c [μ]	E_c [N/mm ²]	σ_t [N/mm ²]
D0.5-A0.5	15	23.8	2,120	26,800	2.54
D1.0-A0.0		22.9	1,830	27,300	2.15
S-5 ^{5.2)}	-	18.1	-	24,500	-

(b) Retrofitting part

Specimen	F_c' [N/mm ²]	σ_B' [N/mm ²]	ε_c' [μ]	E_c' [N/mm ²]	σ_t' [N/mm ²]
D0.5-A0.5	36	54.7	2,360	36,600	2.51
D1.0-A0.0		50.6	2,330	34,200	2.68
S-5 ^{5.2)}	-	43.3	-	33,100	-

F_c, F_c' : Design strength

σ_B, σ_B' : Compressive strength $\varepsilon_c, \varepsilon_c'$: Strain at compressive strength

E_c, E_c' : Young's modulus

σ_t, σ_t' : Tensile strength

Table 5.3 Material properties of steel

Type of steel	σ_y [N/mm ²]	σ_u [N/mm ²]	ε_y [μ]	E_s [N/mm ²]	EL [%]
M10 (Disk-anchor)	352	583	4,090	189,000	20.0
D10 (Anchor bolt)	325	500	1,640	199,000	20.3
D25	385	577	2,130	195,000	24.2
D16	332	528	1,800	192,000	26.7
D13	334	488	1,700	202,000	26.3
D10	334	510	1,740	195,000	21.6
D6	335	493	3,780	189,000	22.6

σ_y : Yield strength

σ_u : Ultimate strength

ε_y : Strain at yield strength

E_s : Young's modulus

EL : Elongation after fracture

5.2.3 載荷方法と計測計画

載荷装置および変位計取付け位置を Fig.5.4 に示す。試験体は既存梁を下にし、スラブを鉛直に起こした状態で既存梁(スタブ)を PC 棒鋼により反力床に緊結した。そして、新設梁の部材芯に合わせて左右に 1500kN の油圧ジャッキを取付けた。載荷は加力梁に余分な軸力を与えないように、油圧ジャッキの荷重が左右でなるべく均等になるように制御しながら正負交番繰り返し載荷を行なった。

第5章 あと施工アンカーとディスク付きアンカーを用いた
外付け耐震補強接合部の力学的挙動とせん断耐力評価

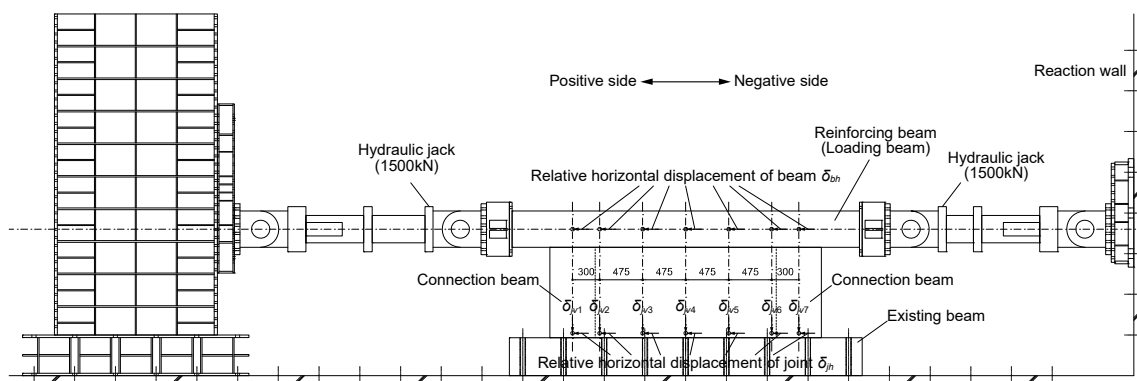


Fig.5.4 Loading setup (unit : [mm])

載荷サイクルを Fig.5.5 に示す. まず荷重制御で $\pm 300\text{kN}$ を1回載荷した後に, 計7箇所計測した新設梁と既存梁の相対水平変位の平均値 δ_{bh} で制御し, $\pm 0.6\text{mm}(\pm 1/2000\text{rad})$ を3回, $\pm 1.2\text{mm}(\pm 1/1000\text{rad})$ を3回, $\pm 1.5\text{mm}(\pm 1/800\text{rad})$ を2回, $\pm 2.4\text{mm}(\pm 1/500\text{rad})$ を2回, $\pm 4.0\text{mm}(\pm 1/300\text{rad})$ を2回, $\pm 6.0\text{mm}(\pm 1/200\text{rad})$ を2回, $\pm 8.0\text{mm}(\pm 1/150\text{rad})$ を2回, $\pm 12.0\text{mm}(\pm 1/100\text{rad})$ を2回, $\pm 16.0\text{mm}(\pm 1/75\text{rad})$ を1回とした. ここで, 本論文では新設梁の相対水平変位 δ_{bh} を接合面から新設梁の部材芯までの偏心距離 1200mm で除したものを変形角と定義した.

変位計による計測については, 既存部のインサートに計測フレームを取付け, 前述のように新設梁と既存梁の相対水平変位を計7箇所計測し, その平均値を δ_{bh} とした. さらに, 接合面から新設側 50mm の位置と既存梁の相対水平変位および相対鉛直変位を計7箇所計測し, それぞれの平均値を δ_{jh} , δ_{jv} とした.

また, 接合要素に生じるひずみの分布を計測するために, 2本間隔を基本としてディスク付きアンカーおよびあと施工アンカーに Fig.5.6 に示すような溝を加工し, 接合面から既存側 $2d_a$ の位置で, 加力方向に対して平行となるようにひずみゲージを両面に貼付けた. ひずみゲージを貼付けたディスク付きアンカーおよびあと施工アンカーの位置を Fig.5.7 に示す.

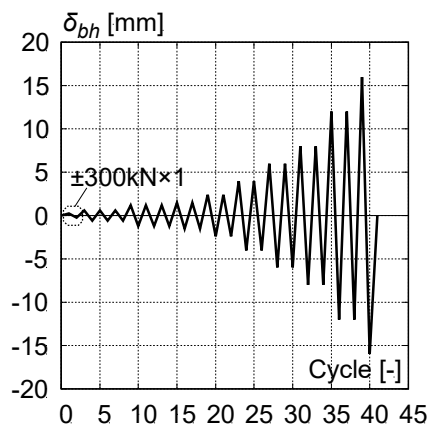


Fig.5.5 Loading cycle

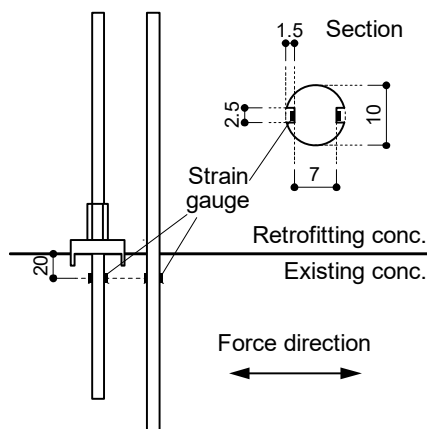
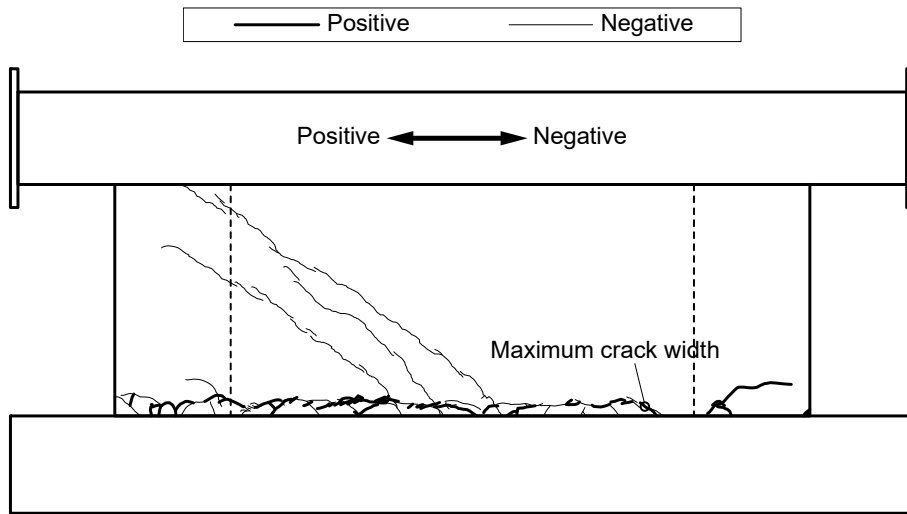
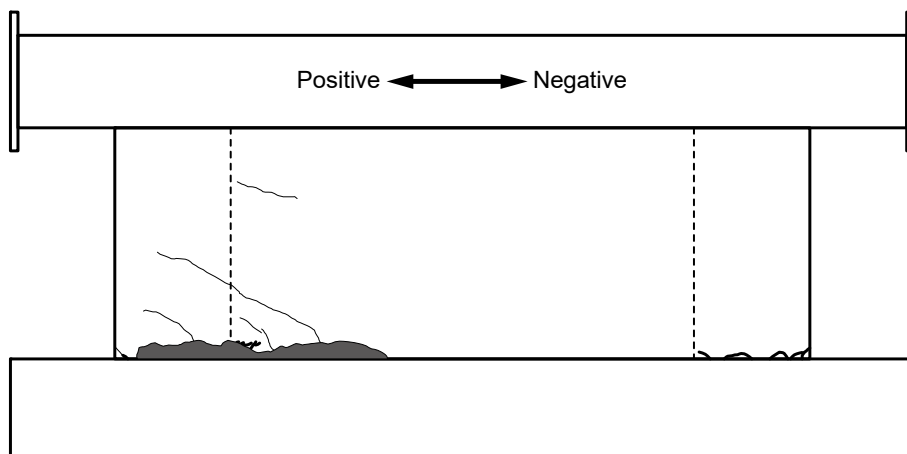


Fig.5.6 Sticking position of strain gauge (unit : [mm])



(a) D0.5-A0.5



(b) D1.0-A0.0

Fig.5.8 Final failure status

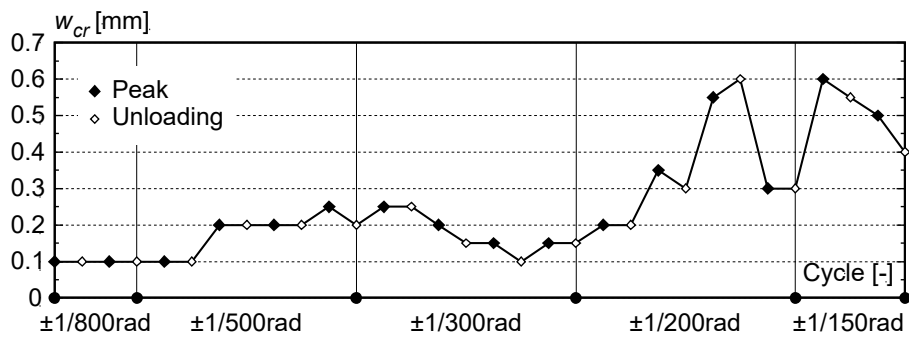


Fig.5.9 Transition of maximum crack width w_{cr} (D0.5-A0.5)

5.3.2 せん断力-相対水平変位関係

各試験体のせん断力-相対水平変位関係を Fig.5.10~5.12 に、実験結果一覧を Table 5.4 に示す。
図中に設計用せん断耐力 Q_d を併せて示す。

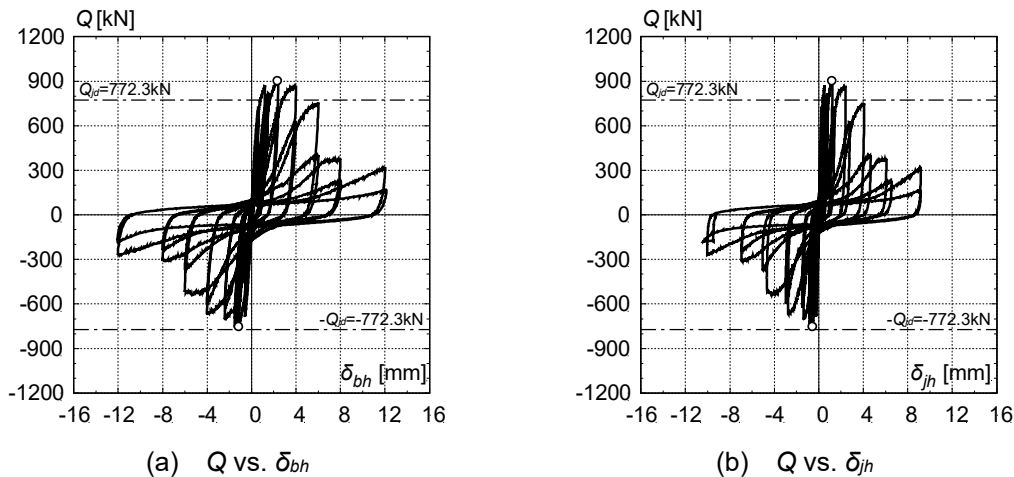


Fig.5.10 Relationship between Q and δ_h (D0.5-A0.5)

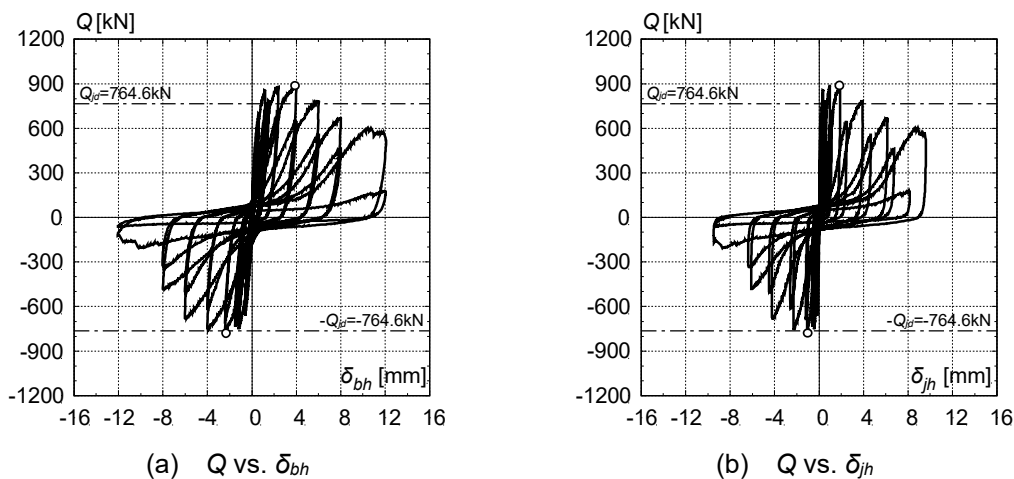


Fig.5.11 Relationship between Q and δ_h (D1.0-A0.0)

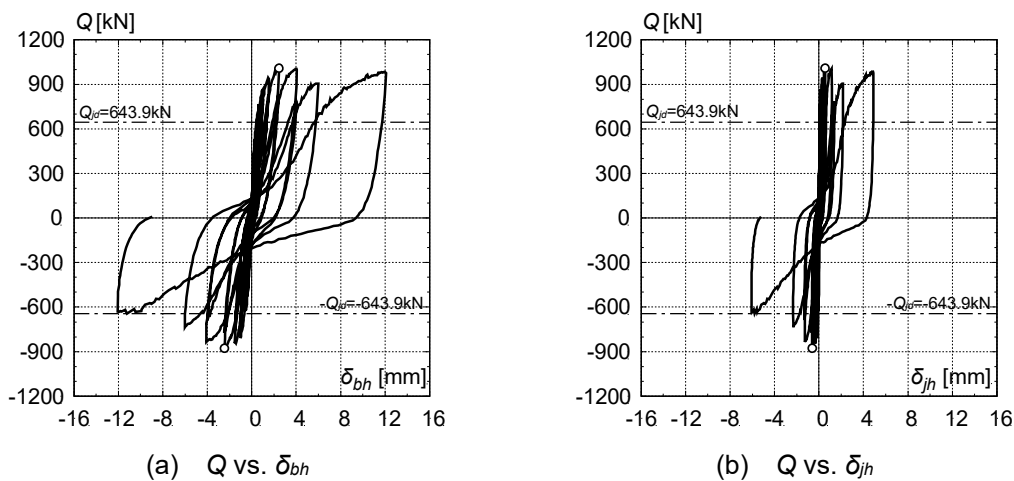


Fig.5.12 Relationship between Q and δ_h (S-5)

Table 5.4 Results of experiment

Specimen	Positive side			Negative side		
	Q_{max} [kN]	$\delta_{bh} _{Q_{max}}$ [mm]	$\delta_{jh} _{Q_{max}}$ [mm]	$-Q_{max}$ [kN]	$\delta_{bh} _{-Q_{max}}$ [mm]	$\delta_{jh} _{-Q_{max}}$ [mm]
D0.5-A0.5	904.2	2.30	1.15	-750.9	-1.18	-0.60
D1.0-A0.0	887.1	3.87	1.82	-778.1	-2.33	-1.04
S-5	1008.1	2.46	0.55	-876.4	-2.46	-0.62

$Q_{max}, -Q_{max}$: Maximum shear strength on both sides
 $\delta_{bh}|_{Q_{max}}, \delta_{bh}|_{-Q_{max}}$: δ_{bh} at maximum shear strength on both sides
 $\delta_{jh}|_{Q_{max}}, \delta_{jh}|_{-Q_{max}}$: δ_{jh} at maximum shear strength on both sides

設計用せん断耐力 Q_{jd} は以下の現行の評価式^{5,6)}により算出した。

$$Q_{disk} = n_{jd} \cdot q_{disk} = n_{jd} \cdot 0.24 \cdot K_1 \cdot K'_2 \cdot A_B \sqrt{E_C \cdot \sigma_B} \quad (5.1)$$

$$Q_{jd} = 0.8 \cdot Q_{disk} \quad (5.2)$$

$$A_B = \int_R dA_B = \int_{-\pi/4}^{\pi/4} h_d \cdot \frac{R_d}{2} d\theta = \frac{\pi \cdot R_d \cdot h_d}{4} \quad (5.3)$$

ここに、 Q_{disk} はディスク型シヤキーの終局せん断耐力[N]、 n_{jd} はディスク型シヤキーの設置数[本]、 Q_{jd} はディスク型シヤキーの設計用せん断耐力[N]、 A_B は支圧応力を求めるための有効見つけ面積[mm²]、 h_d は鋼製ディスクの埋込み深さ[mm]、 K_1 はへりあきによる補正係数、 K'_2 はアンカーボルト埋込み長さによる補正係数、 E_C はコンクリートのヤング係数[N/mm²]、 σ_B はコンクリートの圧縮強度[N/mm²]である。本実験では、全試験体共通で $K_1=K'_2=1.0$ である。

試験体 S-5 はスパン中央に配置されたディスク付きアンカー15 本が全てのせん断力を負担すると仮定しており、つまり $n_{jd}=15$ で設計せん断耐力 Q_{jd} は 643.9kN となる。本実験の試験体では D0.5-A0.5 は $n_{jd}=21$ 、D1.0-A0.0 は $n_{jd}=33$ であるが、ディスク付きアンカーにせん断力と引張力を負担させることを想定しているため、複合応力も考慮した詳細な耐力評価については次節で検討することとし、ここでは S-5 と同じ $n_{jd}=15$ として検討を行なった。 $n_{jd}=15$ で換算した場合、D0.5-A0.5 は $Q_{jd}=772.3$ kN、D1.0-A0.0 は $Q_{jd}=764.6$ kN となる。

各試験体の設計用せん断耐力 Q_{jd} に対する最大せん断耐力 Q_{max} の余裕度 Q_{max}/Q_{jd} をみると、既往の試験体 S-5 は正側で+57%、負側で+36%であった。本実験の試験体については、D0.5-A0.5 は正側で+17%であったのに対して、負側は-3%で Q_{jd} を僅かに下回った。一方、D1.0-A0.0 は正側で+16%、負側で+2%であった。以上のことから、本実験の試験体は既往の試験体 S-5 に比べて Q_{jd} に対する Q_{max} の余裕度 Q_{max}/Q_{jd} は小さいものの、概ね設計用せん断耐力 Q_{jd} 以上のせん断耐力を有しており、ディスク付きアンカーに引張力を負担させた場合においても設計用せん断力を発揮し得ることが確認できた。

最大せん断耐力以降の挙動については、既往の試験体 S-5 は本実験とは若干載荷サイクルが異

なるが、 Q_{max} 以降で耐力低下がみられるものの、 $1/100\text{rad}$ まで変形が大きく進展すると耐力が再度上昇するような挙動がみられた。本実験の試験体2体は Q_{max} 到達後、載荷終了まで耐力が低下する傾向がみられたが、2体を比較するとD0.5-A0.5に比べてD1.0-A0.0は耐力低下が緩やかであった。

Q_{max} 時の新設梁の相対水平変位 $\delta_{bh}|_{Q_{max}}$ については、既往の試験体S-5は正側で $2.46\text{mm}(1/488\text{rad})$ 、負側で $-2.46\text{mm}(-1/488\text{rad})$ であった。本実験の試験体D0.5-A0.5は正側で $2.30\text{mm}(1/522\text{rad})$ 、負側で $-1.18\text{mm}(-1/1017\text{rad})$ であり、試験体D1.0-A0.0は正側で $3.87\text{mm}(1/310\text{rad})$ 、負側で $-2.33\text{mm}(1/515\text{rad})$ であった。

各試験体の設計用せん断耐力 Q_d 時における変形角をみると、正側については、D0.5-A0.5は $1/1491\text{rad}$ 、D1.0-A0.0は $1/1402\text{rad}$ 、S-5は $1/2906\text{rad}$ であり、本実験の試験体2体は概ね等しく、S-5の2倍程度であった。負側については、D0.5-A0.5は $-1/1017\text{rad}$ (前述のとおり $-Q_d$ に僅かに達しなかったため $-Q_{max}$ 時の変形角を示す)、D1.0-A0.0は $-1/520\text{rad}$ 、S-5は $1/1818\text{rad}$ であり、正側に対してD0.5-A0.5およびS-5は50%程度、D1.0-A0.0は170%程度大きい変形角であった。

また、 Q_{max} 時の接合部の相対水平変位 $\delta_{jh}|_{Q_{max}}$ については、既往の試験体S-5は正側で 0.55mm 、負側で -0.62mm であった。本実験の試験体D0.5-A0.5は正側で 1.15mm 、負側で -0.60mm であり、D1.0-A0.0は正側で 1.82mm 、負側で -1.04mm であった。いずれの試験体も外側耐震改修マニュアル^{5.1)}に示されている接合部のずれ変形量の許容値 2mm 以内であることが確認された。

接合部の相対水平変位 δ_{jh} の推移を比較したものをFig.5.13に示す。 δ_{jh} は試験体S-5が最も小さく、 $\pm 1/300\text{rad}$ においても 2mm 以内であった。本実験の試験体2体ではD1.0-A0.0の方がD0.5-A0.5に比べて δ_{jh} は小さい傾向にあることから、ディスク付きアンカーを多く配置した方が接合部のずれ変形を抑制できることが確認された。しかし、両試験体とも $\pm 1/300\text{rad}$ で $\delta_{jh}=2\text{mm}$ に達した。

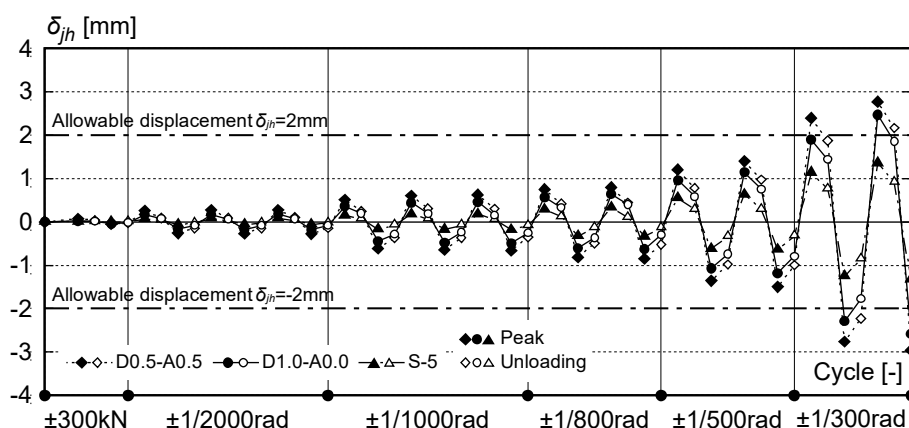


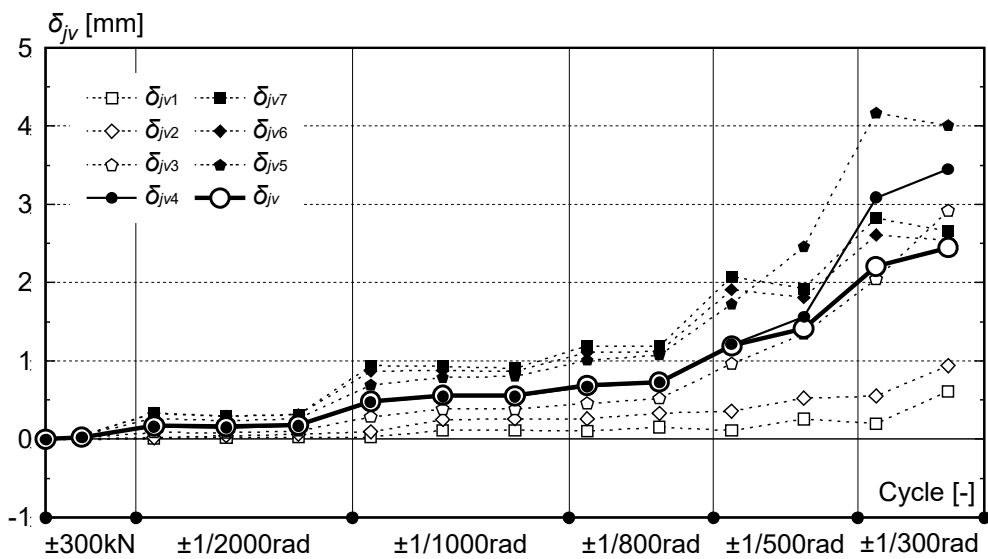
Fig.5.13 Comparison of changes in δ_{jh}

5.3.3 接合部の相対鉛直変位の推移

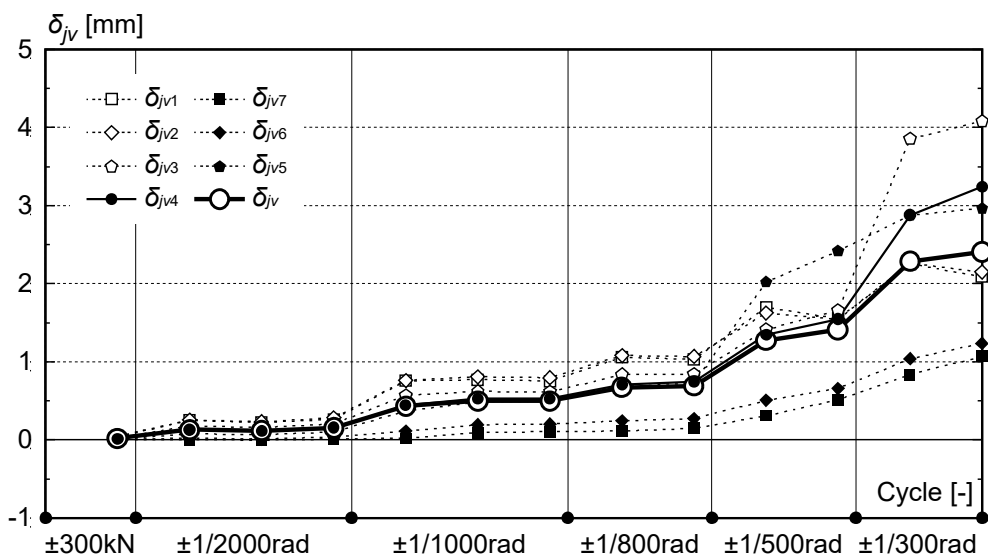
本実験の試験体 D0.5-A0.5 および D1.0-0.0 の Fig.5.4 に示す位置(7点)で計測した接合部の相対鉛直変位 $\delta_{jv1} \sim \delta_{jv7}$ と、その平均値 δ_{jv} の各ピークにおける推移を Fig.5.14, Fig.5.15 に示す。

両試験体の正負において、スパン中央の相対鉛直変位 δ_{jv4} は7点の平均値 δ_{jv} と概ね等しいことがわかる。また、 δ_{jv1} と δ_{jv7} , δ_{jv2} と δ_{jv6} , δ_{jv3} と δ_{jv5} はスパン中央から対称の位置における相対鉛直変位であるが、それぞれの相対鉛直変位もスパン中央の相対鉛直変位 δ_{jv4} や7点の平均値 δ_{jv} に対して概ね対称な値であった。

各試験体の相対鉛直変位の推移を正負で比較しても概ね対称的に等しい傾向がみられる。そこで、正側の各ピーク(1回目)時における δ_{jv} の推移に着目する。まず、D0.5-A0.5 については、300kN で 0.03mm, 1/2000rad で 0.17mm, 1/1000rad で 0.48mm, 1/800rad で 0.69mm, 1/500rad で 1.19mm, 1/300rad で 2.20mm であった。一方で、D1.0-A0.0 は 300kN で 0.03mm, 1/2000rad で 0.21mm, 1/1000rad で 0.58mm, 1/800rad で 0.85mm, 1/500rad で 1.48mm, 1/300rad で 2.59mm であった。本実験の試験体2体を比較すると、D0.5-A0.5 に対して D1.0-A0.0 は各ピークで 20%程度 δ_{jv} が大きくなる傾向にあった。



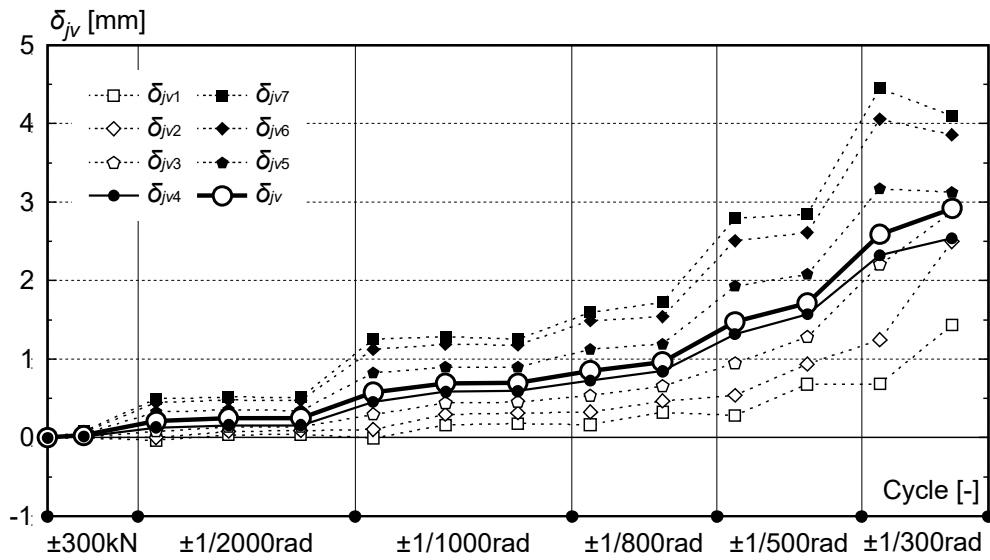
(a) Positive side



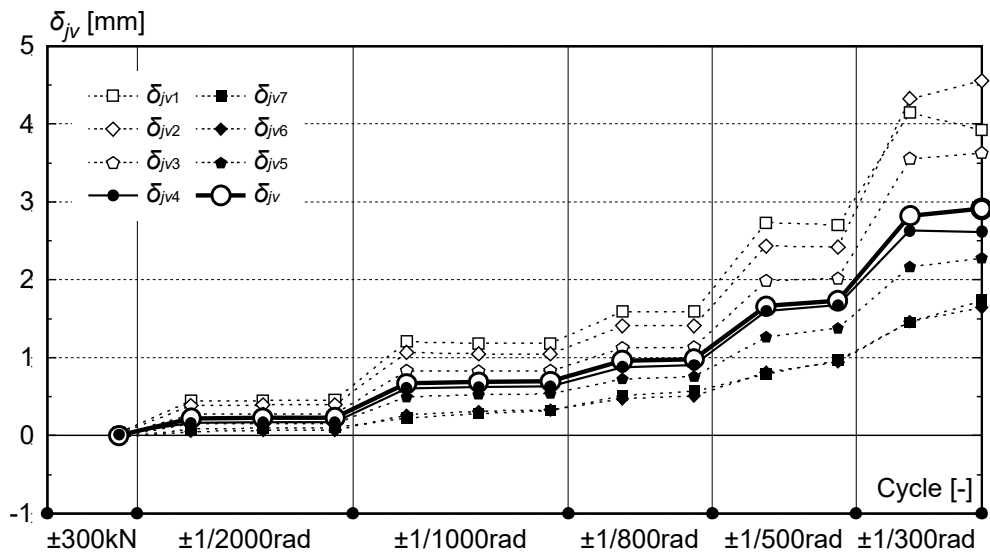
(b) Negative side

Fig.5.14 Transition of δ_{jv} at each point (D0.5-A0.5)

第5章 あと施工アンカーとディスク付きアンカーを用いた
外付け耐震補強接合部の力学的挙動とせん断耐力評価



(a) Positive side



(b) Negative side

Fig.5.15 Transition of δ_{jv} at each point (D1.0-A0.0)

5.3.4 接合部の相対鉛直変位の分布

本実験の試験体2体の $\pm 300\text{kN}$, $\pm 1/2000\text{rad}$, $\pm 1/1000\text{rad}$ および正側の設計用せん断耐力 Q_{jd} 到達時における接合部の相対鉛直変位分布を Fig.5.16, Fig.5.17 に示す。

両試験体とも各加力方向において対称的な挙動を示しており、相対鉛直変位は圧縮側端部が最も小さく、引張側端部に近づくにつれて大きくなる傾向にある。また、その勾配は概ね線形であることから、両試験体とも増設スラブおよび接続梁は概ね剛体として回転しながら、せん断変位が生じていると推察される。

Q_{jd} 時における相対鉛直変位の分布について着目すると、D0.5-A0.5 では、 δ_{jv1} が 0.04mm , δ_{jv2} が 0.08mm , δ_{jv3} が 0.16mm , δ_{jv4} が 0.26mm , δ_{jv5} が 0.40mm , δ_{jv6} が 0.48mm , δ_{jv7} は 0.50mm であった。一方、D1.0-A0.0 では、 δ_{jv1} が 0.02mm , δ_{jv2} が 0.09mm , δ_{jv3} が 0.19mm , δ_{jv4} が 0.26mm , δ_{jv5} が 0.53mm , δ_{jv6} が 0.73mm , δ_{jv7} は 0.80mm であった。両試験体とも圧縮側端部 δ_{jv1} からスパン中央 δ_{jv4} までは概ね等しい傾向にある。しかし、 $\delta_{jv5}\sim\delta_{jv7}$ では引張側端部 δ_{jv7} に近づくほど D0.5-A0.5 に比べて D1.0-A0.0 の方が大きくなる傾向にあり、 δ_{jv5} で+34%、 δ_{jv6} で+52%、 δ_{jv7} で+61%程度となり接合部の相対鉛直変位が増加した。以上より、スパン両端部にあと施工アンカーを配置することは、接合部の相対鉛直変位(目開き)を抑制する点において有効であるといえる。

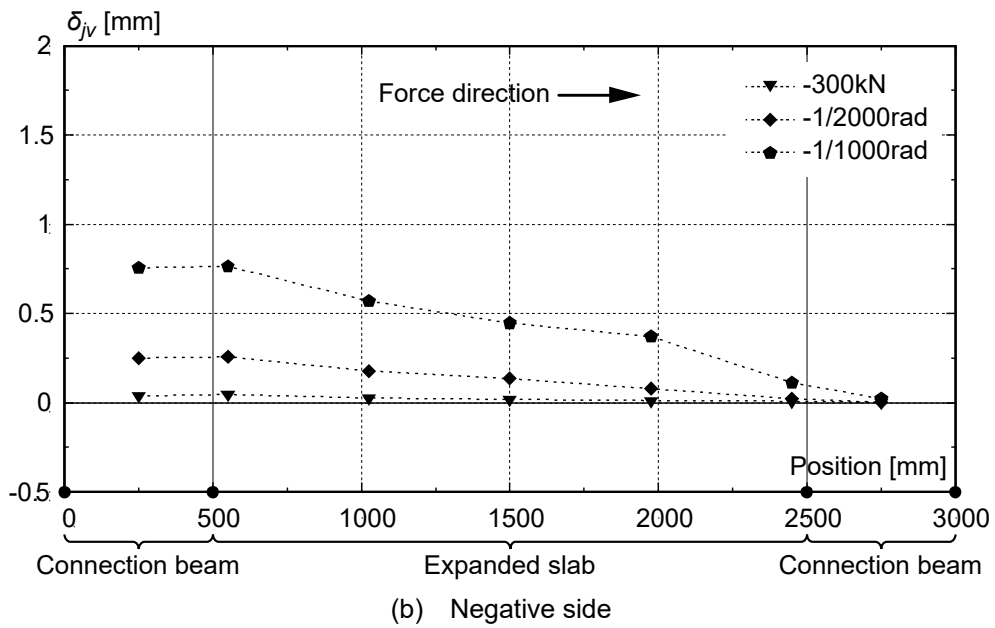
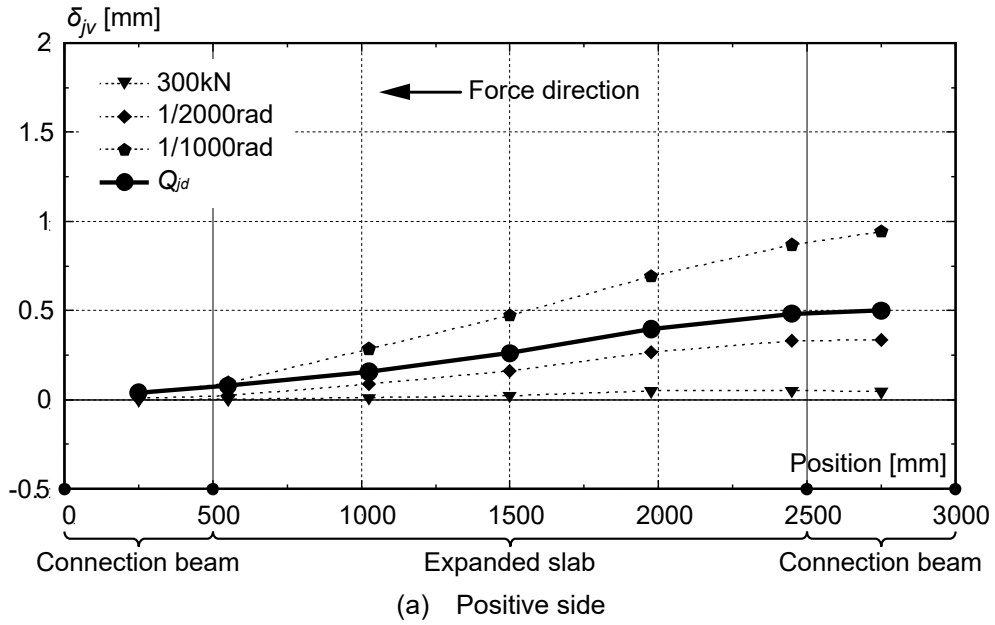


Fig.5.16 Distribution of relative vertical displacement δ_{jv} (D0.5-A0.5)

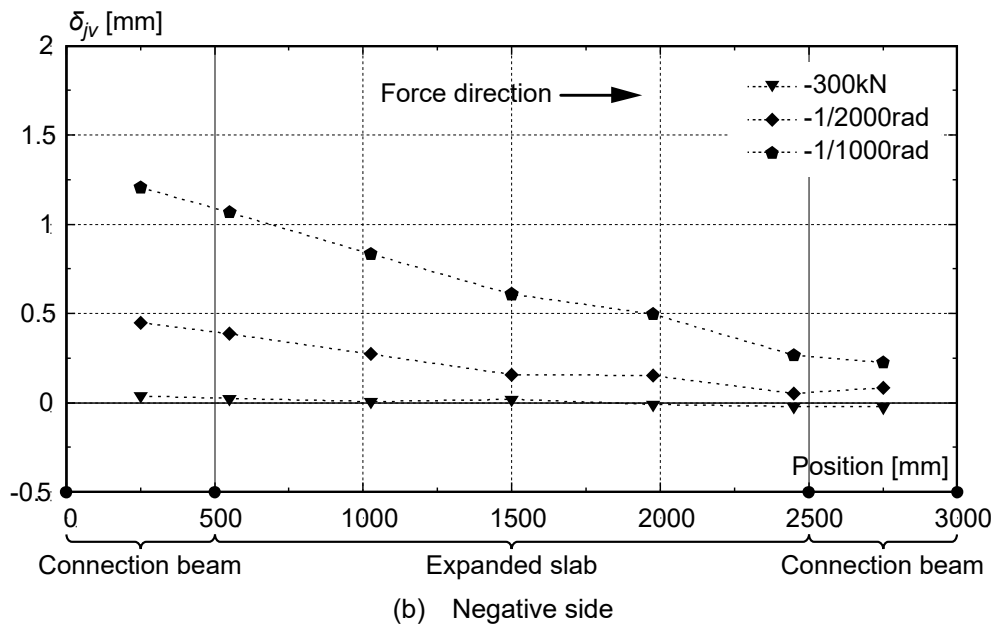
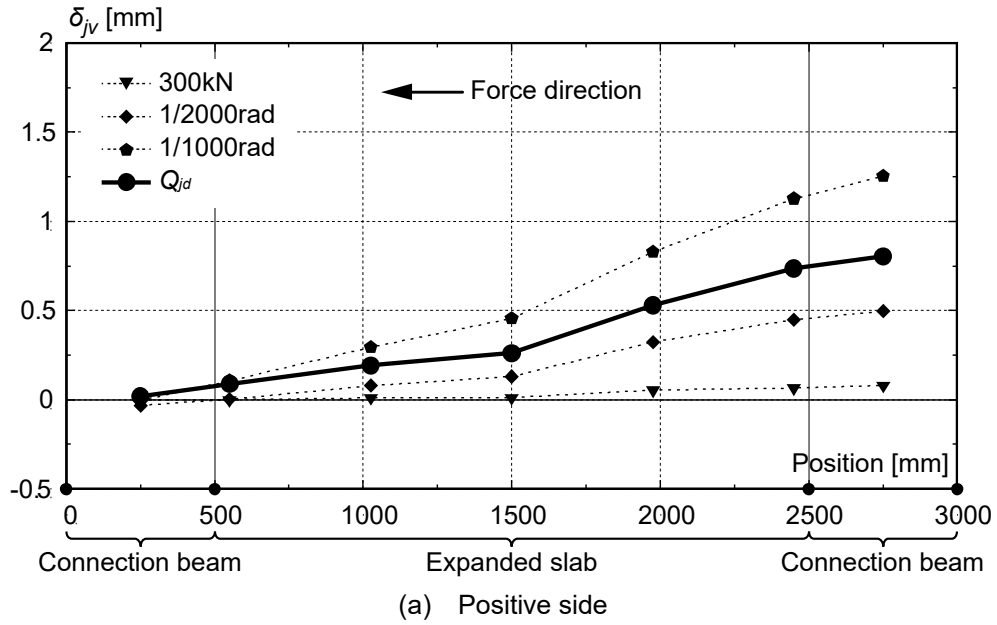


Fig.5.17 Distribution of relative vertical displacement δ_{jv} (D1.0-A0.0)

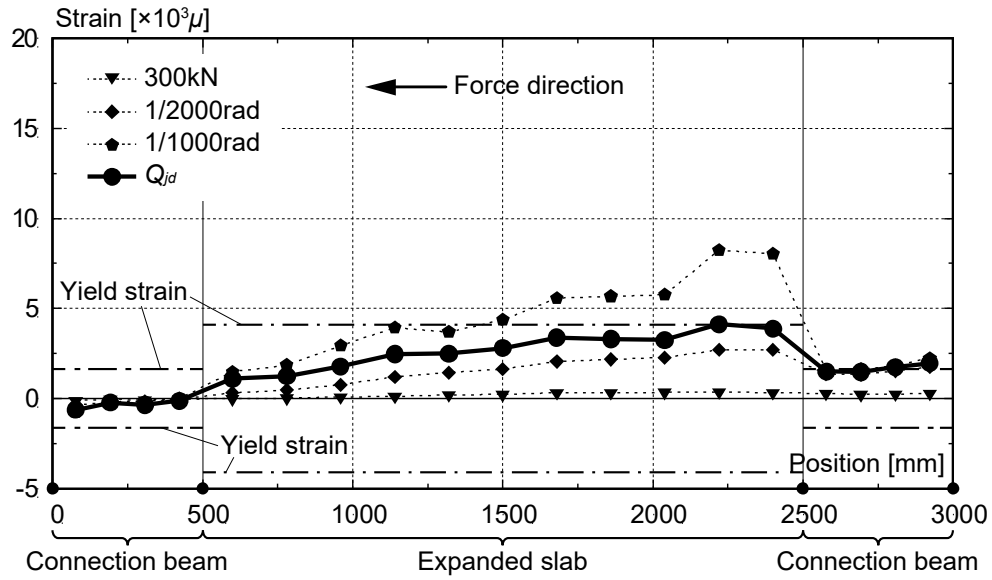
5.4 外付け耐震補強接合部の応力分布を考慮したせん断耐力評価

本節では、各アンカーボルトに作用する軸力の分布を把握し、さらにディスク付きアンカーおよびあと施工アンカーの複合応力下における力学的挙動を考慮することで、接合部のせん断耐力を評価する。

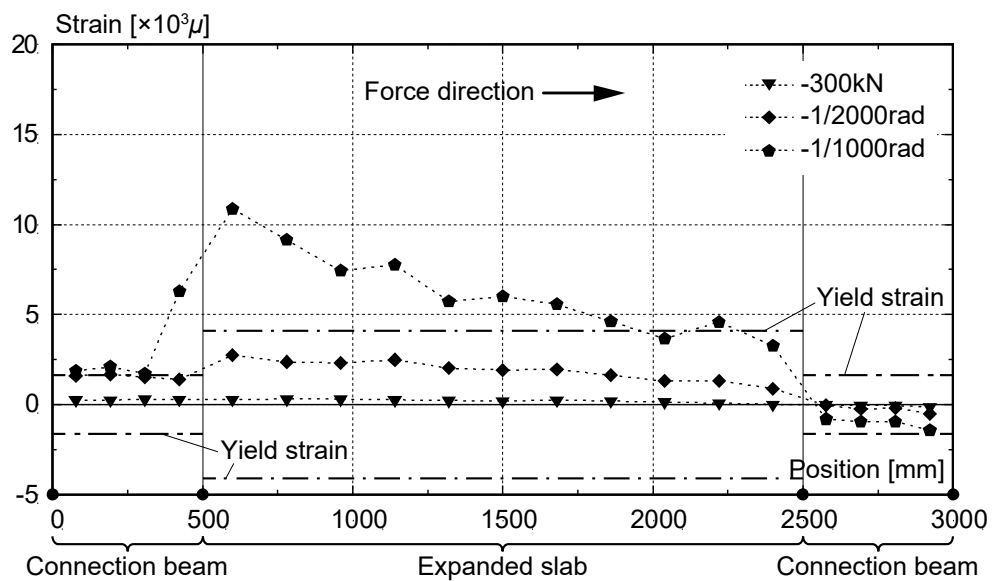
5.4.1 解析によるアンカーボルトに作用する軸力の算定

アンカーボルトに貼付したひずみゲージにより測定した軸方向ひずみの分布を Fig.5.18, Fig.5.19 に示す。軸方向ひずみは両面のひずみの平均値とした。ここで、ひずみゲージは $\pm 1/1000\text{rad}$ (1 回目)以降で複数断線したため、正側の設計用せん断耐力 Q_{jd} 時と、 Q_{jd} 以降で直近のピークである $\pm 1/1000\text{rad}$ (1 回目)のせん断耐力を評価する。

両試験体とも $1/2000\text{rad}$ の時点で部分的に降伏ひずみに達しており、さらに本実験では繰り返し载荷を行なっていることから、アンカーボルトのひずみ硬化と履歴特性を考慮して軸力を算定する。

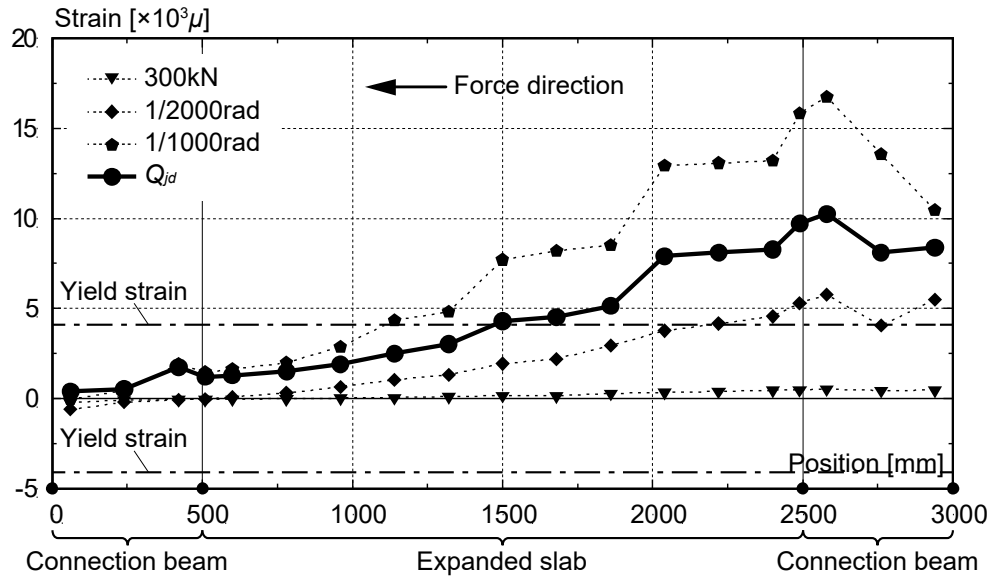


(a) Positive side

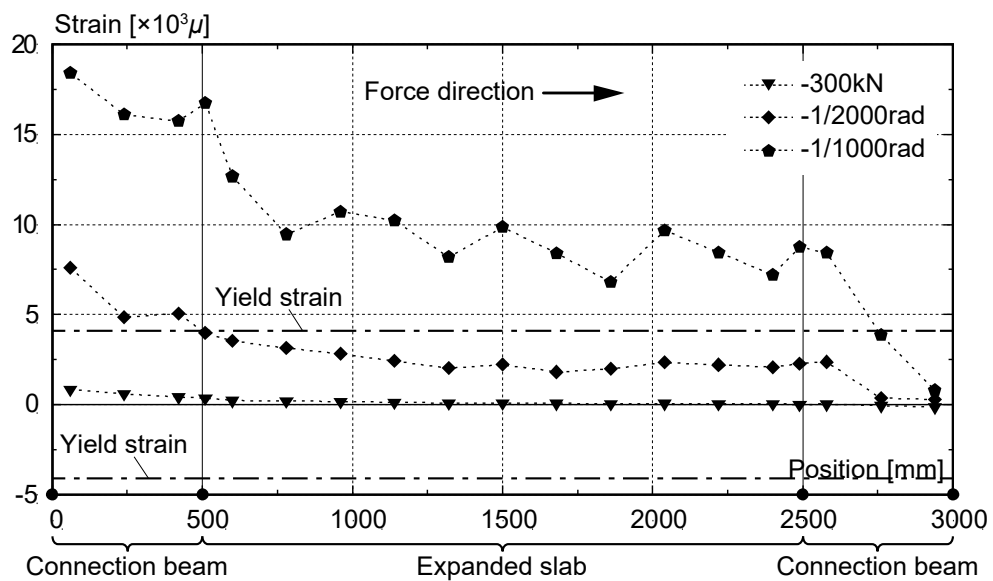


(b) Negative side

Fig.5.18 Axial strain distribution of anchor bolts (D0.5-A0.5)



(a) Positive side



(b) Negative side

Fig.5.19 Axial strain distribution of anchor bolts (D1.0-A0.0)

アンカーボルトの材料構成則を Fig.5.20 に示す。アンカーボルトはひずみ硬化を考慮した Bi-linear モデルとし、除荷剛性および再載荷剛性が初期剛性 E_s と等しい履歴特性でモデル化した。二次剛性については、Fig.5.18, Fig.5.19 のひずみ分布から $20,000\mu$ 程度までを再現するように、材料試験結果からディスク付きアンカーは $0.03E_s$ 、あと施工アンカーは $0.01E_s$ とした。 $(E_s$ は Table 5.3 を参照)

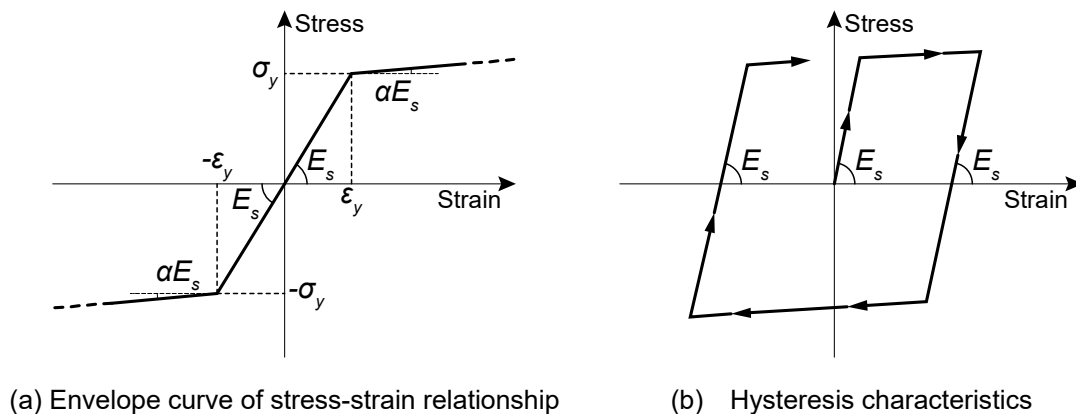
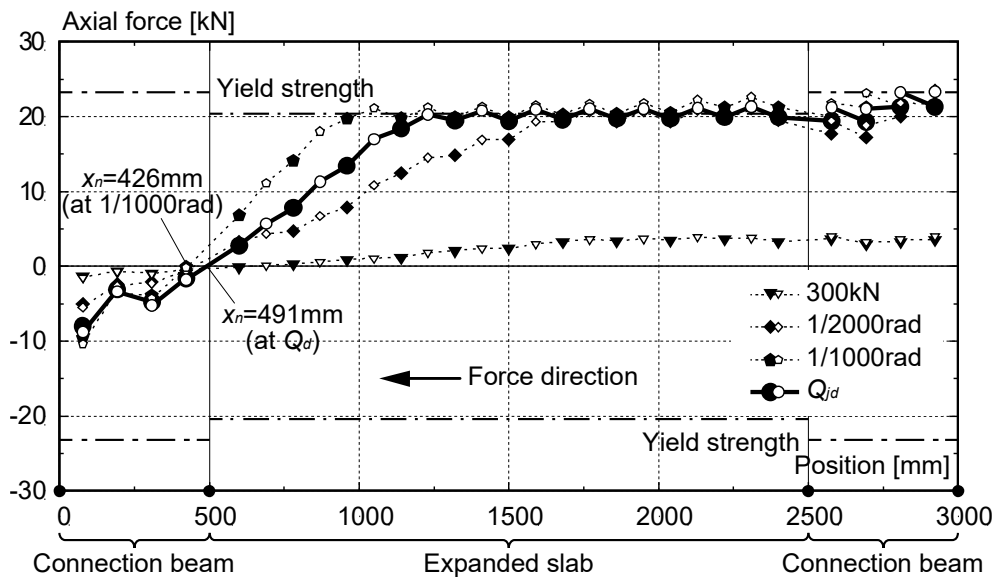


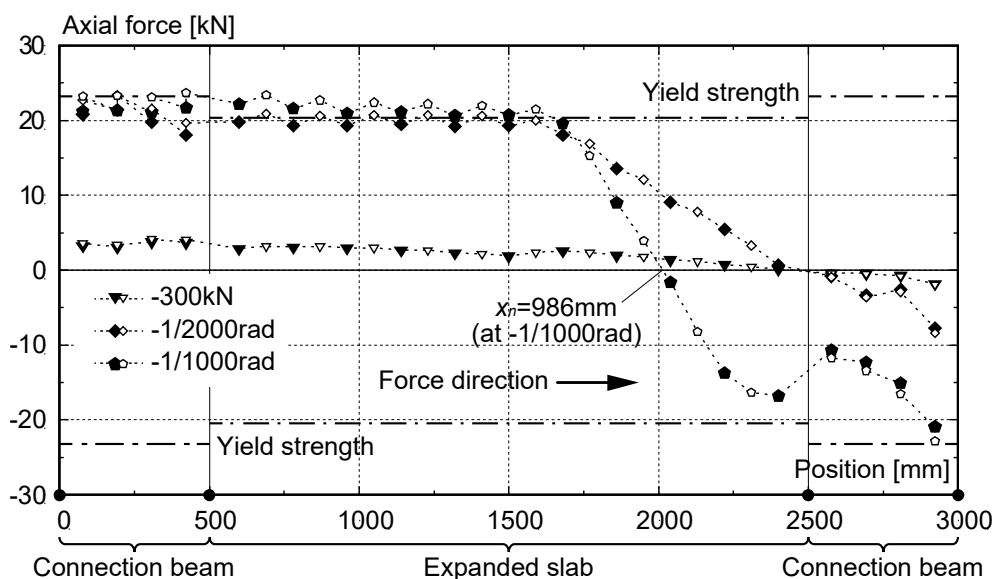
Fig.5.20 Material constitutive laws of anchor bolt

アンカーボルトの解析により算定した各接合要素のアンカーボルトに作用する軸力の分布を Fig.5.21, Fig.5.22 に示す。ここで、ひずみゲージを貼付していない接合要素については、両側の接合要素に作用する軸力から線形補間した。さらに、ひずみゲージを貼付するための溝を加工していないことを考慮して断面積の比率で割り増した。

ここで、軸力が零となる圧縮側端部からの位置を中立軸位置 x_n と定義すると、D0.5-A0.5 の Q_{jd} では 491mm, 1/1000rad では 426mm, -1/1000rad では 986mm であった。一方、D1.0-A0.0 の Q_{jd} では 755mm, 1/1000rad では 636mm, -1/1000rad では 1085mm であった。以上のことから、あと施工アンカーを減らすほど中立軸位置はスパン中央に近い位置となる傾向がみられた。

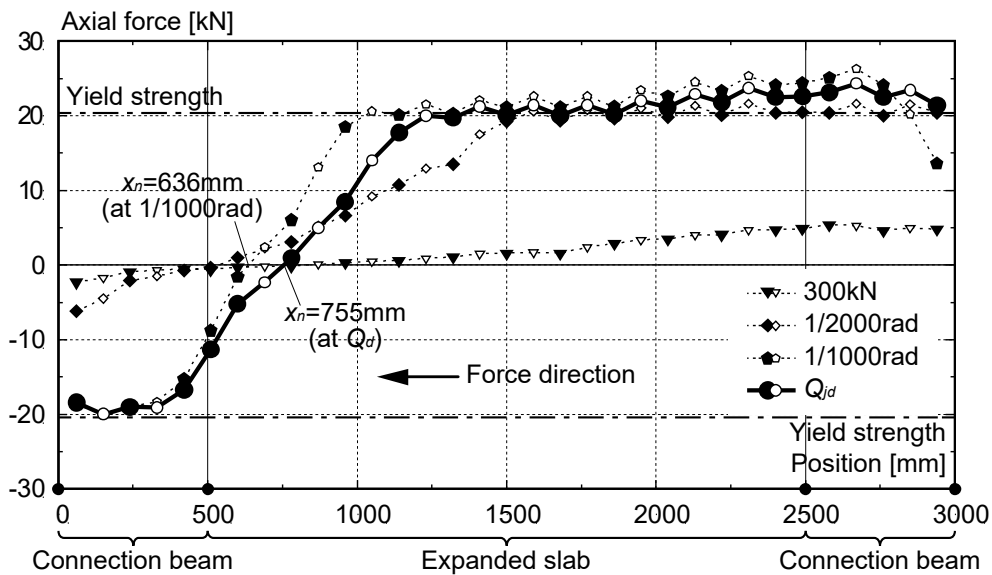


(a) Positive side

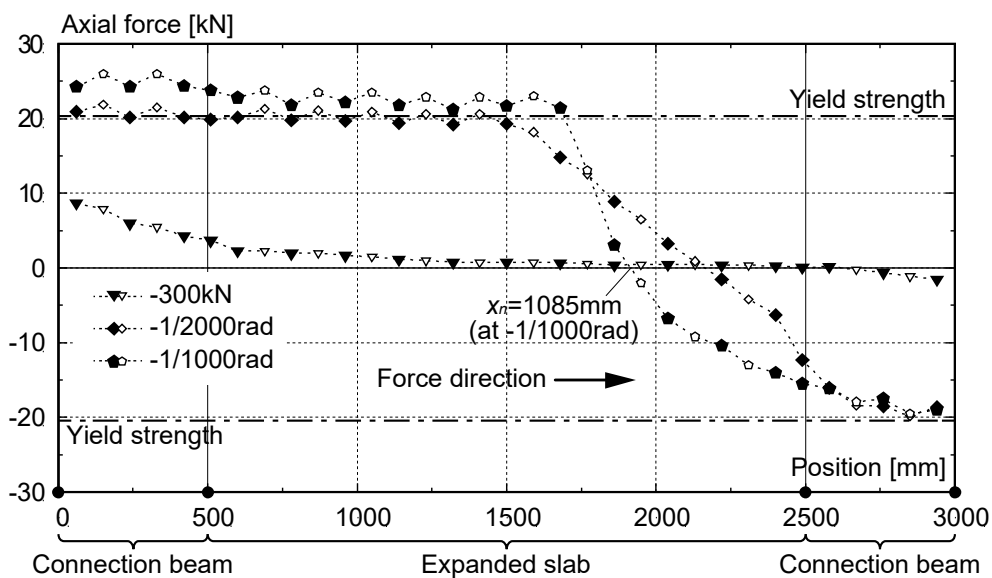


(b) Negative side

Fig.5.21 Axial force distribution of anchor bolts (D0.5-A0.5)



(a) Positive side



(b) Negative side

Fig.5.22 Axial force distribution of anchor bolts (D1.0-A0.0)

5.4.2 ディスク付きアンカーが負担するせん断力

複合応力下におけるディスク付きアンカーのせん断耐力 q_d は、第4章で式(5.1)~(5.3)を修正した式(5.4)~(5.6)により算出する^{5.5)}。

$$q_d = 0.24 \cdot K_1 \cdot K'_2 \cdot K_T \cdot A_B' \sqrt{E_C \cdot \sigma_B} \quad (5.4)$$

$$A_B' = \int_{-\pi/4}^{\pi/4} (h_d - \delta_{dv}) \cdot \frac{R_d}{2} d\theta = \frac{\pi \cdot R_d \cdot (h_d - \delta_{dv})}{4} \quad (5.5)$$

$$K_T = \begin{cases} 1.25 \sqrt{1 - \eta'^{1.25}} & (0 \leq \eta' \leq 1.0) \\ 1 & (\eta' < 0) \end{cases} \quad (5.6)$$

ここに、 A_B' は鋼製ディスクの拔出し量を考慮した支圧応力を求めるための有効見つけ面積[mm²]、 δ_{dv} は鋼製ディスクの拔出し量($R_d=45$ の場合は1.13mm)、 K_T は引張力の拘束効果低減係数、 η' は引張軸力比(アンカーボルトの降伏耐力に対する引張軸力の比)である。

式(5.4)~(5.6)は、第4章で本実験と同じφ45のディスク付きアンカーのせん断耐力を-13%~11%の精度で評価しており、作用する引張力が小さい場合にせん断耐力を危険側に評価する傾向があるため注意が必要である。一方で、圧縮力下におけるディスク付きアンカーは鋼製ディスクの回転が拘束されることによりせん断耐力が増加すると考えられるが、式(5.4)~(5.6)ではそれを考慮していない。以上のことから、ここでは式(5.4)~(5.6)により算出したせん断耐力を足し合わせて評価することとする。また、実際には接合部近傍のコンクリートが局所的に損傷することが考えられるが、第3章および第4章で示した実験、解析より、相対水平変位 $\delta_{jh}=2\text{mm}$ までの範囲でディスク付きアンカーのせん断耐力は概ね維持されることを確認している。本実験で評価対象とする Q_{id} および $\pm 1/1000\text{rad}$ (1回目)時の接合部の相対水平変位 δ_{jh} も全て2mm以内であることから、ここでは各ディスク付きアンカーのせん断耐力の総和で評価可能であると判断する。

5.4.3 あと施工アンカーが負担するせん断力

複合応力下におけるあと施工アンカーのせん断耐力 q_a は、文献5.1)に準拠して、von Misesの降伏条件に基づくせん断耐力に、接合部のずれ変形量を許容値2mm以下に制限するための低減係数 ϕ_s を乗じて算出する。

$$q_a = \phi_s \cdot s_c a \cdot \sqrt{(\sigma_y^2 - \sigma^2)}/3 \quad (5.7)$$

ここに、 ϕ_s は接合部のずれ変形量を許容値2mm以下に制限するための低減係数(=0.7)、 $s_c a$ はアンカーボルトの断面積[mm²]、 σ_y はアンカーボルトの降伏強度[N/mm²]、 σ はアンカーボルトに作用する垂直応力度[N/mm²]である。

引張力を受けるあと施工アンカーのせん断耐力評価に von Mises の降伏条件を適用することつ

いてはこれまでも議論されている^{例えば 5.7),5.8)}。しかし、本実験で評価対象としている範囲ではあと施工アンカーに生じる軸力は-22.8kN~23.7kNであり、圧縮・引張力下におけるせん断耐力を連続的に評価できることが望ましいこと、D0.5-A0.5においてあと施工アンカーが負担するせん断力の割合は比較的小さいことの2点から、ここでは式(5.7)を便宜的に適用することとする。

実際のあと施工アンカーの挙動は第2章で示したように、局所的な曲げ変形が2箇所で生じ、全断面がせん断降伏する前にヒンジ位置で破断すると考えられる。式(5.7)を使用するにあたって、実際のあと施工アンカーの挙動と異なることに留意する必要があるが、ここでは文献(5.1)等に準拠して von Mises の降伏条件に基づくせん断耐力に低減係数 ϕ_s を乗じて評価することとする。

5.4.4 接合面の摩擦力によるせん断抵抗

接合部全体における軸力の釣り合いについて考えると、Fig.5.21, Fig.5.22 を見る限りアンカーボルトに生じる軸力のみでは釣り合っておらず、接合面でコンクリートが圧縮力を伝達していると推察される。したがって、本項では接合面における摩擦によるせん断抵抗に着目して検討する。コンクリートが伝達する圧縮力 N_{cc} を式(5.8)により求め、式(5.9)により摩擦によるせん断抵抗を算出する。

$$N_{cc} = N_{dc} + N_{ac} + N_{dt} + N_{at} \quad (5.8)$$

$$Q_f = \mu \cdot (-N_{cc}) \quad (5.9)$$

ここに、 N_{dt} , N_{at} はディスク付きアンカーとあと施工アンカーに作用する引張合力、 N_{dc} , N_{ac} はディスク付きアンカーとあと施工アンカーに作用する圧縮合力(引張は正、圧縮は負)であり、 μ は摩擦係数である。

摩擦係数 μ について、中野らの実験^{5.9)}では接合面の状態が平滑面の場合に 0.55、平滑面でグリスを塗布した場合に 0.08 が提案されている。本実験では接合面が平滑となるように配慮し、さらにグリスを塗布しているため、ここでは $\mu=0.08$ と仮定する。

5.4.5 接合部の応力分布を考慮したせん断耐力評価式

式(5.4)~式(5.9)を整理すると、外付け耐震補強接合部の応力分布を考慮したせん断耐力 Q_j は式(5.10)により評価することができる。

$$Q_j = Q_d + Q_a + Q_f = \sum q_d + \sum q_a + \mu \cdot (-N_{cc}) \quad (5.10)$$

ここに、 Q_d はディスク付きアンカーが負担するせん断力の総和、 Q_a はあと施工アンカーが負担するせん断力の総和、 Q_f は接合面の摩擦によるせん断抵抗である。

式(5.10)により算出したせん断耐力 Q_j と実験値 Q_{exp} の対応を Fig.5.23(a)に示す. Fig.23(a)より, 計算値 Q_j は実験値 Q_{exp} を全体的に低く評価する傾向にあることがわかる. この要因としては, 圧縮力下におけるディスク付きアンカーのせん断耐力の上昇を考慮していないこと, $\eta'=1.0$ 以上のディスク付きアンカーも実際はせん断耐力を負担している可能性があること, 接合部の摩擦抵抗が $\mu=0.08$ 以上に作用していることなどが考えられるが, ここではこのようなメカニズムによるせん断耐力の寄与分を接合部の見かけのせん断摩擦として捉えてみる. まず, 見かけのせん断摩擦係数を μ' と定義し, 式(5.11)により算出する.

$$\mu' = (Q_{exp} - Q_d - Q_a) / N_{cc} \quad (5.11)$$

見かけのせん断摩擦係数 μ' の算出結果を Table 5.5 に示す. 評価対象とした計 6 点を平均すると $\mu'=0.60$ となり, 前述の中野らが提案した接合面の状態が平滑面(グリス無し)の場合における摩擦係数 $\mu=0.55$ と概ね等しい値となる. 式(5.10)で $\mu=\mu'=0.60$ とした時の Q_j と Q_{exp} の対応を Fig.5.23(b)に示す. Fig.5.23(b)より, $\pm 1/1000\text{rad}$ と Q_{jd} 時における外付け耐震補強接合部のせん断耐力は $\pm 20\%$ 程度で精度良く評価可能であることが確認できる.

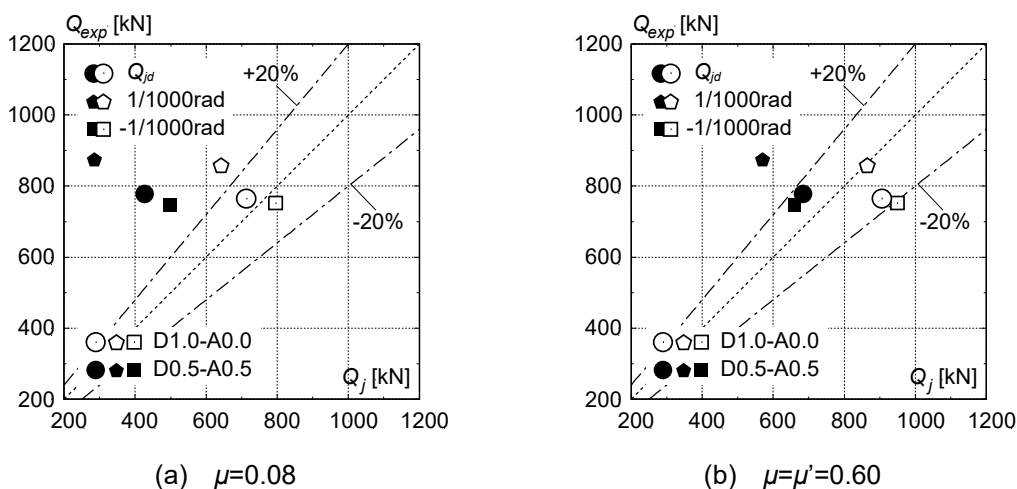


Fig.5.23 Correspondence with experimental results of Q_j

Table 5.5 Apparent shear coefficient of friction μ'

Specimen		Q_d [kN]	Q_a [kN]	Q_{exp} [kN]	$Q_{exp}-Q_d-Q_a$ [kN]	N_{cc} [kN]	μ' [-]
D0.5-A0.5	Q_{jd}	302.7	84.5	778.9	391.7	494.0	0.79
	+1/1000rad	165.3	76.3	873.3	631.7	546.8	1.16
	-1/1000rad	426.8	48.1	747.6	272.7	307.7	0.89
D1.0-A0.0.0	Q_{jd}	683.3	-	764.7	81.4	369.4	0.22
	+1/1000rad	607.3	-	856.2	248.9	428.5	0.58
	-1/1000rad	771.5	-	752.1	-19.4	296.5	-0.07

5.4.6 接合部に作用するモーメント

最後に外付け耐震補強接合部に作用するモーメント M_j について検討する。 M_j は Fig.5.24 に示すような応力分布を仮定し、5.4.1 項で述べたアンカーボルトに作用する軸力分布と中立軸位置 x_n を用いて式(5.12)により算出する。

$$M_j = \sum n_d \cdot (x - x_n) + \sum n_a \cdot (x - x_n) - N_{cc} \cdot x_n \cdot 2/3 \quad (5.12)$$

ここに、 n_d は各ディスク付きアンカーに作用する軸力、 n_a は各あと施工アンカーに作用する軸力 (引張は正、圧縮は負)、 x は各接合要素の位置である。

式(5.12)による接合部に作用するモーメント M_j と偏心モーメント $M_{exp}(=Q_{exp} \times 1.2\text{m})$ との対応を Fig.5.25 に示す。 Fig.5.25 より、 M_j も M_{exp} を $\pm 20\%$ 以内で精度良く評価可能であることがわかる。よって、5.4.1 項で述べた各接合要素のアンカーボルトに作用する軸力の分布、および中立軸位置 x_n の評価は概ね妥当であるといえる。

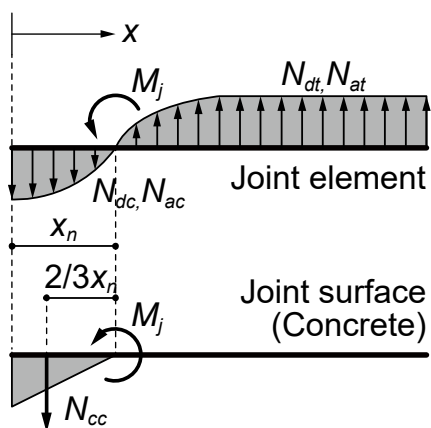


Fig.5.24 Assumption of stress distribution
at joint

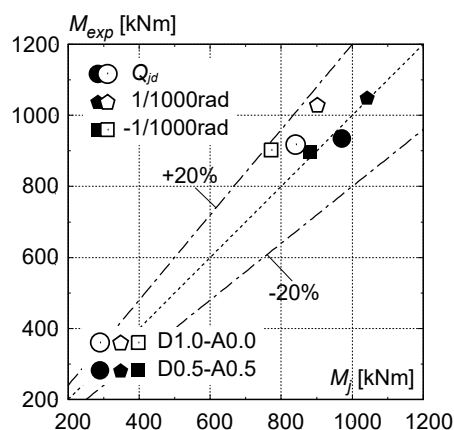


Fig.5.25 Correspondence with
experimental result of M_j

5.5 まとめ

本章では、ディスク付きアンカーおよびあと施工アンカーの本数をパラメータとして、1スパンの外付け耐震補強接合部の部材実験を行い、接合部の応力分布を明らかにした。さらに、接合部の応力分布、ディスク付きアンカーおよびあと施工アンカーの複合応力下における力学的挙動、接合面のせん断摩擦を考慮して、外付け耐震補強接合部のせん断耐力を評価した。以下に得られた知見をまとめる。

- ・ あと施工アンカーを半分または零とし、ディスク付きアンカーに引張力を負担させた場合においても、概ね設計用せん断耐力以上のせん断耐力を有する。また、最大せん断耐力時における接合部の相対水平変位は、文献5.1)による許容値2mm以内である。したがって、接合要素を14%~23%削減した上で接合部に要求される性能を概ね満たすことが可能である。
- ・ 各接合要素に作用する軸力の分布から算定した設計用せん断耐力時の中立軸位置は、圧縮側端部からD0.5-A0.5は491mm、D1.0-A0.0は755mmであり、あと施工アンカーを減らすほどスパン中央に近い位置となる。
- ・ 接合部の応力分布を考慮し、ディスク付きアンカーおよびあと施工アンカーの複合応力下におけるせん断耐力、さらにグリス処理を施した接合面の摩擦によるせん断抵抗($\mu=0.08$)を累加した場合には実験値を小さく評価する。
- ・ 圧縮力下におけるディスク付きアンカーのせん断耐力上昇などによるせん断耐力の寄与分を見かけのせん断摩擦として捉えると、せん断摩擦係数 μ' は0.60程度となり、文献5.8)で提案された接合面の状態が平滑面(グリス無し)の場合における摩擦係数 $\mu=0.55$ と概ね等しい値となる。また、 $\mu=\mu'=0.60$ として接合面のせん断抵抗を累加すると、実験値を $\pm 20\%$ 程度で精度良く評価する。
- ・ 各接合要素に作用する軸力の分布と、軸力の分布から推定した中立軸位置を用いて接合部に作用するモーメントを算出すると、偏心モーメントと $\pm 20\%$ 以内の精度で良く対応する。

[参考文献]

- 5.1) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の外側耐震改修マニュアル，2002.9
- 5.2) 高瀬裕也，阿部隆英，佐藤貴志，尾中敦義，池田隆明：ディスク型シヤキーの増設スラブの接合部への適用性と耐力評価，鋼製ディスクとアンカーボルトを併用した耐震補強用シヤキーに関する研究，日本建築学会構造系論文集，Vol.80，No.708，pp.297-307，2015.2
- 5.3) 高瀬裕也，和田俊良，池田隆明，篠原保二，溝口光男：一定引張応力を受けながら繰り返しせん断応力を受ける接着系あと施工アンカーの力学挙動と仕事量，日本建築学会構造系論文集，Vol.82，No.738，pp.1255-1263，2017.8
- 5.4) 石田雄太郎，坂田弘安，高瀬裕也，毎田悠承，佐藤匠：複合応力下における接着系あと施工アンカーの3次元FEM解析，外付け耐震補強接合部の応力伝達メカニズムと力学的挙動に関する研究 その1，日本建築学会構造系論文集，Vol.83，No.751，pp.1307-1317，2018.9
- 5.5) 石田雄太郎，坂田弘安，高瀬裕也，毎田悠承，佐藤匠，久保田雅春：引張力とせん断力を受けるディスク型シヤキーの要素実験とそのせん断耐力評価，外付け耐震補強接合部の応力伝達メカニズムと力学的挙動に関する研究 その2，日本建築学会構造系論文集，Vol.85，No.768，2020.2
- 5.6) 高瀬裕也，阿部隆英，板谷秀彦，佐藤貴志，尾中敦義，久保田雅春，池田隆明：ディスク型シヤキーを用いた内付け補強架構の接合部破壊時の保有水平耐力の評価手法，鋼製ディスクとアンカーボルトを併用した耐震補強用シヤキーに関する研究，日本建築学会構造系論文集，Vol.79，No.698，pp.507-515，2014.4
- 5.7) 瀧口克己：「組合せ荷重を受けるアンカーボルトと周辺コンクリートの力学的挙動に関する実験的研究」に対する討論，日本建築学会構造系論文集，Vol.81，No.725，pp.1173-1174，2016.7
- 5.8) 白井佑樹，山田哲，坂田弘安，島田侑子，吉敷祥一：瀧口克己氏の討論に対する回答，日本建築学会構造系論文集，Vol.81，No.725，pp.1175-1176，2016.7
- 5.9) 中野克彦，松崎育弘：プレキャストRC部材接合面におけるせん断抵抗要素の耐力累加方法，日本建築学会構造系論文集，No.550，pp.151-158，2001.12

第6章

結論

6.1 各章のまとめ

本研究では、鉄筋コンクリート造建築物における外付け耐震補強接合部に用いられるあと施工アンカーおよびディスク付きアンカーの複合応力下における力学的挙動と、外付け耐震補強接合部に作用する応力分布を構造実験および数値解析により明らかにした。そして、これらを考慮して外付け耐震補強接合部のせん断耐力を評価した。各章で得られた知見を以下にまとめる。

第2章 引張力とせん断力を受ける接着系あと施工アンカーのFEM解析

第2章では、複合応力下における接着系あと施工アンカーの既往の実験^{2.4),2.5)}を対象として、3次元FEM解析モデルを構築し、解析を行なった。そして、部材内部の損傷状況や応力度分布を明らかにし、各パラメータが接着系あと施工アンカーのせん断特性に与える影響を把握した。以下に得られた知見をまとめる。

- ・ 既往の研究によるコンクリート、グラウトおよび鋼材の材料構成則や、接合要素の特性を用いて、3次元FEM解析モデルを構築した。外側耐震改修マニュアル^{2.1)}で制限されている水平変形量の2倍である相対水平変位4.0mmまでを解析の対象範囲として単調載荷解析を行なった結果、ここで構築した解析モデルを用いることにより、せん断力-相対水平変位関係の実験結果を概ね精度よく再現することができた。
- ・ アンカーボルトの曲率は、既存側のコンクリート強度が $F_c=9\sim 21$ の範囲でグラウトの圧縮強度より小さい場合において、接合面からコンクリート側は $2d_a$ 、グラウト側は $1d_a$ の位置で最大となり、相対水平変位2.0mm時ではコンクリート側 $3d_a$ からグラウト側 $2d_a$ までの $5d_a$ の範囲が降伏する。ダボ変形の中心は接合面よりコンクリート側となり、コンクリート強度が

大きくグラウトの圧縮強度との差が小さくなると接合面に近くなる。コンクリート強度が大きく支圧応力が上昇すると、コンクリート側 $1d_a$ の位置の曲率が増加し、グラウト側の曲率の最大値も増加する。また、アンカー径が大きくなると曲率は全体的に小さくなり、アンカーボルトの曲げ変形が抑制される。

- ・せん断力のみを与えた試験体では Mises 応力度は材軸に対して対称に分布するのに対し、せん断力と引張力を与えた試験体シリーズでは軸応力比の増大に伴い引張側の Mises 応力度が上昇する。
- ・コンクリートのひび割れ性状は、せん断力のみを与えた試験体ではダボ変形によるひび割れが顕著である。一方、せん断力と引張力を与えた試験体ではダボ変形によるひび割れに加え、本解析の各パラメータの範囲においては、接合面から $3d_a$ より深い位置で引張力による水平方向のひび割れが生じ、軸応力比が大きいほど損傷する。
- ・コンクリートが圧縮軟化する範囲に関して、鉛直面に着目すると、 $F_c=15, 21$ では接合面から $2d_a$ まで、 $F_c=9$ では $3d_a$ までが圧縮軟化し、アンカー径およびコンクリート強度が大きいほど広範囲で圧縮軟化する。また接合面では、せん断力のみを与えた試験体はアンカーボルト断面の中心から $1d_a$ 、せん断力と引張力を与えた試験体は $0.5d_a$ が圧縮軟化し、引張力が作用すると圧縮軟化する範囲は小さくなる。
- ・コンクリートの接合面付近における最小主応力度分布の最大値はコンクリート強度および軸応力比が大きいほど増大する。引張力が作用する場合は軸応力比の増大に伴い接合面から深い位置で最大値が生じ、コンクリート内部では補強鉄筋による拘束効果が得られるため、最小主応力度の最大値が大きくなる。

第3章 せん断力を受けるディスク付きアンカーの FEM 解析

第3章では、せん断力を受けるディスク付きアンカーの既往の実験^{3,5)}を対象として、3次元 FEM 解析を行い、部材内部の損傷状況や応力度分布を明らかにした。さらに、第2章で述べたあと施工アンカーの解析結果と比較しながら、ディスク付きアンカーのせん断抵抗性能を把握した。以下に得られた知見をまとめる。

- ・せん断力-相対水平変位関係において、ディスク付きアンカーはあと施工アンカーに比べ高い剛性を有する。さらに相対水平変位 2.0mm では、あと施工アンカーの約3倍のせん断耐力を発揮する。
- ・ディスク付きアンカーはあと施工アンカーに比べて、アンカーボルトの曲げ変形が約50%抑制され、接合面から $1d_a$ 深い位置で曲率が最大となる。
- ・ディスク付きアンカーの Mises 応力度は、アンカーボルトでは降伏強度に達し、接続ボルトでは降伏強度の約30%となる。いずれもあと施工アンカーと比べると小さく、アンカーボルトおよび接続ボルトがダボ効果により負担するせん断力は小さい。さらに、アンカーボルト

および接続ボルトに作用するせん断応力度が減少することから、ディスク付きアンカーにも引張力を負担させることができる可能性があるといえる。

- ・ コンクリートの損傷状況について、ディスク付きアンカーも接合面から $4d_a$ の範囲でダボ変形によるひび割れが生じる。また水平方向に $4d_a$ 、鉛直方向に $3d_a$ の範囲で圧縮軟化が生じ、あと施工アンカーよりも広範囲で支圧を受けることで高いせん断耐力を発揮する。
- ・ ディスク付きアンカーはコンクリートが補強鉄筋による拘束効果が得られる範囲まで支圧を受ける。その結果、最小主応力度の絶対値の最大値はあと施工アンカーの約2倍となり、あと施工アンカーに比べ大きい支圧応力が生じて効果的にせん断耐力が上昇する。

第4章 引張力とせん断力を受けるディスク付きアンカーの要素実験

第4章では、ディスク付きアンカーを構成する要素に引張力を与える要素実験を行い、ディスク付きアンカーの引張抵抗性能を把握した。さらに、ディスク付きアンカーに一定引張力を与えながら繰り返しせん断力を与える要素実験を行い、引張力とせん断力の複合応力下における力学的挙動を把握し、一定引張力下におけるせん断耐力評価式を構築した。以下に得られた知見をまとめる。

- ・ アンカーボルトの埋込み長さとコンクリート強度が同じ場合、ディスク付きアンカーも通常のあと施工アンカーと概ね等しい引張抵抗性能を有する。
- ・ ディスク付きアンカーにおいても $l_e=7d_a$ ではコンクリートのコーン状破壊とアンカーボルトの付着破壊の混合破壊となる場合があるため、引張力を負担させる場合はあと施工アンカーと同様にアンカーボルトの母材降伏となる $l_e=10d_a$ 以上が望ましい。
- ・ ディスク付きアンカーの施工不良により鋼製ディスク内側のコンクリートが削られた場合においても、その体積分の接着剤を充填することで引張抵抗性能には殆ど影響しない。
- ・ 接着系アンカーボルトの付着強度は、設計上では $7\sqrt{\sigma_B/21}$ (本実験では、1/1 スケール試験体で 7.45N/mm^2 、1/2 スケール試験体で 7.31N/mm^2) が用いられているが^{4.5)}、付着破壊となった試験体 M20-4.5 d_a の引張耐力(実験値)から逆算した実際の付着強度は 12.65N/mm^2 であり、設計用の付着強度は安全側に評価する。
- ・ 現行の接着系アンカーボルトの引張耐力評価式^{4.5)}によると、その引張耐力は十分に安全側で評価できることを確認した。また、コンクリートのコーン状破壊曲面や、実際のアンカーボルトの付着強度を考慮した評価式を用いると、最大耐力と破壊モードを概ね精度良く評価できる。
- ・ 一定引張力下におけるディスク付きアンカーのせん断耐力は現行の評価式^{4.2)}による終局せん断耐力を下回る。しかし、接合面に生じる垂直応力が零($\eta'=0$)の場合、ディスク付きアンカーのせん断耐力は現行の評価式の下限值である設計用せん断耐力で概ね評価できる。
- ・ 引張力を与えない($\eta'=0$)場合においても、既往の実験^{4.2)}より相対鉛直変位は大きくなる。ま

た、引張力の増加に伴い相対鉛直変位はさらに増加する傾向にある。つまり、外付け耐震補強にディスク付きアンカーを適用する場合は、鋼製ディスクが抜け出ることを示唆しており、コンクリートの支圧応力場が小さくなることでせん断耐力が低下する。

- ・ アンカーボルトの曲率分布をみると、接合面から既存側に $2d_a$ 付近の位置で最大となり弾性範囲を超えた曲率が生じる。しかし、その他の計測点では弾性範囲内の曲率が得られ、新設部分ではほとんど曲げ変形は生じない。また、引張力が大きくなると、曲率も増加する傾向にある。
- ・ 一定引張力を与えながら繰り返しせん断力を与えた場合、引張力が大きいほどせん断耐力は低下する。せん断耐力時の相対水平変位は2mm以内であり、外付け耐震補強接合部のずれ変形量の許容範囲内で最大耐力を発揮する。
- ・ せん断力と引張力の複合応力下におけるディスク付きアンカーのせん断耐力が現行の評価式と比べて小さくなる要因として、鋼製ディスクの拔出しと、アンカーボルトによる鋼製ディスクの回転に対する拘束効果の低減が考えられる。鋼製ディスクの拔出し量を考慮した支圧応力を求めるための有効見つけ面積 A_B' とアンカーボルトの拘束効果低減率 K_T を考慮して評価式を修正すると、実験結果を $\pm 20\%$ 程度の精度で評価できる。

第5章 あと施工アンカーとディスク付きアンカーを用いた

外付け耐震補強接合部の力学的挙動とせん断耐力評価

第5章では、ディスク付きアンカーおよびあと施工アンカーの本数をパラメータとして、1スパンの外付け耐震補強接合部の部材実験を行い、接合部の応力分布を明らかにした。さらに、接合部の応力分布、ディスク付きアンカーおよびあと施工アンカーの複合応力下における力学的挙動、接合面のせん断摩擦を考慮して、外付け耐震補強接合部のせん断耐力を評価した。以下に得られた知見をまとめる。

- ・ あと施工アンカーを半分または零とし、ディスク付きアンカーに引張力を負担させた場合においても、概ね設計用せん断耐力以上のせん断耐力を有する。また、最大せん断耐力時における接合部の相対水平変位は、文献5.1)による許容値2mm以内である。したがって、接合要素を14%~23%削減した上で接合部に要求される性能を概ね満たすことが可能である。
- ・ 各接合要素に作用する軸力の分布から算定した設計用せん断耐力時の中立軸位置は、圧縮側端部からD0.5-A0.5は491mm、D1.0-A0.0は755mmであり、あと施工アンカーを減らすほどスパン中央に近い位置となる。
- ・ 接合部の応力分布を考慮し、ディスク付きアンカーおよびあと施工アンカーの複合応力下におけるせん断耐力、さらにグリス処理を施した接合面の摩擦によるせん断抵抗($\mu=0.08$)を累加した場合には実験値を低く評価する。
- ・ 圧縮力下におけるディスク付きアンカーのせん断耐力上昇などによるせん断耐力の寄与分を

見かけのせん断摩擦として捉えると、せん断摩擦係数 μ' は 0.60 程度となり、文献 5.8) で提案された接合面の状態が平滑面(グリス無し)の場合における摩擦係数 $\mu=0.55$ と概ね等しい値となる。また、 $\mu=\mu'=0.60$ として接合面のせん断抵抗を累加すると、実験値を $\pm 20\%$ 程度で精度良く評価する。

- ・ 各接合要素に作用する軸力の分布と、軸力の分布から推定した中立軸位置を用いて接合部に作用するモーメントを算出すると、偏心モーメントと $\pm 20\%$ 以内の精度で良く対応する。

6.2 今後の課題

今後の課題を以下にまとめる。

[外付け耐震補強接合部における応力分布の簡易的な評価方法に関する検討]

本研究では各接合要素のアンカーボルトに生じるひずみを実験により測定し、その結果を基にアンカーボルトの力学モデルを用いて解析を行い、軸力分布を得た。今後、外付け耐震補強接合部の応力分布を考慮した設計法を構築するためには、応力分布の簡易的な評価法が必要である。そのためには、スパン長さや偏心距離、各接合要素の配置などのパラメータとした更なる部材実験や FEM 解析による検証を行う必要がある。

[圧縮力下における各接合要素の力学的挙動に関する検討]

外付け耐震補強接合部に圧縮力が作用することにより、コンクリートの支圧抵抗や接合面のせん断摩擦などによるせん断抵抗の増加が期待できるが、これらを考慮しないことで設計上は安全側に評価することができる。しかし、第 5 章で示したように、圧縮応力場における各接合要素のせん断耐力の増加量を考慮しない場合では、実際のせん断耐力を過小に評価する傾向にある。したがって、外付け耐震補強接合部のせん断耐力をより精度良く評価するためには、圧縮力下における各接合要素の力学的挙動を把握する必要がある。

[連スパンの外付け耐震補強接合部に関する検討]

本研究では 1 スパンの外付け耐震補強接合部を対象として各検討を行っており、連スパンの場合を対象とした検討は行っていない。連スパンの場合は各スパンの間に位置する接続梁近傍で軸力が互いに相殺することが予想され、各スパンにおいて第 5 章で示したように設計を行うことで外付け耐震補強接合部全体に求められる設計耐力を確保することができると考えられるが、今後詳細に検証する必要がある。

Appendix 1

あと施工アンカーおよびディスク付きアンカーの施工手順

A1.1 はじめに

Appendix 1 では、本研究で扱った接着系注入式のあと施工アンカーおよびディスク付きアンカーの施工手順を示す。

A1.2 接着系注入式のあと施工アンカーの施工手順

接着系注入式のあと施工アンカーの施工手順^{A1.1),A1.2)}を Fig.A1.1 および以下に示す。

- (i) コンクリートの穿孔：所定のビット径のドリルを選定し、所定の孔深さを確保するためにドリルへの穿孔深さをマーキングして、コンクリート面に対して直角に穿孔する。鉄筋等に当たった場合、穿孔を中止し、付近の位置に再穿孔を行うことを原則とする。
- (ii) 孔内清掃および穿孔深さの確認：孔内の切粉を吸塵し、穿孔深さを確認の上、専用ブラシにて孔壁面に付着している切粉をかき落としした後に、再び孔内の切粉を吸塵する。
- (iii) マーキング：孔深さに合わせてアンカー筋にマーキングを行う。
- (iv) 樹脂注入：孔内にミキシングノズルを差込み、孔底側から樹脂を注入する。
- (v) アンカー筋の埋込み：可使時間内にアンカー筋を静かに回しながら押し込む。
- (vi) 硬化養生：所定の硬化時間内はアンカー筋を動かさない。

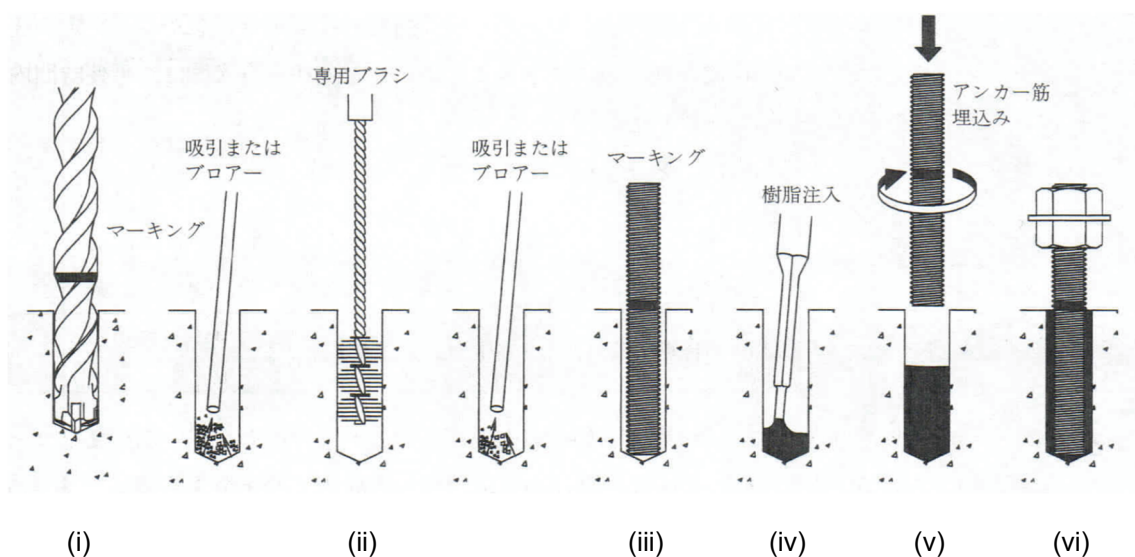


Fig.A1.1 Installation procedure of post-installed adhesive anchor

A1.3 ディスク付きアンカーの施工手順

ディスク付きアンカーの施工手順を Fig.A1.2 および以下に示す。

- (i) 穿孔ドリルのマーキング：穿孔ドリルにテープまたはマジックインキを用いて所定の穿孔深さが目視でわかるようにマーキングを行う。
- (ii) 穿孔作業，残留コア除去：穿孔作業は穿孔機械(ダイヤモンドコアドリル等)を用いて，施工面に垂直に行う。施工中は集塵機等で切粉およびノロ処理を行う。穿孔後，孔内に残った残留コア(コアの芯部)を除去する。鉄筋等に当たった場合，穿孔を中止し，付近の位置に再穿孔を行うことを原則とする。
- (iii) 孔内の清掃作業：集塵機およびブラシ等(ナイロンブラシ等)を用いて孔内の清掃を行う。清掃手順は，集塵機清掃，ブラシ清掃，集塵機清掃とする。
- (iv) 穿孔深さ確認：穿孔深さが規定値以上であることを確認する。
- (v) 溝堀作業，溝内清掃および溝深さ確認：溝堀ドリルを用いて既存躯体面に鋼製ディスクを設置するための円形の溝を形成する。溝堀終了後，溝内を集塵機およびブラシ等(ナイロンブラシ等)を用いて清掃する。また，溝堀時に孔内に入った切粉およびノロの除去のため，再度孔内の清掃を行う。清掃後，溝の深さを確認する。
- (vi) アンカーボルトの有効埋込み長さ確認：鋼製ディスク，高ナット，アンカーボルトがセットされていることを確認し，規定の有効埋込み長さであることを確認する。有効埋込み長さは鋼製ディスクの内側底面からアンカーボルト端部までの長さとする。

- (vii) 孔内および溝内への接着剤注入：接着剤を孔内および溝内へ注入する。接着剤の孔内への注入は、孔口からミキシングノズルの先端部を挿入し、孔底からゆっくりと引きながら接着剤を注入する。また、溝内にも接着剤を十分に充填する。躯体に欠けがある場合には、鋼製ディスクの設置面(内側)にも接着剤を盛る。
- (viii) アンカーボルト・鋼製ディスクの挿入：接着剤を孔内および溝内に充填した後、ゆっくりと回しながらディスクが接地するまで押し込む。充填した接着剤がディスク部の周辺端部から溢れることを確認する。
- (ix) 余剰接着剤除去：挿入後、溢れた余剰接着剤を除去する。

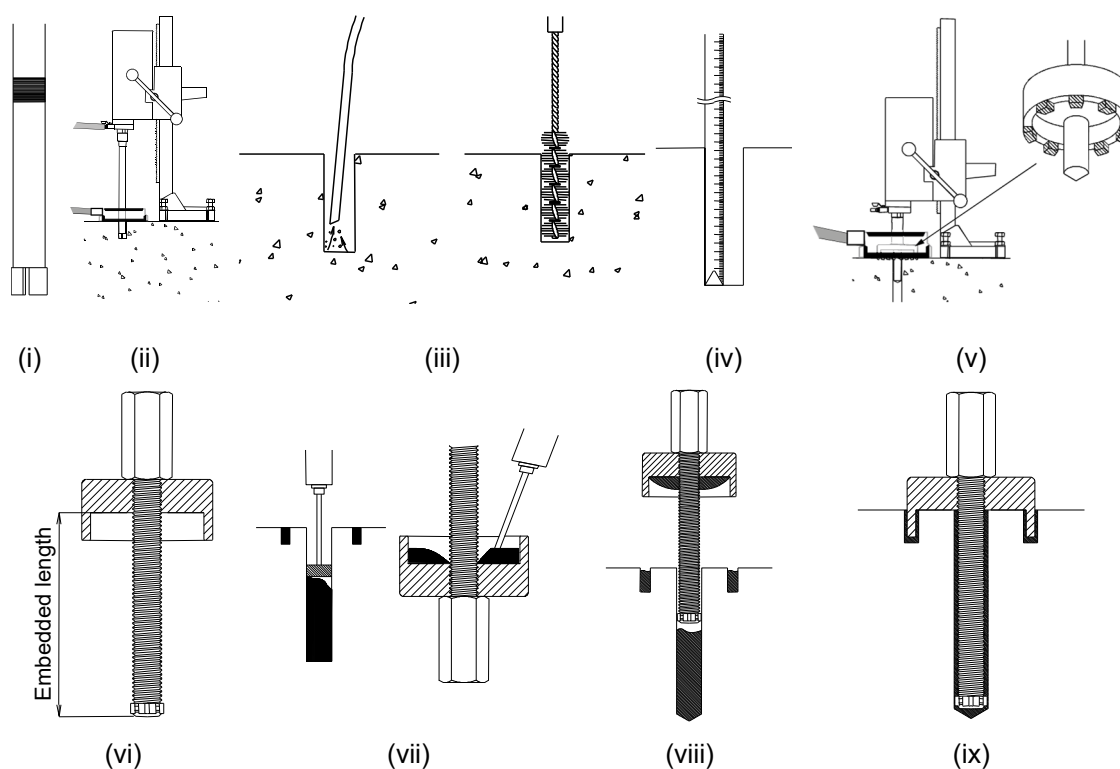


Fig.A1.2 Installation procedure of disk-anchor

A1.4 まとめ

Appendix 1 では、本研究で扱った接着系注入式の後施工アンカーおよびディスク付きアンカーの施工手順を示した。

[参考文献]

A1.1) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2010.11

A1.2) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説，2002.1

Appendix 2

既存コンクリート表層部の材料特性があと施工アンカー およびディスク付きアンカーのせん断特性に与える影響

A2.1 はじめに

本研究の実験や解析で扱った既存コンクリートは打設したてのコンクリートであり、実際には既存コンクリート表層部の経年的な変化もあると考えられる。

Appendix 2 では、既存コンクリート表層部をかぶりコンクリートと定義して、第 2 章および第 3 章で示したあと施工アンカーとディスク付きアンカーの解析モデルを基に、かぶりコンクリートの材料特性をパラメータとして FEM 解析を行い、かぶりコンクリートの材料特性があと施工アンカーおよびディスク付きアンカーのせん断特性に与える影響について検討する。

A2.2 FEM 解析モデルの概要

かぶりコンクリートの経年的な変化を考慮するために、Fig.A2.1 に示す要素の材料特性を変更した。各 FEM 解析モデルの詳細については、第 2 章および第 3 章で示したので省略する。

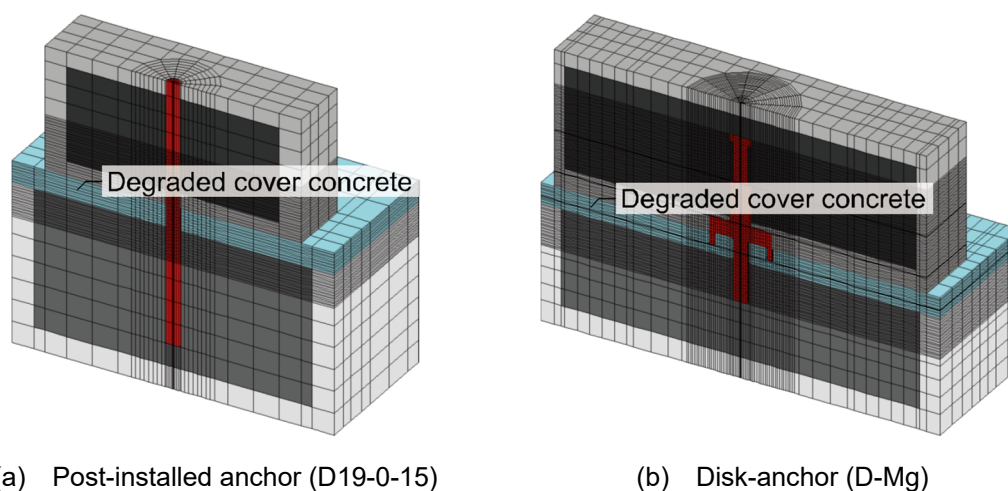


Fig.A2.1 Outline of FEM model

Appendix 2 既存コンクリート表層部の材料特性があと施工アンカー
およびディスク付きアンカーのせん断特性に与える影響

解析パラメータを Table A2.1 に示す.

Table A2.1 Parameters of specimen

(a) Post-installed anchor (D19-0-15)

Model	σ_B [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	ε_c [μ]	$\sigma_t (= \sigma_B/10)$ [N/mm ²]
D19-0-15_100%	19.0	23,700	1,960	1.93
D19-0-15_90%	17.1	22,100	1,930	1.71
D19-0-15_80%	15.2	21,200	1,900	1.52
D19-0-15_70%	13.3	20,300	1,880	1.33

(b) Disk-anchor (D-Mg)

Model	σ_B [N/mm ²]	E_c [N/mm ²]	ε_c [μ]	$\sigma_t (= \sigma_B/10)$ [N/mm ²]
D-Mg_100%	15.8	23,200	1,910	1.70
D-Mg_90%	14.2	20,700	1,890	1.42
D-Mg_80%	12.6	19,900	1,870	1.26
D-Mg_70%	11.1	19,100	1,850	1.11

σ_B : Compressive strength

E_c : Young's modulus

ε_c : Strain at compressive strength

σ_t : Tensile strength

解析パラメータはかぶりコンクリートの材料特性とし、圧縮強度 σ_B を 90%, 80%, 70% に低下させた。そして、ヤング係数 E_c は式(A2.1)^{A2.1)}, 圧縮強度時のひずみ ε_c は式(A2.2)^{A2.2)}により算出し、割裂強度 σ_t は $\sigma_B/10$ とした。

$$E_c = 3.35 \times 10^4 \times \left(\frac{\gamma}{24}\right)^2 \times \left(\frac{\sigma_B}{60}\right)^{1/3} \quad (\text{A2.1})$$

$$\varepsilon_c = 13.97\sigma_B + 1690 \quad [\mu] \quad (\text{A2.2})$$

一軸応力下におけるコンクリートの応力度-ひずみ関係を Fig.A2.2 に示す。第 2 章および第 3 章で示したように圧縮強度までは修正 Ahmad モデル^{A2.3)}を用いた。

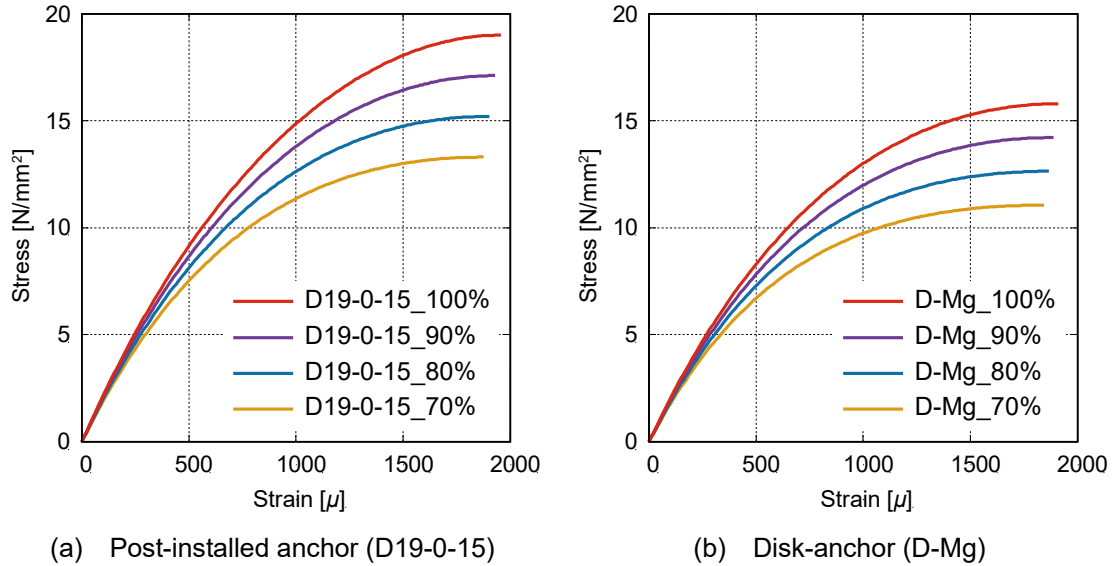


Fig.A2.2 Stress-strain relationship under uniaxial stress

A2.3 解析結果と考察

せん断力-相対水平変位関係を Fig.A2.3 に示す。図中には現行の評価式により算出したかぶりコンクリートの材料特性を低下させない場合の、あと施工アンカーの設計用せん断耐力 Q_a ^{A2.4)} およびディスク付きアンカーの設計用せん断耐力 Q_{jd} ^{A2.5)} を併せて示す。

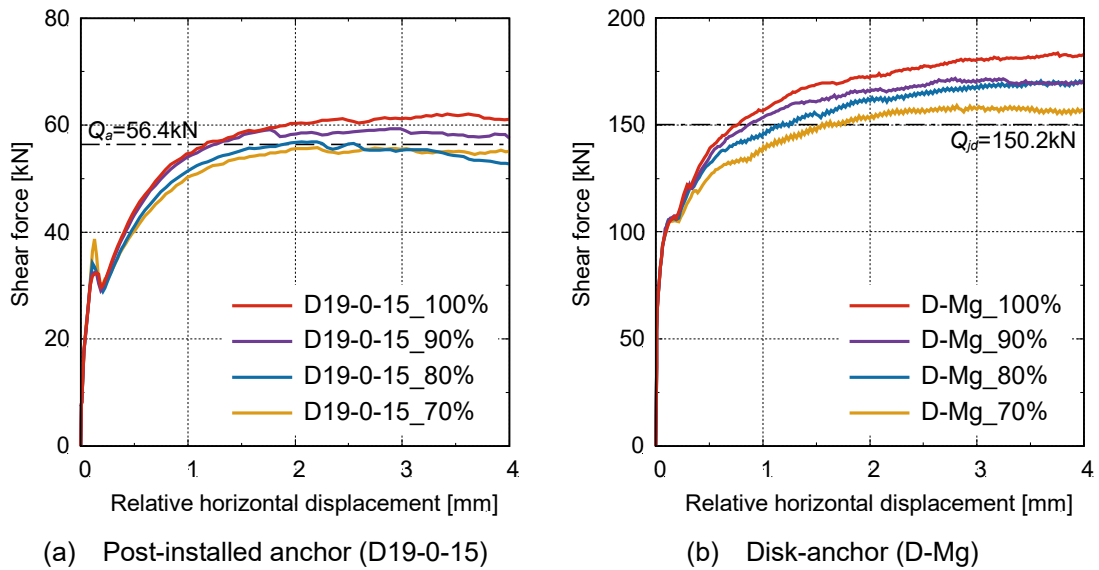


Fig.A2.3 Shear force vs. relative horizontal displacement

[あと施工アンカーの設計用せん断耐力 $Q_a^{A2.4}$]

$$Q_a = \phi_s \cdot 0.7 \cdot s_c a \cdot \sigma_y \quad (A2.3)$$

ここに、 Q_a はあと施工アンカーの設計用せん断耐力[N]、 ϕ_s は接合部のずれ変形量を許容値2mm以下に制限するための低減係数(=0.7)、 $s_c a$ はアンカーボルトの断面積[mm²]、 σ_y はアンカーボルトの降伏強度[N/mm²]である。

[ディスク付きアンカーの設計用せん断耐力 $Q_{jd}^{A2.5}$]

$$Q_{jd} = 0.8 \cdot Q_{disk} \quad (A2.4)$$

$$Q_{disk} = 0.24 \cdot K_1 \cdot K'_2 \cdot A_B \sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \quad (A2.5)$$

$$A_B = \int_R dA_B = \int_{-\pi/4}^{\pi/4} h_d \cdot \frac{R_d}{2} d\theta = \frac{\pi \cdot R_d \cdot h_d}{4} \quad (A2.6)$$

ここに、 Q_{disk} はディスク付きアンカーの終局せん断耐力[N]、 Q_{jd} はディスク付きアンカーの設計用せん断耐力[N]、 A_B は支圧応力を求めるための有効見つけ面積[mm²]、 h_d は鋼製ディスクの埋込み深さ[mm]、 K_1 はへりあきによる補正係数、 K'_2 はアンカーボルト埋込み長さによる補正係数、 E_c はコンクリートのヤング係数[N/mm²]、 σ_B はコンクリートの圧縮強度[N/mm²]である。また、本解析で対象とする試験体では $K_1=K'_2=1.0$ である。

また、相対水平変位2mm時のせん断耐力 Q_{2mm} を Table A2.2 に示す。

Table A2.2 Shear strength at $\delta_h=2mm$

(a) Post-installed anchor (D19-0-15)			(b) Disk-anchor (D-Mg)		
Model	Q_{2mm} [kN]	Q_{2mm}/Q_a [-]	Model	Q_{2mm} [kN]	Q_{2mm}/Q_{jd} [-]
D19-0-15_100%	60.3	1.07	D-Mg_100%	172.9	1.15
D19-0-15_90%	58.3	1.03	D-Mg_90%	166.5	1.11
D19-0-15_80%	56.8	1.01	D-Mg_80%	161.2	1.07
D19-0-15_70%	55.6	0.99	D-Mg_70%	154.3	1.03

Fig.A2.3 および Table A2.2 より、既存コンクリート表層部のコンクリート強度を30%まで低下させた場合においても、文献 A2.4)に示されている外付け耐震補強接合部のずれ変形量の許容値2mm以内で概ね設計用せん断耐力を発揮し得ることを確認した。しかし、安全率は概ね1.0となることから、あと施工アンカーおよびディスク付きアンカーを施工する既存コンクリート表層部で経年的な劣化が懸念される場合には、耐震改修設計指針 A2.6)に準拠してかぶりコンクリートを研る等、既存コンクリートの表面処理に留意する必要がある。

Appendix 2 既存コンクリート表層部の材料特性があと施工アンカー
およびディスク付きアンカーのせん断特性に与える影響

コンクリートの損傷状況を Fig.A2.4 に示す。

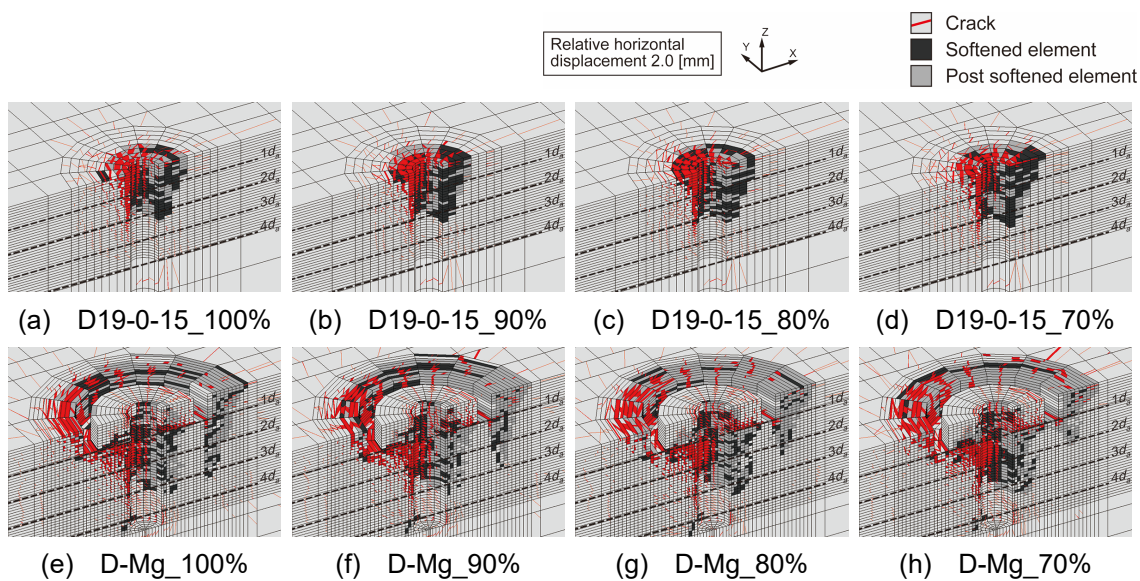


Fig.A2.4 Damages states of concrete

コンクリートの最小主応力度分布を Fig.A2.5 に示す。

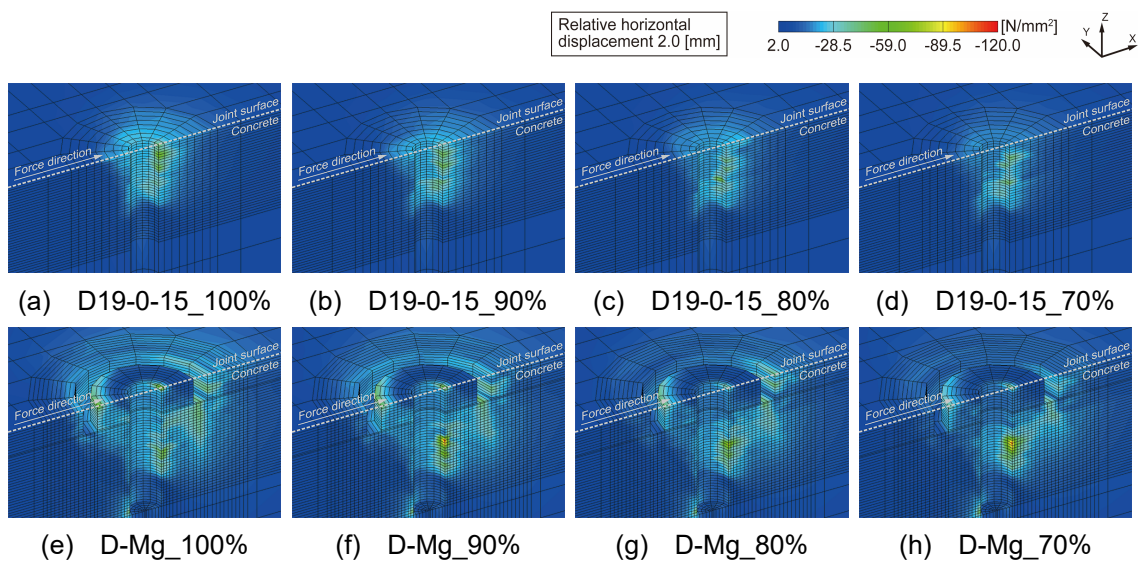


Fig.A2.5 Minimum principal stress distribution of concrete

Appendix 2 既存コンクリート表層部の材料特性があと施工アンカー
およびディスク付きアンカーのせん断特性に与える影響

Mises 応力度分布を Fig.A2.6 に示す。

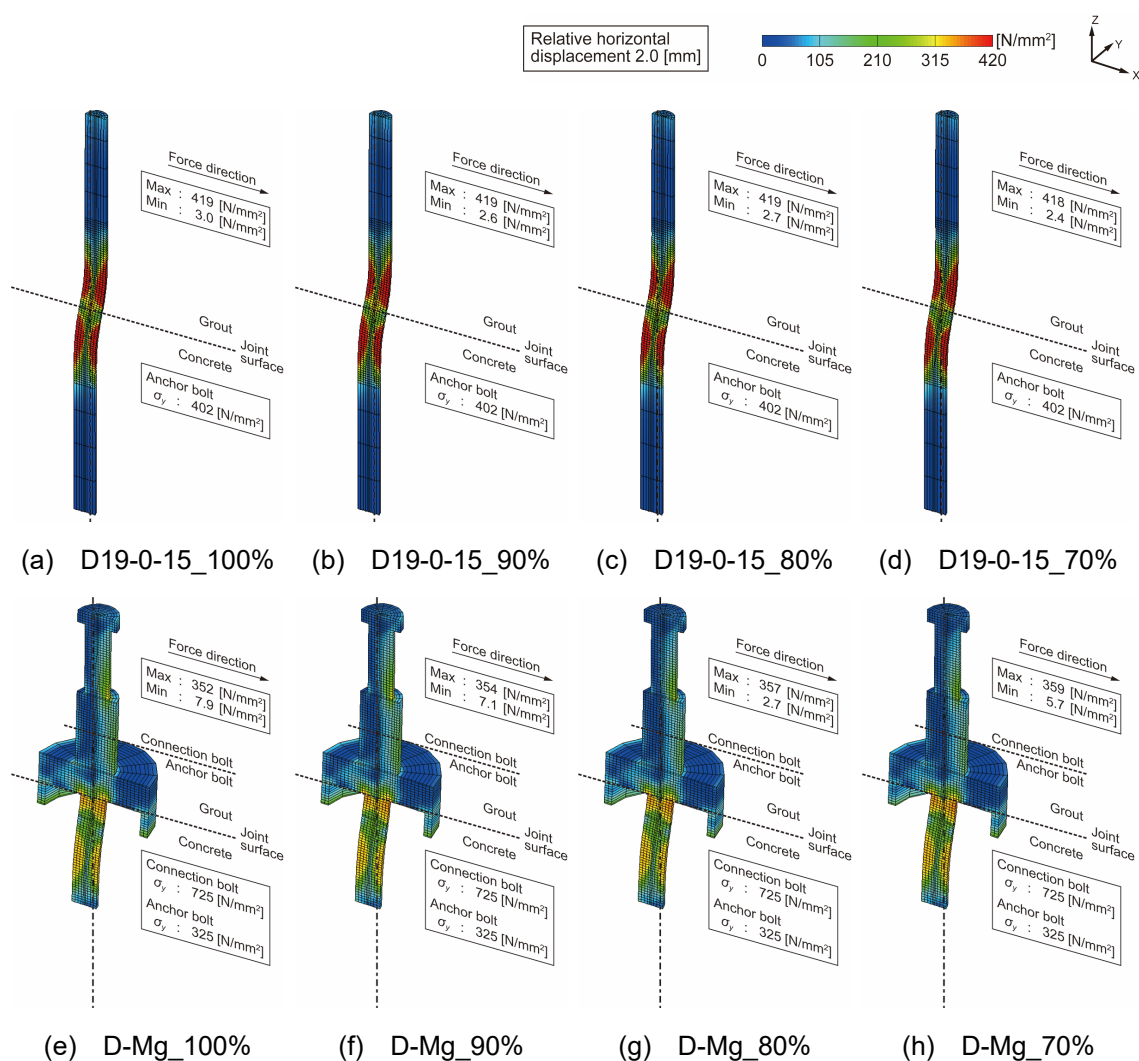


Fig.A2.6 Mises stress distribution of post-installed anchor and disk-anchor

Fig.A2.4~Fig.A2.6 より、かぶりコンクリートの材料特性を低下させた場合、部材内部の応力状態に差が生じる。特に Fig.A2.4 に示すコンクリートの損傷状況や Fig.A2.5 に示すコンクリートの最小主応力度分布より、かぶりコンクリートの圧縮強度を低下させるほど、接合面から深い位置までコンクリートが支圧抵抗する傾向がみられた。

A2.4 まとめ

Appendix 2 では、第 2 章および第 3 章で示したあと施工アンカー(D19-0-15)とディスク付きアンカー(D-Mg)の解析モデルを基に、既存コンクリート表層部の材料特性をパラメータとした FEM 解析を行い、既存コンクリート表層部の材料特性があと施工アンカーおよびディスク付きアンカーのせん断特性に与える影響について検討した。以下に得られた知見をまとめる。

- ・ 既存コンクリート表層部のコンクリート強度を 30%まで低下させた場合においても、あと施工アンカーおよびディスク付きアンカーは文献 A2.4)に示されている外付け耐震補強接合部のずれ変形量の許容値 2mm 以内で概ね設計用せん断耐力を発揮する。しかし、安全率は概ね 1.0 となることから、あと施工アンカーおよびディスク付きアンカーを施工する既存コンクリート表層部で経年的な劣化が懸念される場合には、耐震改修設計指針^{A2.6)}に準拠してかぶりコンクリートを研る等、既存コンクリートの表面処理に留意する必要がある。
- ・ かぶりコンクリートの材料特性を低下させた場合、部材内部の応力状態に差が生じる。特にコンクリートの損傷状況や示すコンクリートの最小主応力度分布より、かぶりコンクリートの圧縮強度を低下させるほど、接合面から深い位置までコンクリートが支圧抵抗する傾向がみられる。

[参考文献]

- A2.1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2018.12
- A2.2) 伊藤忠テクノソリューションズ(株)：FINAL HELP，2016.10
- A2.3) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，
No.474，pp.163-170，1995.8
- A2.4) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の外側耐震改修マニュアル，2002.9
- A2.5) 高瀬裕也，阿部隆英，板谷秀彦，佐藤貴志，尾中敦義，久保田雅春，池田隆明：ディスク
型シャキーを用いた内付け補強架構の接合部破壊時の保有水平耐力の評価手法，鋼製ディ
スクとアンカーボルトを併用した耐震補強用シャキーに関する研究，日本建築学会構造系
論文集，Vol.79，No.698，pp.507-515，2014.4
- A2.6) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説，2002.1

発表論文リスト

I. 本研究に関連して発表した論文

(i) 審査付論文

- 1) **石田雄太郎**, 坂田弘安, 高瀬裕也, 毎田悠承: 複合応力下における接着系あと施工アンカーの3次元 FEM 解析モデルの構築と力学的挙動および応力度分布の考察, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp.937-942, 2017.7 (第2章)
- 2) **石田雄太郎**, 坂田弘安, 高瀬裕也, 毎田悠承, 佐藤匠: 複合応力下における接着系あと施工アンカーの3次元 FEM 解析, 外付け耐震補強接合部の応力伝達メカニズムと力学的挙動に関する研究 その1, 日本建築学会構造系論文集, Vol.83, No.751, pp.1307-1317, 2018.9 (第2章)
- 3) **石田雄太郎**, 坂田弘安, 高瀬裕也, 毎田悠承, 佐藤匠, 久保田雅春: 引張力とせん断力を受けるディスク型シャキーの要素実験とそのせん断耐力評価, 外付け耐震補強接合部の応力伝達メカニズムと力学的挙動に関する研究 その2, 日本建築学会構造系論文集, Vol.85, No.768, pp.251-261, 2020.2 (第4章)
- 4) **石田雄太郎**, 毎田悠承, 久保田雅春, 坂田弘安: FEM 解析による接着系あと施工アンカーに作用する応力度分布に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.38, No.2, pp.1111-1116, 2016.7

(ii) 国際会議論文

- 1) **Yutaro Ishida**, Hiroyasu Sakata, Yuya Takase, Yusuke Maida, Yuki Shirai and Takumi Sato: FEM Analysis of Post-installed Adhesive Anchors under Combined Stress, Proceedings of the Conference on Computational Modelling of Concrete and Concrete Structures (EURO-C 2018), pp.963-972, Bad Hofgastein, Austria, 2018.2

(iii) 口頭発表

- 1) 佐藤匠, **石田雄太郎**, 坂田弘安, 高瀬裕也, 毎田悠承, 白井佑樹, 久保田雅春: FEM 解析による外側補強接合部に作用する複合応力度分布に関する研究, (その1)解析モデル概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.621-622, 2016.7
- 2) **石田雄太郎**, 坂田弘安, 高瀬裕也, 毎田悠承, 白井佑樹, 久保田雅春, 佐藤匠: FEM 解析による外側補強接合部に作用する複合応力度分布に関する研究, (その2)複合応力度分布の考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.623-624, 2016.7
- 3) **石田雄太郎**, 坂田弘安, 高瀬裕也, 毎田悠承, 白井佑樹: せん断力と引張力の複合応力下における接着系あと施工アンカーの3次元 FEM 解析, 日本建築学会関東支部研究報告集, Vol.87, pp.601-604, 2017.2

- 4) 根本夏帆, 石田雄太郎, 坂田弘安, 高瀬裕也, 毎田悠承, 白井佑樹, 佐藤匠: 複合応力下における接着系あと施工アンカーの3次元 FEM 解析モデル構築と考察, (その 1)3次元 FEM 解析モデルの構築, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.383-384, 2017.7
- 5) 石田雄太郎, 坂田弘安, 高瀬裕也, 毎田悠承, 白井佑樹, 佐藤匠: 複合応力下における接着系あと施工アンカーの3次元 FEM 解析モデル構築と考察, (その 2)解析結果と考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.385-386, 2017.7
- 6) 佐藤裕貴, 石田雄太郎, 坂田弘安, 高瀬裕也, 毎田悠承, 佐藤匠, 久保田雅春, 坂本啓太: 既存 RC 建築物の耐震補強接合部におけるディスク型シヤキーの3次元 FEM 解析, (その 1)3次元 FEM 解析の概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.435-436, 2018.7
- 7) 石田雄太郎, 坂田弘安, 高瀬裕也, 毎田悠承, 佐藤匠, 佐藤裕貴, 久保田雅春, 坂本啓太: 既存 RC 建築物の耐震補強接合部におけるディスク型シヤキーの3次元 FEM 解析, (その 2)解析結果と考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.437-438, 2018.7
- 8) 石田雄太郎, 坂田弘安, 高瀬裕也, 毎田悠承, 佐藤匠, 久保田雅春: 一定引張力下におけるディスク型シヤキーのせん断耐力, 日本建築学会関東支部研究報告集, Vol.89, pp.533-536, 2019.3
- 9) 原田耕成, 石田雄太郎, 坂田弘安, 高瀬裕也, 毎田悠承, 佐藤匠, 久保田雅春: ディスク型シヤキーのみを用いた増設スラブの接合性能, (その 1)実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.759-760, 2019.7
- 10) 石田雄太郎, 坂田弘安, 高瀬裕也, 毎田悠承, 佐藤匠, 久保田雅春: ディスク型シヤキーのみを用いた増設スラブの接合性能, (その 2)実験結果と考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.761-762, 2019.7

(iv) ワークショップ

- 1) Yutaro Ishida, Hiroyasu Sakata, Yuya Takase and Takumi Sato: Numerical Study of Post-Installed Adhesive Anchors under Combined Stress, The 4th Joint Workshop for Building / Civil Engineering between Tongji & Tokyo Tech, pp.171-178, Shanghai, China, 2017.6
- 2) Yutaro Ishida, Hiroyasu Sakata, Yuya Takase, Yusuke Maida, Masaharu Kubota and Takumi Sato: Study on Shear Strength of Disk Shear-key under Combined Stress, Workshop for Young Researchers, Tokyo Japan, 2019.2
- 3) Yutaro Ishida, Hiroyasu Sakata, Yuya Takase, Yusuke Maida, Takumi Sato and Masaharu Kubota: Shear Strength of Disk Shear-key under Constant Tensile Force, The 6th Joint Workshop for Building / Civil Engineering between Tokyo Tech & Tongji, pp.130-137, Shanghai, China, 2019.6

II. その他の発表論文

(i) 審査付論文

- 1) 石田雄太郎, 日比野陽: RC 部材の軸力の有無による内部応力状態変化とせん断終局強度, コンクリート工学年次論文集, Vol.37, No.2, pp.169-174, 2015.7

(ii) 口頭発表

- 1) 石田雄太郎, 日比野陽: RC 柱部材におけるコンクリート内部の応力状態とせん断終局強度, 日本建築学会中国支部研究報告集, Vol.38, pp.233-236, 2015.3
- 2) 石田雄太郎, 日比野陽: 軸力によるコンクリートの内部応力変化が RC 柱部材のせん断終局強度に与える影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.49-50, 2015.9