

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	接合部を含む吊り形式の建築設備機器における力学挙動
Title(English)	Structural Behavior of Suspended Building Equipment including Connection Part
著者(和文)	平野一郎
Author(English)	Ichiro Hirano
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京科学大学, 報告番号:甲第375号, 授与年月日:2025年3月26日, 学位の種別:課程博士, 審査員:吉敷 祥一,河野 進,石原 直,佐藤 大樹,山崎 義弘
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Institute of Science Tokyo, Report number:甲第375号, Conferred date:2025/3/26, Degree Type:Course doctor, Examiner:,,,,
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

令和6年度 博士論文

接合部を含む吊り形式の
建築設備機器における力学挙動

Structural Behavior of Suspended Building Equipment
including Connection Part

指導教員

吉敷祥一 教授

東京科学大学大学院 環境・社会理工学院
建築学系専攻 吉敷祥一研究室

平野一郎

—目次—

第1章 序論

1.1 研究の背景	(1-3)
1.2 既往の研究	(1-5)
1.2.1 設備耐震全般に関する研究と課題点	(1-5)
1.2.2 吊りボルトに関する研究と課題点	(1-7)
1.2.3 インサートに関する研究と課題点	(1-8)
1.3 本研究の目的と構成	(1-9)

第2章 建築設備機器に用いられる部材の力学挙動

2.1 はじめに	(2-3)
2.2 吊りボルトの引張実験	(2-4)
2.2.1 試験体の概要	(2-4)
2.2.2 実験計画	(2-5)
2.2.3 材料特性の推定	(2-6)
2.3 吊りボルトの曲げ実験	(2-8)
2.3.1 試験体の概要	(2-8)
2.3.2 実験計画	(2-8)
2.3.3 曲げに対する断面特性の推定	(2-9)
2.4 取付金物を含む吊りボルトの要素実験	(2-11)
2.4.1 試験体の概要	(2-11)
2.4.2 実験計画	(2-12)
2.4.3 取付金物が吊りボルトの剛性に与える影響	(2-13)
2.5 まとめ	(2-16)

第3章 建築設備機器に用いられる吊り支持部材の力学挙動と低サイクル疲労性能

3.1 はじめに	(3-3)
3.2 実験計画	(3-4)
3.2.1 試験体の概要	(3-4)
3.2.2 実験パラメータ	(3-7)
3.2.3 セットアップと計測方法	(3-11)
3.2.4 载荷方法	(3-12)
3.3 吊り支持部材の突出部を模擬した吊り材の繰り返し载荷実験	(3-13)
3.3.1 実験結果の概要	(3-13)
3.3.2 力学モデル	(3-13)
3.3.3 水平剛性の評価	(3-16)
3.3.4 耐力の評価	(3-17)

3.4	吊り支持部材の繰り返し載荷実験	(3-18)
3.4.1	実験結果の概要	(3-18)
3.4.2	力学モデル	(3-19)
3.4.3	水平剛性の評価	(3-24)
3.4.4	耐力の評価	(3-25)
3.5	吊り支持部材の低サイクル疲労性能	(3-26)
3.5.1	一定振幅下における繰り返し載荷実験（吊り材の破断）	(3-26)
3.5.2	吊長さの違いによる低サイクル疲労性能の検討	(3-29)
3.5.3	ねじ山の有無が吊り材の低サイクル疲労性能に与える影響	(3-31)
3.5.4	一定振幅下における繰り返し載荷実験（その他の破壊形式）	(3-33)
3.5.5	累積損傷度による検討	(3-34)
3.6	吊り支持部材の耐震性の検討例	(3-35)
3.7	まとめ	(3-37)

第4章 天井スラブ固定部に設置したインサートの力学挙動

4.1	はじめに	(4-3)
4.2	実験計画	(4-4)
4.2.1	インサートの種類と施工方法	(4-4)
4.2.2	試験体の概要	(4-6)
4.2.3	セットアップと計測方法	(4-9)
4.2.4	実験パラメータと載荷方法	(4-13)
4.3	インサートの引張・せん断実験	(4-17)
4.3.1	実験結果の概要	(4-17)
4.3.2	引張耐力の評価	(4-30)
4.3.3	せん断耐力の評価	(4-34)
4.4	インサートの組合せ応力下に対する力学挙動と損傷制御に関する検討	(4-38)
4.4.1	実験結果の概要	(4-38)
4.4.2	組合せ応力の評価	(4-48)
4.4.3	インサートのスリップ挙動と耐力の検討	(4-53)
4.5	まとめ	(4-56)

第5章 結論

5.1	本論文で得られた知見	(5-3)
5.2	本論文の総括	(5-6)
5.3	今後の課題	(5-7)

謝辞

第1章

序論

1.1 研究の背景

建築設備機器の地震被害は、構造躯体への取付部や設備機器同士の連結部に集中して生じている。たとえば、空調用設備機器ファンコイルユニット（FCU）の脱落、室外機の転倒、給水管継手部の破損などが挙げられる^{1.1)}（図1.1）。空調用設備機器の損傷や脱落は、地震時に吊り材が繰り返し変形を受けて吊元や機器支持部で破断、コンクリート躯体への接続であれば抜け落ち等が原因として考えられる。室外機の転倒は、アンカーボルトの強度不足、埋込長さ不足、あるいはコンクリート基礎の強度不足が原因で生ずると考えられる。給水管継手部の破損は、地震時において天井との相対変位量が大きくなり、管軸方向に対する変位に追従できずに継手部分で損傷に至ったと考えられる。これらのことを踏まえると、建築設備機器の地震被害は、設備機器本体ではなく、設備機器と構造躯体あるいは基礎との接合部にて生じていると考えられる^{1.1),1.2)}など（図1.2）。つまり、設備機器本体と構造躯体あるいは基礎との接続のための吊り材やアンカーボルトの力学特性を、一連の実験を通して把握することは重要だといえる。また、設備機器を含む非構造部材が建設コストに占める割合は構造躯体に比べて高い^{1.3)}ことから、地震後の復旧に際しても設備機器の補修は経済的な負担も大きいと考えられる（図1.3）。さらには、病院建築の多くでは免震構造が採用されているため、建物が倒壊に至る可能性は低いものの、高度な設備機器を数多く有する医療現場（※図1.3では、設備機器の建設コストが4割以上を占める）にて、これらが機能停止することは建物の機能維持のみならず患者の生死を左右する危機的状況につながる可能性も考えられる。したがって、これらの被害防止・軽減は、地震後における建物の継続使用を論じる上で必要不可欠な課題の一つであるといえる。

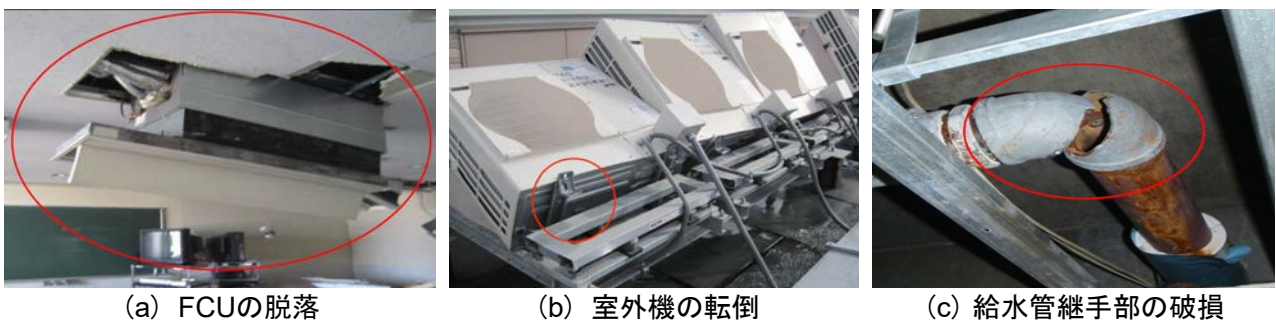


図1.1 建築設備機器の主な被害事例^{1.1)}

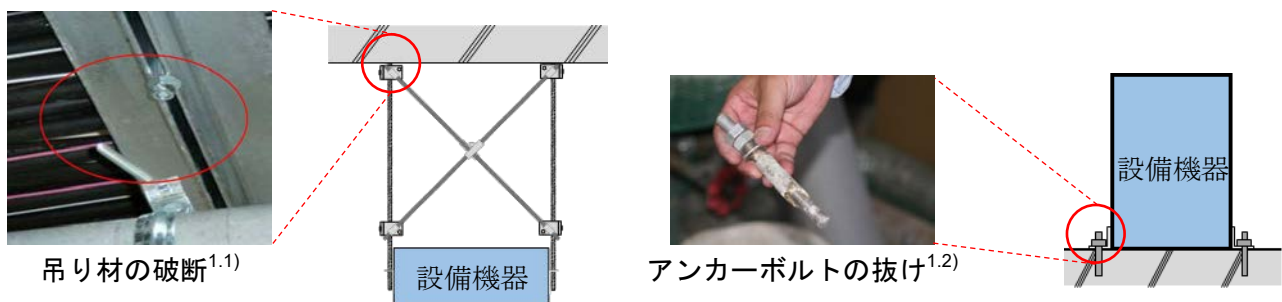


図1.2 部材に着目したの主な被害事例^{1.1),1.2)}

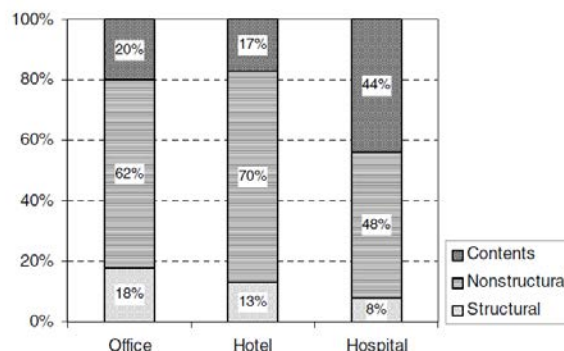


図1.3 建設コストの内訳^{1.3)}

建築設備機器は、建物の室内、室外、天井裏、屋上など、あらゆる箇所に設置されている。特に、天井裏に取付けられている、機器類や配管、およびケーブル類などは、これら設備機器同士さらには天井を含む非構造部材、梁などを含む構造部材と取り合っており、最も複雑であるため、接合部が数多く存在し、地震被害が集中して生ずる箇所であると考えられる。また、設備機器の形状やその支持方法は多岐にわたっており、地震時にどの部位にどのような被害が生じているかが未だ不明な点も多い。このことを踏まえ、本論文では、吊り形式の建築設備機器を研究対象として、吊り材と斜材との間の接合部（取付金物に相当）や、吊り材と構造躯体の接合部である天井スラブ固定部を含めて一連の実験を実施し、それらの力学挙動の把握を行う。

そこで、吊り形式の建築設備機器に対する耐震設計の実状について述べる。現行の建築設備耐震指針^{1.5)}では、重量1kN以下の軽量な機器（以後、吊り軽量機器）に耐震支持について、「設備機器の製造者の指定する方法で確実に行えば良いものとする」としている。しかしながら、製造者の多くは吊り軽量機器の耐震支持法を示していないのが実状である^{1.5)}。文献1.4)~1.6)では、図1.4に示すような重量1kN以下の吊り軽量機器に対して、全ねじボルトの斜材をX状に配置した耐震支持を一例として提案している。具体的には、自重支持用吊りボルト（以後、吊り材）で吊り軽量機器を耐震支持する際、吊り材4本で構成される4構面にそれぞれ2本の斜材をX状に配置する。また、吊り材に斜材を取り付ける角度は $45 \pm 15^\circ$ とし、上突出部と下突出部の合計の長さは250mm以内とする。さらに斜材は吊り材と同等以上の強度の金属材（全ねじボルト）とし、吊り材と斜材の緊結には取付金物を使用することとしている。なお、吊り材の構造躯体への固定は、アンカーボルトではなく、原則としてインサートを使用する（表1.1）。本論文では、設備機器を支持する吊り材、斜材およびそれらを緊結する取付金物で構成されるユニットを以後、吊り支持部材と呼ぶことにする。

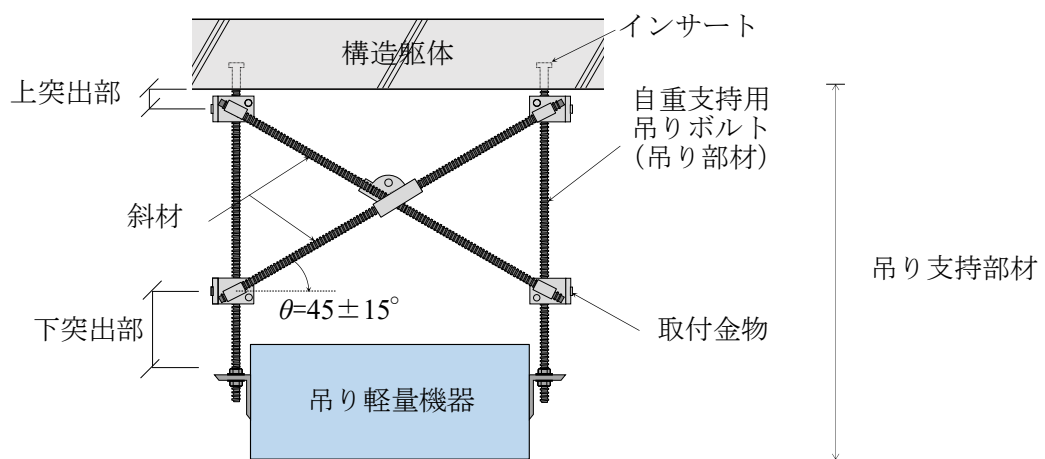


図1.4 全ねじボルトの斜材をX状に配置する施工例^{1.4)~1.6)}

表1.1 重量1kN以下の吊り軽量機器の耐震支持の仕様^{1.4)~1.6)}

1. 引張力が作用する自重支持用吊りボルトへの躯体への固定は、原則としてインサートとする
2. 全ねじボルトの斜材をX状または四方に放射状配置する
3. 自重支持用吊りボルトに斜材を取り付ける角度 θ は $45 \pm 15^\circ$ の範囲とする
4. 斜材は自重支持用吊りボルトと同等以上の強度の金属材を用いる
5. 自重支持用吊りボルトと斜材の緊結には取付金物を用いる
6. 上突出部と下突出部の合計の長さを250mm以内とする
7. 機能確保を図る（耐震クラスSで計画する）場合は、吊り部材には形鋼を用いる

1.2 既往の研究

1.2.1 設備耐震全般に関する研究と課題点

2011年3月に発生した東日本大震災以降、地震時における建築設備機器の被害は多岐にわたっている。たとえば、アンカーボルトの埋込みが完全ではないことによる貯水槽や室外機などの床上設置機器の被害、吊り金物や振止めなどの強度不足による吊り形式の設備機器の落下や壁掛け機器の転倒、配管・ダクト・電気配線などの破損や衝突などが報告されている^{1.1)~1.7)}など。また、海外においても地震時における非構造部材を含む建築設備機器の被害は、数多く確認されている。たとえば、2001年2月にアメリカのワシントン州で発生したSeattle (Nisqually)地震の被害調査報告書^{1.8)}では、アンカー留めがなされていなかった建物内の家具類の転倒や、屋上に設置された貯湯タンクの給水管の破断などが報告されている。

近年の我が国における地震時被害では、柱や梁等の構造部材の損傷は少なくなり、地震後の建物の機能維持実現に向けた非構造部材や設備機器の耐震化が大きな課題となっている。これを踏まえ、既往研究の多くは、対象とする設備機器に模した試験体や配管・ダクトを用意し、それらの振動台実験を行うことで、地震時における設備機器の地震応答特性や損傷状況について明らかにしている^{1.9)~1.19)}など。特に、天井に取り付けられた設備機器の地震応答特性を考慮した場合、吊り天井の場合と同様、応答倍率が大きく、設備機器や吊り天井の壁面への衝突を許容しなければならないため、これらの実験結果から得られる知見は非常に重要である^{1.21)}。

また、室外機や貯水槽などに代表される床上設置の設備機器の地震時被害としては、アンカーボルトの破損やコンクリート基礎の破損が確認されている^{1.2)}。これらの設備機器を基礎等に取付ける際、アンカーボルトを面外剛性の弱い板材や回転拘束の少ない留め金物（山形鋼や溝形鋼）に取付けることが多いため、地震時にてこ反力が生じてアンカーボルト部分に生じる力が大きくなることがある。既往の研究の多くは、施工状況に照らし合わせて建築設備用あと施工アンカーの引張耐力を把握とした実験を行っている。たとえば、木内ら^{1.22)}は、平板コンクリートスラブおよびデッキスラブに埋め込まれたためねじのアンカーボルトの引張強度について検討している。中野ら^{1.23)}は、金属拡張アンカーの天井部分への機器の吊り下げを考慮し、取付場所による施工姿勢を要因とした引抜き実験を実施している。原田・加藤・木内ら^{1.24)}は、吊り下げに用いられているあと施工アンカーの問題点を明らかにするために、4種類のアンカーボルトの引抜き実験を、施工状況に即して体系的に実施している。戸邊ら^{1.25)}は、天井ダクト等に用いる金属拡張アンカー締付け方式のコーンナット式について、空気調和・衛生工学会のSHASE-S012-2012“建築設備用あと施工アンカー”^{1.26)}への追加の規格化を目的に、吊り下げ式におけるコーンナット式の引抜き力に対する実験を行っている。白阪・矢野ら^{1.27)~1.29)}は、電力施設の機器配管用支持構造物を取り付けるにあたって、コンクリート打設後に埋め込む後付け金物の使用規準選定用資料を得るため、各荷重条件下における支持耐力について、先行金物と比較する形で引抜き実験およびせん断実験を実施している。また、地震時にアンカーボルトに引張力とせん断力が同時に作用することを考慮して、アンカーボルトの組合せ荷重下における耐力の検討に関する実験は、数多く実施されている^{1.30)~1.36)}など。しかしながら、実際に設備機器を天井等に取付ける際、アンカーボルトではなく、インサートと呼ばれる先端を特殊な形状加工したアンカーを用いることが多い。このアンカーは先付アンカーであり、特殊な形状をしているため、個別に性能を検証して用いる必要がある。インサートに関する実験的研究はなされてはいるものの、アンカーボルトに比べるとその既往文献の数は非常に少ない。また、実状に即した形で、基本的な引張強度について検討したものが多く、せん断実験および組合せ実験などによってインサートの力学挙動を体系的に示しているものはあまりない。このことを踏まえ、1.2.3にて、インサートに関する先行研究と課題点を述べる。

設備機器の形状およびそれらを支持する部材は多種多様であり、特段仕様等で定められておらず、施工法などについては使用者の判断に委ねられていることが現状である。そのため、既往の研究で示されている地震応答特性や加速度応答倍率による実験結果は有意性があるものの、それらの部材の力学的特性については、定量的に把握している文献はほとんどないため、各々の設備機器が地震力を受けた際

にどのようなメカニズムで損傷，落下に至ったのかは不明な点が多い．さらに，これらの機器類は天井裏の部分に取付けられていることが多いため，設備機器そのものの被害よりも設備機器と構造部材との接合部や，天井や間仕切壁などの非構造部材との間に被害が集中することが多い^{1.37), 1.38)}．したがって，設備機器の耐震に関する研究として，天井部分に備え付けられている空調機やスプリンクラー配管の地震時挙動や接合部について扱っているものが多く確認されている．また，アンカーボルトに関する研究は数多く行われているものの，インサートの力学挙動を明らかにしているものは，引張耐力に着目しているものに限定的であり，その数はアンカーボルトに関する既往文献と比べてさらに少ない．

以上を踏まえて，吊り形式の建築設備機器に代表される空調機や配管・ダクト，さらにはアンカーボルト等で支持される室外機や貯水槽については，地震被害が集中する接合部の力学挙動および低サイクル疲労性能について定量的に把握する必要がある．これらの力学挙動を評価するにあたっては，設備機器本体よりも，まずそれらを構成する吊りボルトや埋込アンカーなどの基本的な力学挙動を把握するための要素実験を行った上で，設備機器を含めた実大実験を段階的に行い，各部材の選定方法や取付方法，施工方法が設備機器の接合部に及ぼす影響について検討する必要があるといえる．

1.2.2 吊りボルトに関する研究と課題点

空調機などの吊り軽量機器は、吊りボルトと呼ばれる部材を吊り材として用いて、耐震支持する施工法が一般的である(図1.4)。一般的に設備業界で普及している吊りボルトは、慣例的にウィットねじと呼ばれる現行のJIS規格^{1.39)}には記載のないものが使用されており、その力学特性については不明確なままである。先行研究では、吊り軽量機器としての耐震性の検証のため、吊りボルト、設備機器から構成されるユニットを試験体として扱い、静的実験や振動台実験を実施している例がある。しかしながら、そのユニットの力学性能を支配する単一部材としての吊りボルトの材料特性や曲げに対する断面特性を検討した文献はない。したがって、設備機器から構成されるユニットとしての力学挙動の把握の前段階として部材レベルで要素実験を実施してそれらの力学特性を把握することは非常に重要である。

一方で、設備機器から構成されるユニットを試験体として扱い、静的実験や振動台実験を実施している研究は一定数存在する。森山・青井ら^{1.40)}は、吊り軽量機器に模した試験体を吊りボルトで支持し、さまざまな角度で斜材を組み、斜材の取付角度、および斜材端部からの吊り材の突出長さを実験パラメータとして静的载荷を行っている。また、試験体の解析モデルを構築して、実験値を評価することにより、取付金物の偏心の考慮の有無が剛性を評価する上で重要であると結論付けている。橋本・田嶋ら^{1.41)}は、吊り軽量機器に模した試験体を用意し、斜材の有無および試験体に与える振幅を実験パラメータにして、繰り返し载荷実験を行うことで、吊りボルトの疲労性能について検討している。試験体は全部で6体で、破断することを考えて比較的大きな振幅を与えて実験を行っている。また、T. Chattら^{1.42)}は、天井の耐震支持に用いられる吊りボルトの繰り返し曲げ実験を行っており、吊りボルトの呼び径の違いと载荷振幅をパラメータとした低サイクル疲労性能を把握し、破断回数と塑性率との関係式を導いている。平本・水谷ら^{1.43)}は、吊り軽量機器に模した試験体を水平方向に繰り返し強制変位させ、荷重変形関係および吊りボルトや捩れ止めとしての取付金物の損傷状況を記録している。この実験では、取付金物の種類を変えて実験を行っており、種類や組合せを工夫することにより地震波の振動を吸収できることを言及している。また、吊りボルトの疲労性能の把握として、解析的に行っているものもあり、木下ら^{1.44)}は、吊りボルトの疲労破断に関する基礎的検討として、地震応答解析とレインフロー法を併用して吊りボルトの耐震性能を評価している。吊り軽量機器に模した試験体を吊りボルトで支持し繰り返し実験を行っているものもあり、たとえば、榊・西川ら^{1.45)}は、試験体の錘重量、入力加速度、径の太さを実験パラメータとして実験を実施しているが、複数の試験体を同時に加振して破断回数などを評価している。その他、吊りボルトに関する実験としては、部材レベルの実験ではなく振動台実験を実施しているものが多く、試験体の最大応答加速度や入力波の種類を変えることによる試験体の損傷状況や落下状況を確認している研究^{1.46)~1.48)}が多い。これは、吊り軽量機器だけではなく、配管を支持して振動台実験を実施しているもの^{1.49), 1.50)}が多い。なお、近年では、吊り軽量機器の落下防止対策として、変則的な斜材の設置や、ワイヤーによる耐震補強、機器と吊りボルトの間に挟む新部材の開発などが普及しており、それらを加振することで耐震補強の効果をj確認している研究も多い^{1.51)~1.54)}など。

以上を踏まえると、吊りボルトの研究としては、吊り軽量機器に加えて配管・ダクトを対象として、振動台実験や動的加振実験を実施しているものが多くみられる。しかしながら、これらの研究の多くは、地震応答特性の結果を示しているものが多く、損傷のメカニズムなどを定量的に示しているものは少ない。また、近年の傾向として吊り軽量機器の落下防止の効果を検証するための実験も行われており、より実用的でかつ安全性を確認するための企業研究が盛んであるように思われる。ただし、その効果を実証できても、力学的なアプローチの基で安全性を検証している文献は少なく、また扱っている試験体数も少ないため、パラメトリック的かつ段階的に実験を行う必要がある。したがって、部材レベルから吊り材・設備機器などからなるユニットレベルに至るまで、ある程度の実験パラメータを設定して実験を行う必要があり、さらには、吊り材と斜材の接合部に着目した取付金物やそのほかの耐震部材に関する要素実験も不可欠である。

1.2.3 インサートに関する研究と課題点

空調機などの吊り軽量機器を支持する吊り材は、構造躯体に接続している。そのため、地震時に吊り軽量機器に対して水平力が作用した場合、もっとも大きなモーメントが作用する天井スラブ固定部分、すなわち吊り材と構造躯体の接合部分に大きな損傷が生ずると考えられる。特に、構造躯体がコンクリートの場合、打設時に埋め込まれたインサートを介して吊り材と構造躯体が接続される。インサートは天井スラブ用アンカーとして、天井吊り配管やダクト、吊り軽量機器などに広く一般的に使用されている。現在、インサートには、法規定・JIS規格などはなく、慣例的に用いられている。そのため、空気調和・衛生工学会のSHASE-S009-2004“建築設備用インサート”（以後、SHASE-S009）^{1.55)}により、規格が定められている。この規格は型枠による一般のスラブを対象としているが、SHASE-S009では、特段の規定が定められておらず、その使用判断や強度に対する影響等は使用者の判断に依っており、施工位置の選択が困難となる場合がある。

インサートに関する研究は、古くから行われているが、40年以上も前の文献では、現在使われているインサートと形状が大分異なっている^{1.56)~1.60)}など。そのため近年では、現在一般的に普及しているインサートの形状に合わせて、引張実験を行っている文献が存在している。西田・土屋ら^{1.61)}は、近年デッキ合成スラブが多用されてきていることを背景に、デッキ合成スラブの山部、谷部およびフラット部にインサートを使用した場合の引張耐力の把握に関する実験を実施している。これは、現行のSHASE-S009が型枠による一般のスラブを対象としていることも研究背景の一部となっており、インサートを谷部に設置した場合の引張耐力は、等厚なデッキに設置した場合に比べて低下していることを実験的に確認している。文献1.61)の結果を受けて中川・武佐ら^{1.62)}は、特定天井を含む耐震天井を天井内に設置する場合、吊り材に斜材を接合させるケースが多く、斜材に係るインサート部分にはせん断力も作用することも指摘している。したがって、この研究では、インサートをデッキ合成スラブの山部と谷部に設置した場合の引張耐力およびせん断耐力について検討しており、さらにSHASE-S009に示す計算式と日本建築学会の「各種合成構造設計指針・同解説」^{1.63)}の式により、実験値を評価できることを確認している。また特定天井に対応するためのインサートに関する実験として、引張実験、せん断実験、斜め加力実験（引張および圧縮方向）、斜め加力繰り返し実験を実施しているものがあり、試験にあたっては、吊元部分の上端接合治具と躯体との取付けを考慮して偏心距離の影響についても検討を行っている^{1.64)}。そのほか、企業等では、インサートの施工の容易さや経済的な観点も考慮して溶接を必要としないものや緩み止め付のものなどが開発されており、それらの引張耐力、せん断耐力について検討しているものもある^{1.65)~1.67)}。

以上を踏まえると、インサートに関する先行研究は、アンカーボルトに比べると少ないことや、引張耐力を中心とした実験的研究が目立つ。ただし、文献1.62)の指摘のように、吊り軽量機器を吊り材で支持し、さらに斜材を接合するとなると、インサートには引張力に加え、せん断力も作用することになる。しかしながら、インサートの実験において、引張力を与えながらせん断力を与える組合せ実験に関する文献は少なく、それらについて明確な実験パラメータを設定して研究を行っている文献は殆ど確認されていない。インサートにせん断力を作用させる際、ガタつかない、すなわち水平ずれ（スリップ）をなるべく生じさせずに弾性限耐力の範囲の下で使用しなければならないが、それに関する知見も未だ得られていないのが実状である。さらに、デッキスラブを用いたインサートの引張実験のサンプル数が少ないとともに、デッキスラブの形状も多種多様であることから、一般的なものとして1つの形状（ここではデッキの角度を意味する）に限定して実施していることも一般性に欠けており、より体系的に実験データを蓄積することがインサートの研究における課題点であると思われる。

1.3 本研究の目的と構成

本論文では、吊り形式の建築設備機器について、天井スラブ固定部から吊り材、斜材、取付金物からなるユニットにまで展開した一連の構造実験を実施しており、設備機器本体を支持する部材を主に3つの箇所に分けて論じている。まず設備機器を支持する吊りボルトの材料特性と曲げに対する断面特性を要素実験にて把握した上で、それらを反映させた形で吊り支持部材の力学モデルを構築する。次いで、吊り材の長さや斜材の取付角度をパラメータとした吊り支持部材の水平剛性、耐力、低サイクル疲労性能を目的とした繰り返し載荷実験を行い、さらに、組合せ応力下に対するインサートの終局耐力と損傷制御のための弾性限耐力の把握を目的とした要素実験を段階的に行うことで、天井スラブ固定部を含めた吊り支持部材の力学挙動と耐震設計法の構築に向けた総合的な知見をまとめる。本論文は、以下に示す全5章により構成されている。

第1章「序論」では、既往の研究論文の調査に基づき、近年の地震時被害における建築設備機器の被害事例や、そこから起因して生じ得る問題について述べ、本研究の対象である吊り形式の建築設備機器の耐震設計に関する課題について述べた。接合部を含めて多種多様な実験パラメータを設定し、水平剛性、耐力および低サイクル疲労性能を中心とした力学挙動について実験的な検討が必要であることを指摘し、本論文の目的を述べた。

第2章「建築設備機器に用いられる部材の力学挙動」では、吊り材が現行のJIS規格に記載されていないウィットねじを慣例的に用いているという現状、さらに吊り材と斜材を緊結する取付金物が設備機器を含む全体の剛性に影響を与えている背景を踏まえて、吊り形式の建築設備機器に用いられる部材を対象とした要素実験を行った。まずロットの違いや材質の違いおよび表面処理の有無に着目して、吊り材の引張試験により材料特性を把握した。次いで、これらの吊り材の曲げ実験により曲げに対する断面特性を把握した。さらに、取付金物を含む吊り材の要素実験を行い、取付金物の取付位置の違いが設備機器を含む全体の剛性に与える影響について検討した。

第3章「建築設備機器に用いられる吊り支持部材の力学挙動と低サイクル疲労性能」では、設備機器を支持する吊り材、斜材、およびそれらを緊結する取付金物からなるユニットの繰り返し載荷実験を行い、水平剛性、耐力、低サイクル疲労性能の把握を行った。試験体は、4本の自重支持用吊り材とこれらを補強する斜材によって構成されるユニット（吊り支持部材）であり、斜材の取付角度および斜材端部からの吊り材の突出長さを主な実験パラメータとしている。第2章にて得た吊り材の材料特性および曲げに対する断面特性を基に、水平剛性および耐力を評価するための力学モデルを構築し、実験結果にて観察された破壊モードを含め、吊り支持部材の力学挙動を概ね評価できることを示した。また、吊り材の低サイクル疲労性能については突出部における変形角を用いれば、斜材の有無に依らずに評価できることを示した上で、塑性率を用いた吊り材の長さには依らない統一的な評価方法を構築した。

第4章「天井スラブ固定部に設置したインサートの力学挙動」では、天井スラブに設置されるインサートの引張、せん断、組合せ荷重下に対する終局耐力と損傷制御のための弾性限耐力を把握するための構造実験を行った。実験では、インサートの種類、デッキスラブを再現した周辺コンクリートの形状、および引張力・せん断力の組合せ方法をパラメータとした、インサートのねじ部の位置や周辺コンクリートが最大耐力に影響を及ぼすことを示し、また一定引張力下におけるせん断耐力に対して、破壊モードの組合せに基づく力学的解釈を与えた。さらに、履歴曲線に基づく弾性限耐力に加え、インサートにおけるスリップを目標とした許容耐力の設定方法を提案した。

第5章「結論」では、第2章から第4章で得られた知見を総括し、本研究における結論とするとともに、今後の課題を記す。

参考文献

- 1.1) 東北空調衛生工事業協会：東日本大震災による設備機器被害状況報告（平成24年10月）
- 1.2) 独立行政法人国民生活センター：震災による給湯器の貯湯タンクの転倒被害，2011.7
- 1.3) S. Taghavi, E. Miranda: Response Assessment of Nonstructural Building Elements, PEER Report 2003/05., Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Berkeley, California, 2003
- 1.4) 建築設備技術者協会 震災復興支援会議「耐震被害対策検討委員会」：東日本大震災による設備被害と耐震対策報告書（平成25年9月）
- 1.5) 日本建築センター：「建築設備耐震設計. 施工指針 2014年版」，2014
- 1.6) 空気調和・衛生工学会指針：「建築設備の耐震設計・施工法 2023年版」，2023
- 1.7) 日本建築学会：東日本大震災合同調査報告 建築編8 建築設備・建築環境，第1版第1刷，2015.3
- 1.8) Andre Filiatrault, Chia-Ming Uang, Bryan Folz, Constantin Christopoulos, Kip Gatto: RECONNAISSANCE REPORT OF THE FEBRUARY 28, 2001 NISQUALLY (SEATTLE-OLYMPIA) EARTHQUAKE, Department of Structural Engineering University of California, San Diego La Jolla, California, 2001.3
- 1.9) 藤村竜馬，西川豊宏，大橋一正，志津ありか，武田和也：事業計画策定を支援する建築の非構造部材・建築設備の地震リスクに関する研究（その2）天吊り配管と天吊り機器を評価対象とした実験概要，日本建築学会大会学術講演梗概集，環境工学 I，pp.593-594，2013.8
- 1.10) 天井設備複合実験および天井下地モデルの提案 地震時における鋼製下地在来工法天井と設備機器の相互作用に関する研究（その1, 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 I，pp.879-882，2015.9
- 1.11) 金恵英，水谷国男，橋本信，元結正次郎：吊りボルトに支持された建築設備配管の地震時の挙動に関する研究，構造工学論文集，第60巻B，pp.393-398，2014.3
- 1.12) 米山嘉貴，西川豊宏，山下哲郎，元結正次郎，水谷国男，金恵英，佐藤恭章，武田和也：建築設備の耐震設計法に関する研究 天吊り機器及びダクト・配管の耐震性能について，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 I，pp.599-600，2015.9
- 1.13) 川瀬貴晴，水谷国男，鈴木幹夫：E-ディフェンス実験での建築設備耐震性能実験，日本建築センタービルディングレター，pp.9-15，2024.2
- 1.14) 松本慎也，中悟史，岸野圭吾，小森谷誠，早崎洋一：アルミニウム合金を用いた設備吊り架台の水平剛性と振動特性，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 I，pp.909-910，2023.7
- 1.15) 酒井悠吾，張子露，松原優樹，八木詠都，福永和泉，小島紘太郎，金尾伊織，藤田皓平，倉田真宏，河又洋介：4階建て鉄骨造災害拠点病院の実大振動台実験における長周期地震動に対する設備配管と効果水槽の挙動（その1, 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，pp.975-978，2021.7
- 1.16) 高岡剛規，久保慶祐，小島紘太郎，金尾伊織，倉田真宏：振動台実験に基づく設備配管の動的挙動の解析，日本建築学会近畿支部研究報告集，構造系，pp.85-88，2020.6
- 1.17) ニノ宮裕樹，水谷国男，菊地原雅則，石澤友和：建築設備のライフサイクルリスクマネジメントに関する研究，その2 スプリンクラー設備の耐震性能に関する振動台実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，環境工学 I，pp.871-972，2011.7
- 1.18) 横倉一洋，杉本靖夫，猿田正明，金子美香：防水層上に置かれた設備機器に対する振動台実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，pp.423-424，2011.7
- 1.19) 中村いずみ，佐藤栄児，酒井久伸，森田高市，平山昌宏，井上貴仁：震動台実験による設備配管系の被害状況，震災時における建物の機能保持に関する研究開発，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，pp.985-986，2009.7

- 1.20) Qingxue Shang, Lin Qiu, Tao Wang, Jichao Li: Experimental and analytical study on performance of seismic sway braces for suspended piping systems, *Journal of Building Engineering*, Vol.57, 2022.10
- 1.21) 国土交通省国土技術政策総合研究所, 独立行政法人建築研究所, 一般社団法人新・建築士制度普及協会: 建築物における天井脱落対策に係る技術基準の解説, pp.51-56, 平成25年10月
- 1.22) 木内俊明, 中村勉, 中川健一, 松山英雄, 加藤政文, 渋谷宏明: 建築設備用あと施工アンカーに関する実験的研究, その1,2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 環境工学II, pp.997-1000, 2000.7
- 1.23) 中野克彦, 徳重充, 野口博, 細川洋治, 平山昌宏: 自家用発電設備における機器配管の支持・固定用アンカーボルトの耐力に関する実験的研究, その1~4, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.688-695, 2015.9
- 1.24) 原田洋一, 加藤政文, 横手幸伸, 中村勉, 松山英雄, 木内俊明: 建築設備用あと施工アンカーの引抜き耐力に関する実験結果と考察 その1~6, 空気調和・衛生工学会大会学術講演論文集, 1781-1804, 2000.9
- 1.25) 戸邊勉, 野村洋文, 松島俊久, 飯田徹, 中村勉, 安部孝人, 仲村隆行, 矢幡秀介, 長谷部優, 渋谷宏明: 吊り下げ支持におけるコーンナット式の引抜き力に関する実験研究 その1,2, 空気調和・衛生工学会大会学術講演論文集, 250-253, 2019.9
- 1.26) 空気調和・衛生工学会: 空気調和・衛生工学会規格SHASE-S012-2021, 建築設備用あと施工アンカー, 2021
- 1.27) 白阪靖人, 松崎育弘, 阿部保彦, 宇佐美滋: 機器配管用支持構造物(埋込金物)に耐力に関する実験研究 その1 コンクリートに埋込まれたスタッドボルトの引抜き耐力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.1375-1376, 1979.9
- 1.28) 矢野明義, 菅家重夫, 松崎育弘, 阿部保彦, 宇佐美滋: 宇佐美滋: 機器配管用支持構造物(埋込金物)に耐力に関する実験研究 その2 頭付きスタッド(19mm径)アンカーの疲労耐力: 引張及びせん断, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.1811-1812, 1980.8
- 1.29) 矢野明義, 菅家重夫, 松崎育弘, 阿部保彦, 宇佐美滋: 宇佐美滋: 機器配管用支持構造物(埋込金物)に耐力に関する実験研究 その3 頭付きスタッド(19mm径)アンカーのせん断耐力(交番繰返しせん断力および組合せ力)に関する実験研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.1813-1814, 1980.8
- 1.30) 大橋芳郎, 中島茂壽: 組合せ, 引張, せん断力を受ける鋼柱脚アンカーボルト露出部の力学性状に関する実験的研究, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 構造系, pp.237-240, 1997.9
- 1.31) 中島茂壽: 繰り返しの組合せ引張・せん断力を受けるアンカーボルトの露出部の力学性状: M16の場合, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 構造系, pp.229-232, 2000.5
- 1.32) 中島昌紀, 増田浩志: 組合せ応力が生じる建築構造用アンカーボルトの力学性状に関する研究: 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp.689-690, 2014.9
- 1.33) 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, 第80巻, 第717号, pp.1735-1744, 2015.11
- 1.34) 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, 第82巻, 第738号, pp.1255-1263, 2017.8
- 1.35) 後藤勝彦, 萩尾友貴, 山本晋也, 財部直寛, 友清衣利子, 山成寛: 組合せ荷重を受ける台直しされたアンカーボルトの力学的性状に関する実験的研究, 日本建築学会九州支部研究報告集, pp.305-308, 2021.3
- 1.36) Patrick J., McMackin, Roger G., Slutter, John W, Fisher: Headed Steel Anchor under Combined Loading, *Engineering Journal / American Institute of Steel Construction*, pp.43-52, 1973
- 1.37) Rajesh P Dhakal, Atefeh Pourali, Ali Sahin Tasligedik, Trevor Yeow, Andrew Baird, Gregory MacRae,

- Stefano Pampanin, and Alessadro Palermo: Seismic performance of non-structural components and contents in buildings: an overview of NZ research, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol.15, No.1, 2016.3
- 1.38) Liangjie Qi, Keiichiro Kunimoto, Masahiro Kurata, Yoshiki Ikeda: Investigating the vibration properties of integrated ceiling systems considering interactions with surrounding equipment, *Earthquake Engineering Structure Dynamics*, 2020.2
- 1.39) 日本規格協会：JISハンドブック 4-1 ねじ I，2022年
- 1.40) 森山敏彦，青井淳，佐藤恭章，高橋拓：設備機器における吊り機器の水平剛性および水平耐力に関する検討 その1,2，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 I，pp.961-964，2018.9
- 1.41) 橋本信，田嶋一之，松島俊久，三好功，荒井安行，金子貴司：吊式設備機器の耐震支持法における静的実験 その1,2，日本建築学会大会学術講演梗概集，環境工学 II，pp.1021-1024，2014.9
- 1.42) T. Chatt, S. Motoyui, K. Kasai, F. Sakuraba, H.J.Jiang, Y.Wang: Effect if In-Plane Shear Stiffness on Dynamic Characteristics of Full-Scale Ceiling System, *The 17th World Conference on Earthquake Engineering (17WCEE)*, Japan, 2020.9
- 1.43) 平本晃一郎，水谷国男，水谷慎男：建築設備・非構造部材の耐震設計・施工法に関する研究 その1,2，日本建築学会大会学術講演梗概集，環境工学 I，pp.883-886，2015.9
- 1.44) 木下貴博，佐藤恭章，青井淳，森山敏彦：建築設備における吊りボルトの疲労破断に関する基礎検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 I，pp.1049-1050，2019.7
- 1.45) 榊洋平，西川豊宏，大橋一正：事業計画策定を支援する建築の非構造部材・建築設備の地震リスクに関する研究 その6，日本建築学会大会学術講演梗概集，環境工学 I，pp.657-658，2014.9
- 1.46) 西安宏安，永島茂人，吉田献一，金子英樹：吊り式空調機器の落下再現実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，pp.1037-1038，2012.9
- 1.47) 金恵英，水谷国男，元結正次郎：天吊り設備機器の地震時の挙動に関する振動実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，環境工学 I，pp.357-358，2014.9
- 1.48) 元結正次郎：動的外乱を受ける長い吊りボルトを有する天井システムの不安定挙動，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 I，pp.833-834，2015.9
- 1.49) 水谷国男：建築設備の耐震設計法に関する研究（その3）短い吊りボルトで支持された配管の振動特性に関する実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，環境工学 I，pp.601-602，2013.8
- 1.50) 橋本信，水谷国男，松島俊久，元結正次郎，千葉隆文，金恵英，川島隆朗：地震時の建築設備用配管の挙動と損傷に関する実験 その1,2，日本建築学会大会学術講演梗概集，環境工学 I，pp.603-606，2013.8
- 1.51) 橋本信，田嶋一之，三好功，荒井安行，金子貴司：吊長さが短い場合の設備機器の支持方法の検証，その1,2，日本建築学会大会学術講演梗概集，環境工学 II，pp.1171-1174，2015.9
- 1.52) 渡壁守正，稲井慎介，森田泰弘，脇山善夫：高耐震吊り天井開発のための実験 その1,2，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 I，pp.841-844，2015.9
- 1.53) 品田直也，永坂茂之，水谷慎男，水谷国男：ワイヤーを用いた建築設備の耐震補強と落下防止策に関する研究 その1,2，日本建築学会大会学術講演梗概集，環境工学 I，pp.859-862，2016.9
- 1.54) 橋場諭，松本修平，水谷国男，鈴木卓也：既存吊りボルトを活用した天井落下防止工法と性能実験 その1~3，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 I，pp.981-986，2017.8
- 1.55) 空気調和・衛生工学会：空気調和・衛生工学会規格SHASE-S009-2004，建築設備用インサート，2004
- 1.56) 河村博之，江上妙子：市販インサートの引抜耐力試験結果について，日本建築学会九州支部研究報告集，pp.31-34，1969.4
- 1.57) 堀島涛平，鶴田裕，山田敏夫：天井下地構成用木レンガ，金属製インサートの接着工法の研究，日本建築学会関東支部研究発表会梗概集，pp.221-224，1964.5

-
- 1.58) 村野順一，清水吉盛：PC板吊り上げ用インサートの引き抜き耐力試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，99.971-972，1969.8
- 1.59) 二階盛，斎藤実，畑野肇，池田秀機，北野紘司：PCカーテンウォール取付け金具の実験的研究 その3,4，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.321-322，1976.10
- 1.60) 多勢裕，佐々木春夫：インサート・ホールインアンカーの引抜耐力に関する研究 その1,2，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.311-312，1980.9
- 1.61) 土屋英範，西田悟，松島俊久，横手幸伸，細川洋治，熊本浩，片山茂雄，新井均，乾亮介：建築設備用インサートのデッキ合成スラブの引抜き耐力に関する実験的研究 その1,2，空気調和・衛生工学会大会学術講演論文集，pp.61-68，2020.9
- 1.62) 中川学，武佐サライデン，有馬冬樹：デッキプレートに設置したインサートの引抜耐力およびせん断耐力の実験的研究 その1,2，空気調和・衛生工学会大会学術講演論文集，pp.683-686，2024.9
- 1.63) 日本建築学会：「各種合成構造設計指針・同解説」，2023
- 1.64) エヌパット（株）技術資料：埋め込みインサート及びあと施工アンカーの損傷強度及び許容強度について，2014.5
- 1.65) 橋爪慶介，藤澤康之：無溶接設置法によるインサートナットの開発 その1~3，日本建築学会大会学術講演梗概集，材料施工，pp.1183-1186，2019.9
- 1.66) 鹿毛俊彦，大和矢麻起，渡辺英義，杉山智昭：緩み止め付インサートの定着耐力，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp.67-68，2019.7
- 1.67) 斎藤元嗣，渋市克彦，田中嘉一，榎本浩之，柏俣明子，栗田康平：省力化嵌合インサート工法の開発 その1,2，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp.47-50，2023.7

第2章

建築設備機器に用いられる 部材の力学挙動

2.1 はじめに

空調機などの吊り軽量機器は、構造躯体から吊りボルトを介して支持されている。文献2.1)~2.3)では、吊り軽量機器の耐震性の確保のため、吊りボルト4本で構成される4面に対して、それぞれ2本の斜材をX状に配置することが推奨されている。なお、斜材は吊りボルトと同等以上の強度の金属材（全ねじボルト）とし、吊りボルトと斜材の緊結には取付金物を使用される（図2.1左）。吊り軽量機器における水平荷重 Q に対する吊りボルトの応力状態を図2.1右に模式的に表す。吊りボルトの上部のインサート部分（上端）と下部の機器支持部分（下端）を固定としており、吊りボルトと斜材を緊結する取付金物の部分をピンと仮定している。繰り返し荷重下における吊り軽量機器では、突出部の曲げモーメントが大きくなるため、全体の剛性・耐力は吊りボルトの曲げによる断面特性の影響を受けること、終局状態の一つとして吊りボルトの低サイクル疲労破断が生じることが明らかとなっている^{2.4)~2.6)}。一方、力学的性能を支配する建築設備機器の吊りボルトには、メートルねじ^{2.7)}（図2.2(a)）ではなく、ウィットねじ^{2.8)}（図2.2(b)）が慣例的に用いられている。しかしながら、ウィットねじは、1968年にJIS規格から除外されており、ウィットねじの曲げに対する断面特性は明らかではない。

本章では、吊り形式の建築設備機器の耐震支持に用いられる吊りボルトを対象とし、まず引張実験により材料特性を把握した上で、曲げ実験により曲げに対する断面特性を評価する。次いで、取付金物の位置が吊り支持部材の剛性に与える影響について把握するため、取付金物を含む吊りボルトの要素実験を実施する。

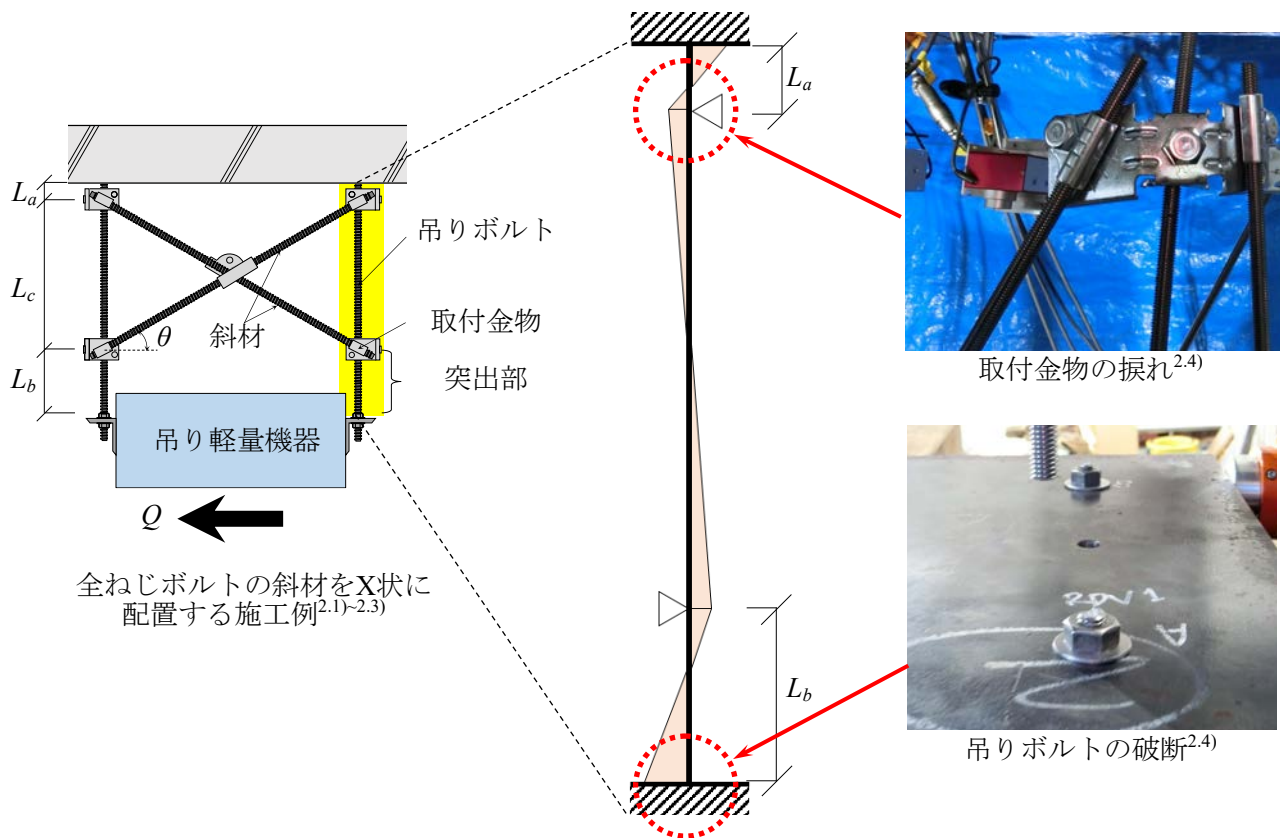


図2.1 吊り軽量機器に用いられるの部材の応力状態



図2.2 ねじ形状の違い^{2.7), 2.8)}

2.2 吊りボルトの引張実験

本節では、建築設備機器に用いられる吊りボルトに関して、まず引張実験により基本的な材料特性（降伏応力度 σ_y 、引張応力度 σ_u 、破断ひずみ ϵ_f ）を把握する。

2.2.1 試験体の概要

建築設備機器に用いられる吊りボルトに関して、まず引張実験により基本的な材料特性を把握する。試験体と実験結果の一覧を表2.1に示す。吊りボルトの材質は、建築設備機器の耐震支持に用いられている炭素鋼（SS400材）とステンレス（SUS304材）の2種類とし、SS400材については表面処理がなされていないもの（以下、生地材）と、表面処理がなされているもの（以下、鉄ユニクロメッキ）の2種類を用意する。実験は4期（I～IV）に分けて行い、それぞれの時期に吊りボルトを用意し、計22ロットで引張実験および曲げ実験を実施する。引張実験および曲げ実験は原則、各ロットでそれぞれ3体ずつを行う。なお、表中の有効径 D_e は、有効断面積^{2,7),2,8)}から逆算して求めた値である。吊りボルトの引張試験片を図2.3に示す。平行部の直径は3mm、原標点距離は15mm、平行部長さは18mm、肩部の半径は10mmとしている。ねじ部の呼び径 d はW3/8、W1/2、M10、M12の4種類である。

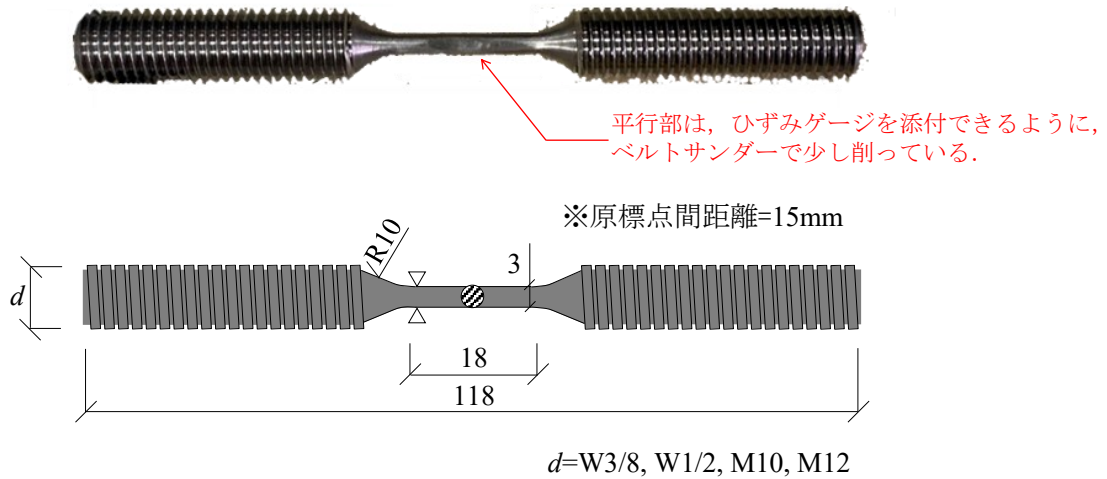


図2.3 吊りボルトの引張試験片と寸法

表2.1 試験体と実験結果の一覧

試験体No.	Phase	材質	表面処理	呼び径	有効径 D_e [mm]	降伏応力度 σ_y [N/mm ²]	引張強さ σ_u [N/mm ²]	破断ひずみ ϵ_f [-]	降伏比 $Y.R.$ [-]	引張実験 [体]	曲げ実験 [体]		
F-0-W3/8	I	SS400	なし	W3/8	7.91	498	589	0.13	0.84	5	12		
F-0-W1/2				W1/2	10.55	473	525	0.13	0.90	1	12		
F-0-M10				M10	8.59	515	624	0.13	0.82	2	12		
F-0-M12				M12	10.36	524	638	0.15	0.82	2	12		
F-1-W3/8		SS400	鉄ユニクロメッキ	W3/8	7.91	647	680	0.11	0.95	3	3		
F-1-W1/2				W1/2	10.55	541	600	0.15	0.90	3	3		
F-2-W3/8				SUS304	なし	W3/8	7.91	548	828	0.59	0.66	3	3
F-2-W1/2						W1/2	10.55	592	884	0.51	0.67	3	3
H-0-W3/8	II	SS400	なし	W3/8	7.91	808	822	0.10	0.98	3	3		
H-0-W1/2				W1/2	10.55	457	529	0.16	0.86	3	3		
H-1-W3/8				SS400	鉄ユニクロメッキ	W3/8	7.91	808	839	0.09	0.96	3	3
H-1-W1/2						W1/2	10.55	566	586	0.13	0.97	3	3
H-2-W3/8		SUS304	なし	W3/8	7.91	489	726	0.65	0.67	3	3		
H-2-W1/2				W1/2	10.55	396	680	0.74	0.58	3	3		
E-1-W3/8				SS400	鉄ユニクロメッキ	W3/8	7.91	602	644	0.11	0.94	3	3
E-1-W1/2						W1/2	10.55	581	599	0.13	0.97	3	3
E-2-W3/8	SUS304	なし	W3/8			7.91	710	982	0.54	0.72	3	3	
E-2-W1/2			W1/2			10.55	560	914	0.57	0.61	3	3	
D-1-W3/8	IV	SS400	鉄ユニクロメッキ	W3/8	7.91	640	675	0.12	0.95	3	3		
D-1-W1/2				W1/2	10.55	604	656	0.10	0.92	3	3		
D-2-W3/8		SUS304	なし	W3/8	7.91	865	1089	0.37	0.79	3	3		
D-2-W1/2				W1/2	10.55	666	1050	0.45	0.63	3	3		

2.2.2 実験計画

セットアップと計測計画を図2.4に示す。実験は試験片を万能試験機に接続したアダプター治具に挟み込むことで行う。荷重は0.4mm/minの速度で行い、試験片の破断が確認できるまで行う。荷重 Q は万能試験機に内蔵されたロードセルにより、ひずみ度は試験片に貼付した2枚のひずみゲージにより計測する。また、試験機に設置した変位計の計測値から塑性化後のひずみ度の増分を計測する。なお、セットアップの実際の様子を図2.5に示す。

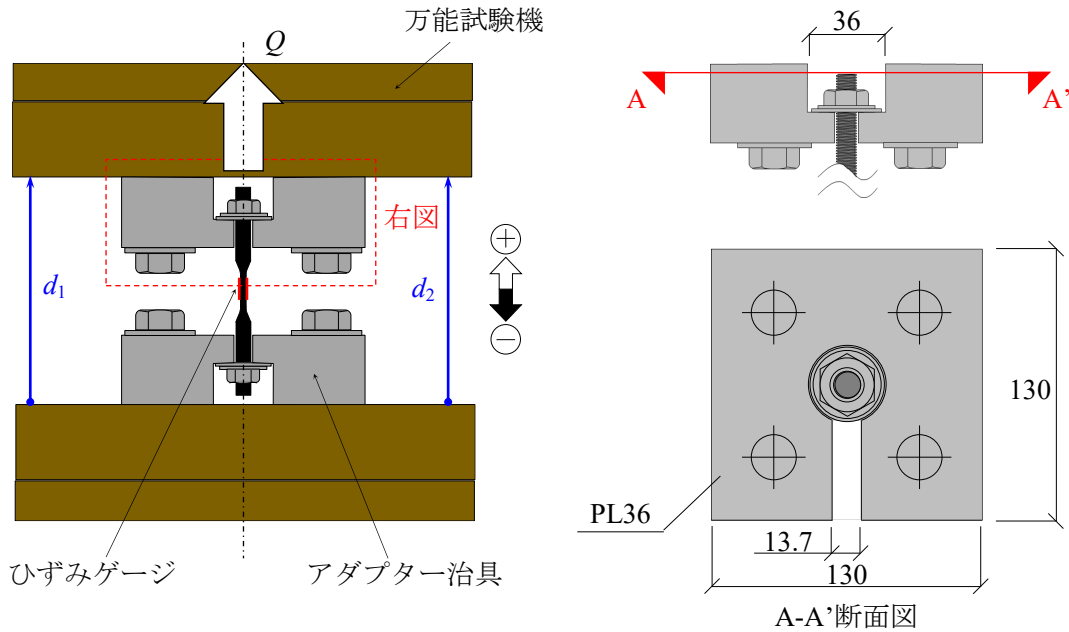


図2.4 セットアップと計測計画（引張実験）

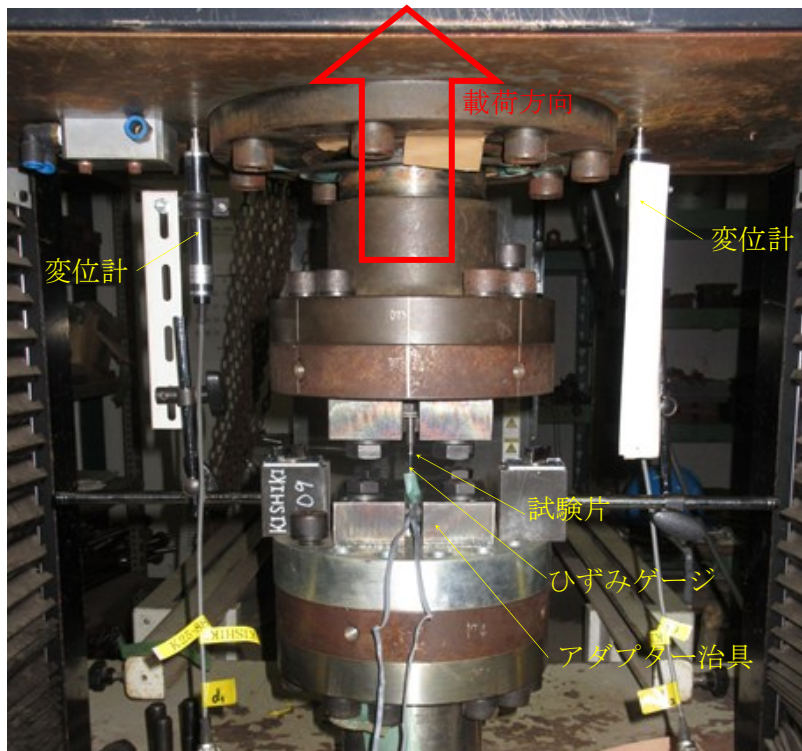


図2.5 実際のセットアップの様子（引張実験）

2.2.3 材料特性の推定

実験より得られた応力度-ひずみ度関係（以下，SSカーブ）の一例を，生地材，鉄ユニクロメッキ，ステンレスに分けて図2.6に示す．図の縦軸は応力度 σ ，横軸はひずみ度 ε であり，応力度は，次式により算出している．

$$\sigma = \frac{Q}{S_0} \quad (2.1)$$

ここで， S_0 は試験片の平行部における原断面積である．

まず，表面処理や材質の違いによるSSカーブについて述べる．いずれの試験体においてもSSカーブはラウンドハウス型の様相を呈している．なお，降伏応力度 σ_y は，0.2%オフセット耐力としている．SS400材（生地材および鉄ユニクロメッキ）では，降伏応力度 σ_y （図中の●印）に到達したのち，すぐに引張強さ σ_u （図中の○印）に達しその後急激に耐力が低下して破断に至っている．一方，SUS304材では，降伏応力度 σ_y （図中の●印）に到達したのち，緩やかに耐力が上昇し，引張強さ σ_u （図中の○印）に達し破断に至っている．SUS304材は，SS400材に比べて塑性域が広いことが分かる．

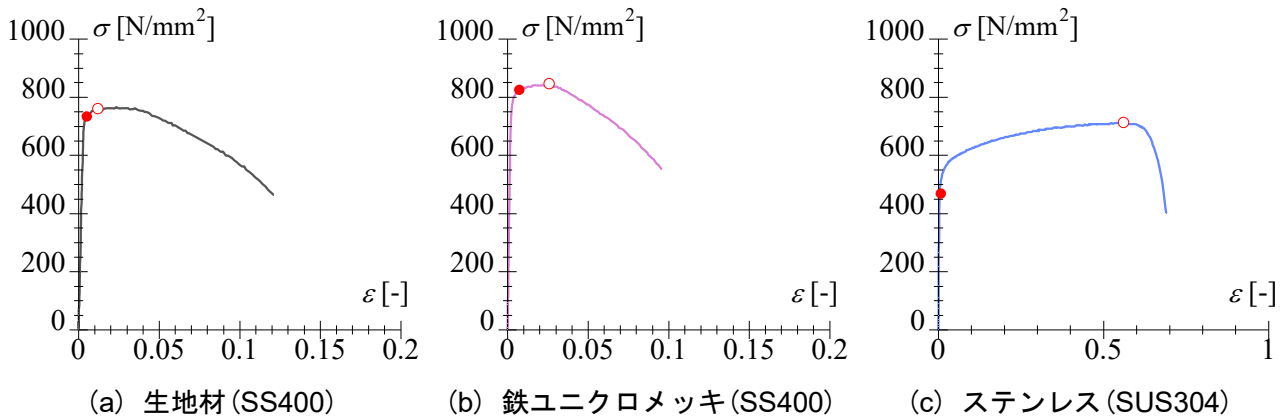


図2.6 吊りボルトの応力度-ひずみ度関係

次いで、生地材、鉄ユニクロメッキ、ステンレスの吊りボルトについて、実験より得られた材料特性（降伏応力度 σ_y 、引張強さ σ_u 、破断ひずみ ϵ_f ）のヒストグラムを図2.7に示す。まず、降伏応力度についてみると、ロット毎のばらつきが大きく、公称値（SS400材：235N/mm²、SUS304材：205N/mm²）の1.7～4.3倍程度に分布している。降伏応力度の平均値は、550～600N/mm²程度であり、鋼種による差は小さいことが分かる。引張強さについてもロット毎のばらつきが大きく、公称値（SS400材：400N/mm²、SUS304材：515N/mm²）の1.2～2.2倍程度に分布している。引張強さの平均値は、SS400材で630～660N/mm²程度であるが、SUS304材では894N/mm²程度であり、鋼種による差が大きい。最後に、破断ひずみについては、平均値としてSS400材で0.12程度、SUS304材で0.55である。以上より、降伏応力度はSS400材とSUS304材でほぼ等しいが、引張強さと破断伸びはSS400材と比べてSUS304材の方が高く、SSカーブと対応する結果が得られた。また、本実験の範囲で扱った吊りボルトの材料特性については、表面処理の違いによる影響はほとんど見られなかった。

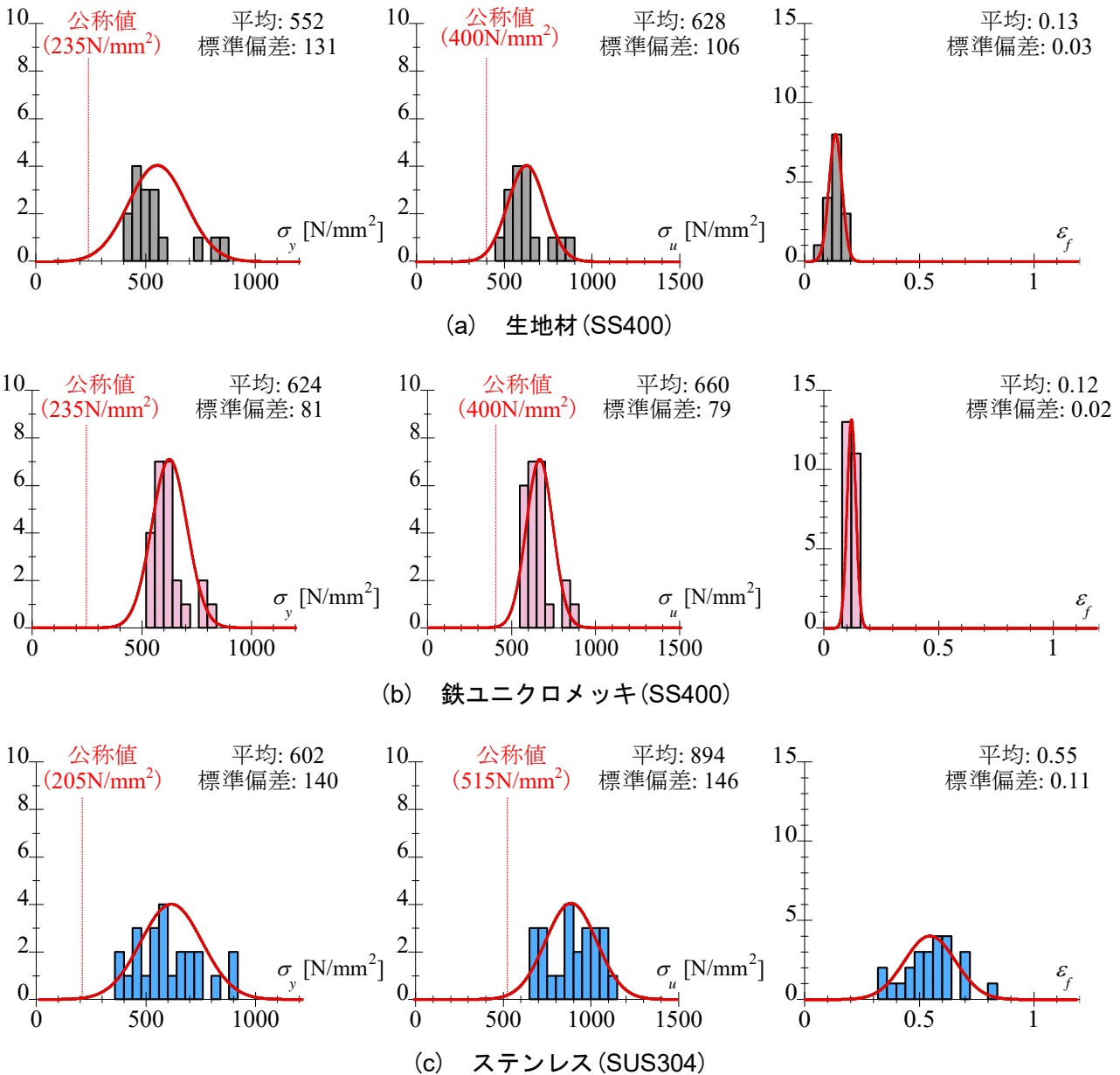


図2.7 吊りボルトの材料特性のヒストグラム

2.3 吊りボルトの曲げ実験

2.3.1 試験体の概要

次いで前節と同一ロットの吊りボルトを用いて、曲げ実験を行い、吊りボルトの曲げに対する断面特性（断面二次モーメント I 、断面係数 Z 、塑性断面係数 Z_p ）を評価する。試験体は、ウィットねじを中心に用意し、20ロットである。また、比較として用意したメートルねじ（SS400材、生地材）は2ロットである。各ロット3体ずつ実験を行っている。なお、試験体である吊りボルトの長さは、セットアップの都合上、呼び径の小さいW3/8、M10では $L=400\text{mm}$ 、呼び径の大きいW1/2、M12では $L=450\text{mm}$ としている。試験体一覧は、前節と同様、表2.1に併せて示している。

2.3.2 実験計画

セットアップと計測計画を図2.8に示す。実験は試験体をロッドエンドに接続してピン・ローラー支持する。試験体の支点間距離 L は、呼び径の小さいW3/8、M10では $L=400\text{mm}$ 、呼び径の大きいW1/2、M12では $L=450\text{mm}$ としている。実験は吊りボルトの中央に取付けたナットを、載荷治具により上から圧縮する3点曲げ形式にて行う。載荷は 4.0mm/min の速度で行い、十分な塑性変形が確認されるまで行う。試験体の曲げモーメント M および回転角 θ は次式で算出する。

$$M = \frac{Q \cdot L}{4} \quad (2.2)$$

$$\theta = \frac{\delta}{L/2} \quad (2.3)$$

ここで、 Q は試験体が負担する荷重であり、万能試験機に内蔵されたロードセルにより得る。一方、 δ は試験体中央の変形であり、載荷治具の鉛直変位（ d_1, d_2 ）から、両端の支点の鉛直変位（ d_3, d_4 ）を減じることで得る。

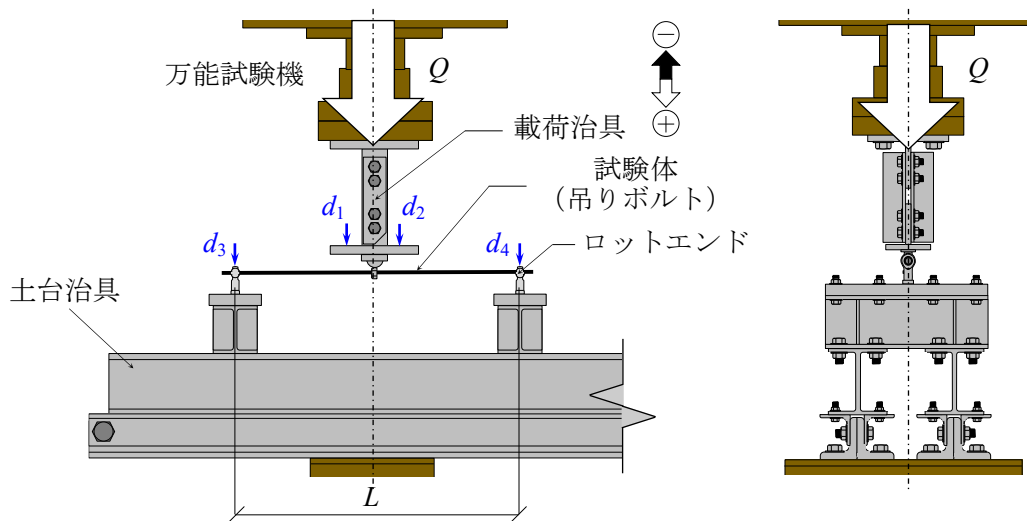


図2.8 セットアップと計測計画（曲げ実験）

2.3.3 曲げに対する断面特性の推定

実験より得られた $M-\theta$ 関係の一例を、生地材、鉄ユニクロメッキ、ステンレスに分けて図2.9に示す。実験における降伏モーメント M_y (図中の●印) は、 $M-\theta$ 関係の接線剛性が弾性剛性の85%以下に低下した時点の曲げモーメントとしている。また、全塑性モーメント M_p (図中の○印) は、十分に塑性化が生じた点として、0.1rad.オフセットした弾性剛性と履歴曲線の交点の曲げモーメントとする。

まず呼び径の違いを比較する。W1/2の試験体の弾性剛性は、W3/8の試験体の3.29倍程度であり、吊りボルトの有効径から算出される計算上の弾性剛性の比率である3.16倍(=10.55⁴/7.91⁴)と概ね対応している。また、W1/2の試験体の耐力(図中の M_y , M_p)は、W3/8の試験体の2.35倍程度であり、吊りボルトの有効径から算出される計算上の耐力の比率である2.37倍(=10.55³/7.91³)と概ね対応している。次いで、材質の違いを比較すると、いずれの材質においても同様の履歴曲線を示しており、弾性剛性もほぼ同程度である。ただし、耐力については、材質ごとに多少のばらつきがみられる。

本項では、建築設備機器の吊りボルトに関して、2.2節の引張実験から得た降伏応力度 σ_y 、および前節の曲げ実験から得た弾性剛性 K 、降伏モーメント M_y 、全塑性モーメント M_p を用い、曲げに対する断面特性を評価する。断面特性 I , Z , Z_p は、それぞれ次式により算出する。

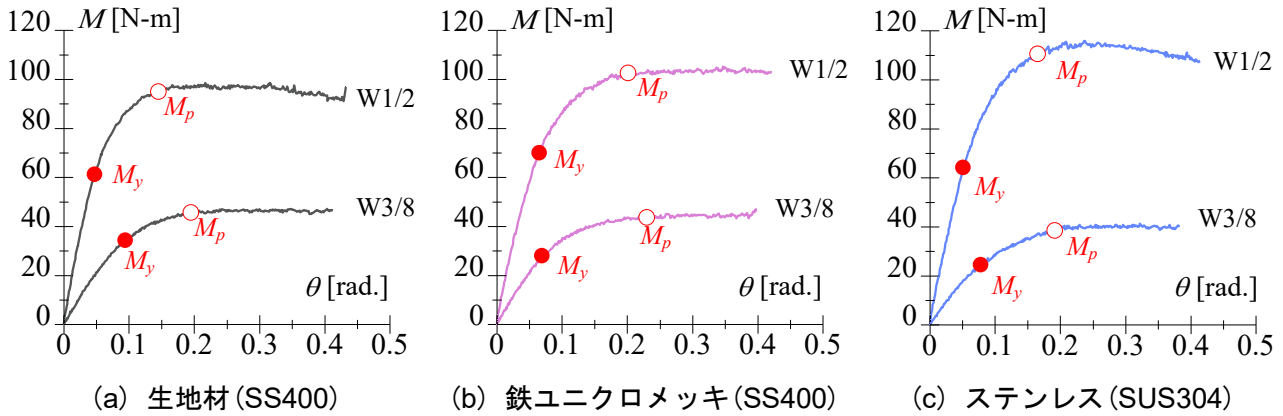


図2.9 $M-\theta$ 関係の一例 ($L=400\text{mm}$, 450mm)

$$I = \left\{ \left(\frac{1}{K} - \frac{L}{GA} \right) \cdot \frac{48E}{L^3} \right\}^{-1} \quad (2.4)$$

$$Z = \frac{M_y}{\sigma_y} \quad (2.5)$$

$$Z_p = \frac{M_p}{\sigma_y} \quad (2.6)$$

ここで、 A は有効断面積、 E ($=205,000\text{N/mm}^2$)はヤング係数、 G ($=79,000\text{N/mm}^2$)はせん断弾性係数である。本論文では、有効径 D_e から算出される断面特性 I_s 、 Z_s 、 Z_{ps} を規格値と定義し、(2.4)式～(2.6)式から得る実験値と規格値を比較する。

全102体の試験体に関して、規格値に対する実験値の比率 I/I_s 、 Z/Z_s 、 Z_p/Z_{ps} のヒストグラムを図2.10に示す。剛性に係る断面二次モーメントは、ばらつきが比較的小さく、鋼種や呼び径に依らず規格値の50～80%程度に分布している。また、耐力に係る断面係数は規格値の80～140%程度、塑性断面係数は規格値の70～130%程度に分布している。一方、平均値としてみれば、有効径に基づく評価に対して、剛性は60%程度、耐力は80～90%程度となることがわかる。

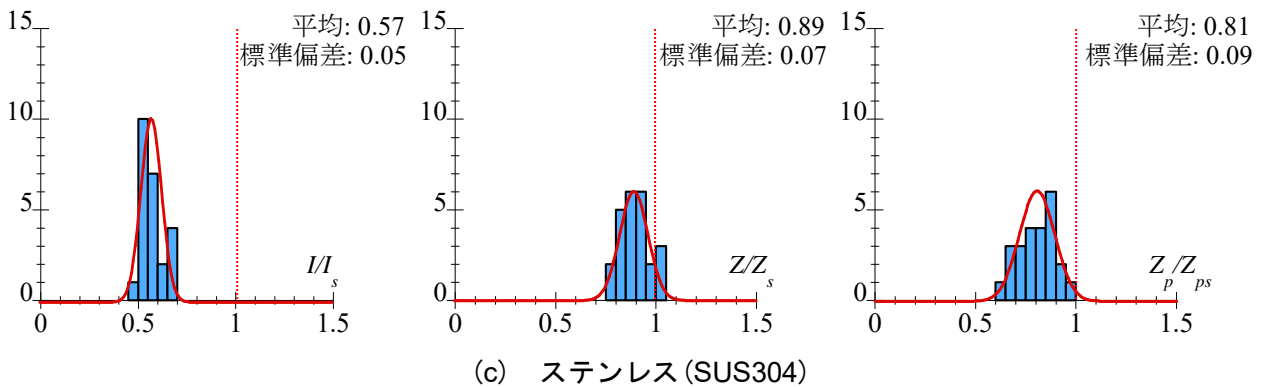
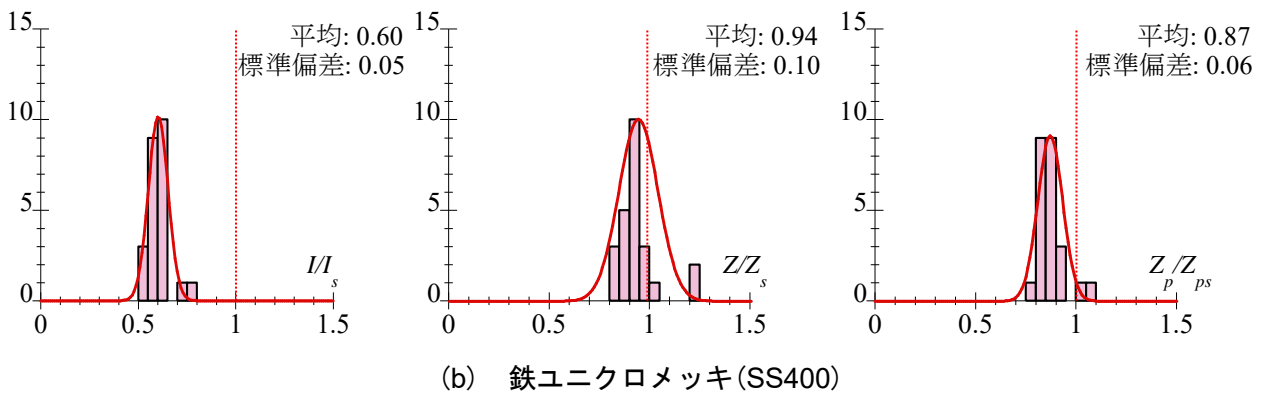
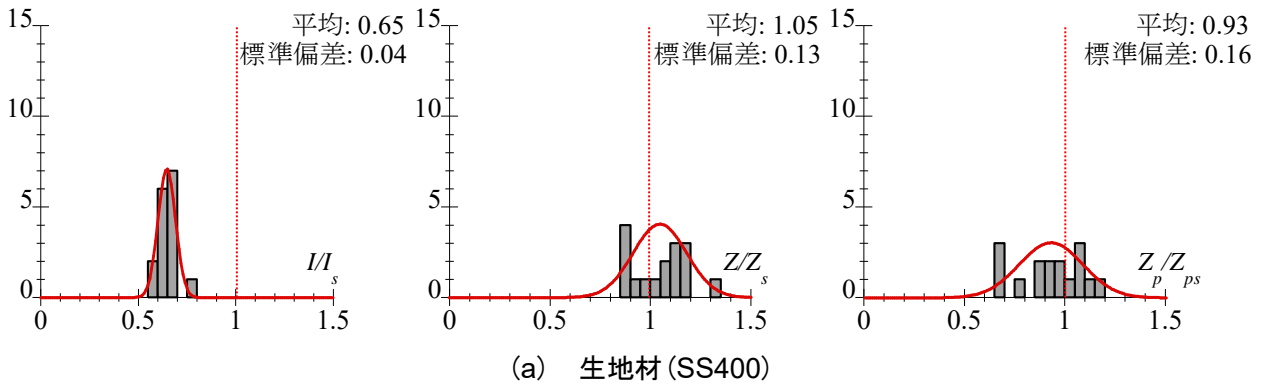


図2.10 曲げに対する断面特性のヒストグラム

2.4 取付金物を含む吊りボルトの要素実験

本節では、取付金物を含む吊りボルトの要素実験を行い、取付金物の位置が吊り材・斜材・取付金物・設備機器からなるユニット（吊り支持部材）の剛性に与える影響を把握する。

2.4.1 試験体の概要

試験体は、SS400材（生地材）の全ねじの吊りボルトに取付金物を取り付けた部材である。なお、本実験で扱う吊りボルトの呼び径はすべてW3/8であり、表2.1中のF-0-W3/8のボルトを用いている。また、本実験で扱う取付金物の材質を表2.2に示す。取付金物は、三価ユニクロメッキ処理された厚さ1.6mmの熱間圧延軟鋼版（SPHC）を曲げ加工して製作しており、取付金物に付属するボルトの強度区分は4T（4.8相当）である。実験パラメータは、図2.1と対応する固定端（A端を固定ローラー、B端を完全固定としている）から取付金物の位置 L_b 、 L_c である。試験体は表2.3に示す全7体とする。ここで、吊り材と斜材を緊結する、取付金物の施工方法について述べる。取付金物の施工イメージと形状を図2.11に示す。吊り軽量機器を支持した吊りボルトに対して、取付金物を取り付け、吊りボルトを挟み込むボルトを24.5Nmのトルク値で締め付けている。さらに、本実験で用いた取付金物には、斜材の取付角度を自由に調整できる機構を有しており、所定の角度で斜材を取付けたのち、斜材を緊結する各部のボルトを24.5Nmのトルク値で締め付けている。これにより、吊り軽量機器の耐震支持の施工が完了する。なお、本研究では1種類の取付金物を用いて検討を行っている。取付金物の特性に起因する剛性評価については、一般性を高めるために他種の取付金物を用いた実験も行う必要があると考えているが、このことについては今後の課題としたい。

表2.2 本実験に使用した取付金物の材質

材質	表面処理	適用吊りボルトの呼び径	ボルトの強度区分
SPHC	三価ユニクロメッキ	W3/8	4T (4.8相当)

表2.3 試験体一覧（取付金物を含む吊りボルトの要素実験）

試験体No.	傾斜角 [°]	境界条件		L_b [mm]	L_c [mm]	L [mm]
		A端	B端			
A-1	0	固定ローラー	固定	250	241	491
A-2				250	520	770
A-3				100	900	1000
A-4				250	900	1150
A-5				400	900	1300
A-6				100	1559	1659
A-7				250	1559	1809

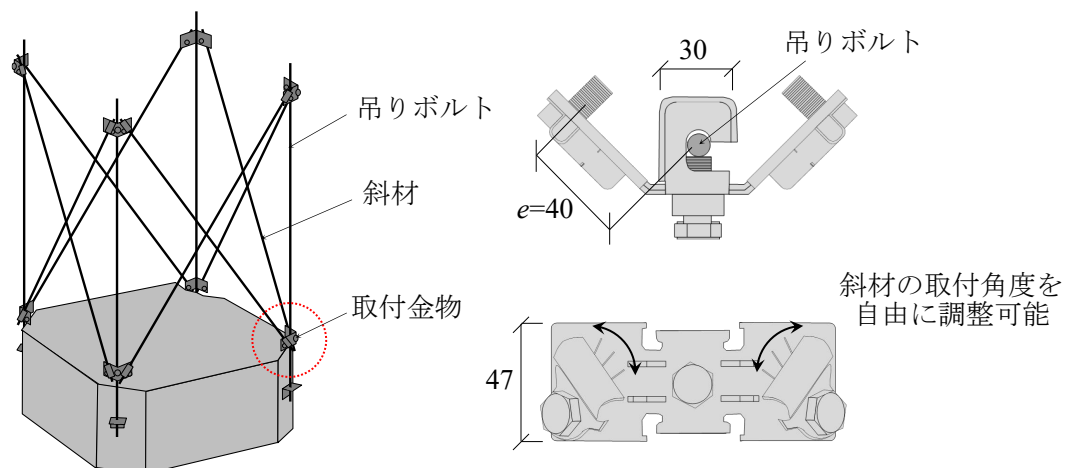


図2.11 取付金物の形状と施工のイメージ

2.4.2 実験計画

セットアップを図2.12に示す。取付金物は載荷治具にボルトで接続されている。前述した施工手順に倣って、吊りボルトと取付金物の接続部は24.5Nmのトルク値で締め付けている。また、試験体の端部の境界条件は、固定ローラー（A端）および固定（B端）としており、両端部のボルトを24.5Nmのトルク値で締め付けている。A端の下部には、吊りボルトの材軸方向に自由なリニアスライダを設けてローラー支持を再現している。また、載荷治具と万能試験機に接続された治具との間には、呼び径の小さな全ねじ棒を1本挿入することでピン接合を再現している。実験は万能試験機により載荷治具を介して試験体に上方への強制変形を与えることで行う。試験体の実際の実験の取付状況を図2.13に示す。

計測計画について述べる。荷重 Q は万能試験機に内蔵されたロードセルにより得る。また、載荷点における試験体の変形 δ は、載荷治具の鉛直変位 ($d_1 \sim d_4$) から、両端の支点の鉛直変位 (d_5, d_6) を減じることで得る。載荷は2.0mm/minの速度で行い、十分な塑性変形が確認されるまで行った。

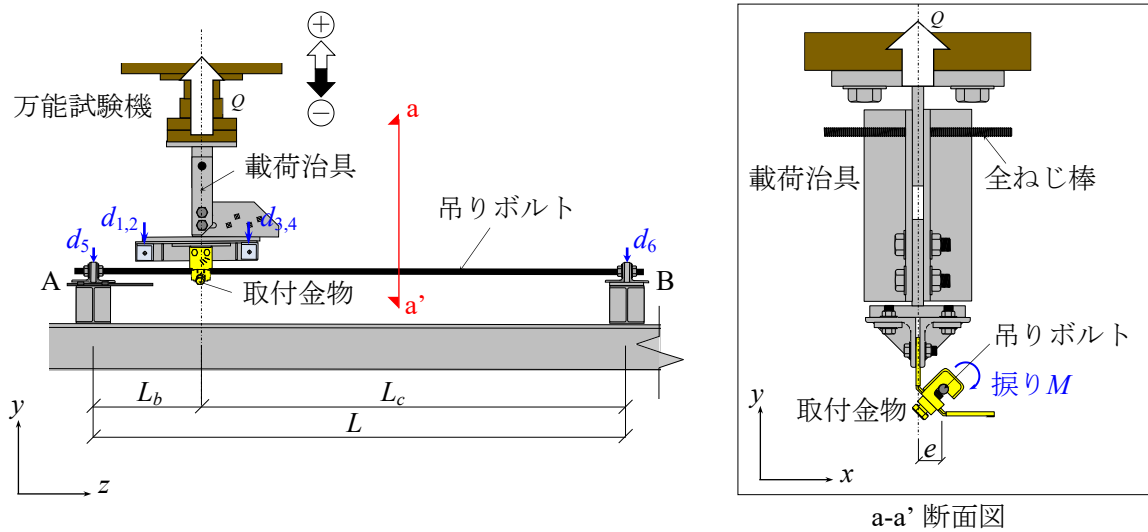


図2.12 セットアップと計測計画（取付金物を含む吊りボルトの要素実験）

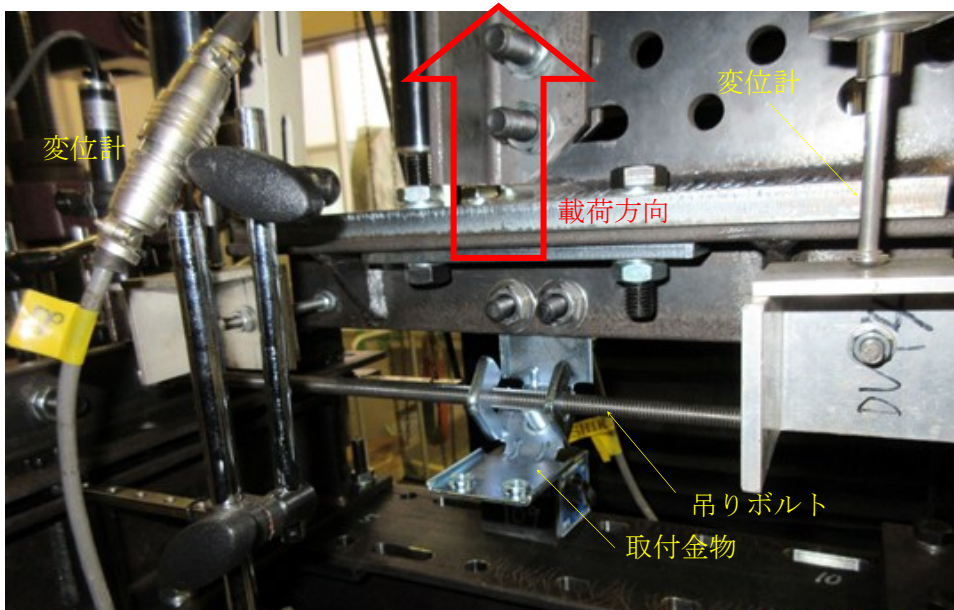


図2.13 実際のセットアップの様子（取付金物を含む吊りボルトの要素実験）

2.4.3 取付金物が吊りボルトの剛性に与える影響

本項では、取付金物を吊りボルトに取付けたことにより、吊りボルトの剛性がどのように変化するかを確認する。まず、実験より得られた荷重変形関係について、A端から取付金物までの距離 L_b の違いを比較して図2.14に示す。図の縦軸は試験体が負担する荷重 Q であり、横軸は試験体の変形 δ である。 $L_b=100\text{mm}$ では、B端から取付金物までの距離 L_c の違いに依らず、 $\delta=20\text{mm}$ 付近で耐力が急激に上昇していることが分かる。これは、変形が増えるにつれ、载荷治具に回転が生じ、幾何非線形の影響が現れているものと考えられる。一方、 $L_b=250\text{mm}$ では安定した履歴を示しており、 L_c が長いほど、剛性、耐力がともに低下している。

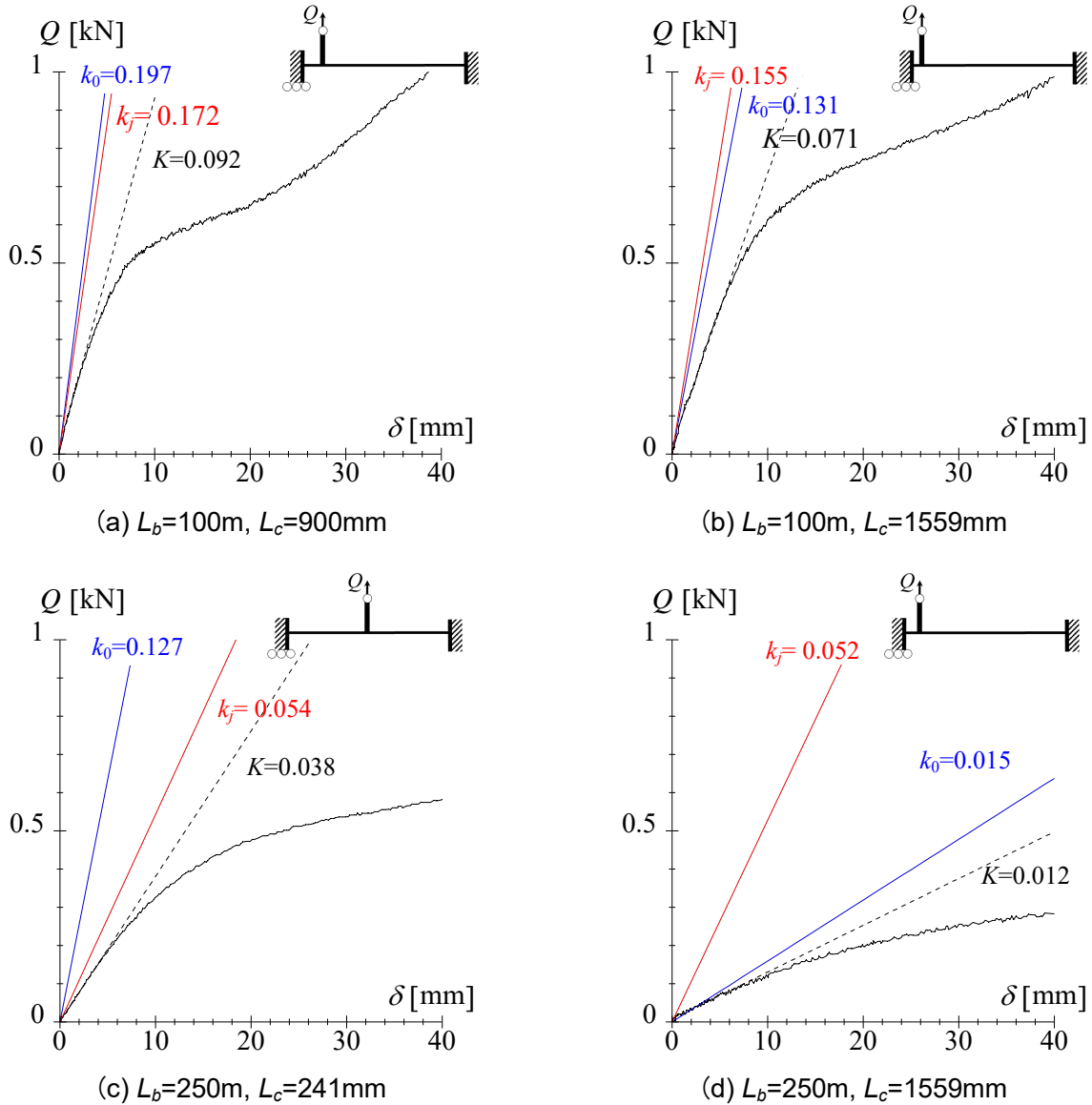


図2.14 荷重変形関係 (計算値の単位は $[\times 10^3\text{kN/m}]$)

取付金物の剛性を同定するため、図2.15に示す直列ばねモデルを考える。取付金物を含む吊りボルトの剛性 K （以下、全体剛性）は、吊りボルトの剛性 k_0 と取付金物の剛性 k_j の直列和として、次式で表される。

$$K^{-1} = k_0^{-1} + k_j^{-1} \quad (2.7)$$

なお、 k_0 は、2.3節で同定した曲げ剛性 EI を基に算出している。これら3つの弾性剛性を図2.14中に併せて示している。

ここで、A端から取付金物までの距離 L_b の違いが吊りボルトの剛性に与える影響について考察する。まず、全体剛性 K と端部から取付金物までの距離（ L_b, L_c ）の関係を図2.16(a)に示す。図の縦軸は全体剛性 K 、横軸は L_c であり、図の実線は吊りボルトの剛性 k_0 （計算値）、プロットは全体剛性（実験値）を表している。 L_b が短いほど、 k_0 と K の差が大きくなっており、取付金物を取り付けたことによる吊りボルトの剛性低下が確認できる。具体的には、取付金物を取り付けることにより $L_b=250\text{mm}$ では60~70%程度、 $L_b=100\text{mm}$ では42%程度に剛性が低下している。

次いで、取付金物の剛性 k_j と端部から取付金物までの距離 L_b の関係を図2.16(b)に示す。図の実線は文献2.4)において同定した取付金物の剛性（計算値）、プロットは本実験により同定した取付金物の剛性（実験値）である。取付金物の剛性は、 L_b が短いほど上昇していることが分かる。取付金物の載荷点位置と吊りボルトとの間には、偏心が存在するため、吊りボルトには振りモーメントが生ずる（図2.11右図）。 L_b が短いほど振りモーメントによる変形が拘束されるため、取付金物の剛性 k_j が大きくなったものと考えられる。

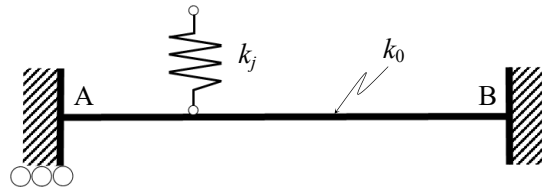


図2.15 直列ばねモデル（吊りボルト+取付金物）

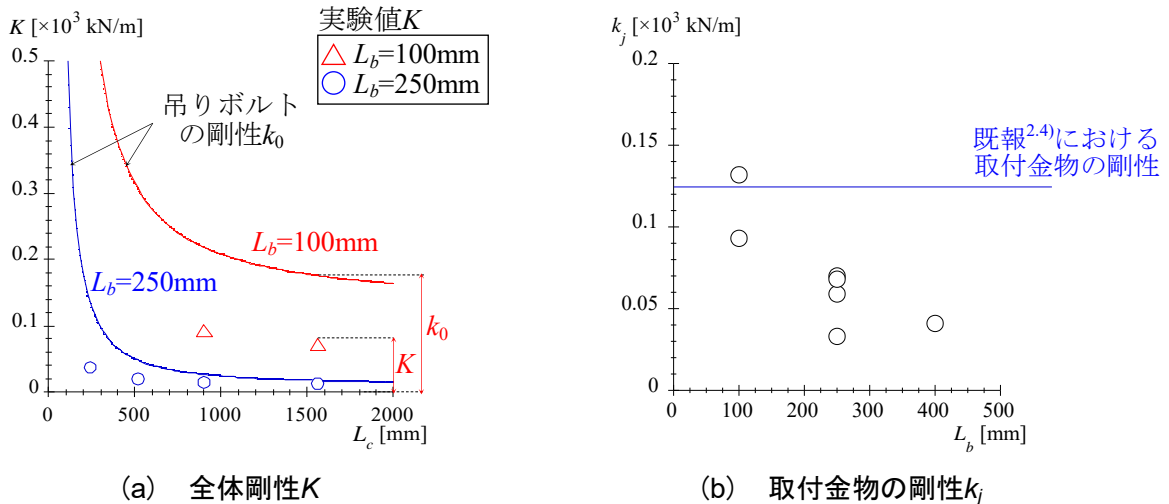


図2.16 各試験体の剛性の比較

最後に、これまでの検討結果に基づき、吊り支持部材の突出部における剛性 k_f に与える取付金物の剛性 k_j を、 L_b の違いに応じて変化させ、吊り支持部材の剛性を評価する。なお、吊り支持部材の突出部を梁要素とし、文献2.9)の検討結果を基に、上下端部を固定と仮定している。吊り支持部材の突出部における剛性を再評価した結果を、文献2.4)の結果と併せて図2.17に示す。図の縦軸は実験値、横軸は計算値であり、本実験の評価を赤色のプロット、文献2.4)の評価を黒色のプロットにてそれぞれ示している。文献2.4)の評価では、突出長さ L_b が短いほど突出部における剛性を過大評価しているが、本実験の評価ではいずれの試験体においても概ね20%以内に収まる精度で実験値を良好に評価できている。

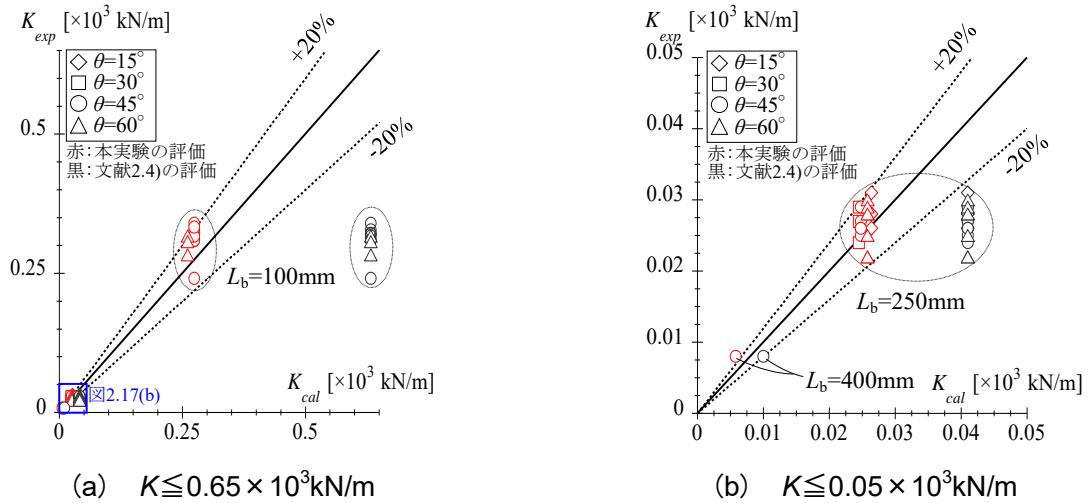


図2.17 吊り支持部材の突出部における剛性の評価

2.5 まとめ

本章では、吊り形式の建築設備機器に対して慣例的に用いられる吊りボルト（ウィットねじ）の引張実験および曲げ実験を行い、材料特性および曲げに対する断面特性を把握した。次いで、取付金物を含む吊りボルトの要素実験を行い、取付金物の位置が吊り支持部材に与える影響について検討した。以下に得られた結果をまとめる。

- [1] 引張実験では、降伏応力度が公称値の1.7~4.3倍程度に分布しており、その平均値は550~600N/mm²程度で、鋼種による差は小さかった。一方で、引張強さについては公称値の1.2~2.2倍程度に分布しており、その平均値はSS400材で630~660N/mm²、SUS304材で894N/mm²で、鋼種による差が大きかった。なお、いずれの材料特性においてもロット毎のばらつきが大きかった。
- [2] 曲げ実験では、断面二次モーメントは、ばらつきは比較的小さく、鋼種や呼び径に依らず規格値の50~80%程度に分布しており、断面係数は規格値の80~140%程度、塑性断面係数は規格値の70~130%程度に分布していた。すなわち、曲げに対する断面特性の平均としてみれば、有効径に基づく評価に対して、剛性は60%程度、耐力は80~90%程度となることがわかった。
- [3] 取付金物を含む吊りボルトの剛性を、吊りボルトの剛性と取付金物の剛性の直列和とみなし、取付金物の剛性を同定した結果、取付金物の剛性は、吊りボルトの端部から載荷点位置までの距離 L_b が短いほど上昇していた。これは、取付金物の載荷点位置と吊りボルトの間に偏心量が存在し、振りモーメントが生ずることに起因しており、 L_b が短いほど振りモーメントによる変形が拘束されるためであると考えられる。
- [4] 取付金物を含む吊りボルトの剛性を、吊りボルトの剛性と取付金物の剛性の直列和とみなし、さらに取付金物の剛性を突出長さ L_b の違いに応じて変換することを考慮することにより、吊り支持部材の突出部における剛性の評価精度が向上することを示した。

参考文献

- 2.1) 建築設備技術者協会 震災復興支援会議「耐震被害対策検討委員会」：東日本大震災による設備被害と耐震対策報告書（平成25年9月）
- 2.2) 日本建築センター：「建築設備耐震設計・施工指針 2014年版」，2014
- 2.3) 空気調和・衛生工学会指針：「建築設備の耐震設計・施工法 2023年版」，2023
- 2.4) 平野一郎，黒澤未来，吉敷祥一：建築設備機器の吊り支持部材の剛性・耐力と低サイクル疲労性能の評価，鋼構造年次論文報告集，第30巻，pp.468-474，2022.11
- 2.5) 橋本信，田嶋一之，松島俊久，三好功，荒井安行，金子貴司：吊式設備機器の耐震支持法における静的実験 その1,2，日本建築学会大会学術講演梗概集，環境工学Ⅱ，pp.1021-1024，2014.9
- 2.6) 木下貴博，佐藤恭章，青井淳，森山敏彦：建築設備における吊りボルトの疲労破断に関する基礎検討，日本建築学会学術講演梗概集，構造Ⅰ，pp.1049-1050，2019.7
- 2.7) 日本規格協会：JISハンドブック 4-1 ねじⅠ，2022年
- 2.8) 日本規格協会：JISハンドブック ねじ 1963，1963年
- 2.9) 平野一郎，黒澤未来，吉敷祥一：建築設備機器における吊りボルトの低サイクル疲労性能の実験，鋼構造年次論文報告集，第29巻，pp.302-307，2021.11

第3章

建築設備機器に用いられる吊り支持部材 の力学挙動と低サイクル疲労性能

3.1 はじめに

本章では、吊り材、斜材、取付金物、および設備機器に模した鉄板からなるユニット（以下、吊り支持部材と呼ぶ）の力学挙動および低サイクル疲労性能に着目する。空調機などに代表される吊り形式の建築設備機器の耐震支持法として、設備機器に取付けられた吊り材4本で構成される4面にそれぞれ同等以上の強度を有する2本の斜材で補強する施工法が一般的である。現行の建築設備耐震設計指針^{3.1)}では、重量1kN以下の軽量の機器の耐震支持について、「設備機器の製造者の指定する方法で確実に行えば良いものとする」としている。しかしながら、設備機器の製造者の多くは軽量の機器の耐震支持方法を示していないのが実状である。文献3.1)~3.3)では、図3.1に示すような重量1kN以下の吊り軽量機器に対して、全ねじボルトの斜材をX状に配置した耐震支持の仕様を一例として提案している。具体的には、自重支持用吊りボルト（以下、吊り材）で吊り軽量機器を耐震支持する際、吊り材4本で構成される4面にそれぞれ2本の斜材をX状に配置する。また、吊り材に斜材を取り付ける角度は $45\pm 15^\circ$ の範囲とし、上突出部と下突出部の合計の長さは250mm以内とする。さらに斜材は吊り材と同等以上の強度の金属材料（全ねじボルト）とし、吊り材と斜材の緊結には取付金物を使用することとしている（表3.1）。

一方、被害事象の把握として、設備機器を支持する吊り材の破断のうち、繰り返し荷重の作用によって生ずる疲労破断は、既往の研究^{たとえば3.4)}などにて検討されている。しかしながら、振幅が比較的小さい範囲、吊り長さや呼び径の違いによる疲労性能への影響は明らかではない。また、設備機器の取付部に関する耐震設計指針^{3.2)}では、構造計算の考え方を示しているが、構造実験や数値解析による科学的根拠は乏しい。

本章では、設備機器を支持する吊り材、斜材およびそれらを緊結する取付金物で構成されるユニット（吊り支持部材）の水平剛性、耐力、低サイクル疲労性能の把握を目的として、吊り材の長さや斜材の取付角度をパラメータとした吊り支持部材の繰り返し載荷実験を実施する。まず、全体の力学挙動に大きな影響を与えると考えられる吊り支持部材の突出部分に着目し、その力学挙動と低サイクル疲労性能の把握のために、吊り材のみを対象とした繰り返し載荷実験を実施する。ここでは、吊り材の長さおよび呼び径をパラメータとしている。その後、吊り材4本で構成される4面に対して、取付金物を介して斜材をX状に配置したユニット形式で繰り返し載荷実験を実施する、ここでは、斜材の取付角度や斜材端部

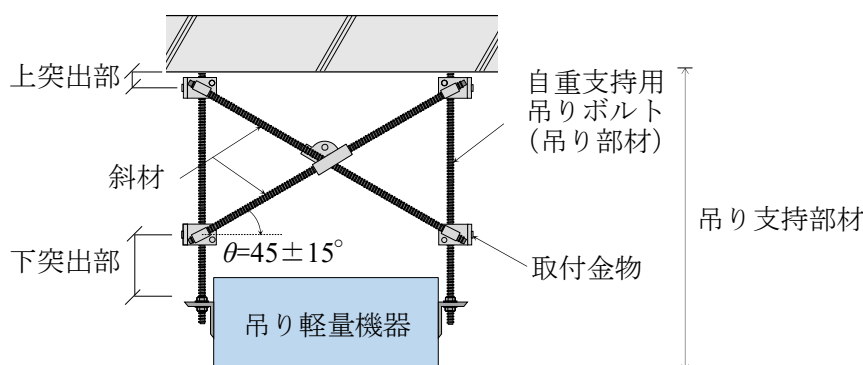


図3.1 全ねじボルトの斜材をX状に配置する例^{3.1)~3.3)}

表3.1 重量1kN以下の吊り軽量機器の耐震支持の仕様^{3.1)~3.3)}

1. 引張力が作用する自重支持用吊りボルトの躯体への固定は、原則としてインサートとする
2. 全ねじボルトの斜材をX状または四方に放射状配置する
3. 自重支持用吊りボルトに斜材を取り付ける角度 θ は $45\pm 15^\circ$ の範囲とする
4. 斜材は自重支持用吊りボルトと同等以上の強度の金属材料を用いる
5. 自重支持用吊りボルトと斜材の緊結には取付金物を使用する
6. 上突出部と下突出部の合計の長さを250mm以内
7. 機能確保を図る(耐震クラスSで計画する)場合は、吊り部材には形鋼を用いる

からの突出長さの違いを主なパラメータとしており、水平剛性、耐力および低サイクル疲労性能について、構築した力学モデルを基にそれぞれ評価する。また、载荷中に確認された現象や载荷終了後における試験体の破壊形式も示す。さらに、これらの知見に基づき、地震時における吊り支持部材の耐力の検討を行い、吊り支持部材の耐震性を評価する方法について例示する。

3.2 実験計画

本節では、まず吊り支持部材の突出部を模擬した吊り材の繰り返し载荷実験の計画を述べ、その後、設備機器に模した鉄板を支持した4本の吊り材に対して斜材および取付金物を取付けた場合における、吊り支持部材の繰り返し载荷実験の計画について述べる。

3.2.1 試験体の概要

まず、吊り支持部材の突出部を模擬した吊り材の繰り返し载荷実験における試験体の概要を図3.2に示す。また、実際の試験体の設置の様子も図3.3に示す。試験体は4本の吊り材であり、軽微な設備機器を想定した鉄板をナットで固定して支持している。試験体である吊り材は、SS400相当材の全ねじボルトであり、吊り材として一般的に用いられているウィットねじを基本としている。また、吊り材の種類の違いが疲労性能に与える影響についても把握するために、比較実験としてメートルねじを使用した場合の繰り返し载荷実験も実施する。なお、本実験では吊り材の基本的な力学挙動および低サイクル疲労性能の把握を目的としているため、吊り材に与える強制変形の大きさに対して、鉄板の面内・面外方向の変形が十分小さくなるように鉄板の厚さを設定している。吊り材は、奥行208mm×幅900mmの間隔で4本配置しており、また吊り材の下側は、設備機器と同等な重量(約 $0.65\text{kN} < 1\text{kN}^{3.1}$)を有する鉄板をナットで固定しており、各部のボルトを24.5Nmのトルク値で管理している。なお、実験で用いる鉄板は

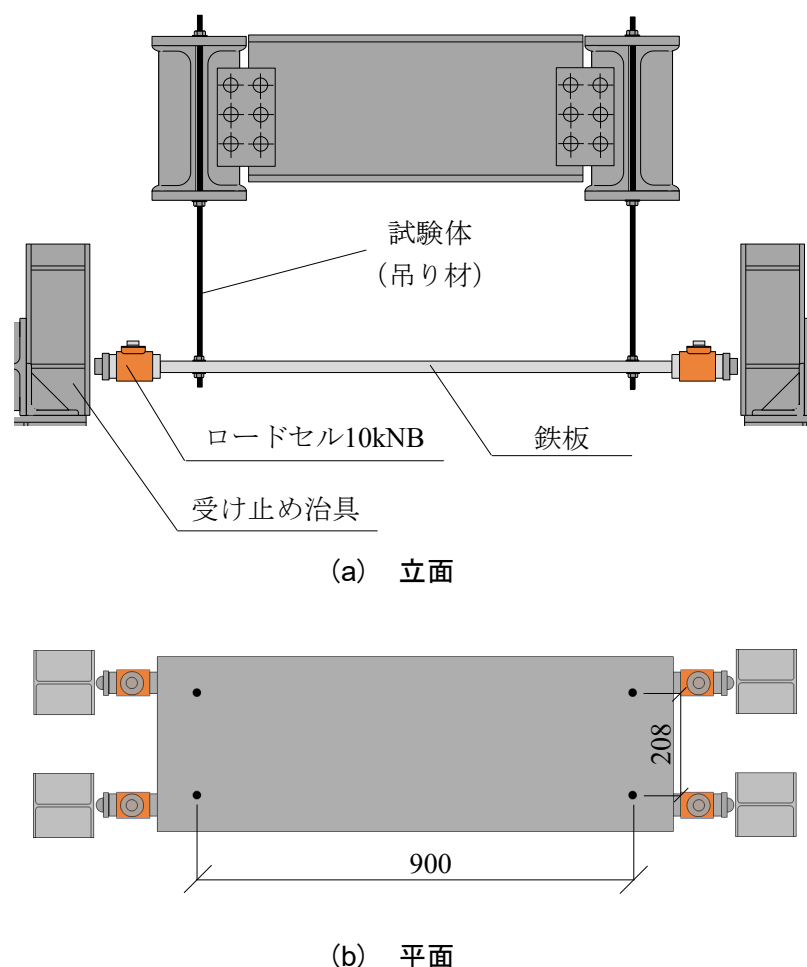


図3.2 試験体の概要（突出部を模擬した吊り材の繰り返し载荷実験）

軽微な設備機器を想定しており、吊り材に作用する軸力比も1%未満であるため、軸力が吊り材の疲労性能に与える影響は小さいと考えられる。また、実験で使用した吊り材の材料諸元を表3.2に示す。なお、表中の E はヤング係数、 G はせん断弾性係数であり、ボルトの有効径 D_e は有効断面積 $A_e^{3,5),3,6)}$ から逆算して求めた値である。降伏応力度 σ_y は本論文の第2章の引張実験により算出した値である。ボルトの断面二次モーメント I 、断面係数 Z 、塑性断面係数 Z_p は、本論文の第2章の曲げ実験により算出した値である。本実験では、ボルトの呼び径がW3/8, W1/2, M10, M12の4種類を使用した。使用した吊り材は、表面処理がなされていないSS400相当材（生地材）である。

次いで、吊り材、斜材、取付金物および設備機器に模した鉄板からなるユニット（吊り支持部材）の繰り返し载荷実験における試験体の概要を図3.4に示す。試験体は4本の自重支持用の吊り材とこれらを補強する斜材によって構成される吊り支持部材である。なお、4本の吊り材は、突出部を模擬した吊り材の繰り返し载荷実験の時と同様、吊り幅900mm×奥行208mmの間隔で配置し、軽微な設備機器を想定した鉄板（重量約0.65kN）をナットで固定している。ここで、実験に用いた取付金物の概要を図3.5に示す。吊り材および斜材はアングル状の取付金物によって挟み込む。吊り材は取付金物に付属するボルトを24.5Nmのトルク値で締め付けて固定する。また、取付金物は斜材の取付角度を自由に調整できるようにしている。なお、後述するように吊り材と斜材の間には面内方向に $e=40\text{mm}$ の偏心距離が存在する。取付金物は、2章で述べたものと同じものを使用しており、三価ユニクロメッキ処理された厚さ1.6mmの熱間圧延軟鋼板（SPHC）を曲げ加工して製作しており、取付金物に付属するボルトの強度区分は4T（4.8相当）である。なお、本実験ではSS400相当の全ねじボルトとして吊り材および斜材を使用しており、吊り材として一般的に使用されるウィットねじ（W3/8）を基本としている。試験体および取付金物の設置状況を含めて実際の様子を図3.6に示す。

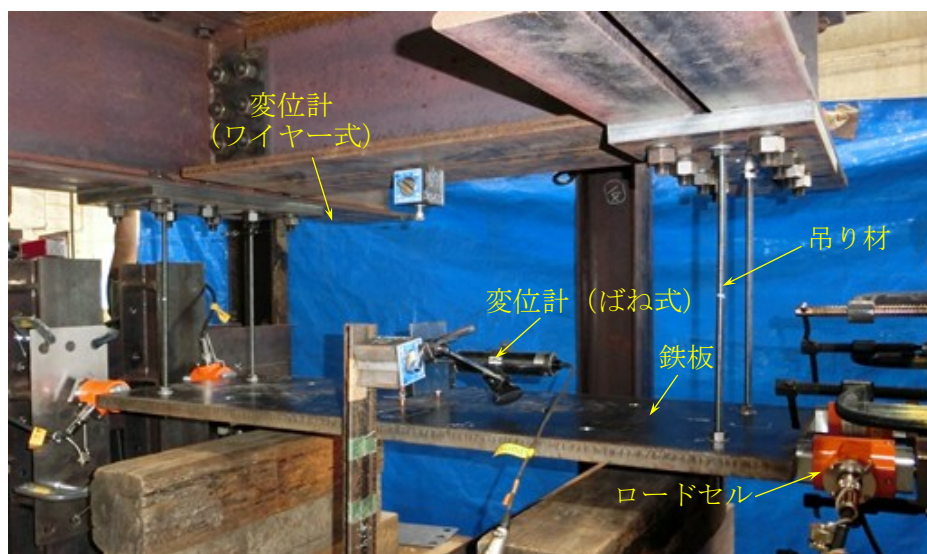


図3.3 実際の試験体の設置の様子（突出部を模擬した吊り材の繰り返し载荷実験）

表3.2 本実験における吊り材の材料諸元

吊り材の呼び径	有効径 D_e [mm]	有効断面積 A_e [mm ²]	ヤング係数 E [N/mm ²]	せん断弾性係数 G [N/mm ²]	降伏応力度 σ_y [N/mm ²]	断面二次モーメント I [mm ⁴]	断面係数 Z [mm ³]	塑性断面係数 Z_p [mm ³]
W3/8	7.91	49.1	205,000	79,000	503.9	125.5	50.8	78.4
W1/2	10.55	87.4			472.6	607.9	115.2	195.7
M10	8.59	58.0			515.0	267.7	62.3	105.8
M12	10.36	84.3			523.9	565.5	109.2	185.3

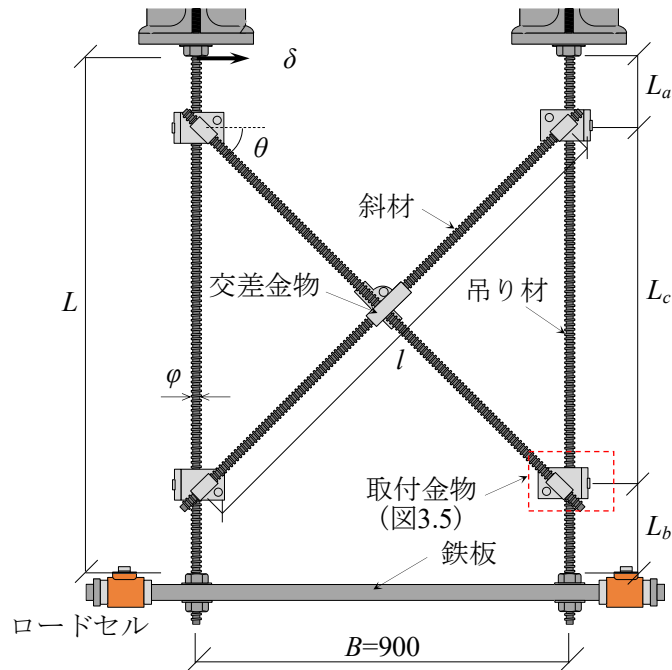


図3.4 試験体の概要（吊り支持部材の繰返し载荷実験）

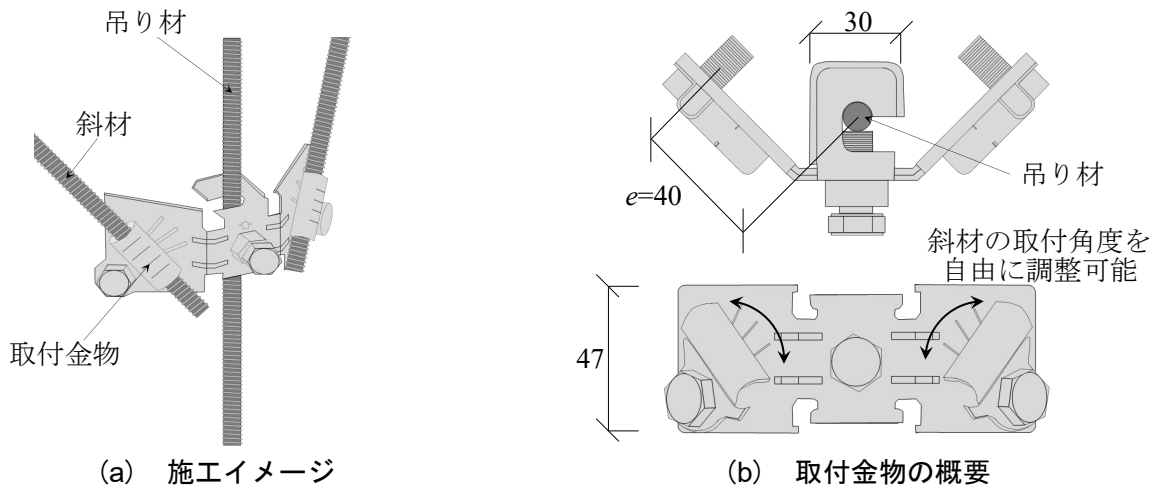
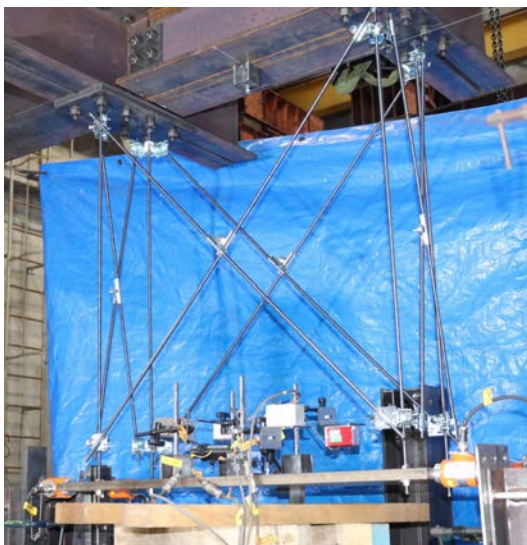
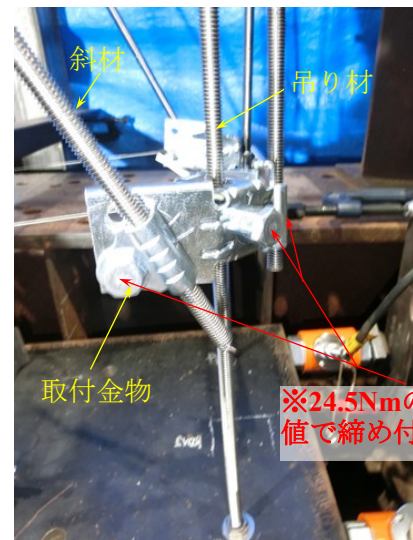


図3.5 取付金物の概要



(a) 試験体の様子



(b) 吊り材と斜材の接合部分の様子

図3.6 実際の試験体の設置の様子（吊り支持部材の繰返し载荷実験）

3.2.2 実験パラメータ

まず、吊り支持部材の突出部を模擬した吊り材の繰り返し载荷実験における実験パラメータについて述べる。図3.2(a)中から吊り材の部分を取り出し、実験パラメータの概要を図3.7に示す。実験パラメータは、ボルトの呼び径 ϕ 、吊元側のナット（上ナット）から機器支持部側のナット（下ナット）までの内法距離（以後、吊長さ L ）、試験体に与える振幅 δ （以後、载荷振幅）である。ボルトの呼び径は、ウィットねじに関してはW3/8（ $\approx 9.525\text{mm}$ ）とW1/2（ $\approx 12.7\text{mm}$ ）の2種類、メートルねじに関してはM10とM12の2種類を用意する。吊長さは、300mm、600mm、900mmの3種類を用意する（図3.8）。一方、载荷振幅は既往の実験結果^{3,4)}（図3.9）を参考に、吊長さに対する载荷振幅 $R=\delta/L$ （以後、変形角 R ）を0.04~0.27の範囲で設定した。本実験では、以上のパラメータを組合わせて、表3.3中に示す計24体の試験体を用意した。併せて、各試験体の軸力比も表3.3中に示す。

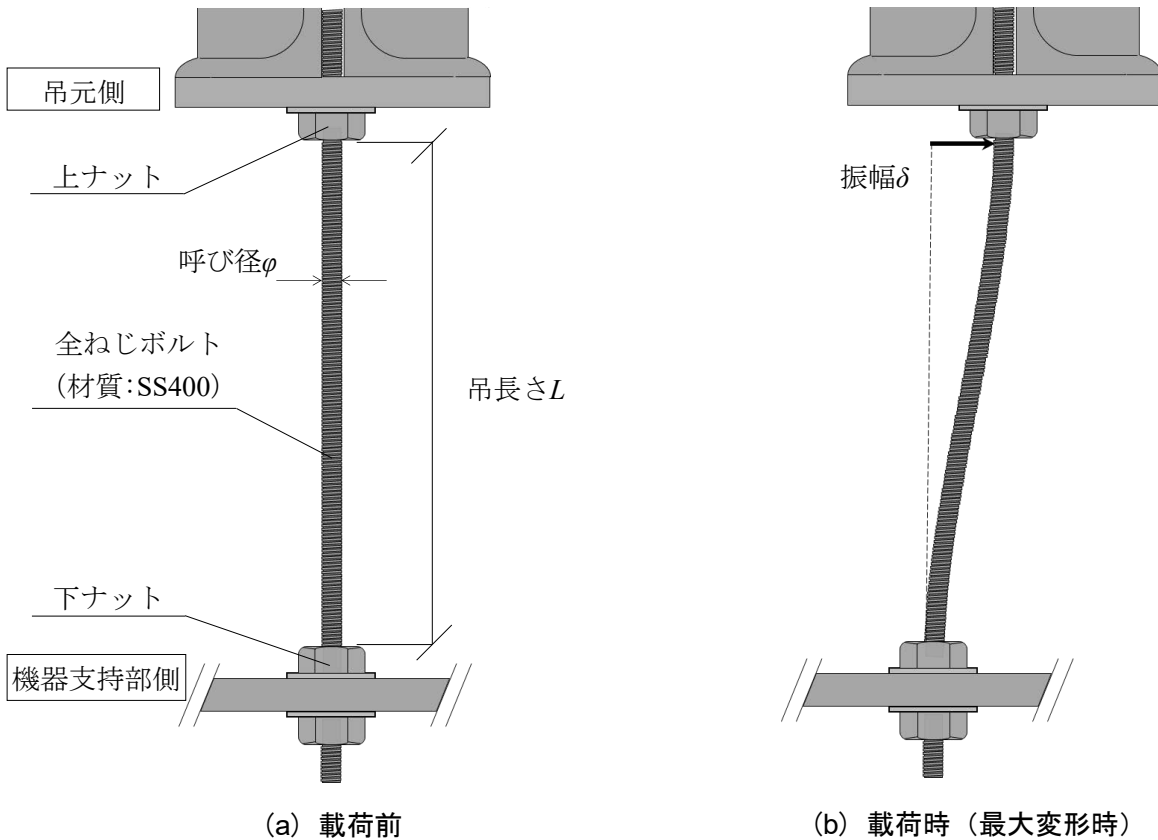


図3.7 実験パラメータ（吊り材の繰り返し载荷実験）

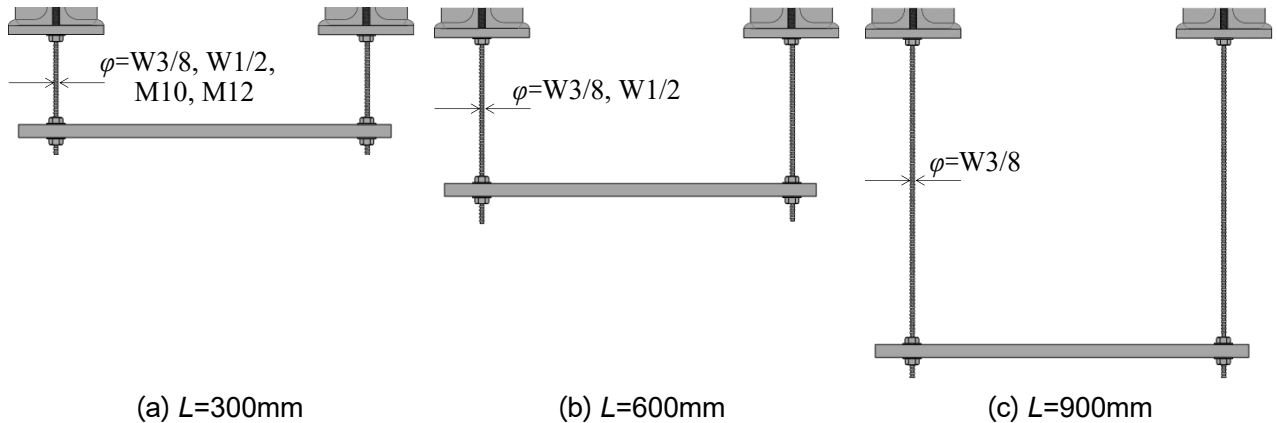


図3.8 試験体の形状一覧（吊り材の繰り返し载荷実験）

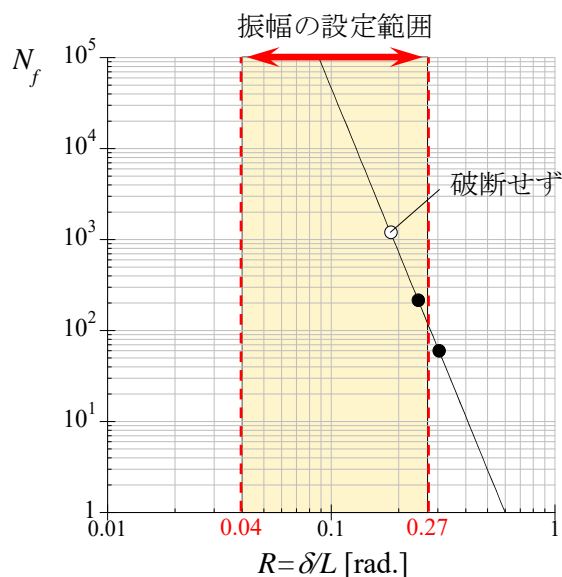

 図3.9 既往文献^{3,4)}から予測される吊り材の疲労曲線
 (○は破断していない)

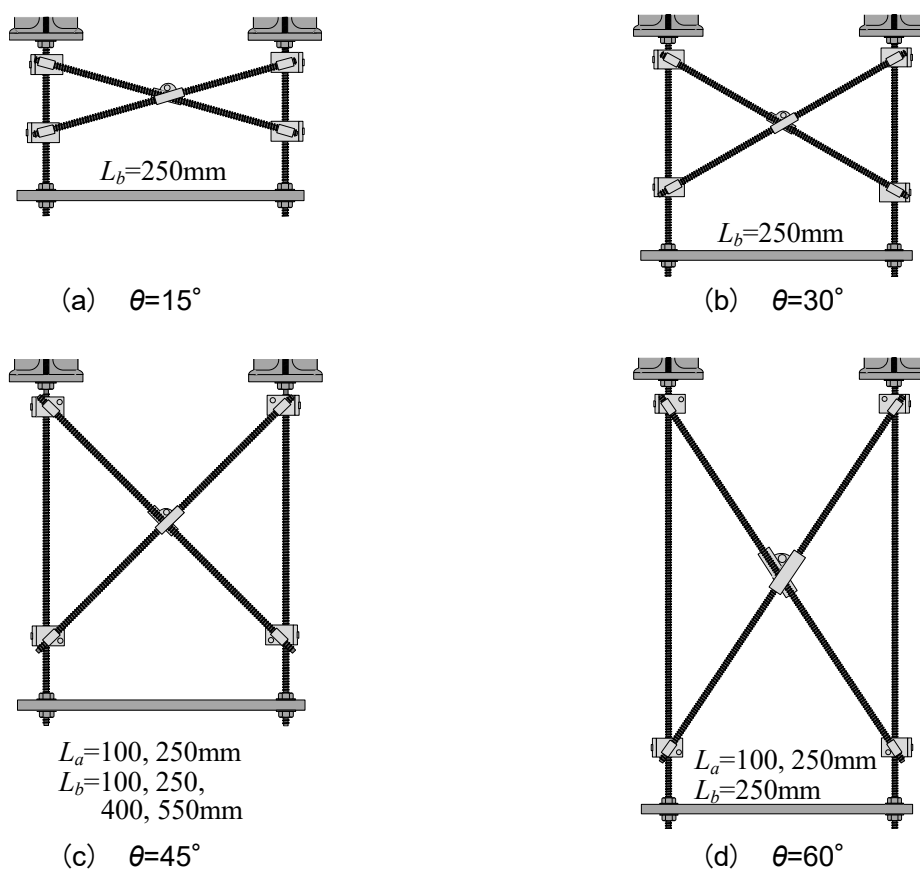
表3.3 試験体一覧 (吊り材の繰り返し载荷実験)

試験体No.	ボルト径 ϕ	吊長さ L [mm]	振幅 δ [mm]	制御振幅 $R (= \delta/L)$ [rad.]	軸力比 [%]	
1-1	W3/8	300	12	0.04	0.53	
1-2			15	0.05	0.53	
1-3			20	0.07	0.53	
1-4			40	0.13	0.53	
1-5			60	0.20	0.53	
1-6			80	0.27	0.53	
1-7		600	40	0.07	0.53	
1-8			80	0.13	0.53	
1-9			120	0.20	0.53	
1-10			900	90	0.10	0.53
1-11				120	0.13	0.53
1-12				180	0.20	0.53
1-13	W1/2	300		20	0.07	0.34
1-14			40	0.13	0.34	
1-15			60	0.20	0.34	
1-16		600	40	0.07	0.34	
1-17			80	0.13	0.34	
1-18			120	0.20	0.34	
1-19	M10	300	20	0.07	0.5	
1-20			40	0.13	0.5	
1-21			60	0.20	0.5	
1-22			M12	20	0.07	0.31
1-23	40	0.13		0.31		
1-24	60	0.20		0.31		

次いで、斜材を含む吊り支持部材の繰り返し载荷実験における、実験パラメータを図3.10に示す。実験パラメータは斜材の取付角度 θ 、斜材端部からの上突出長さ L_a または下突出長さ L_b 、载荷振幅 δ である。斜材の取付角度は、 15° 、 30° 、 45° 、 60° の4種類である。吊り支持部材は一般に設備機器あるいは天井面との接合のため、斜材端部から上部と下部を突出させる必要があり、試験体では突出の長い方を突出長さ L_f と定義する。すなわち、突出長さ L_f は次式で表せる。

$$L_f = \max \{L_a, L_b\} \quad (3.1)$$

突出長さは、100、250、400、550mmの4種類を用意する。パラメータとして L_a 、 L_b を設定している場合は、他方の短い方の突出長さは、施工の都合上、50mmとしている。なお本実験では、吊り材および斜材に用いる呼び径をすべてW3/8に統一している。本実験では、以上のパラメータを組合せて、表3.4中に示す計38体の試験体を用意した。



注) パラメータとして L_a 、 L_b を設定している場合は、他方の突出長さは50mmとしている。

図3.10 実験パラメータ

表3.4 試験体一覧（吊り支持部材の繰り返し载荷実験）

試験体No.	ボルト径 φ	突出部分	斜材の取付角度 θ [°]	突出長さ L_f [mm]	制御振幅 δ/L_f [rad.]		
2-1	W3/8	下部	15	250	0.07		
2-2					0.13		
2-3					0.13		
2-4					0.20		
2-5			30	250	0.07		
2-6					0.13		
2-7					0.20		
2-8					0.13		
2-9			45	100	0.13		
2-10					0.13		
2-11					0.2		
2-12					0.27		
2-13					0.33		
2-14					0.40		
2-15				250	0.07		
2-16					0.13		
2-17					0.20		
2-18					0.27		
2-19			400	0.07			
2-20				0.20			
2-21			550	0.07			
2-22				0.20			
2-23			60	250	0.13		
2-24					0.20		
2-25					0.27		
2-26					0.33		
2-27		0.40					
2-28		上部			45	100	0.20
2-29						0.27	
2-30					250	0.33	
2-31			0.13				
2-32		60	100	0.20			
2-33				0.27			
2-34			250	0.20			
2-35				0.40			
2-36				0.60			
2-37				0.13			
2-38		0.20					
			250	0.27			

3.2.3 セットアップと計測方法

本実験におけるセットアップと計測計画を図3.11および図3.12に示す。前者は、吊り支持部材の突出部を模擬した繰り返し载荷実験のセットアップで、後者は斜材を含む吊り支持部材の繰り返し载荷実験のセットアップである。後者について実際のセットアップの様子を図3.13に示す。セットアップは、载荷フレーム、アクチュエータ、試験体（吊り材）からなる。载荷フレームは、上下端にピン治具を接続した4本の柱によって支持され、水平方向に自由に可動する。アクチュエータの加力部は、载荷フレームの片側の柱中間部に接続することで、試験体に与える変位を増幅させている。すなわち、アクチュエータによって与える変位は、 $1134/425 (=2.67)$ 倍もしくは $2125/425 (=5.0)$ 倍となって、载荷フレームに与えられる。試験体は、载荷フレームと反力フレームの間に固定し、吊元側に強制変形を生じさせる。計測計画について述べる。载荷中は鉄板に取付けたロードセルにより水平荷重 Q を計測する。試験体の変形 δ は、吊り支持部材の最上端の絶対変位 (x_1) と载荷点の絶対変位 (x_0) の差から得る。また、斜材を含む吊り支持部材の繰り返し载荷実験では、試験体全体の変位の計測に加えて、上突出部または下突出部の変位 (δ_a または δ_b) を計測する。これらの変位は、鉄板に設置した変位計 ($x_2 \sim x_5$) から直接計測する。

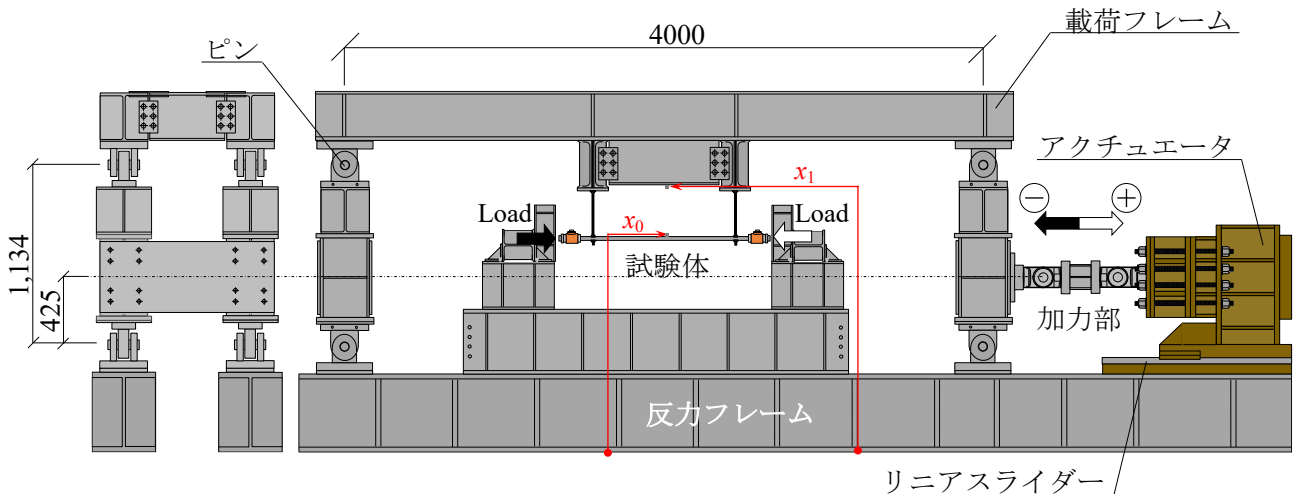


図3.11 セットアップと計測計画（吊り材の繰り返し载荷実験）

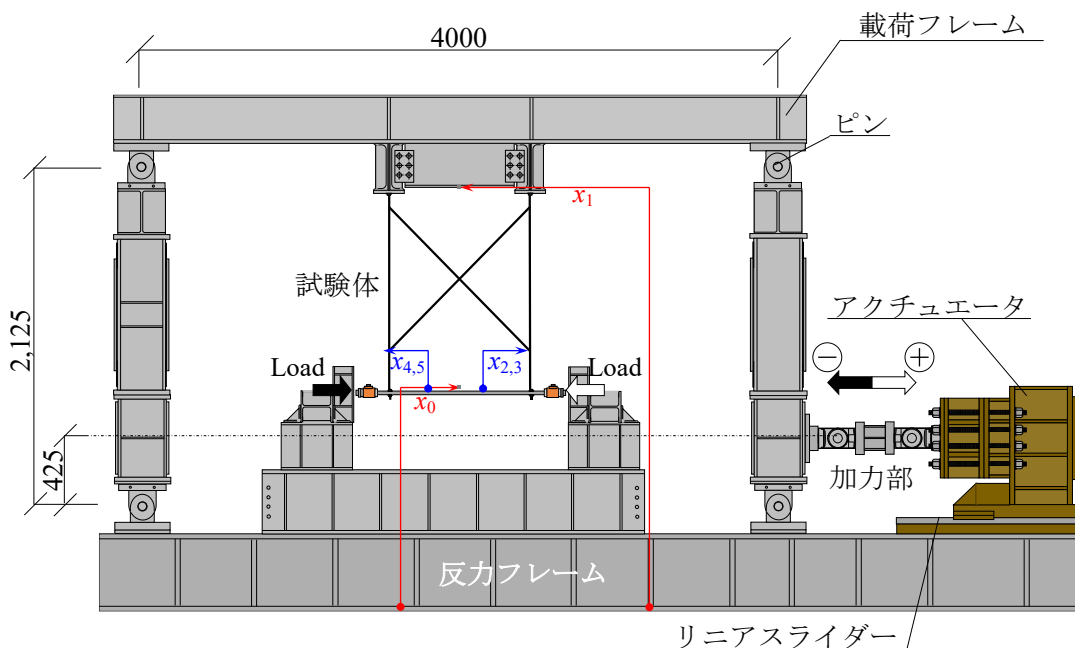


図3.12 セットアップと計測計画（吊り支持部材の繰り返し载荷実験）

3.2.4 載荷方法

最後に、載荷方法について述べる。載荷は、正負交番の一定変位振幅繰り返し載荷を正弦波として試験体を与えて行う。アクチュエータが載荷フレームを引張っている場合を正とする。載荷装置は、加振装置の最大速度が10mm/s以下となるように設定した。また、載荷は吊り材の破断が確認されるか、あるいは吊り材以外の部分で著しい損傷により急激な耐力低下が生ずるまで行う。なお、4本柱で構成される建物を設計する際には45°方向で荷重を加える条件を考慮するが、本実験ではこのことについては考慮せず、いずれの試験体に対しても水平に荷重を与えるものとする。



図3.13 実際のセットアップの様子（吊り支持部材の繰り返し載荷実験）

3.3 吊り支持部材の突出部を模擬した吊り材の繰り返し載荷実験

本節では、吊り支持部材における突出部を模擬した吊り材の繰り返し載荷実験について述べる。設備機器に模した鉄板を4本の吊り材で支持した状態で繰り返し載荷を行った結果についてまとめており、ここでは、吊り材の長さと呼び径の違いが、吊り材の水平剛性、耐力および低サイクル疲労性能に与える影響について明らかにする。

3.3.1 実験結果の概要

実験により得た荷重変形関係 ($L=300, 600\text{mm}$) について、初期サイクルのみを取り出し、吊長さ L 、吊り材の呼び径 ϕ およびねじの種類（本論文ではウィットねじとメートルねじの2種類を対象としている）の違いを比較して図3.14に示す。図の縦軸は吊り材が負担する水平荷重 Q 、横軸は吊り材の変形角 $R(=\delta/L)$ である。呼び径がW3/8およびM10の吊り材では、変形角のもっとも小さい $R=\delta/L=0.07$ で塑性化に伴う明確な剛性低下は確認されず、ほぼ弾性的な挙動を示した（図3.14(a) (b) (e)）。これに対して変形角 $\delta/L=0.13$ 以上では、明瞭な塑性変形と安定した紡錘型の履歴曲線を示している。図中では、降伏点を●で示している。一方、W1/2およびM12の吊り材では、すべての載荷振幅において塑性化に伴う剛性低下が見られ（図3.14(c) (d) (f)）、さらに同じ吊長さのW3/8およびM10の吊り材と比べて、約2倍の降伏耐力を示している。また、ウィットねじとほぼ同等の大きさを有するメートルねじの履歴曲線を比較したところ、水平剛性および耐力に違いがあまり見られなかったことから、ねじ形状の違いがその力学挙動に与える影響はほとんどないといえる（図3.14(a)と(e)および(c)と(f)）。なお、本実験における弾性剛性は、荷重変形関係の原点から弾性範囲までを $R=\delta/L \leq R_p/2$ (R_p : 弾性変形)と定義し、その範囲内において最小二乗法で求めたときの傾きとしている。また、降伏耐力は、初期サイクル時の荷重変形関係において、十分な塑性変形を設定した点 ($R=\delta/L \approx 0.17$) からの接線と、弾性剛性の交点としている（図3.15）。

3.3.2 力学モデル

吊り材の水平剛性および耐力を評価するにあたり、吊り材の上下端部の境界条件の仮定を基に、力学モデルを構築する。ここでは、吊長さ L と吊り材の呼び径 ϕ が吊り材の水平剛性と耐力に与える影響について検討する。実験における吊り材端部の境界条件は不明瞭であるため、図3.16に示す2通りの力学モデルを考える。図中に示す力学モデルにおいて、吊り材の弾性剛性 K [kN/mm]と全塑性モーメントに基づく崩壊メカニズムを仮定して得た降伏耐力 Q_y [kN]は、それぞれ次式で表される。

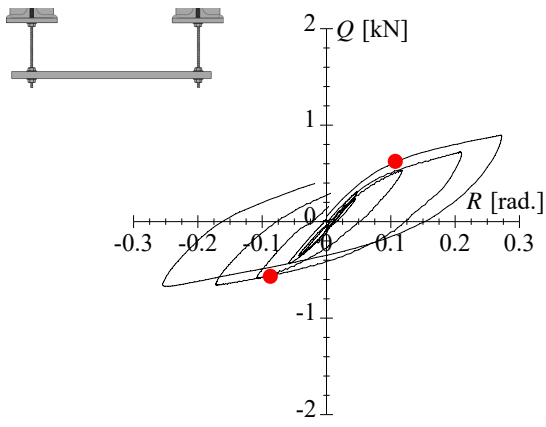
$$K = \frac{\alpha_k EI}{L^3} \cdot n \quad (3.2)$$

$$Q_y = \frac{\alpha_Q M_p}{L} \cdot n \quad (3.3)$$

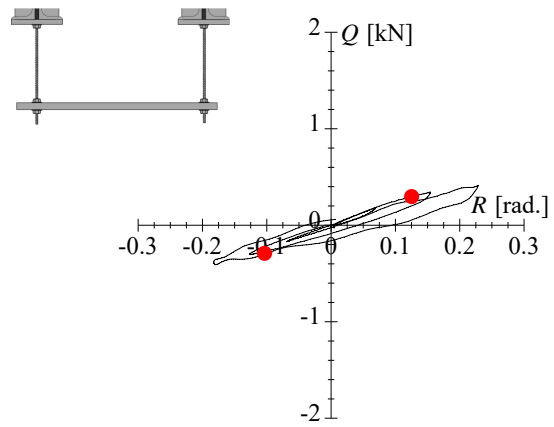
ここで、 L は吊長さ、 E はヤング係数、 I は断面二次モーメント、 M_p は全塑性モーメント、 n は吊り材の本数である。 α_k および α_Q は、吊り材端部の境界条件に応じた係数であり、 $(\alpha_k, \alpha_Q)=(3, 1)$ のとき試験体である吊り材は片持ち梁を表しており、 $(\alpha_k, \alpha_Q)=(12, 2)$ のとき両端固定梁を表している。なお、全塑性モーメント M_p は次式により算出している。

$$M_p = \sigma_y \cdot Z_p \quad (3.4)$$

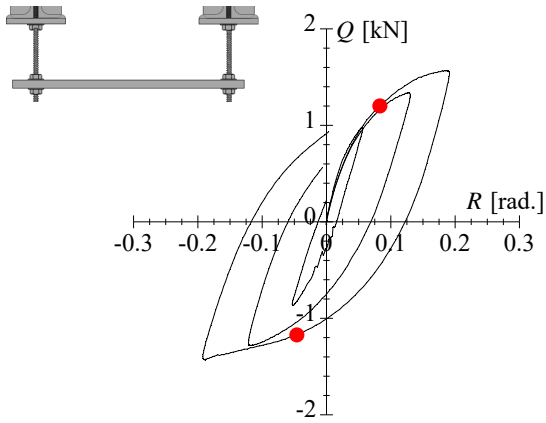
ここで、 σ_y は吊り材の降伏応力度、 Z_p は吊り材の塑性断面係数であり、それぞれ第2章における引張実験、曲げ実験から得た値で、その材料諸元は表3.2に示している。



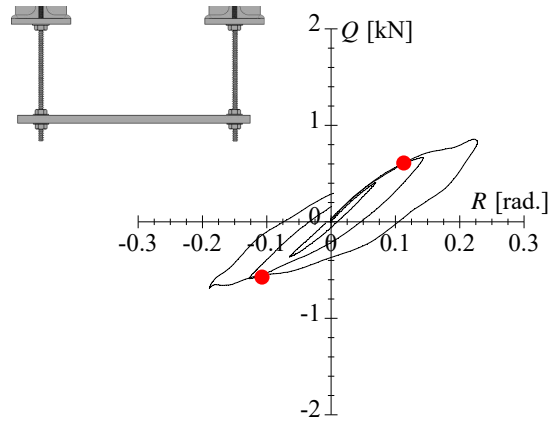
(a) $L=300\text{mm}$, W3/8



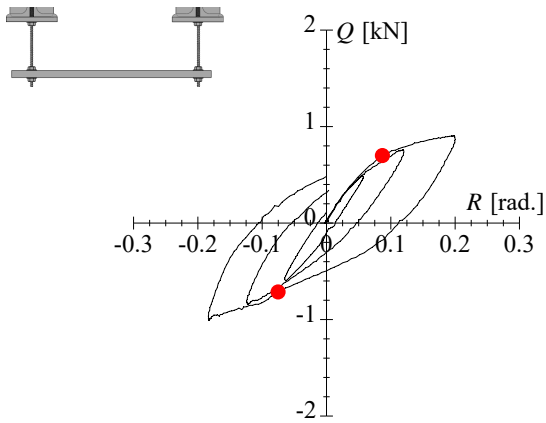
(b) $L=600\text{mm}$, W3/8



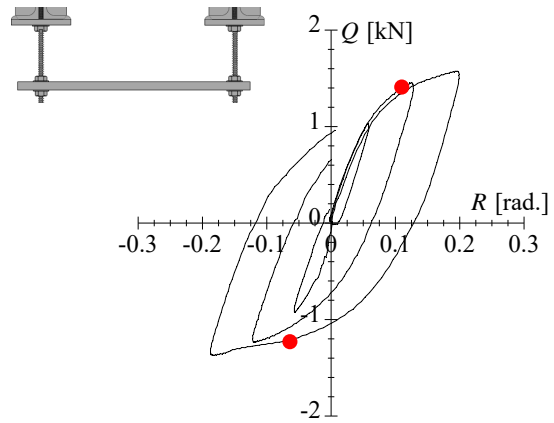
(c) $L=300\text{mm}$, W1/2



(d) $L=600\text{mm}$, W1/2



(e) $L=300\text{mm}$, M10



(f) $L=300\text{mm}$, M12

図3.14 初期サイクル時の荷重変形関係（吊り材の繰り返し載荷実験）

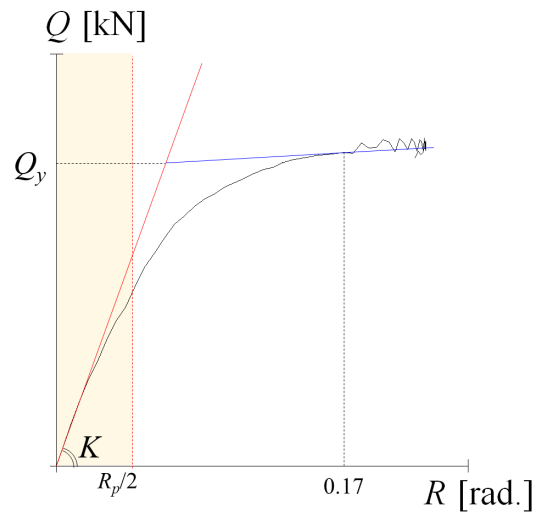


図3.15 弾性剛性と降伏耐力の定義

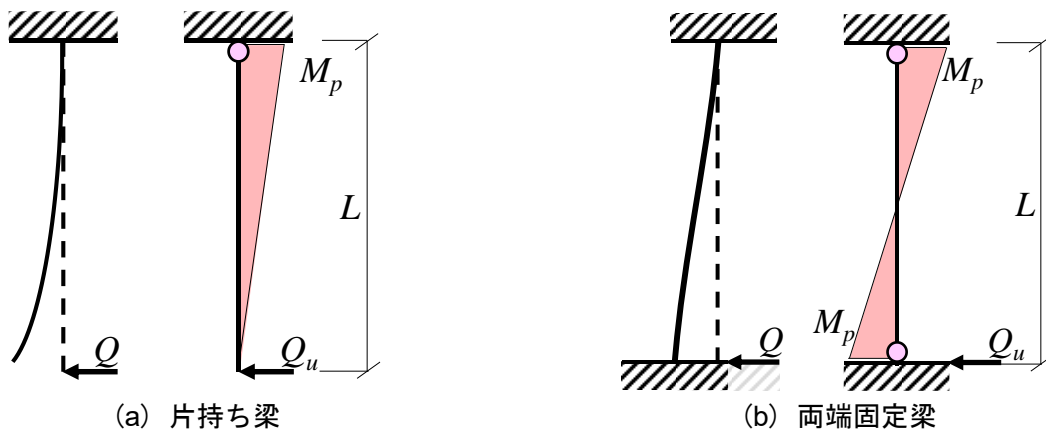


図3.16 力学モデルと全塑性時の曲げモーメント分布

3.3.3 水平剛性の評価

吊り支持部材の突出部を模擬した吊り材の水平剛性について、実験値と計算値を比較して図3.17に示す。図では、吊り材端部の境界条件を片持ち梁と仮定した場合と両端固定梁と仮定した場合の2通りで示している。図の縦軸は実験値、横軸は計算値であり、計算値は(3.2)式において、 $\alpha_k=3$ もしくは $\alpha_k=12$ を代入した値で算出している。図より片持ち梁を仮定した場合は、実験値を概ね良好に評価できているが、一部実験値を過小評価している試験体もある。一方で、両端固定梁を仮定した場合は、いずれの試験体で実験値を過大評価している。したがって、吊り材の水平剛性は、片持ち梁と両端固定梁の水平剛性の間にあると考えられる。

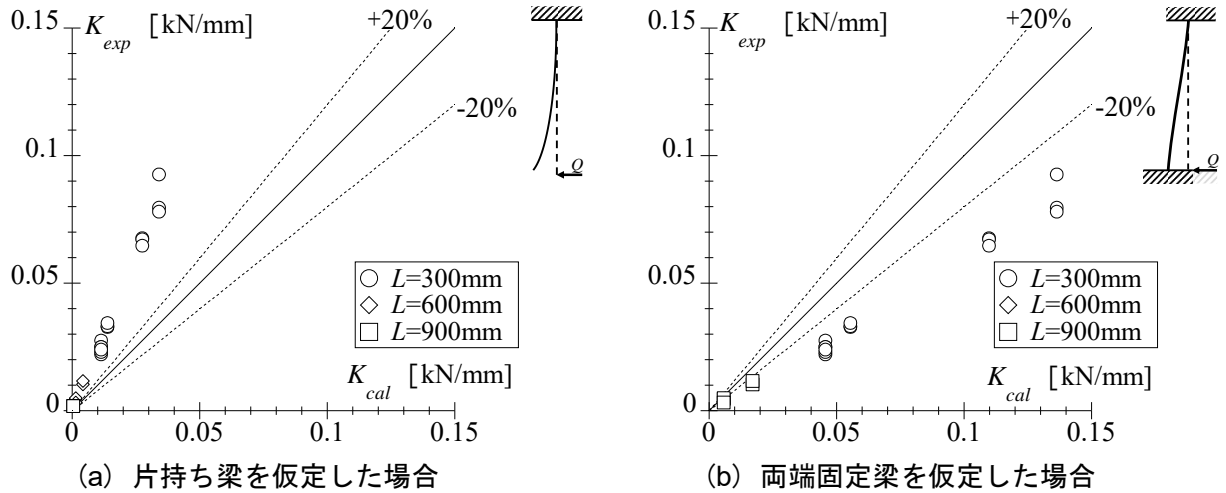


図3.17 水平剛性の評価

3.3.4 耐力の評価

吊り支持部材の突出部を模擬した吊り材の耐力について、実験値と計算値を比較して図3.18に示す。図では、水平剛性の評価の時と同様、吊り材端部の境界条件を片持ち梁と仮定した場合と両端固定梁と仮定した場合の2通りで示している。図の縦軸は実験値、横軸は計算値であり、計算値は(3.3)式において、 $\alpha_Q=1$ もしくは $\alpha_Q=2$ を代入した値で算出している。図より片持ち梁を仮定した場合は、いずれの試験体で実験値を過小評価している。一方で、両端固定梁を仮定した場合は、実験値を概ね評価できているが、全体としてみるとやや過大評価している。したがって、吊り材の耐力は、片持ち梁と両端固定梁の耐力の間にあると考えられる。

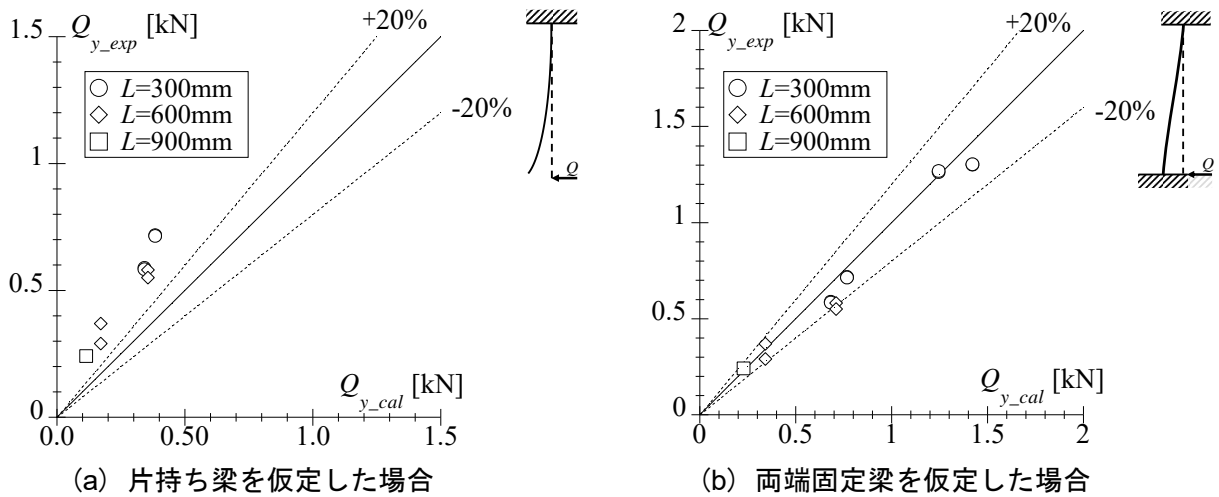


図3.18 耐力の評価

3.4 吊り支持部材の繰り返し载荷実験

本節では、吊り材、斜材、取付金物、鉄板からなる一連のユニット（吊り支持部材）の繰り返し载荷実験について述べる。3.3節とは異なり、吊り材4本で構成される4つの構面に対して、取付金物を用いて斜材をX状に補強した状態で、繰り返し载荷実験を実施する。ここでは、斜材の取付角度と斜材端部からの吊り材の突出長さを主な実験パラメータとしており、3.3節の実験結果と比較する形で、吊り支持部材の水平剛性、耐力および低サイクル疲労性能に与える影響について明らかにする。

3.4.1 実験結果の概要

本実験における実験結果について述べる。まず、実験により得られた吊り支持部材の荷重変形関係を初期サイクルのみ取り出し、取付角度、突出長さ、および载荷振幅の違いを比較して図3.19に例示する。図の縦軸は吊り支持部材の負担する水平荷重 Q 、横軸は吊り支持部材の変形角 $R(=\delta/L)$ である。小振幅下では塑性化に伴う明確な剛性低下は見られないが、ねじ部の局部降伏などによって履歴曲線は膨らみを有し、完全な線形挙動とはなっていない。载荷振幅が大きくなると、比較的明確な降伏（図3.19中の●）が見られ、剛性低下が確認できる。なお、水平剛性は、荷重変形関係の原点から弾性範囲までを $0 \leq \theta \leq R_p/2$ (R_p ：全塑性耐力時の弾性変形の計算値)とし、その範囲内において最小二乗法で求めた傾きと定義している。また、降伏点は荷重変形関係において、明確な二次勾配を確認できる点における接線と、水平剛性の交点と定義し、その点における水平荷重を耐力と呼ぶ。取付角度の違いによる影響を突出長さ $L_b=250\text{mm}$ （図3.19中の黒色線）と比較すると、取付角度が $\theta=15\sim 45^\circ$ では、ほぼ同じ耐力を示している。しかしながら、斜材がもっとも長い $\theta=60^\circ$ では斜材の全体座屈が確認され、吊り支持部材の耐力が頭打ちとなっている。一方、突出長さの違いによる影響を $\theta=45^\circ$ （図3.19(c)）で比較すると、突出長さが長くなるほど、水平剛性と耐力が小さくなっていることがわかる。

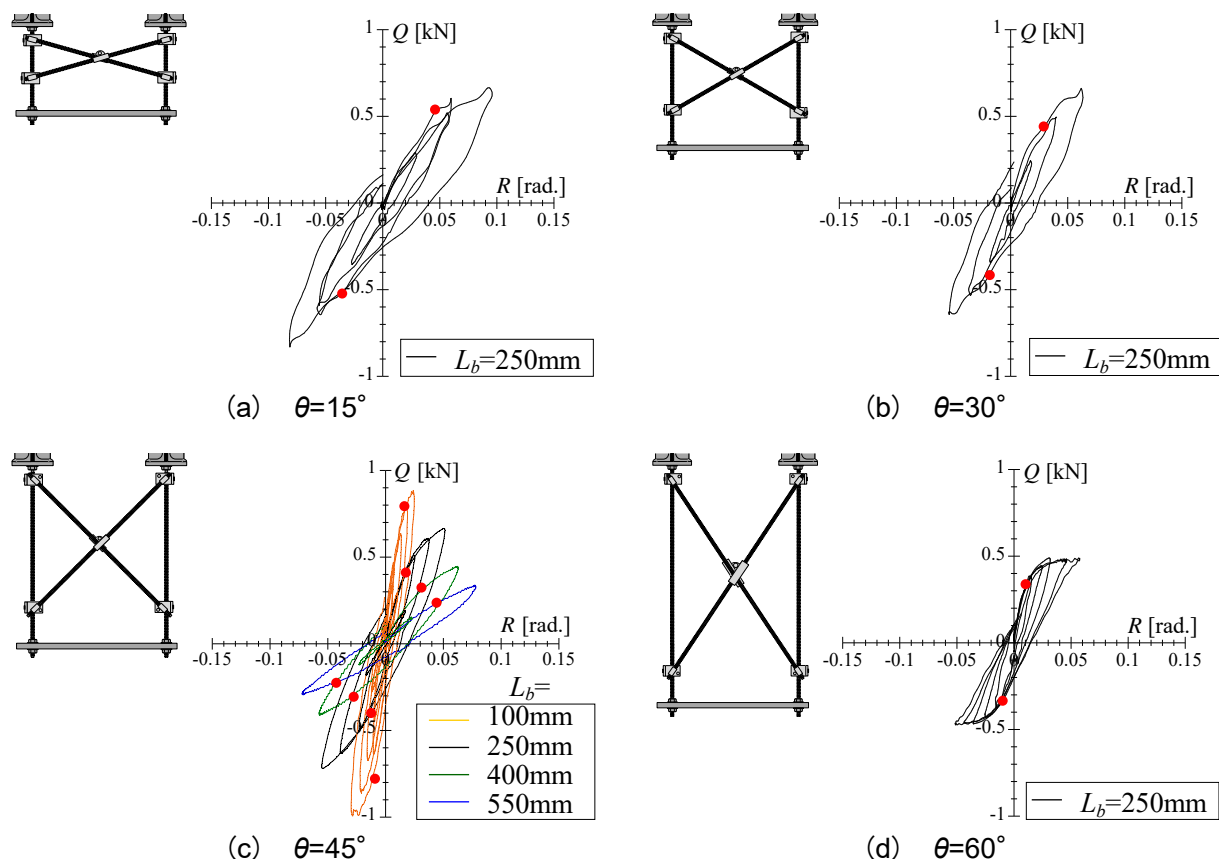


図3.19 荷重変形関係

3.4.2 力学モデル

吊り支持部材の水平剛性 K_{cal} を評価するための力学モデルを構築する。力学モデルを模式的に示したものを図3.20(a)に示す。吊り支持部材は、上突出部、斜材部、下突出部に分けて考える。力学モデルは、上下突出部では梁要素、斜材部では吊り材および取付金物を含めてトラス要素で構成する。吊り支持部材の水平剛性 K_{cal} は、上下突出部の水平剛性 $a k_{fcal}$, $b k_{fcal}$ 、斜材部の水平剛性 $_{br} k_{cal}$ の直列和として評価でき、次式で表される（図3.20(b)）。

$$K_{cal}^{-1} = a k_{fcal}^{-1} + _{br} k_{cal}^{-1} + b k_{fcal}^{-1} \quad (3.4)$$

まず、上下突出部の水平剛性 k_{fcal} ($i = a, b$) について考える。吊り支持部材の突出部の剛性評価モデルを図3.20(c)に示す。上下突出部の材端部には回転ばねを挿入しており、回転ばねの回転剛性 K_R は実験結果から同定した300kNmm/rad.としている。また、上下突出部は、図3.20に示す実際の取付金物の形状に起因する偏心を考慮するため、剛棒を挿入している。すなわち、吊り材と斜材の間に偏心曲げが生じ、これが突出部に対して曲げ戻しとして作用する。材端部に生ずる曲げモーメントは、水平荷重 Q/n ($n (=4)$ は吊り材の本数) による曲げモーメントとその正接(tan)成分により生ずる曲げモーメントの和となる。したがって、突出部の水平剛性 k_{fcal} は、次式で算出する。

$$_i k_{fcal} = \frac{K_R}{L_i(L_i - e \tan \theta)} \cdot n \quad (i=a, b) \quad (3.5)$$

ここで、 L_i は各突出部の長さ、 e は吊り材と斜材の間の偏心距離である。

次いで、斜材部の水平剛性 $_{br} k_{cal}$ について考える。吊り支持部材が正側に水平荷重 Q を受けた際の、変形のイメージおよび各部材の応力図を図3.20(d)に示す。斜材部では、吊り材は水平力を負担せず、斜材のみが水平力をそれぞれ軸力 N として負担するものと仮定する。ここで吊り材と斜材の間に偏心がなければ、斜材部の水平変形 δ_{br} と斜材の軸方向変形 u_{br} の関係は次式で表される（図3.20(e)）。

$$u_{br} = \delta_{br} \cos \theta \quad (3.6)$$

吊り材と斜材の間の偏心の影響を考慮すると、突出部の回転により、斜材は材軸方向に Δu_{bri} だけ伸びることになる（図3.20(f)）。すなわち、 Δu_{bri} は次式で表される。

$$\Delta u_{bri} = \frac{e \cdot \delta_i \sin \theta}{L_i} \quad (i=a, b) \quad (3.7)$$

ここで、 δ_i は突出部における水平変形であり、(3.5)式に基づき、次式より得られる。

$$\delta_i = \frac{Q(L_i - e \tan \theta)}{n \cdot K_R} \cdot L_i \quad (i=a, b) \quad (3.8)$$

(3.8)式を(3.7)式に代入すれば次式が得られる。

$$\Delta u_{bri} = \frac{Q e \sin \theta \cdot (L_i - e \tan \theta)}{n \cdot K_R} \quad (i=a, b) \quad (3.9)$$

斜材の両端部には取付金物が接続されていることから、斜材の軸剛性 $_0 k_b$ と取付金物の水平剛性 k_j を考慮すると、斜材部の軸方向変形に関して以下の関係式が成り立つ。

$$u_{br} + \Delta u_{bra} + \Delta u_{brb} = \frac{N}{_0 k_b} + \frac{2N}{k_j / \cos^2 \theta} \quad (3.10)$$

ここで、 k_j は2章での取付金物を含む吊り材の要素実験により得た取付金物の水平剛性であり、斜材の軸剛性に接続する直列ばねに換算して表現している。取付金物を含む吊り材の要素実験のセットアップを図3.21に示す。これは、本論第2章の図2.12と同じ図であるが、実際の吊り支持部材の応力と対応する形で一部表記を変えて示している。取付金物の水平剛性 k_j は、この要素実験の結果より得ている。実験は、固定端(A端およびB端)から取付金物の位置 L_f , L_c を実験パラメータとしており、 L_f が短くなるにつれて、取付金物の水平剛性 k_j が大きくなっている（図3.21(a)）。実際、取付金物の載荷点位置と吊り材との間には、3次元的に偏心が存在するため、斜材から取付金物に作用する軸力 N によって、吊り材には振りモーメントが生ずる（図3.21(b)）。 L_f が短いほど振りモーメントによる振れ角が小さくなるため、結果的に取付金物の水平剛性 k_j が大きくなったものと考えられる。吊り支持部材の突出部における応力状態を図3.21(c)に示す。吊り材と斜材の接続部分には斜材の軸力 N の正弦(sin)成分により生ずる

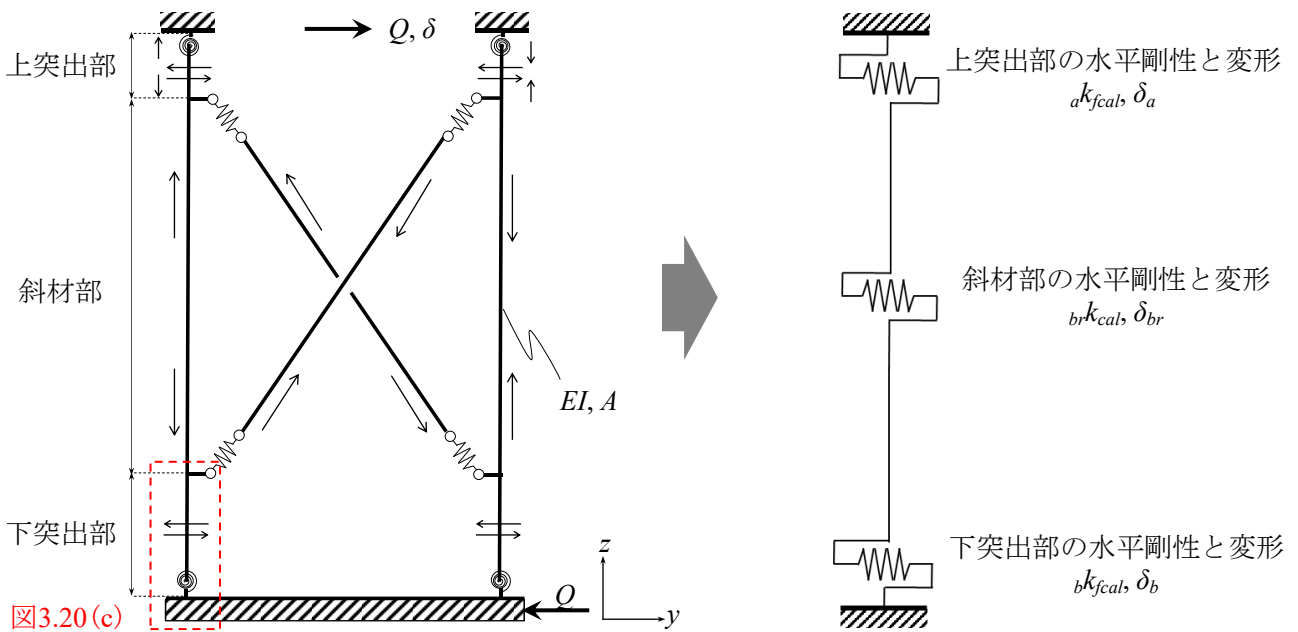
偏心モーメント, 突出部には取付金物の形状に起因する振りモーメントが発生する. したがって, (3.10) 式の k_j を含む項は, 吊り支持部材の突出部と斜材部の寸法の違いに応じて k_j を変化させ, 斜材部の水平剛性 ${}_{br}k_{cal}$ を評価している. なお, 斜材の軸剛性 ${}_0k_b$ は次式で求められる.

$${}_0k_b = \frac{EA \sin \theta}{L_c} \quad (3.11)$$

ここで, L_c は斜材部における吊り材の長さである. (3.6) 式, (3.9) 式, (3.11) 式を (3.10) 式に代入して整理すると, 斜材部の水平剛性 ${}_{br}k_{cal}$ は次式で表せる.

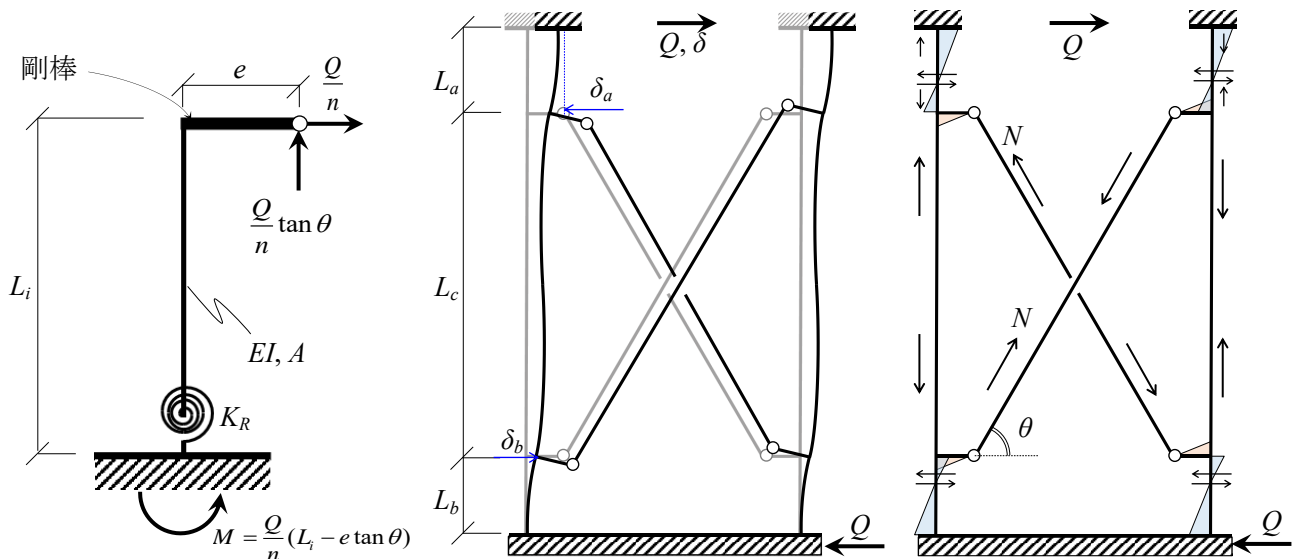
$${}_{br}k_{cal} = \frac{Q}{\delta_{br}} = \left\{ \frac{L_c}{EA \sin \theta \cos \theta} + \frac{2 \cos \theta}{k_j} - \frac{e \sin \theta}{K_R} (L_a + L_b - 2e \tan \theta) \right\}^{-1} \cdot \cos \theta \cdot n \quad (3.12)$$

なお, 本研究は1種類の取付金物を用いて検討を行っている. したがって, 取付金物の特性に起因する剛性評価については, 一般性を高めるために他の取付金物を用いた実験も行う必要があると考えている. これらの検討は今後の課題としたい.



(a) 力学モデル

(b) 直列ばねモデル



(c) 突出部の剛性評価モデル

(d) 変形のイメージと各部材の応力図

図3.20 吊り支持部材の水平剛性の評価モデル

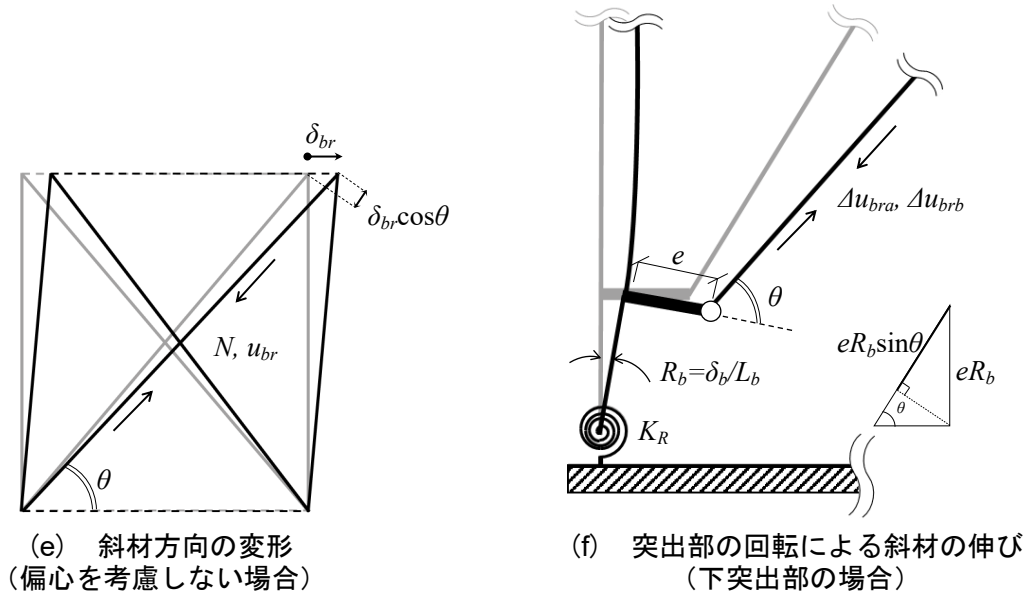
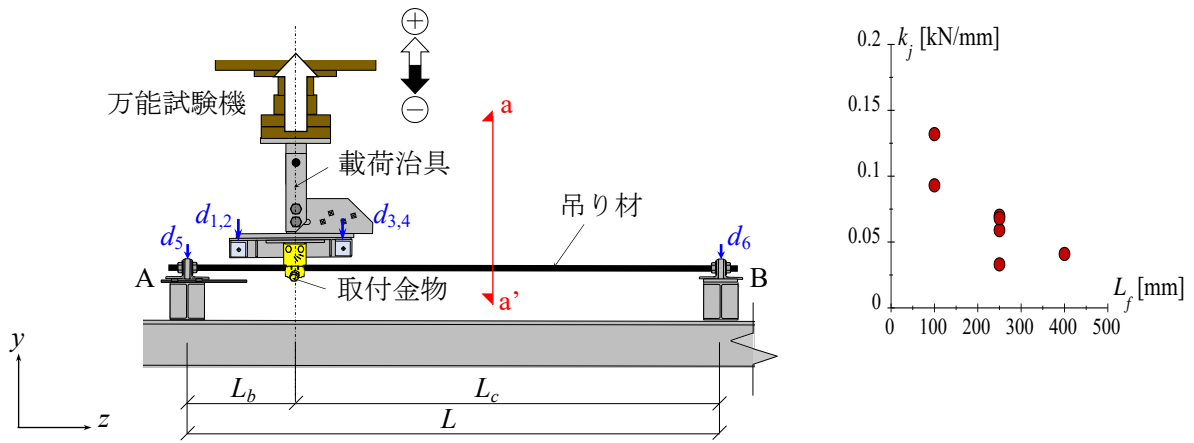


図3.20 吊り支持部材の水平剛性の評価モデル (つづき)



(a) セットアップと取付金物の剛性

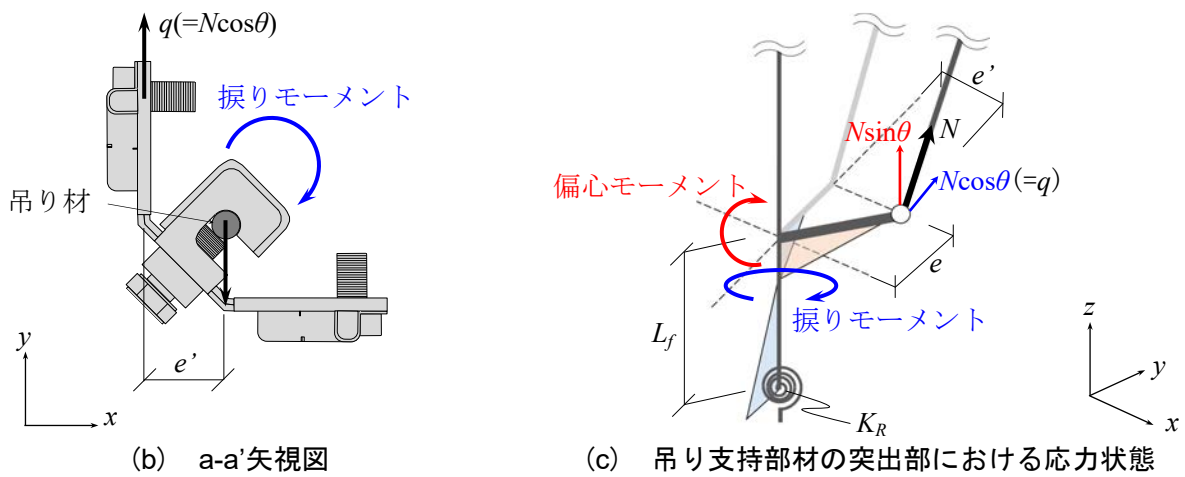


図3.21 取付金物を含む吊り材の要素実験と応力状態

次いで、吊り支持部材の耐力を評価するための力学モデルについて検討する。水平剛性と同様、吊り支持部材は、上突出部、斜材部、下突出部に分けて考える。力学モデルは、上下の突出部では梁要素、斜材部では吊り材を含めてトラス要素で構成する。なお、吊り支持部材の上下端部は固定としている（図3.22 (a)）。したがって、吊り支持部材に水平荷重 Q が作用すると、上下の突出部に曲げせん断が、斜材部の吊り材および斜材には軸力のみが生ずるものとする。

ここで、図3.22中の水平荷重に対する引張側の耐力は、突出部の曲げ降伏耐力 ${}_T Q_y$ 、吊り材の座屈耐力 ${}_T Q_c$ 、斜材の引張軸降伏耐力 ${}_T Q_t$ のうち、いずれかの最小値で決まる（図3.22 (b)）。同様に、圧縮側の耐力は、突出部の曲げ降伏耐力 ${}_C Q_y$ 、斜材の座屈耐力 ${}_C Q_c$ 、吊り材の引張軸降伏耐力 ${}_C Q_t$ のうち、いずれかの最小値で決まる（図3.22 (c)）。なお、本検討における突出部の応力状態は降伏モーメントの範囲とする。また、吊り材および斜材の座屈耐力は、短期許容応力度に基づいて算出することとし、本実験の範囲における吊り材および斜材の細長比は、いずれの試験体も限界細長比以上であるため、弾性座屈を考える。吊り支持部材の各耐力はそれぞれ次式で算出される。

$${}_T Q_y = \frac{Z\sigma_y}{L_f - e \tan \theta} \quad (3.13)$$

$${}_T Q_c = \frac{\pi^2 EI}{L_c^2 \tan \theta} \cdot \frac{1}{\nu} \quad (3.14)$$

$${}_T Q_t = A\sigma_y \cos \theta \quad (3.15)$$

$${}_C Q_y = \frac{Z\sigma_y}{L_f - e \tan \theta} \quad (3.16)$$

$${}_C Q_c = \frac{\pi^2 EI}{(L_c / \sin \theta)^2} \cos \theta \cdot \frac{1}{\nu} \quad (3.17)$$

$${}_C Q_t = \frac{A\sigma_y}{\tan \theta} \quad (3.18)$$

ここで、 ν は座屈耐力における安全率である^{3,7)}、以上より、吊り支持部材の耐力は次式で表される。

$$Q_y = \min\{{}_T Q_y, {}_T Q_c, {}_T Q_t\} + \min\{{}_C Q_y, {}_C Q_c, {}_C Q_t\} \quad (3.19)$$

(3.19) 式より、取付角度と突出長さの違いに応じた吊り支持部材の耐力曲線を構築でき、破壊形式はMode1～Mode3に分類することができる（図3.22 (d)）。実験と計算における破壊形式および耐力の比較を、突出長さ $L_f=100, 250\text{mm}$ について図3.23に示す。図中の○プロットは、実験と計算の破壊形式が一致したことを、×プロットは一致しなかったことをそれぞれ表している。突出長さをもっとも短い $L_f=100\text{mm}$ では、実験と計算の破壊形式がほぼ一致している。ただし、破壊モードの境界に近い $\theta=45^\circ$ では、一部の試験体で計算と異なる吊り材の破断や取付金物の破壊が確認された。一方、表3.1の仕様のほぼ上限である $L_f=250\text{mm}$ では、 $\theta=15\sim 45^\circ$ の範囲については、実験と計算の破壊形式が一致している。しかしながら、斜材がもっとも長い $\theta=60^\circ$ では、吊り材の座屈ではなく、斜材の座屈を確認している。この破壊形式の違いは、計算上の耐力よりも実験値が大幅に大きくなっていることにも表れている。すなわち、 $L_f=250\text{mm}$ においても $\theta=60^\circ$ では、吊り材の座屈が生じていないことを考慮すると、破壊形式はMode2で生じたと考えることができ、実験値の評価精度が向上することがわかる（図3.23 (b) の破線）。また、 $L_f=100\text{mm}$ においても $\theta=60^\circ$ では、実験値が計算値を上回っており、斜材の座屈耐力を過小評価しているものと考えられる。

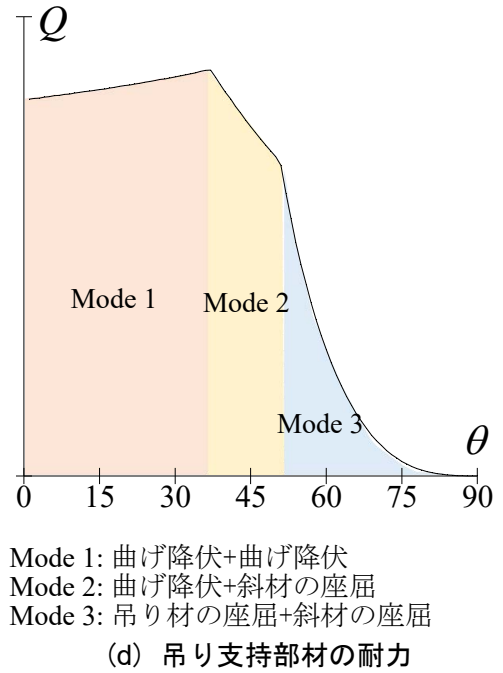
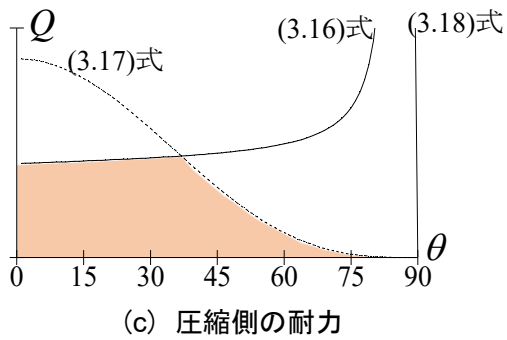
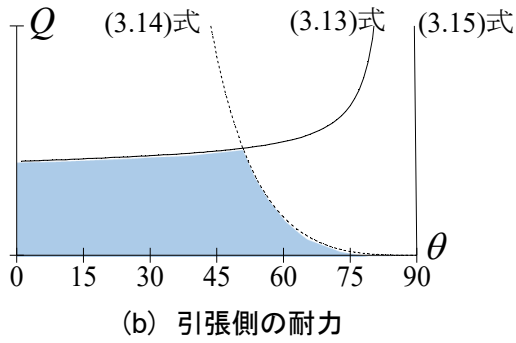
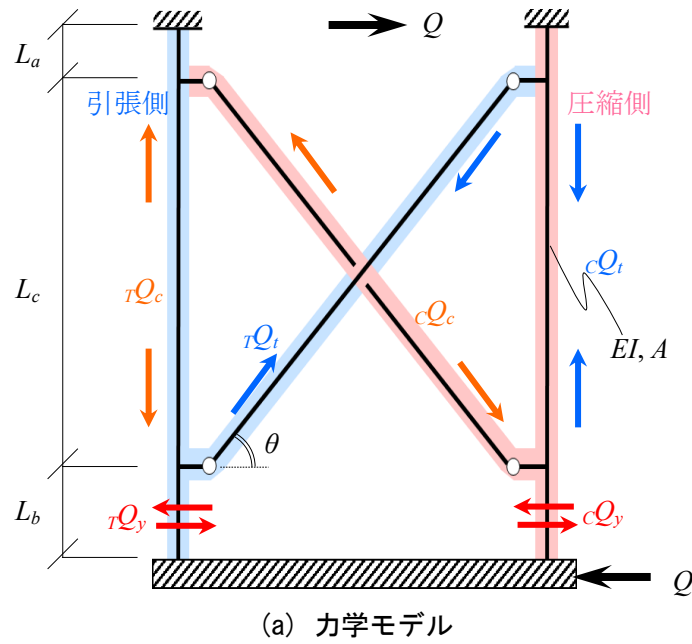


図3.22 吊り支持部材の耐力の評価モデル

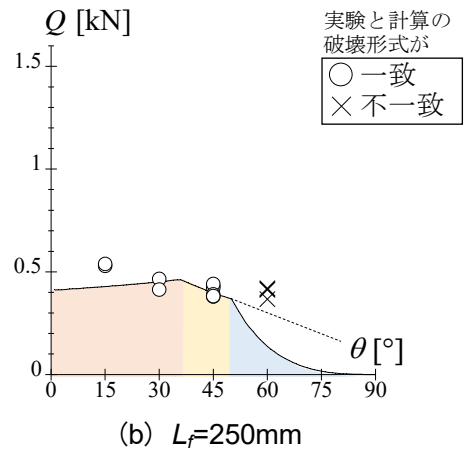
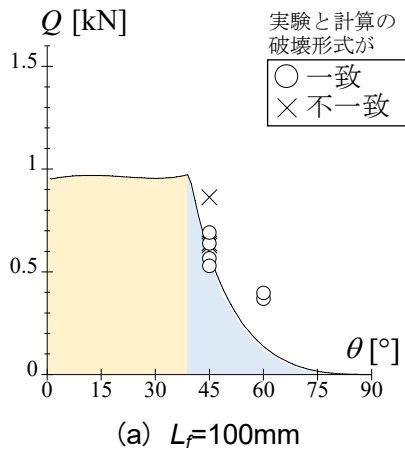


図3.23 実験と計算における破壊形式の比較

3.4.3 水平剛性の評価

吊り支持部材の水平剛性の評価について述べる。図3.20の評価モデルを基に、吊り支持部材の水平剛性について、実験値と計算値を比較して図3.24に示す。図の縦軸は実験値、横軸は計算値であり、計算値は(3.4)式により算出している。マーカーの種類により試験体を区別しており、白色プロットは計算上突出部が曲げ降伏する試験体、灰色プロットは計算上斜材が座屈する試験体である。なお、突出部の曲げ降伏より斜材の座屈が先行して生ずると判定される場合は、引張ブレースとして圧縮側の剛性を無視する。すなわち、斜材の座屈が想定される試験体(図中の灰色プロット)の横軸の値は、(3.4)式の各項にそれぞれ1/2を乗じて K_{cal} を計算している。

$L_f=250\text{mm}$ 以上では、実験値を良好に評価している。一方、突出部がもっとも短く、また斜材の座屈が想定される $L_f=100\text{mm}$ は、圧縮側の寄与を無視しても実験値をやや過大評価する傾向にあった。3.2節における斜材なしの吊り材のみの繰り返し载荷実験では、長さの違いによる評価精度の差は見られなかったことから、吊り支持部材の水平剛性においては、取付金物の振れによる影響が大きいと考えられる。

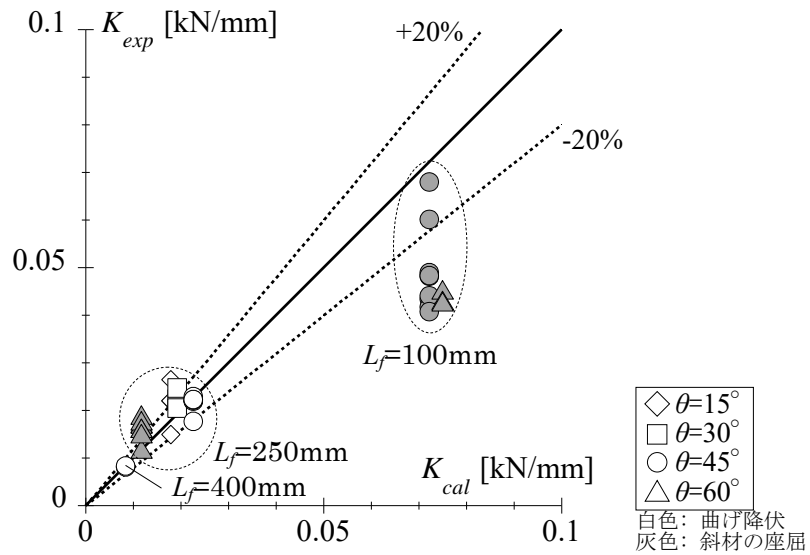


図3.24 吊り支持部材の水平剛性の評価

3.4.4 耐力の評価

次いで、吊り支持部材の耐力について、図3.22の評価モデルを基に、実験値と計算値を比較して図3.25に示す。図の表現は図3.24と同様である。突出長さの違いを比較すると、突出部が曲げ降伏する試験体については、計算値が実験値を概ね良好に評価できている。一方、斜材が座屈する試験体については、ばらつきがやや大きいのが、概ね20%以内の精度で実験値を評価できている。ただし、斜材がもっとも長い $\theta=60^\circ$ では、実験値を過小評価している。これは前述したように、もっとも長い斜材の座屈耐力を過小評価していることに起因しているものと考えられる。以上より、表3.1の仕様に準じて突出長さを250mm以下にすれば、吊り支持部材の耐力を概ね安全側に評価できるといえる。

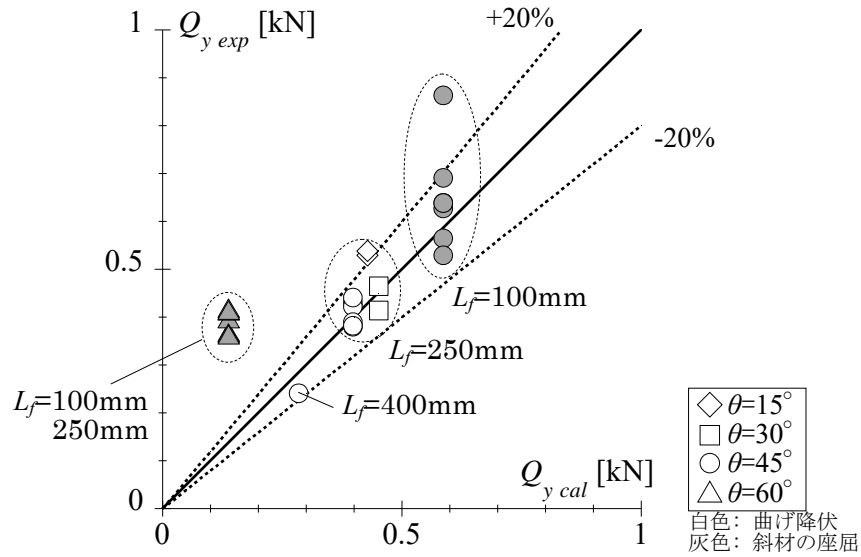


図3.25 吊り支持部材の耐力の評価

3.5 吊り支持部材の低サイクル疲労性能

本節では、吊り支持部材の低サイクル疲労性能について評価する。まず、一定振幅下における繰り返し载荷実験から得られた吊り支持部材の低サイクル疲労性能について、斜材なし（吊り材のみ）と斜材ありの場合に分けて検討する。次いで、地震時応答を想定し、载荷振幅が複数の振幅にわたって変動する場合について検討する。

3.5.1 一定振幅下における繰り返し载荷実験（吊り材の破断）

まず、一定振幅下における繰り返し载荷実験について、吊り材が破断した試験体のみに着目して説明する。本論文では、4本の吊り材のうち1本の吊り材が破断した時点、あるいは吊り支持部材のサイクル毎の最大耐力がそれまでに発揮した最大耐力の半分程度にまで低下した時点のいずれか小さい方を破断回数 N_f と定義する。また、長さ L_f に対する片振幅 δ の割合を変形角 R と定義する。破断回数 N_f と変形角 $R(=\delta/L_f)$ （本論文では、以後、下突出部は $R_b(=\delta_b/L_b)$ 、上突出部は $R_a(=\delta_a/L_a)$ とする）の関係を、斜材なし、斜材ありの場合に分けてそれぞれ図3.26、3.27に示す。図の縦軸は破断回数、横軸は変形角である。また、図3.26は突出部を模擬した吊り材のみの場合であり、図3.27は斜材ありの場合を、下突出部と上突出部に分けてそれぞれ示している。さらに、図3.26(b)および図3.27の図中では、吊り材が計算上の弾性域で破断したものを塗りつぶしのプロット、計算上の非弾性域で破断したものを白抜きのプロットにて区別している。

いずれも変形角が大きくなると、両対数軸上で破断回数は直線的に低下しており、Manson-Coffin則^{3,8)}に基づいた結果となっている。まず、斜材なしの場合で呼び径およびねじの種類の違い（本実験ではウィットねじとメートルねじの2種類）の比較を行う（図3.26(a)）。図より、呼び径や種類が異なっても同じ変形角 R に対して、破断回数 N_f が多くなっている。これは、吊り材の低サイクル疲労性能は、呼び径および種類による影響が小さいことを意味している。次いで、斜材なしの場合で長さの違いの比較を行う（図3.26(b)）。なお、図では全て呼び径がW3/8のねじである。吊長さ L_f が長くなると、同じ変形角 R に対して、破断回数 N_f が多くなっている。これは、吊長さが長くなると、同一振幅でも相対的に塑性変形量が小さくなるためであると考えられる。このことについては、3.5.2にて検討する。図中の直線は、 $L_f=300\text{mm}$ の吊り材（斜材なし）における疲労曲線である。 $L_f=300\text{mm}$ の吊り材（斜材なし）の変形角 R に対する疲労曲線式を次式にて表す。

$$N_f = 0.2069R^{-3.059} \quad (3.20)$$

本実験と既往の実験結果^{3,4)}（図3.26(b)中の○）を比較する。既往の実験は、本実験結果と比べて、疲労曲線の傾きがやや急であり、また同じ変形角に対して破断回数が多くなっている。ただし、既往の実験（ $L_f=800\text{mm}$ ）とほぼ長さが等しい $L_f=900\text{mm}$ と比べると、既往の実験^{3,4)}において破断にまで至った結果は、本実験と同程度の破断回数を示しており、本実験結果の妥当性が確認できる。

次いで、下突出部の吊り支持部材において、吊り材が破断した試験体のみを対象として破断回数 N_f と変形角 R_b の関係を図3.27(a)に示す。下突出長さ $L_b=250\text{mm}$ は、取付角度の違い（図中の◇□○△）に依らず、長さがほぼ等しい斜材なしの $L_f=300\text{mm}$ と同等の疲労性能を示している。また、斜材なしの場合と同様、吊長さが長くなると、破断回数 N_f が多くなっている。したがって、斜材を取り付けても、突出部における変形角を用いることで、斜材なしの場合と同様に疲労性能を評価できると言える。

最後に、軸力が生ずる上突出部の吊り支持部材において、吊り材が破断した試験体のみを整理した、破断回数 N_f と変形角 R_a の関係を図3.27(b)に示す。軸力が生ずる上突出部の場合では、長さがほぼ等しい斜材なしの $L_f=300\text{mm}$ よりも同じ変形角 R_a に対して破断回数 N_f が多くなっている（グラフ中の○△）。これは、上突出部に引張軸力が作用した際に、ボルトが緩んだことが原因の一つとして考えられる。なお、ボルトの緩みは目視にて確認している。したがって、少なくともここで対象とした軸力の範囲（軸力比にして0.2~6.3%）では、吊り支持部材の低サイクル疲労性能を低下させることはないといえる。

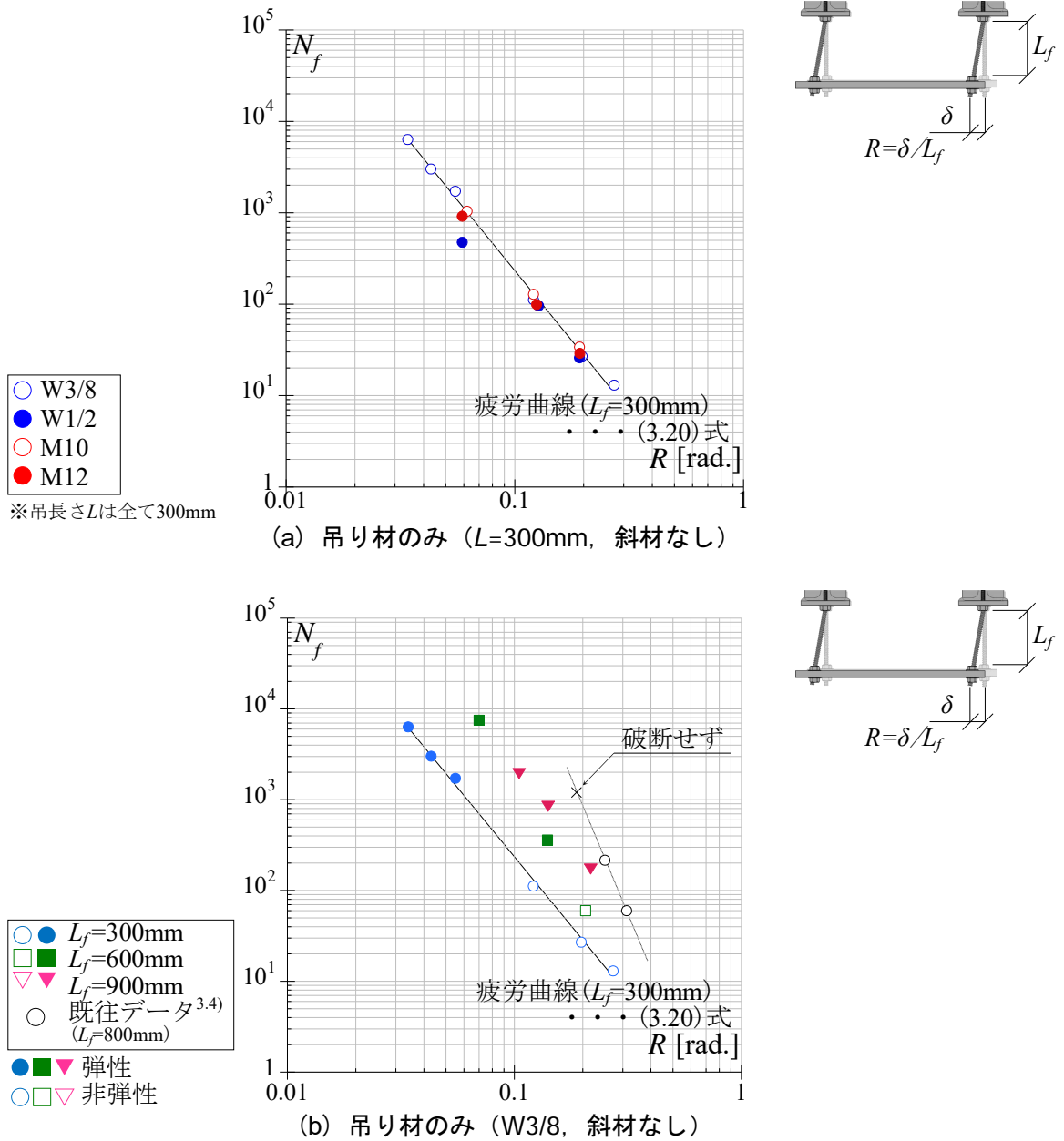
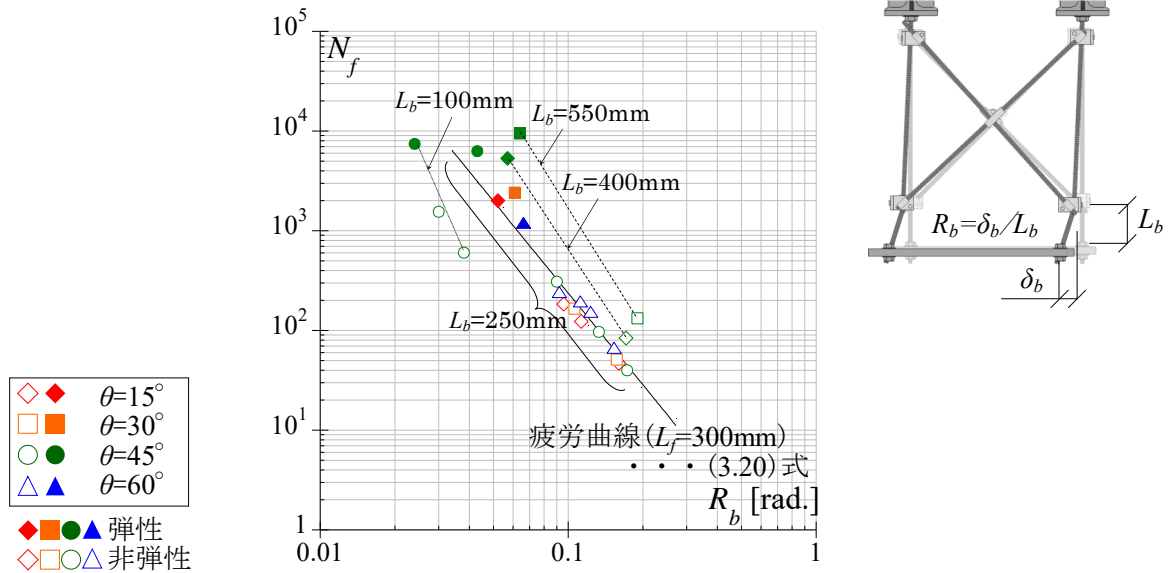
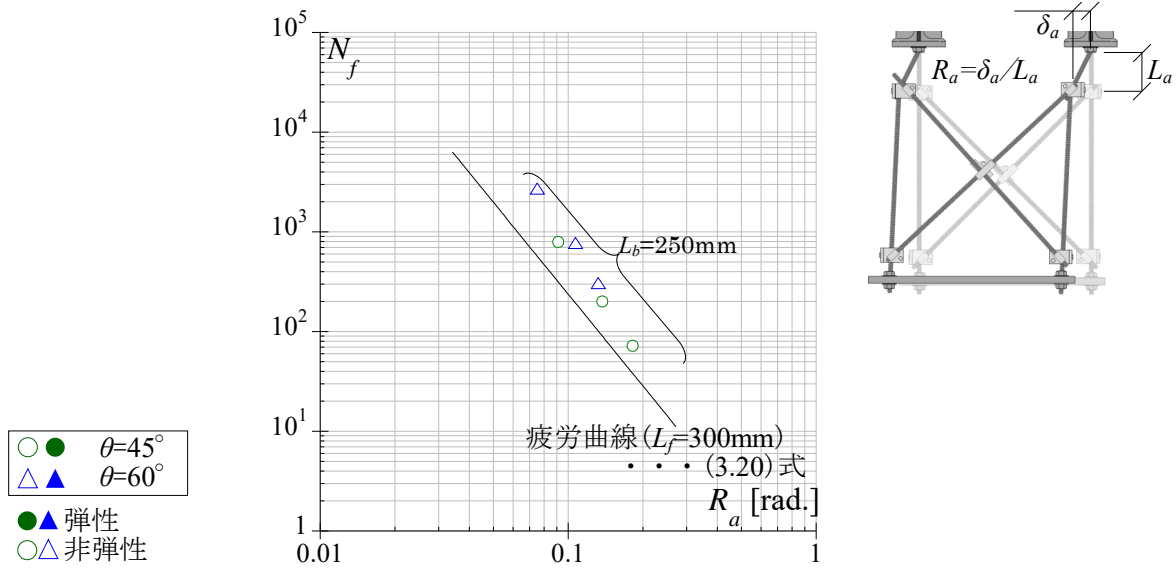


図3.26 低サイクル疲労性能の評価（斜材なし，吊り材の破断を確認した試験体）



(a) 斜材あり（下突出部）



(b) 斜材あり（上突出部）

図3.27 低サイクル疲労性能の評価（斜材あり，吊り材の破断の試験体）

3.5.2 吊り長さの違いによる低サイクル疲労性能の検討

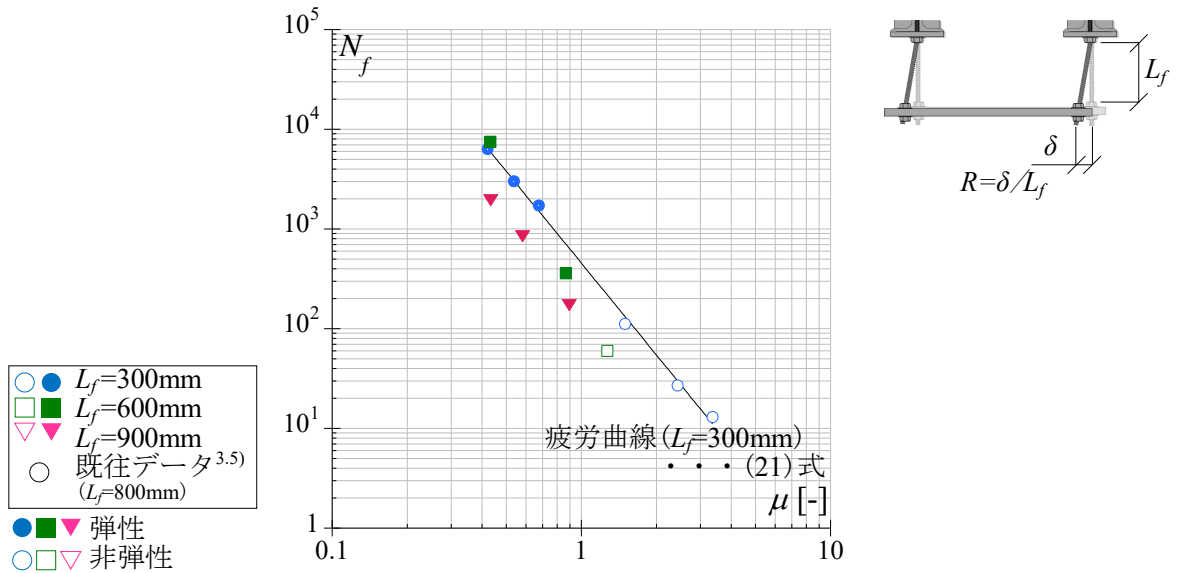
次いで、吊り長さの違いによる破断回数への影響について考察する。図の縦軸を破断回数、横軸を塑性率として両者の関係を図3.28に示す。図3.28(a)は斜材なしの場合であり、図3.28(b)は斜材ありの場合を示している。なお、図中の表記は前節と同様である。図中の直線は、 $L_f=300\text{mm}$ の吊り材（斜材なし）における疲労曲線である。 $L_f=300\text{mm}$ の吊り材（斜材なし）の塑性率 μ に対する疲労曲線式を次式にて表す。

$$N_f = 454.03\mu^{-3.059} \quad (3.21)$$

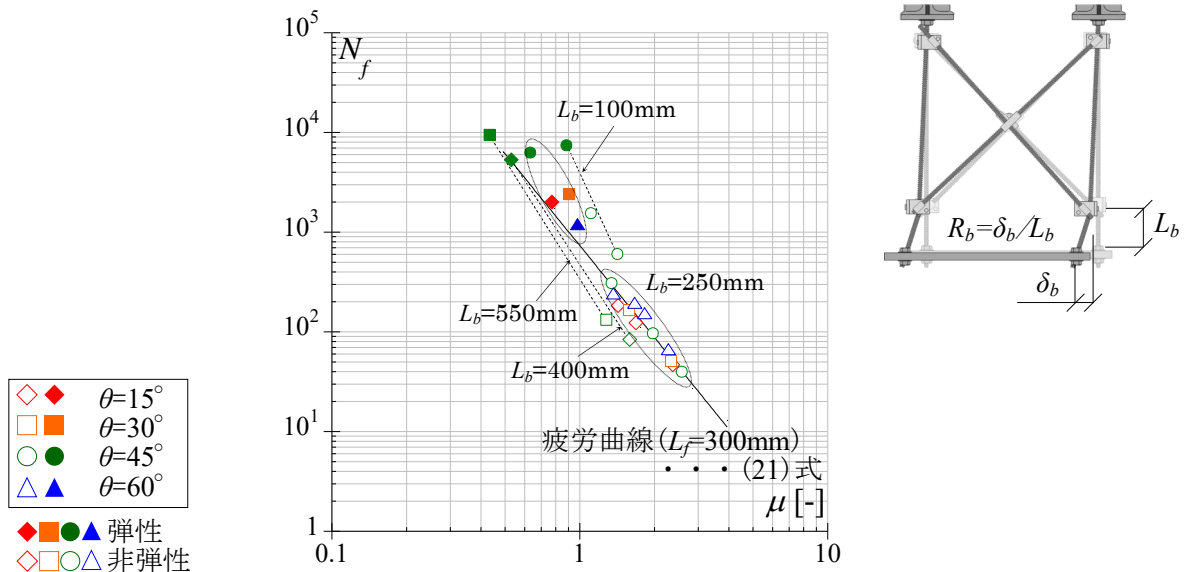
ここで、塑性率 μ は次式により算出している。

$$\mu = \frac{R}{R_p} \quad (3.22)$$

また、 R_p は全塑性耐力時における弾性変形の計算値であり、両端固定梁の上下端部に塑性ヒンジ（図3.29）を仮定し、次式より算出する。



(a) 斜材なし



(b) 斜材あり（下突出部）

図3.28 破断回数 N_f と塑性率 μ の関係

$$R_p = \frac{Q_p}{K_f \cdot L_f} \quad (3.23)$$

ここで、 Q_p はメカニズム時の水平荷重、 K_f は弾性剛性である。3.4.4の耐力では降伏モーメントを用いて弾性限を、また弾性剛性は接合部の緩みも含めた値をそれぞれ評価した。本節では耐力についてはメカニズム時を想定し、弾性剛性については簡易的に両端固定梁を仮定し、それぞれ次式より算出する。

$$Q_p = \frac{2Z_p \cdot \sigma_y}{L_f} \quad (3.24)$$

$$K_f = \frac{12EI}{L_f^3} \quad (3.25)$$

いずれも塑性率が大きくなると、両対数軸で破断回数は直線的に低下している。吊り材（斜材なし）（図3.28(a)）では、塑性率を用いて整理することにより、長さ L_f の違いによる影響が小さくなり、統一的な評価ができています。また、斜材ありの突出部（図3.28(b)）も同様に下突出長さ L_b の違いによる影響が小さくなっています。

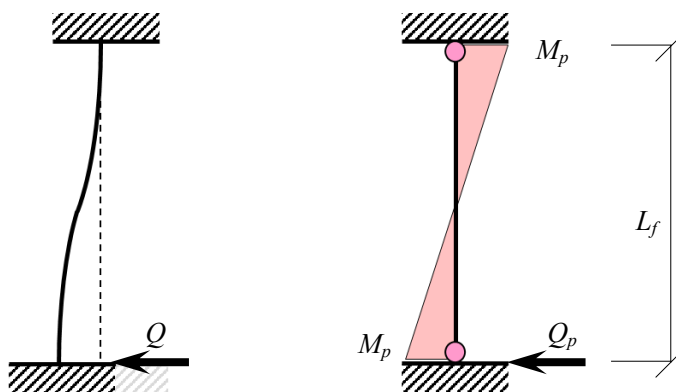


図3.29 メカニズム時における両端固定梁の曲げモーメント分布

3.5.3 ねじ山の有無が吊り材の低サイクル疲労性に与える影響

これまででは、吊り材が計算上の弾性域で破断した試験体を含めて、吊り支持部材の疲労性能を示した。ただし、計算上は弾性であっても実際にはねじ部の応力集中等に起因する非線形性を示している。ここでは文献3.9)を参考に、ねじ山がない鋼棒の低サイクル疲労性能を示し、ねじ山の有無が吊り材の低サイクル疲労性能に与える影響について検討する。

文献3.9)における試験体の形状を図3.30に示す。試験体は鋼棒であり、試験部分と固定部分からなる。固定部分は、ねじ部を介して鋼板にナットで締め付けている。実験は、4本の鋼棒を柱としたフレームを構成して、鋼板に取り付けた治具を介して一定振幅の繰返し载荷を行っている。実験から得た破断回数 N_f と変形角 R の関係を、図3.27の $L_b=100\text{mm}$ (ボルト破断した3体)の結果と併せて図3.31に示す。図のプロットの区別は、図3.27と同様である。なお、図中の直線は、文献3.10)にて示されたSS材に対する疲労曲線であり、定変形振幅 γ を用いて次式で表される。

$$\log N_f = -1.84 \log \gamma + 3.46 \tag{3.26}$$

定変形振幅 γ は次式で表され、図3.31では、定変形振幅 γ を変形角 R に読み替えて示している。

$$\gamma = \delta / \delta_y \tag{3.27}$$

δ は試験体に与えた片振幅、 δ_y はフレームの降伏耐力 Q_Y に対応する相対弾性水平変位であり、次式にて算出している。

$$\delta_y = \frac{16\sigma_y L_f^2}{9\pi d_0 E} \tag{3.28}$$

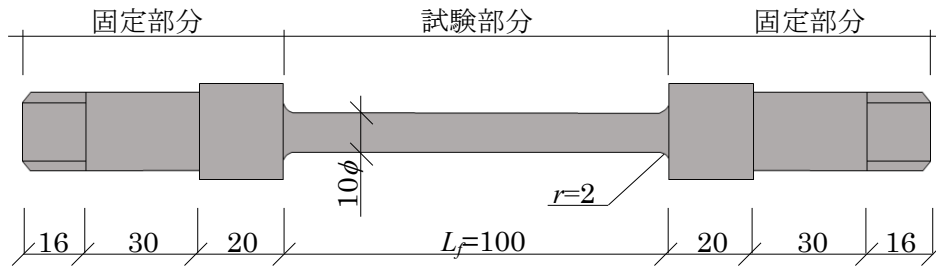


図3.30 試験体 (SS-series) ^{3.9)}

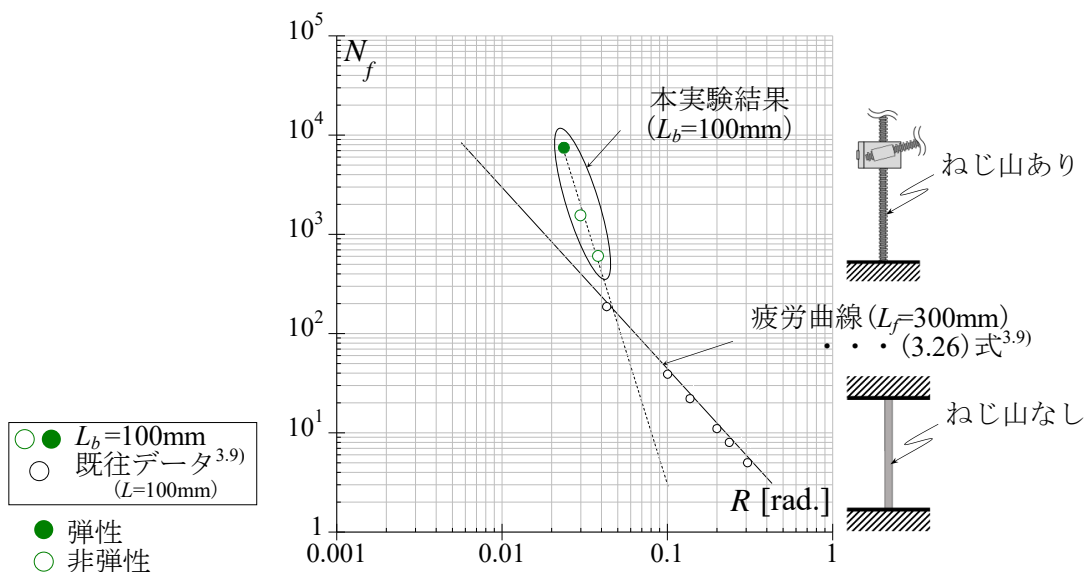


図3.31 ねじ山の有無による低サイクル疲労性能の比較 ($L_f=100\text{mm}$) ^{3.9)}

σ_Y は試験体の引張試験により得た降伏点 ($=353\text{N/mm}^2$) , L_f ($=100\text{mm}$) は試験部分の長さ, d_0 ($=10\text{mm}$) は試験部分の直径, E ($=205,939\text{N/mm}^2$) はヤング係数である.

本実験と既往の実験^{3,9)}では, 载荷振幅の範囲が異なる. 両者の疲労曲線を比較すると, 大振幅ではねじ山なしの方^{3,9)}が破断回数が少ないが, 小振幅では両者の関係は逆転している. ただし, 両者の交点付近の実験結果が存在し, 実験結果は双方の疲労曲線と概ね一致している. したがって, 本実験にて対象としている载荷振幅の範囲では, ねじ山の有無による影響は小さいものと考えられる. なお, この点の詳細な検証は今後の課題である.

3.5.4 一定振幅下における繰り返し载荷実験（その他の破壊形式）

最後に、一定振幅下における繰り返し载荷実験において、吊り材の破断以外の破壊形式（斜材の座屈、取付金物の破損など）が確認された試験体について述べる。斜材ありで突出長さがもっとも短い $L_f=100\text{mm}$ の吊り支持部材において、斜材の座屈や取付金物の破損が確認された試験体について整理する。破断回数 N_f と変形角 R_i ($i = a, b$) の関係を図3.32に示す。図中では、斜材の座屈による破損を×、取付金物の破損を+で表している。また、青色プロットは下突出部の場合であり、赤色プロットは上突出部の場合である。斜材の座屈が生じた場合は、耐力が急激に低下した時点で実験を終了し、その時点の繰り返し回数をプロットしている。本実験で確認された吊り支持部材の破壊形式について、吊り材の破断も含めて図3.33に示している。取付金物の破損は、吊り材が破断するよりも早期に生ずる傾向にある。また、これらの破壊は、吊り材の疲労破断が生じた载荷振幅と比べると、より小さな範囲にて生じていることから、余震による繰り返し変形の蓄積にも影響を受ける可能性があり、更なる検討が必要である。

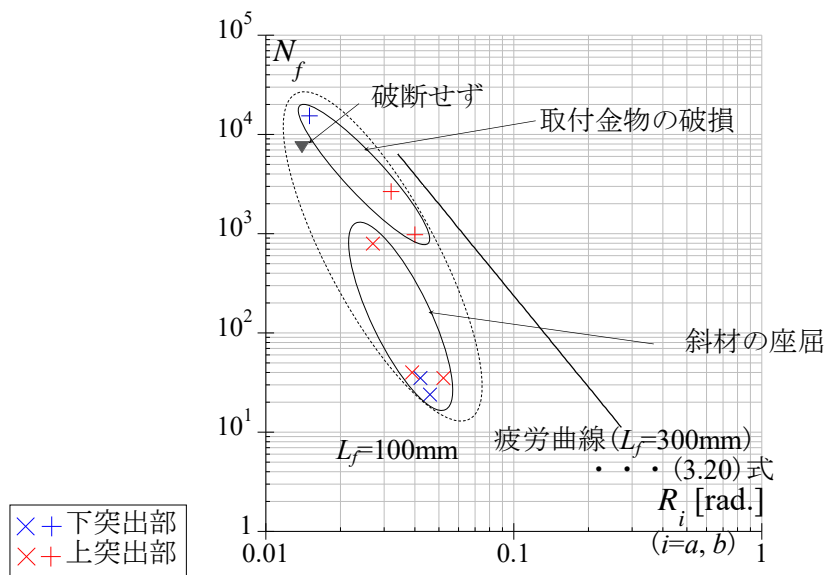
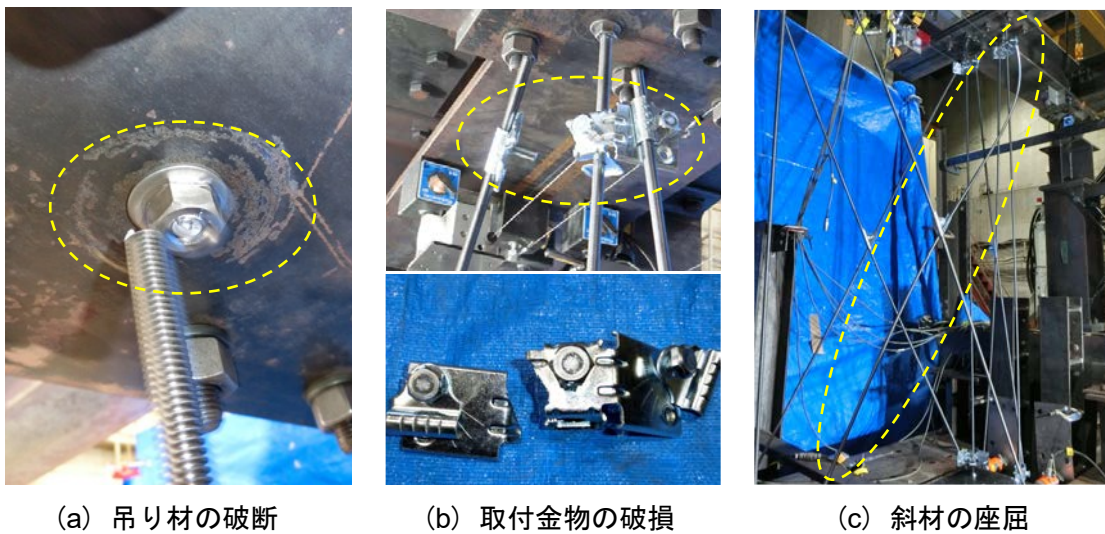


図3.32 低サイクル疲労性能（その他の破壊形式）



(a) 吊り材の破断

(b) 取付金物の破損

(c) 斜材の座屈

図3.33 本実験で確認された破壊形式

3.5.5 累積損傷度による評価

本項では、地震時応答を想定し、载荷振幅が複数の振幅にわたって変動する場合について検討する。ここでは、Miner則（線形累積損傷則^{3.10)}を用いて、吊り材の累積損傷度（ D 値）を評価する。実験は、ボルト径 $\phi=W3/8$ 、吊長さ $L_f=300\text{mm}$ （斜材なし）を対象として行う。破断回数 N_{fi} は、(3.20)式で示した斜材なしの $L_f=300\text{mm}$ の疲労曲線と実際に計測した変形角 R を基に算出している。また、载荷パターンは、漸増型と漸減型であり、二段振幅試験と三段振幅試験をそれぞれに対して行う。载荷履歴の概要を図3.34に示す。各一定振幅における破断回数を N_{fi} 、各振幅の繰返し回数を n_i とすると、吊り材の累積損傷度（ D 値）は次式で表される。

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_{fi}} \tag{3.29}$$

実験結果を表3.5に示す。载荷パターンによっては D 値は1.0を下回ったが、多くの試験体で1.0を超えている。Miner則の適用については、疲労曲線に適切な安全率を設けるなど、設計上の配慮が必要であるといえる。

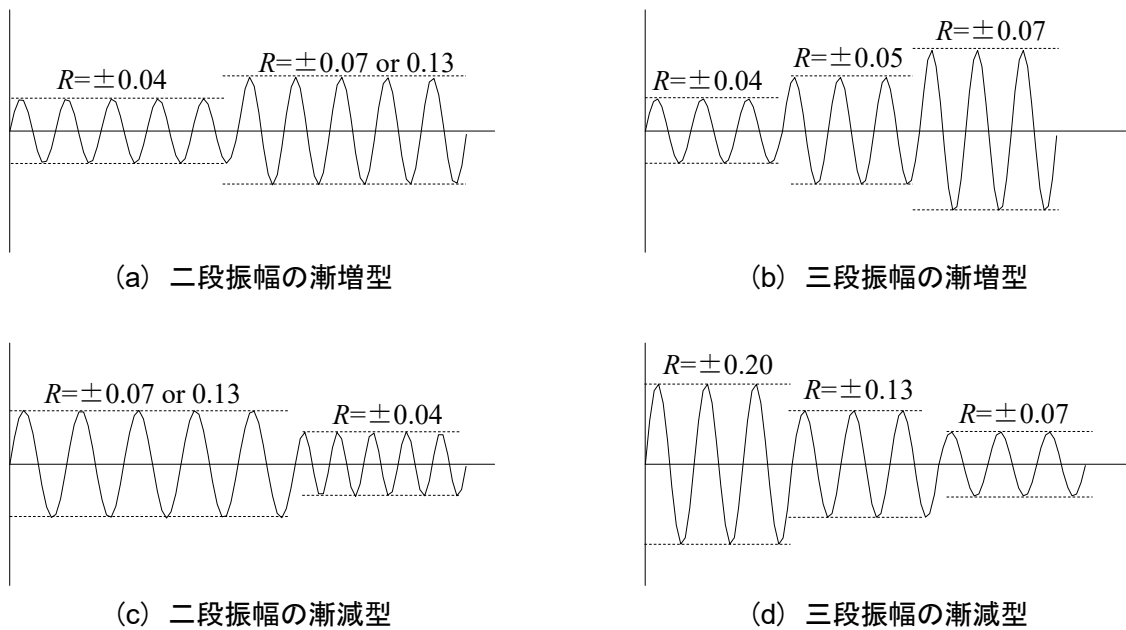


図3.34 多段振幅試験の载荷履歴

表3.5 吊り材の累積損傷度（ $L_f=300\text{mm}$ ）

载荷パターン		ボルト径 ϕ	吊長さ L_f [mm]	変形角 R [rad.]	一定振幅 破断回数 N_{fi} [cycle]	各振幅の 繰返し回数 n_i [cycle]	累積損傷度 D 値
漸増型	二段振幅	W3/8	300	0.036	4277	4148	1.22
				0.066	741	186	
	二段振幅			0.036	4386	4148	1.37
				0.129	98	42	
	三段振幅			0.037	4165	1752	1.22
				0.048	1910	823	
漸減型	二段振幅	W3/8	300	0.065	745	275	1.45
				0.066	714	651	
	二段振幅			0.037	4186	2270	1.03
				0.131	94	56	
	二段振幅			0.036	4582	1964	0.72
				0.199	27	6	
	三段振幅			0.131	93	32	0.72
				0.064	800	126	

3.6 吊り支持部材の耐震性の検討例

本項では、ある建物の最上階の天井面に設置されている空調用設備機器に対する吊り支持部材を対象とした耐震性の検討の具体例について示す。本論文における評価方法を図3.35に示す。ここでは、設計用水平地震力に対する静的設計に基づく検討を行う。具体的には、まず吊り幅 B 、吊り材の呼び径 ϕ 、突出長さ L_f 、斜材の取付角度 θ などの寸法を実測し、得られた情報を基に3.4.2に基づき耐力曲線を得る。設計対象とする設備機器および吊り支持部材の寸法等を、実際の写真と併せて図3.36に示す。

次いで、設計用水平地震力が耐震設計耐力曲線以下に収まっており、設計可能か否かを確認する。現行の建築設備耐震設計指針^{3.1),3.2)}では、設備機器に対する設計用水平地震力 F_H を次式により算出する。

$$F_H = K_H \cdot W \tag{3.30}$$

ここで、 K_H は設計用水平震度、 W は設備機器の重量である。なお、設計用水平震度 K_H は次式で求められる。

$$K_H = Z \cdot K_S \tag{3.31}$$

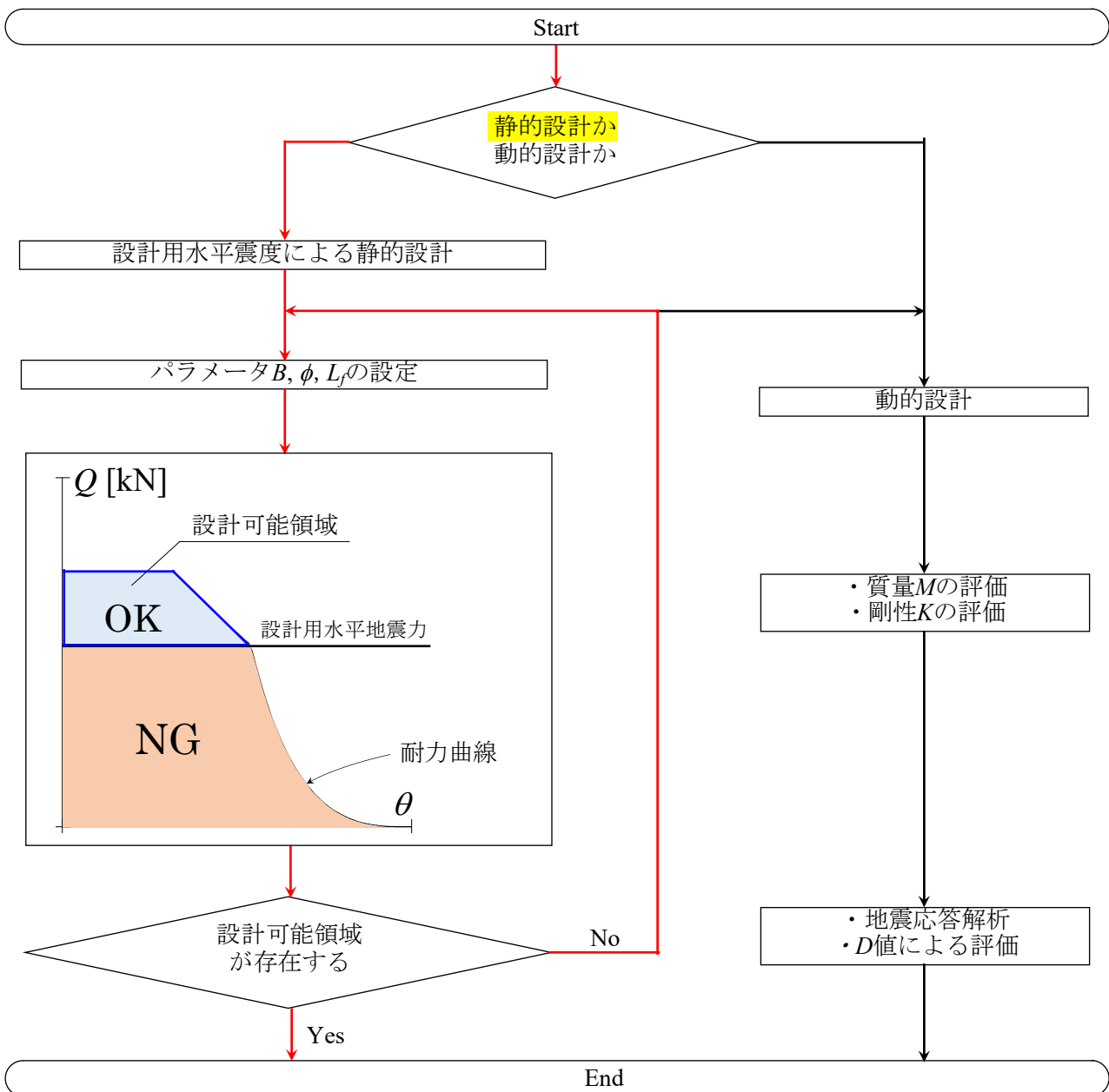


図3.35 吊り支持部材の耐震評価フロー

ここで、 K_S は設計用標準震度、 Z は地域係数である。設計用標準震度は、表3.6に示す値以上の数値を用いる。

設備機器の寸法等の情報を基に得られた耐力曲線と、検討結果をそれぞれ図3.37に示す。一般施設を想定した耐震クラスAおよびBでは、設計用水平地震力が耐力以下に収まっている。しかしながら、災害応急対策活動に必要な施設等を想定した耐震クラスSでは、設計用水平地震力が耐力よりも上方にあり、吊り支持部材が降伏耐力に達することになる。局部震度法による静的設計では、吊り支持部材が弾性であることが前提となるため、耐震クラスSを満たすには、ボルト径 ϕ を大きくするなどの対処が必要である。あるいは、図3.35中の右側のフローへと進み、動的解析を行い、吊り支持部材の低サイクル疲労性能を検討することも可能である。本検討では、吊り支持部材を弾性限範囲内に抑えることを前提としており、かつ機能維持の観点から静的設計のみ検討した。動的設計に関しては、本論文にて構築した水平剛性と耐力を有する解析モデルを用いた地震応答解析から主にD値の評価に基づく安全性検証を行うことになるが、この検討方法の詳細については今後の課題としたい。

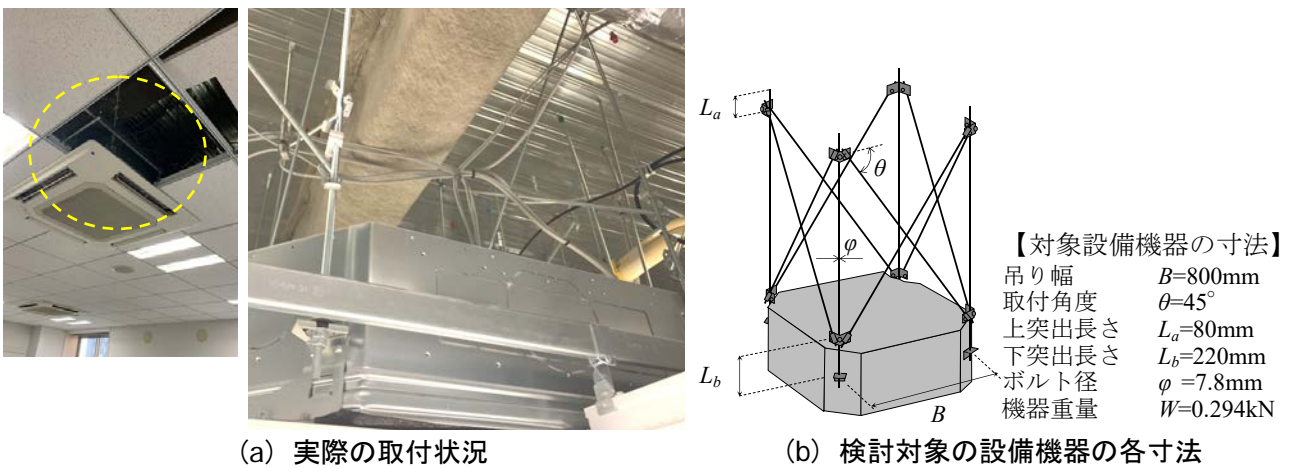


図3.36 検討対象の吊り形式の設備機器

表3.6 設備機器の設計用標準震度^{3.1), 3.2)}

	設備機器の耐震クラス		
	耐震クラスS	耐震クラスA	耐震クラスB
上層階、屋上および塔屋	2.0	1.5	1.0
中間階	1.5	1.0	0.6
地階および1階	1.0 (1.5)	0.6 (1.0)	0.4 (0.6)

()内の値は地階および1階(あるいは地表)に設置する水槽の場合に適用する。

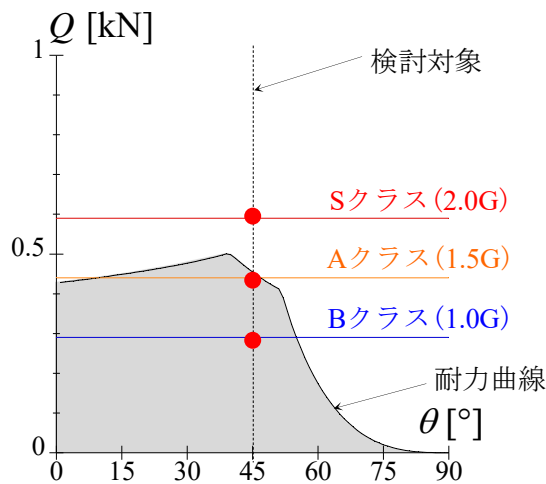


図3.37 耐力曲線と検討結果

3.7 まとめ

本章では、まず吊り支持部材の突出部を模擬した吊り材のみの繰り返し载荷実験を行い、吊り材の長さ、呼び径が吊り材の力学挙動および低サイクル疲労性能に与える影響について検討を行った。次いで、吊り材、斜材、取付金物、および設備機器に模した鉄板からなるユニット（吊り支持部材）の力学挙動および低サイクル疲労性能に着目した繰り返し载荷実験を行い、吊長さ、斜材の取付角度が、吊り支持部材の水平剛性、耐力および低サイクル疲労性能に与える影響を検討した。さらに、地震時における吊り支持部材の耐震性を評価する方法について例示した。以下に得られた結果をまとめる。

- [1] 吊り支持部材の突出部を模擬した吊り材の繰り返し载荷実験では、突出部分の初期サイクル時における弾性剛性と降伏耐力は、実験値と計算値の比較により、突出部の上下端部の境界条件が片持ち梁と両端固定梁を仮定した力学モデルの間にあることを確認した。
- [2] 吊り材の呼び径が異なると弾性剛性と降伏耐力、最大耐力は変化するが、本実験にて比較した呼び径の違い（W3/8とW1/2）であれば、破断回数はほぼ等しい結果になった。また、W3/8とほぼ大きさの等しいM10と、W1/2とほぼ大きさの等しいM12についても、同一長さでの破断回数は、それぞれほぼ等しい結果となった。すなわち、低サイクル疲労性能に関して、ねじ形状の異なるウィットねじとメートルねじとの間においての差異は小さいといえる。
- [3] 吊り材、斜材、取付金物および設備機器に模した鉄板からなるユニット（吊り支持部材）の水平剛性について、力学モデルを構築して評価した結果、突出長さ $L_f=250\text{mm}$ 以上では実験値を良好に評価できたのに対して、 $L_f=100\text{mm}$ ではやや過大評価する結果となった。これは取付金物の振れが及ぼす影響が大きいものと考えられ、精度向上には要素実験等による追加検討が必要である。一方、吊り支持部材の耐力については、大部分の試験体の実験値を良好に評価できた。ただし、斜材がもっとも長い $\theta=60^\circ$ では、耐力をやや過小評価する傾向にあった。
- [4] 吊り材の低サイクル疲労性能は、突出部における変形角を用いれば、斜材の有無に依らずに評価できることを示した。また、吊長さが長くなるほど、破断回数は大きくなる傾向にある。これは、同一振幅でも相対的に塑性変形量が小さくなることが一因であり、塑性率を用いれば、突出長さの違いによる影響も排除できることを示した。
- [5] 斜材があり、突出長さをもっとも短い $L_f=100\text{mm}$ の吊り支持部材において、吊り材の破断に加えて、斜材の座屈や取付金物の破損が確認された。特に、取付金物の破損は、吊り材の破断に比べて小さな载荷振幅にて発生しており、また吊り材の破断回数よりも少ない回数で破損に至ることがわかった。
- [6] 地震時を想定し、载荷振幅が複数の振幅にわたって変動する場合について検討した。吊り材の低サイクル疲労破断については、複数の振幅を組み合わせた場合にもMiner則による累積損傷度を適用できる可能性を示した。
- [7] 実際の建物に備え付けられている吊り形式の建築設備機器の吊り支持部材を設計対象とした耐震性の検討方法の一例を示した。

参考文献

- 3.1) 日本建築センター：「建築設備耐震設計．施工指針 2014年版」，2014
- 3.2) 空気調和・衛生工学会指針：「建築設備の耐震設計・施工法 2023年版」，2023
- 3.3) 建築設備技術者協会 震災復興支援会議「耐震被害対策検討委員会」：東日本大震災による設備被害と耐震対策報告書（平成25年9月）
- 3.4) 橋本信，田嶋一之，松島俊久，三好功，荒井安行，金子貴司：吊式設備機器の耐震支持法における静的実験 その1,2，日本建築学会大会学術講演梗概集，環境工学Ⅱ，pp.1021-1024，2014.9
- 3.5) 日本規格協会：JISハンドブック ねじ 1963，1963年
- 3.6) 日本規格協会：JISハンドブック 4-1 ねじⅠ，2022年
- 3.7) 日本建築学会：鋼構造許容応力度設計規準，2019.10
- 3.8) S.S. Manson: Thermal Stress and Low Cycle Fatigue, McGraw-Hill, 1966 Engineering, ASME, pp.565-571, 1961.12
- 3.9) 秋山宏，高橋誠，石軍：繰り返し曲げを受ける円形断面鋼棒の終局エネルギー吸収能力，日本建築学会構造系論文集，第475号，pp.145-154，1995.9
- 3.10) Miner. M.A: Cumulative Damage in Fatigue, Journal of Applied Mechanics, Vol.12, pp.A159-164, 1945.9

第4章

天井スラブ固定部に設置した インサートの力学挙動

4.1 はじめに

近年の地震被害の一つとして、吊り材の破断や躯体からの抜け落ちによる吊り形式の建築設備機器の落下・損傷が報告されており、建物の機能喪失に直結する重大な被害となっている^{4.1)~4.3)}など。しかしながら、吊り形式の建築設備機器における力学挙動は十分に把握されておらず、損傷抑制のための耐震設計に供する知見が十分に整備されていない。したがって、吊り材とコンクリート躯体の接合の際、天井スラブ固定部に設置される、インサートの複合応力下に対する終局耐力と弾性限耐力を把握することは、接合部を含む吊り形式の建築設備機器の耐震設計法を整備する上では、非常に重要である(図4.1)。

空気調和・衛生工学会が示している規格SHASE-S009-2004“建築設備用インサート”^{4.4)}(以後、SHASE-S009)では、型枠による一般のスラブを対象している。しかしながら、近年では、床構造としてデッキプレートを用いたデッキ合成スラブが多用されるようになってきている。デッキプレートは図4.2に示すような山部と谷部があり、インサートの周辺コンクリートに対する耐力を考えると、山部への埋設が基本となっている。一方で、インサートを谷部に埋設する場合は耐力が明確ではなく、使用者によっては、インサートの引張耐力を過小評価して対応するが、原則として施工を禁止していることが実状である。SHASE-S009では、デッキプレートに対するインサートの施工に関して、特段の規定が定められておらず、その使用判断や強度に対する影響等は使用者の判断によっており、施工位置の選択が困難となる場合がある。したがって、デッキスラブの形状の違いによるインサートの耐力を把握することは重要である。

本章では、まず吊り形式の建築設備機器を支持する吊り材とコンクリート躯体の接合に用いられる多種多様なインサートに対して引張実験、せん断実験を行うことで基本的な知見を得るとともに、デッキ形状の違いによる引張耐力およびせん断耐力を把握する。また、破壊性状の違いについても定量的に把握する。次いで、インサートに対して引張力とせん断力を同時に与える組合せ試験を実施し、終局耐力および損傷制御のための弾性限耐力を評価する。

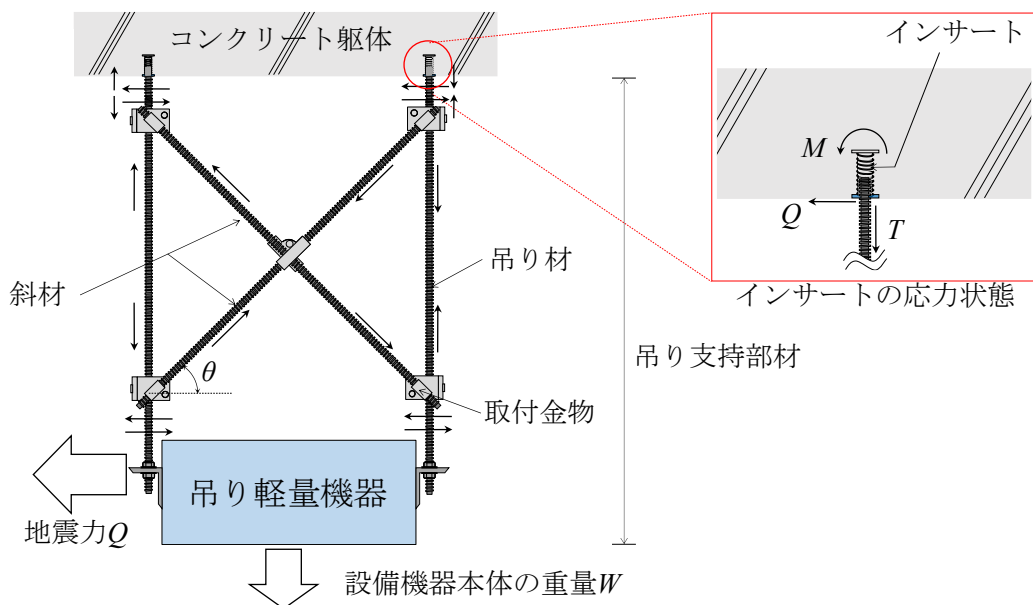


図4.1 吊り形式の建築設備機器の施工法の一例と地震時におけるインサートの応力状態

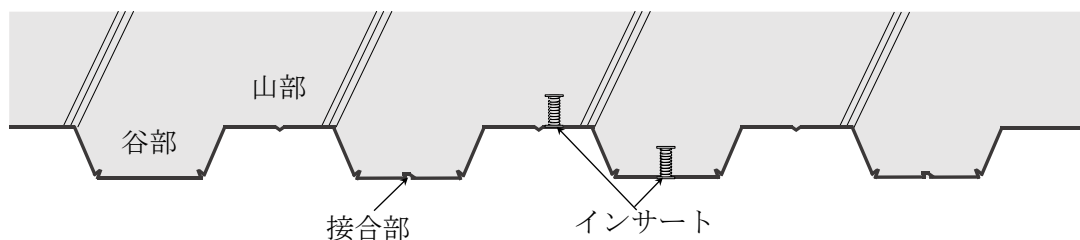


図4.2 デッキ合成スラブの断面とインサートの埋設

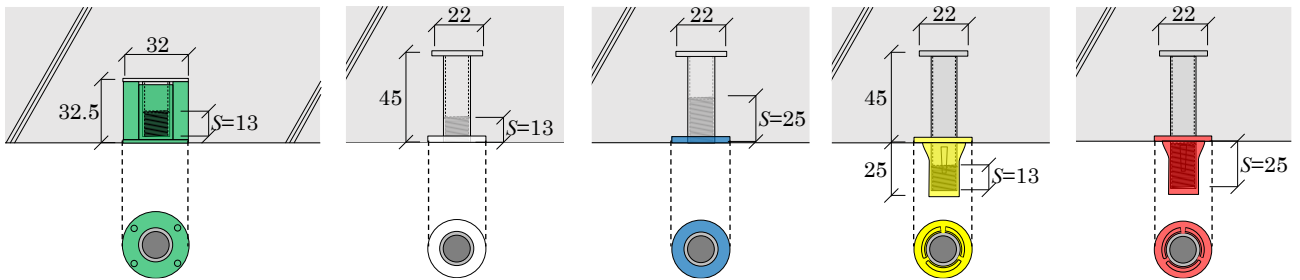
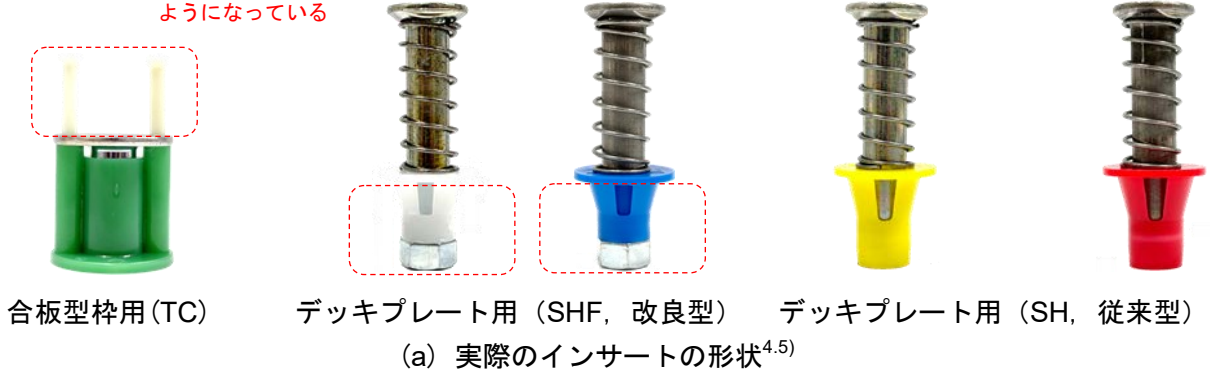
4.2 実験計画

4.2.1 インサートの種類と施工方法

インサートを選定するにあたって、設置する型枠の種類で大別することが一般的である。型枠は大きく分けて2つあり、1つは合板型枠と呼ばれるもので、木材を基材とした合板を使用した型枠である。合板型枠は軽量で加工が容易なため、現場での取り外しがしやすく、複雑な形状のコンクリート打設にも対応できる。主に一時的な型枠として用いられ、コンクリートが硬化した後に取り外される。もう1つはデッキプレート型枠と呼ばれるもので、鋼製のプレートを使用する。デッキプレート型枠は、コンクリート硬化後も構造物の一部として残り、補強材として機能することが大きな特徴であるため、耐久性や強度が求められる場面に適している。なお、本論文では、インサートの基本的な力学挙動の把握のために、鋼製のプレートは使用せず、デッキ形状のコンクリートブロックを用意してインサートの引張・せん断実験を実施している。耐力を評価するにあたり、鋼製のプレートがなくとも安全側に評価できる。ただし、コンクリートと鋼製のプレート間に生ずる付着力の実験的な検討は今後必要な課題である。

以上のことを踏まえて本論文では、合板型枠用のインサート1種類とデッキプレート用のインサート4種類（改良型2種と従来型2種）の計5種類^{4,5)}を用意している（図4.3）。まず合板型枠用インサートは商品名「ツインカット（TC）」と呼ばれるもので、頭径が32mm、埋込長さが13mm、インサート内部の有効ねじ長さ S が $S=13\text{mm}$ である。次いで、デッキプレート用インサートは商品名「スプリングハンガー（SHF, SH）」と呼ばれるもので、いずれのインサートも頭径が22mm、埋め込み長さが45mmである。インサートの有効ねじ長さ S は、改良型と従来型でそれぞれ $S=13\text{mm}$ 、 25mm の2種類ずつを用意している。なお、インサートのねじの呼び径は、いずれも建築設備用として一般的なサイズであるW3/8としている。本実験における各インサートの施工完了後のイメージを図4.3(b)に示す^{4,5)}。合板型枠用のインサートはコンクリート内に埋め込まれる形となっている。デッキプレート用インサートの従来型は、コンクリート表面からインサートが25mm程度突出する形となっている。そのため、インサートの突出している部分にせん断力が作用することにより容易に破断するケースがある。一方で、デッキプレート用インサートの改良型は、せん断力への対応を考えて、突出部分を取り除いた方式となっている。なお、本実験はセットアップの都合上、実際の天井スラブに設置する方向に対して天地反転させる形で実施するものとする（図4.4）。

施工後、フラット仕上げのため、取り外せるようになっている



合板型枠用 (TC) デッキプレート用 (SHF, 改良型) デッキプレート用 (SH, 従来型)

(b) インサートの施工完了後のイメージと寸法

S: 有効ねじ長さ
※インサートのねじの呼び径はいずれもW3/8

図4.3 本実験で扱うインサート^{4.5)}

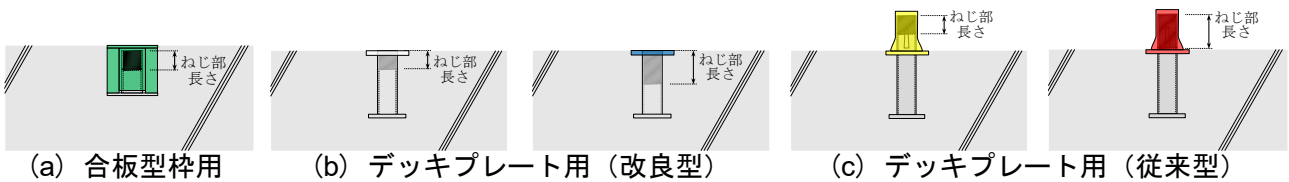


図4.4 本実験における施工完了後のイメージ^{4.5)}
(※実際の天井に取付ける方向とは逆向きで実験を実施)

4.2.2 試験体の概要

本実験における試験体の概要について、図4.5にその一例を示して説明する。幅350mm×350mm、高さが150mmのコンクリートブロックを用意し、このコンクリートの面に対して4.2.1で示したインサートを160mmピッチで4か所埋設する。なお、各インサートの端あき距離はいずれも95mmとなっている。これらの寸法は、インサートが引張力を受けた際に45°のコーン状破壊面を想定して、他のインサートに影響が出ないように設定したものである。図4.5のコンクリートブロックの片面には2種類のインサートしか埋設されていないが、コンクリートブロックは、予備の試験体を含めて計34ブロック用意しており、4.2.1で示した5種類のインサートを、コンクリートブロックの面にランダムに埋設している。

また、コンクリートブロックのもう片方の面は凹凸を設けた形状としている。これは、インサートがデッキスラブに埋設されたことを想定しており、デッキ山部および谷部に埋設されたインサートがどの程度の耐力を有するかを確認するためである。既往の研究^{4,6), 4,7)}では、インサートをデッキ合成スラブの山部および谷部に埋設した場合における引張耐力、せん断耐力について実験的に検討を行っているが、デッキ形状は山部と谷部の2種類のみであり、デッキ角度の違いによる耐力の変化について定量的に示した文献はほとんどない。したがって、本実験では、用意したコンクリートブロックのもう一方の面を利用して、山部で4種類(30°, 45°, 60°, 90°)、谷部で4種類(-30°, -45°, -60°, -90°)の計8種類のデッキ形状を有するコンクリートブロックを用意して、それぞれのデッキ角度に対するインサートの引張耐力およびせん断耐力を検討している。ここでは、山部におけるデッキ角度を正、谷部におけるデッキ角度を負と定義しており、1種類のインサート(デッキプレート用(SHF)、有効ねじ長さ $S=13\text{mm}$)を試験体としている。なお、せん断実験については、溝直交方向に対して行い、加力治具の設置可否の観点から谷部試験体に対してしか行えない。打設後の試験体(コンクリートブロック)の実際の様子について、各面それぞれ図4.6に示す。

これらのことを踏まえ、デッキ形状を有するコンクリートブロック試験体を図4.7に示す。山部もしくは谷部に埋設された、インサートの引張载荷におけるコーン状破壊面を考慮して、山部ではインサートを1個だけ埋設する一方で、谷部ではインサートを2個埋設している。また、図4.2に示したように、デッキプレートの接合部分の加工により、実際の施工現場では、インサートが中央部に埋設されることは少ない。しかしながら、本実験の目的としては、デッキ角度の違いに応じた耐力の出方を把握することにあるため、インサートを中央に埋設した試験体を、中央埋設の試験体として8種類用意する。ここでは、デッキ平行部の幅を80mmとしている(図4.7(a))。次いで、一般的なデッキ平行部の幅として用いられるデッキ平行部の幅が120mmの試験体を、端部埋設の試験体として、8種類用意する。端あき距離は、中央埋設の試験体と同じで40mmとしている(図4.7(b))。これにより、同じ端あき距離40mmの下で、中央埋設の場合と端部埋設の場合の違いで耐力の出方について比較することができる。以上、デッキプレート(以後、DPL)の形状を有する試験体は、全部で計16体を用意している。

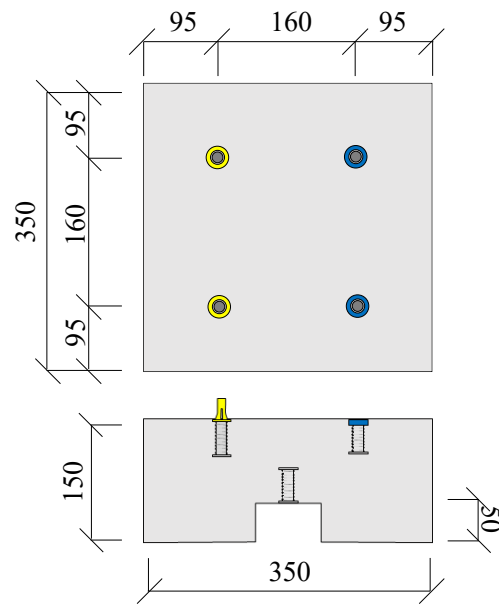
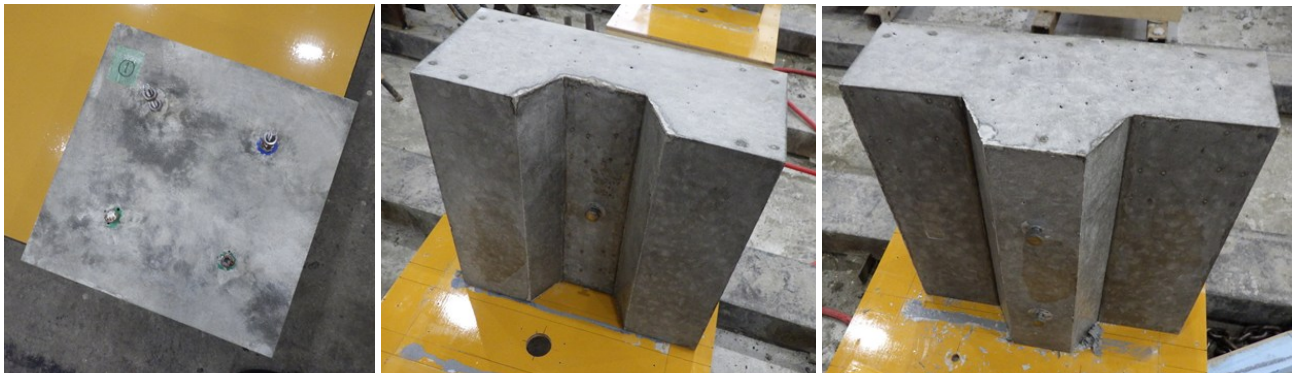


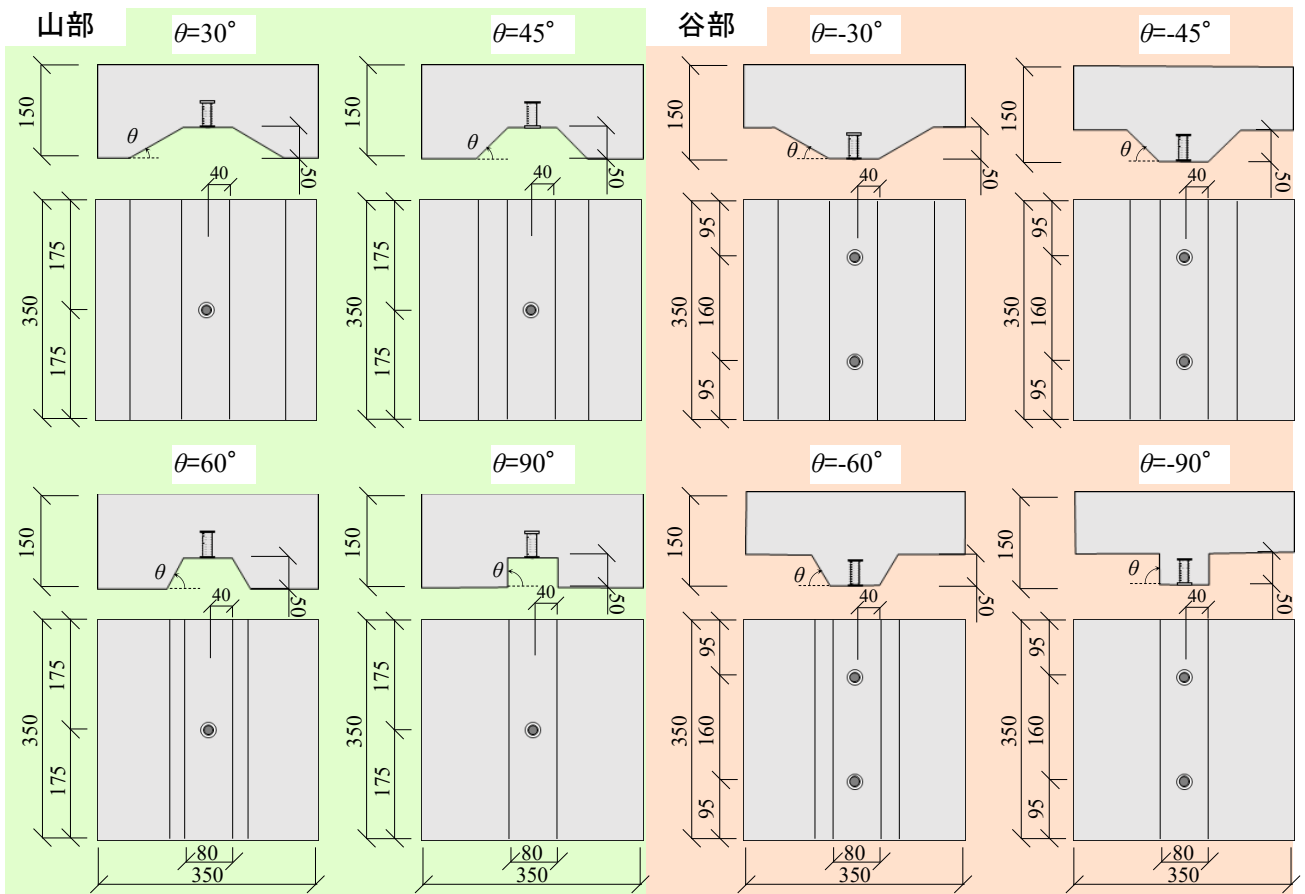
図4.5 試験体の一例



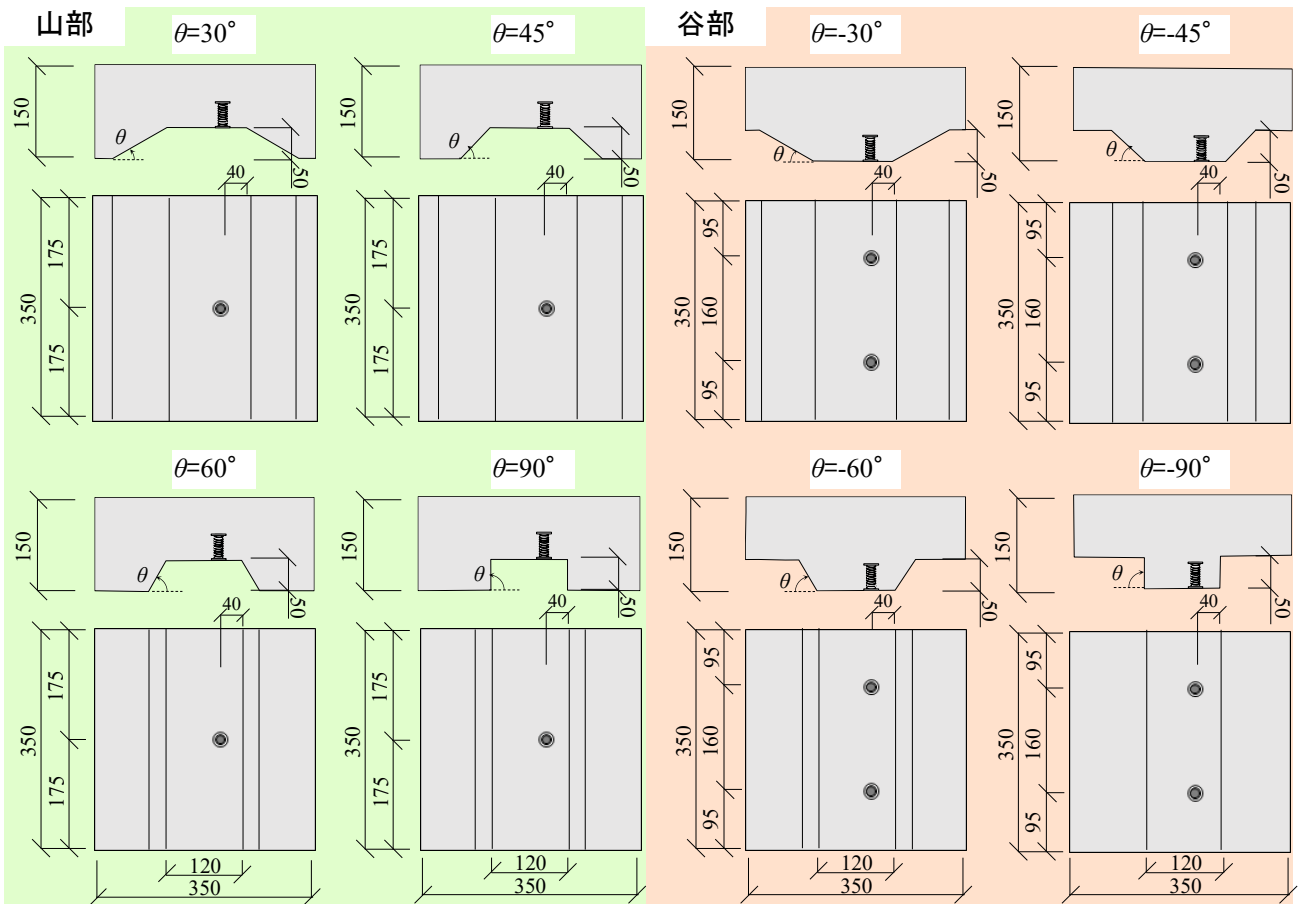
(a) フラットな面

(b) 凹凸のある面 (左: 山部試験体, 右: 谷部試験体)

図4.6 打設後のコンクリートブロックの様子の一例



(a) 中央埋設



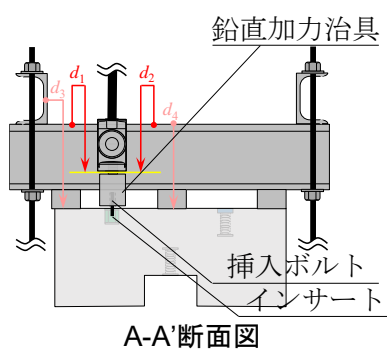
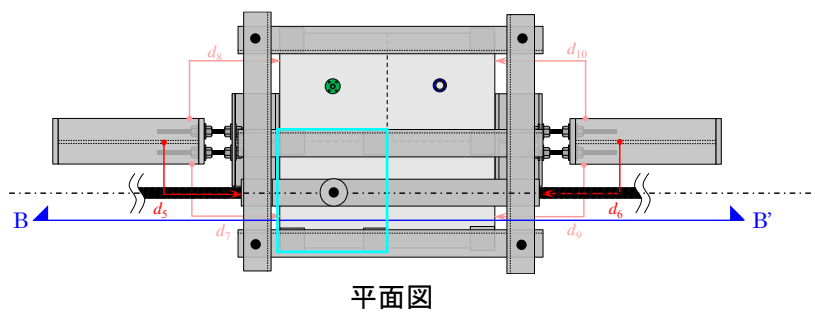
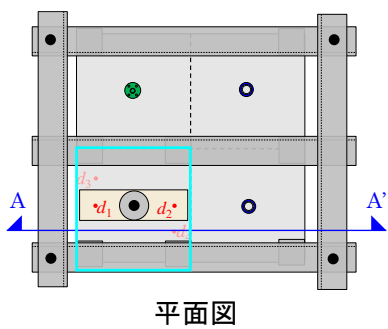
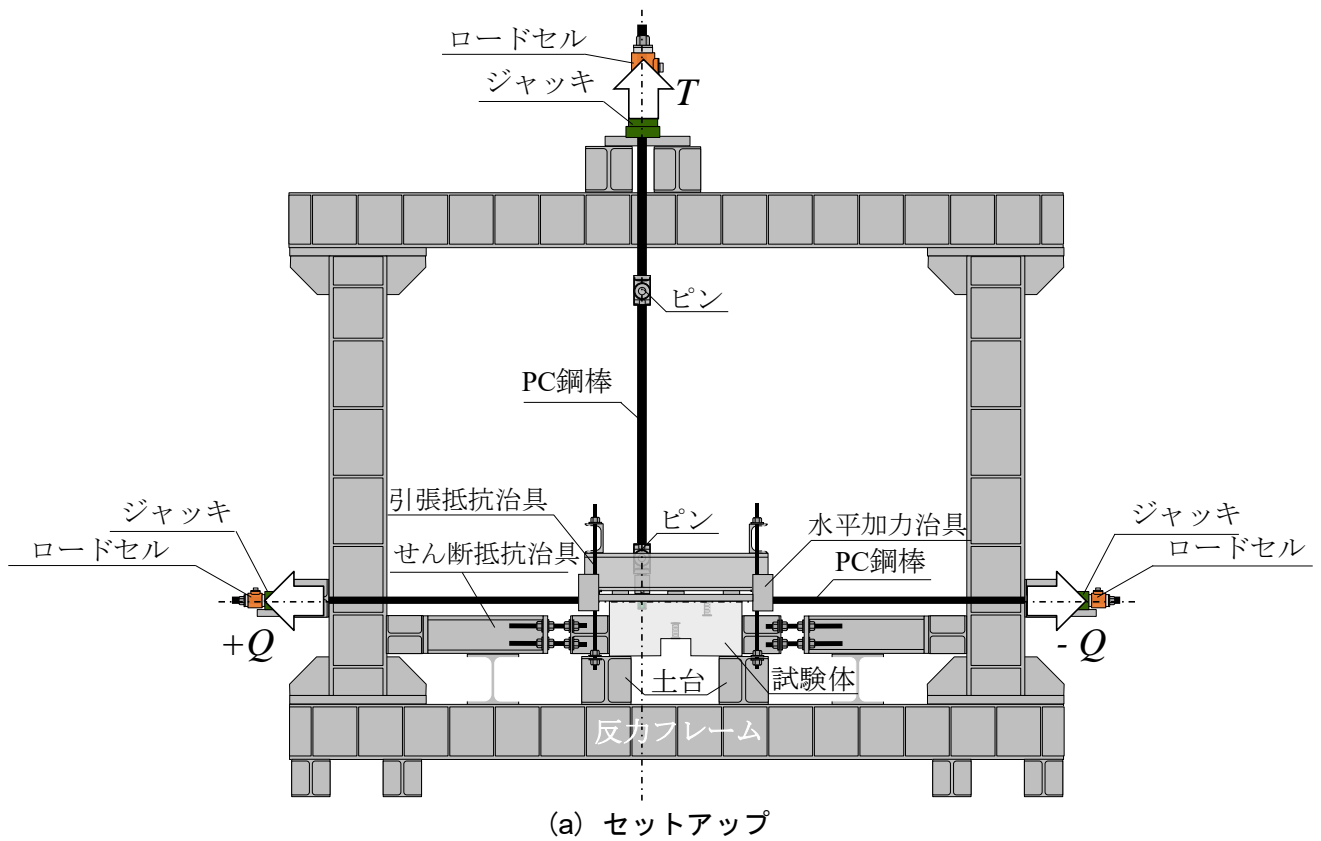
(b) 端部埋設

図4.7 試験体の一例 (DPL ver.)

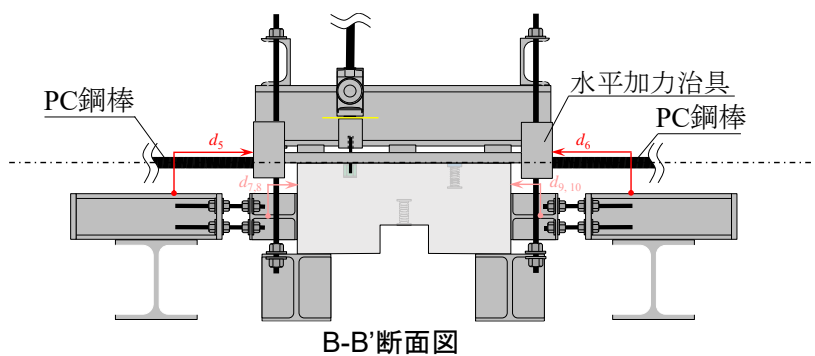
4.2.3 セットアップと計測方法

本実験におけるセットアップと計測方法を図4.8に示す。実験装置は、反力フレームに接続した土台の上にコンクリート試験体を設置し、試験体をせん断抵抗治具により左右から挟み込む。さらに、試験体を土台とボルトにより接続した引張抵抗治具により上から抑えつけることで、引張力とせん断力に抵抗できる自己釣合型の仕組みとなっている。図中では、コンクリートのフラットな面（以後、Flat ver.）にインサートが設置されている場合である。インサートに挿入された呼び径W3/8の挿入ボルト（全ねじ棒）を鉛直加力治具に接続する。鉛直加力治具は、ピンを介してPC鋼棒、ジャッキ、ロードセルに接続されており、引張荷重を実現している（図4.8(b)）。また、この挿入ボルトをPC鋼棒を介してジャッキ、ロードセルに接続された水平加力治具に通すことにより、せん断荷重および組合せ荷重を実現している（図4.8(c)）。

計測方法について述べる。まず、引張側の計測方法について述べる。引張抵抗治具からの変位計を、鉛直加力治具とピン間に設けた計測ターゲットにあてることにより、ジャッキによる鉛直変位 (d_1, d_2) を計測する。また、コンクリートの微小な浮き上がりによる変位を除去するため、引張抵抗治具からコンクリート面にあてた変位計により計測した値 (d_3, d_4) を差し引くことで、インサートの引張側の変形を算出している（図4.8(b)）。なお、引張に対する抵抗として、コンクリートの1/4面（図中の水色枠）に正方形のプレートを設けており、反力の支点間距離が小さいため、ここでは引張抵抗治具の変形は無視できるものとする。次いで、せん断側の計測方法について述べる。せん断抵抗治具からの変位計を水平加力治具の側面にあてることにより、ジャッキによる水平変位 (d_5, d_6) を計測する。また、コンクリートの微小な水平移動および荷重位置とコンクリート試験体の重心位置との間の偏心に伴う回転の影響を除去するため、せん断抵抗治具からコンクリート側面にあてた変位計により計測した値 ($d_7 \sim d_{10}$) を差し引くことで、インサートのせん断側の変形を算出している（図4.8(c)）。また、せん断荷重時における水平加力治具と試験体の取付状況について図4.9に示す。インサートに規定の長さの挿入ボルトを奥まで挿入し、上から水平加力治具を設置する。ここで、純せん断実験および組合せ実験にて、それぞれナット、鉛直加力治具を全ねじボルトに取付けるが、この部分の境界条件が固定端となり余計な荷重が生ずることを防ぐため、水平加力治具とナットまたは鉛直加力治具の間には隙間を設けており、締め付けずに設置する。なお、実験では、水平加力治具の孔と挿入ボルト間に1mm程度のクリアランスがあることも考慮に入れている。最後に、本実験における実際のセットアップの状況を図4.10に示す。



(b) 計測方法 (引張側)



(c) 計測方法 (せん断側)

図4.8 セットアップと計測方法 (Flat ver.)

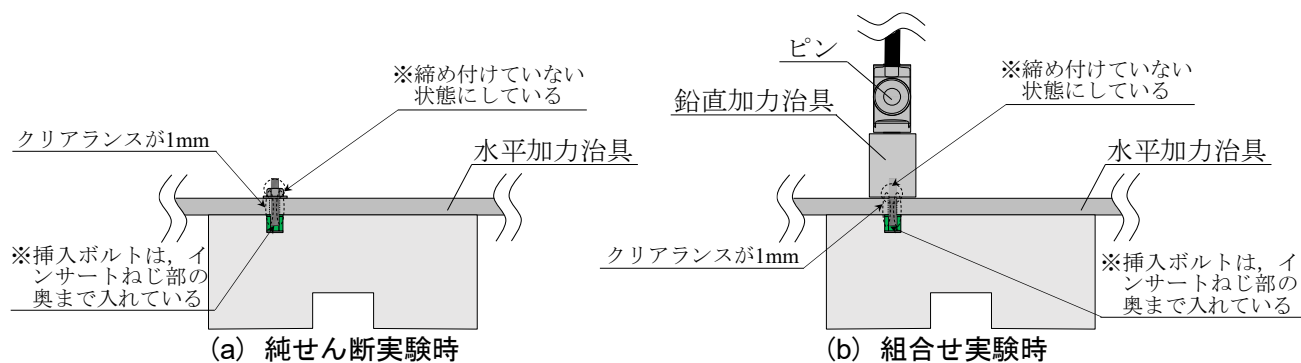


図4.9 水平加力治具の取付状況

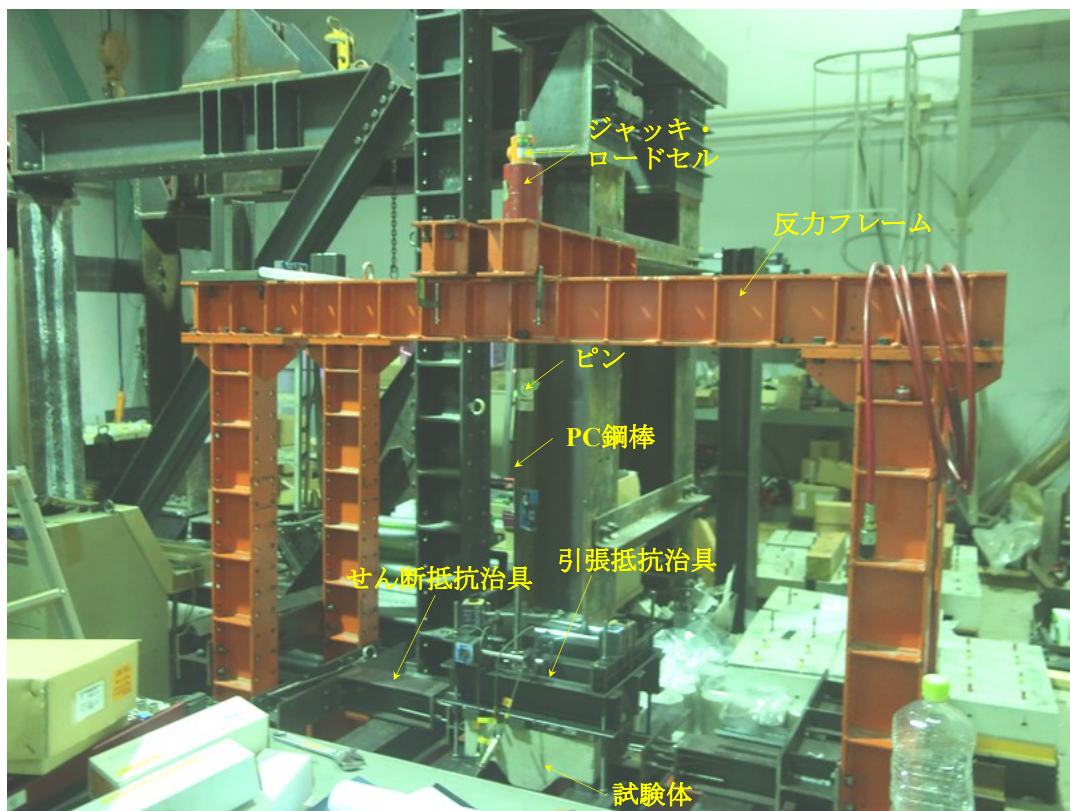
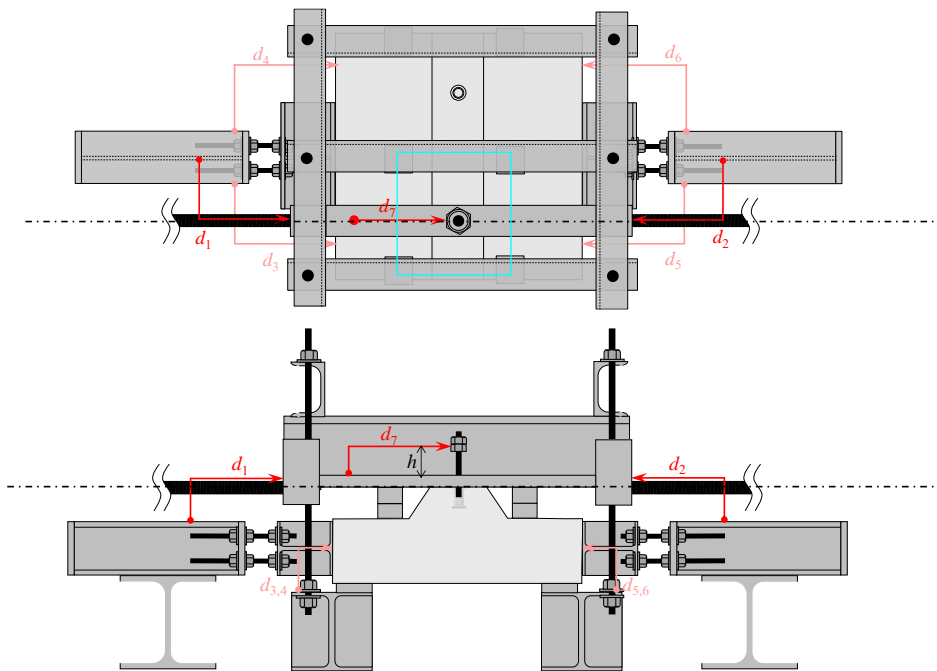
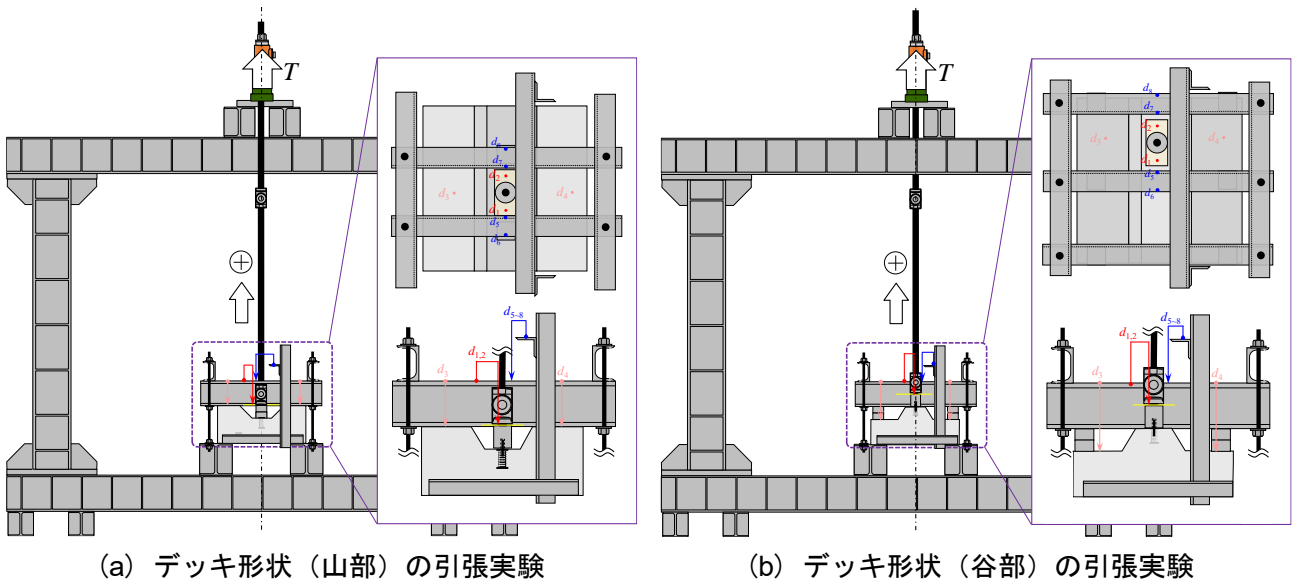


図4.10 実際のセットアップの様子（引張実験）

次いで、デッキ形状を有するインサートの引張実験およびせん断実験のセットアップと計測方法を図4.11に示す。引張実験では、基本的にFlat ver.のセットアップと同じ形式で試験体を反力フレームに接続された治具等にセッティングする。計測方法についても同様であるが、デッキ形状を有する試験体の場合、特にデッキ角度が小さい場合（たとえば $\theta=30^\circ, 45^\circ$ など）においては、引張力に抵抗するための反力支持間距離を十分に確保することが難しく、引張抵抗治具（図中の溝形鋼）の変形が計測に影響を及ぼすと考えられる。したがって、引張抵抗治具の、引張力に対する反力による変形と回転による変形の影響を除去するため、反力フレームから別フレームを組み、そのフレームから変位計を引張抵抗治具の面に対して鉛直にあてることにより、引張抵抗治具の変位を計測している（図4.11(a) (b)中の d_{5-8} ）。せん断実験においてもセットアップと計測方法は、Flat ver.の場合と同じである。ここでは、インサートと水平加力治具間のクリアランス分のスリップ変位の確認のため、追加で変位計を水平加力治具から、インサートに挿入した、計測ターゲット代わりにのボルトにあてる形にしている（図4.11(c)中の d_7 ）。



(c) デッキ形状（谷部）のせん断実験

図4.11 セットアップと計測方法（DPL ver.）

4.2.4 実験パラメータと載荷方法

本実験における実験パラメータを載荷方法と併せて述べる。実験パラメータは、図4.3にて示した5種類のインサートであり、各種インサートに対して純引張実験および純せん断実験を実施する。また、引張力・せん断力の組合せ方法も実験パラメータとしており、具体的には、各種インサートに対して引張力が一定の下、せん断力を同時に与える組合せ実験も実施し、引張力 T の大きさを4段階に設定している。まず、純引張実験および純せん断実験について、載荷履歴をそれぞれ図4.12、図4.13に示す。それぞれの実験に対して、一方向単調載荷と繰り返し載荷を行い、繰り返し載荷に伴うインサートの履歴挙動の違いを把握する。一方向単調載荷については、インサートや周辺コンクリートの破壊あるいは急激な耐力低下が確認されるまで、ゆっくりと荷重を与え続ける。また、繰り返し載荷を行うことで、各種インサートの弾性限耐力、降伏耐力などをその都度確認できるようにしている。なお、繰り返し載荷において、純引張実験では片側漸増繰り返し載荷、純せん断試験では正負交番漸増繰り返し載荷とし、各振幅2サイクルずつ行う。本実験では、各種インサートの損傷制御のための弾性限耐力の把握のために、繰り返し載荷では、一方向単調載荷により得た各種インサートの降伏耐力 Q_y を基に、載荷振幅を $0.25Q_y$ 、 $0.5Q_y$ 、 $0.75Q_y$ 、 $1.0Q_y$ 、 $1.25Q_y$ 、 $1.5Q_y$ と増やしていく計画である。

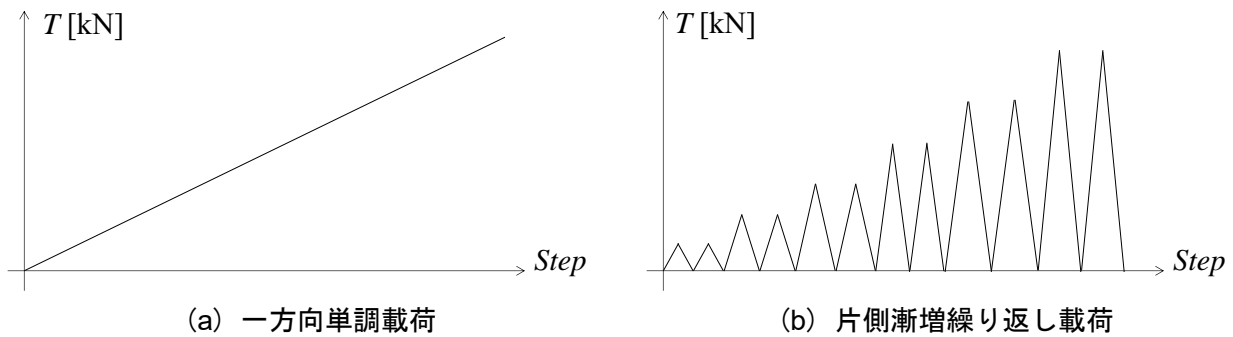


図4.12 純引張実験の載荷方法

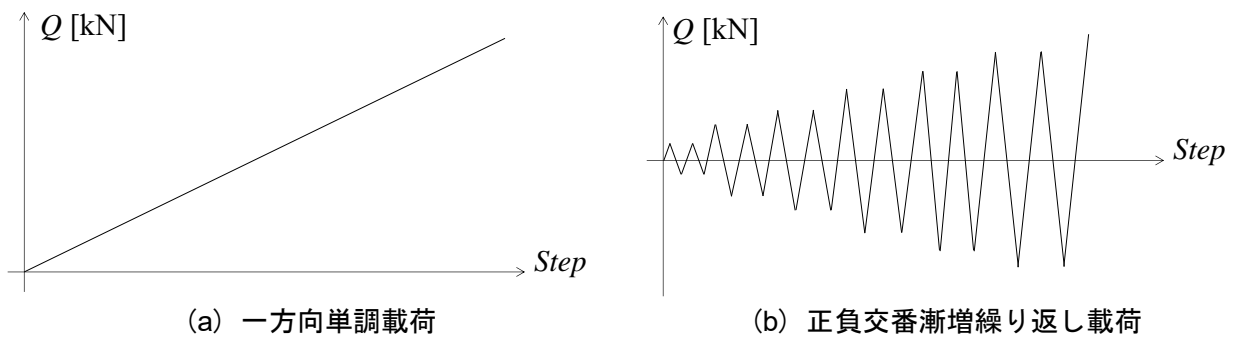


図4.13 純せん断実験の載荷方法

次いで、一定引張力下でせん断力を与える組合せ実験の载荷方法を図4.14に示す。まず载荷の順序として、各種インサートに対して設定した大きさの引張力を与えた後、引張力を一定の値に保ちながらせん断力を与える。その間、せん断力は正負交番漸増繰り返し载荷で与える。ここで、引張とせん断が同時に作用する場合の関係^{4,8)}を次式に示す。

$$\left(\frac{T}{T_u}\right)^\alpha + \left(\frac{Q}{Q_u}\right)^\alpha = 1.0 \quad (4.1)$$

ここで、

α : 組合せ力に対する係数で、本検討では2.0としている。

T : インサート1本あたりの設計用引張力 (N)

T_u : インサート1本あたりの許容引張力 (N) ※引張試験 (単調) により得た終局耐力とする。

Q : インサート1本あたりの設計用せん断力 (N)

Q_u : インサート1本あたりの許容せん断力 (N) ※せん断試験 (繰り返し) により得た終局耐力とする。である。

上記において、 T_u, Q_u については、純引張実験および純せん断実験により得た終局耐力を用いている。また、 T, Q については、組合せ実験により得た引張耐力とせん断耐力をそれぞれ代入している。本実験における組合せ実験では、引張力は単調に载荷して一定の値を保ち、せん断力は繰り返し载荷する方法を採用していることから、 T_u は純引張実験の一方向単調载荷で得た終局耐力を、 Q_u は純せん断実験の正負交番漸増繰り返し载荷で得た終局耐力を用いて基準化している。(4.1)式からなる組合せ応力曲線(以下、 T - Q 相関曲線)に基づいて载荷パターンを示したものを図4.15に示す。引張力は、終局耐力 T_u に対しての引張力 T の比率 T/T_u が0.20, 0.40, 0.70, 0.85となるように設定している。本論文では、それぞれの载荷パターンを(a), (b), (c), (d)と呼ぶことにする。以上の実験パラメータ、载荷方法および実験で確認された破壊形式をまとめた試験体一覧 (Flat ver.) を表4.1に示す。

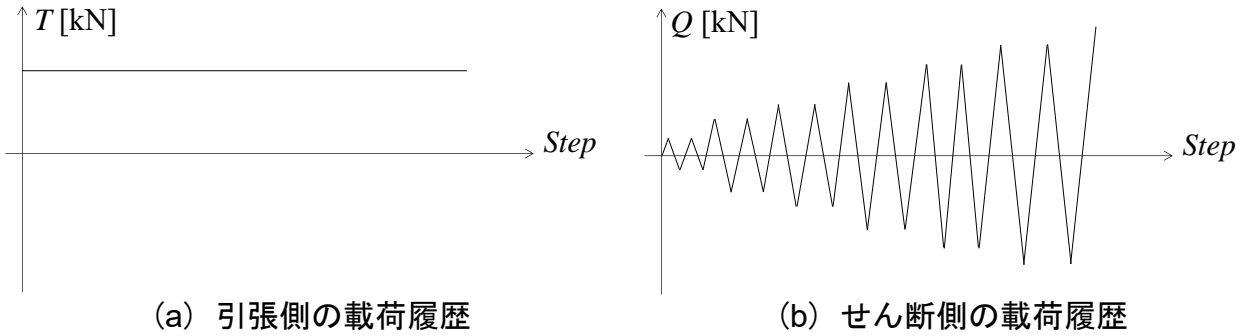


図4.14 組合せ実験の载荷方法

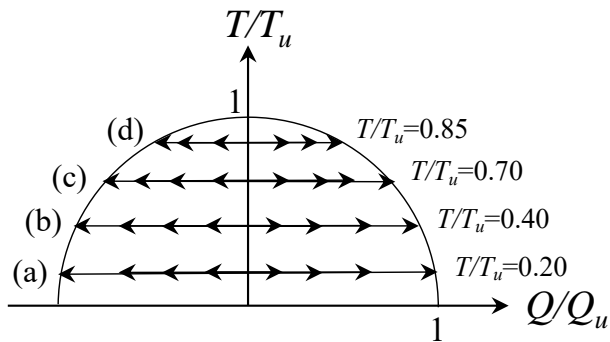
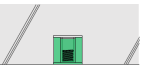
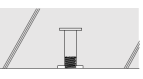
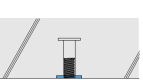




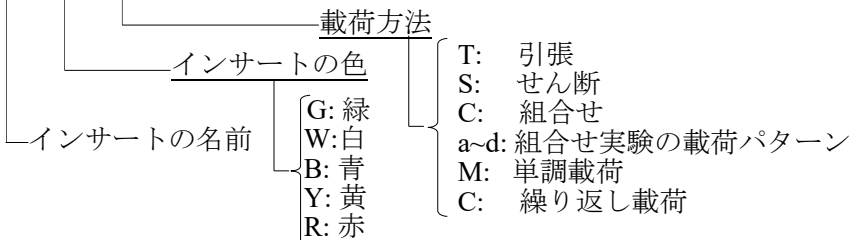
図4.15 組合せ実験の载荷パターン

表4.1 試験体一覧 (Flat ver.)

試験体名	インサート種類	ねじの呼び径	頭径B [mm]	有効ねじ長さS [mm]	埋込長さL [mm]	コンクリート設計基準強度 F_c [N/mm ²]	デッキの形状	荷重パターン	確認された破壊形式
TC-G-T-M		W3/8	32	13	32.5	21	フラット	引張単調	コーン状破壊
TC-G-T-C								引張片側漸増繰返し	コーン状破壊
TC-G-S-M								せん断単調	インサートの破断
TC-G-S-C								せん断正負交番漸増繰返し荷	インサートの破断
TC-G-Ca								組合せ(a)	インサートの破断
TC-G-Cb								組合せ(b)	インサートの破断
TC-G-Cc								組合せ(c)	インサートの破断
TC-G-Cd								組合せ(d)	インサートの破断
SHF-W-T-M		W3/8	22	13	45	21	フラット	引張単調	コーン状破壊
SHF-W-T-C								引張片側漸増繰返し	コーン状破壊
SHF-W-S-M								せん断単調	インサートの破断
SHF-W-S-C								せん断正負交番漸増繰返し荷	インサートの破断
SHF-W-Ca								組合せ(a)	インサートの破断
SHF-W-Cb								組合せ(b)	インサートの破断
SHF-W-Cc								組合せ(c)	インサートの破断
SHF-W-Cd								組合せ(d)	インサートの破断
SHF-B-T-M		W3/8	22	25	45	21	フラット	引張単調	コーン状破壊
SHF-B-T-C								引張片側漸増繰返し	コーン状破壊
SHF-B-S-M								せん断単調	インサートの破断
SHF-B-S-C								せん断正負交番漸増繰返し荷	インサートの破断
SHF-B-Ca								組合せ(a)	挿入ボルトの破断
SHF-B-Cb								組合せ(b)	インサートの破断
SHF-B-Cc								組合せ(c)	インサートの破断
SHF-B-Cd								組合せ(d)	インサートの破断
SH-Y-T-M		W3/8	22	13	45	21	フラット	引張単調	コーン状破壊
SH-Y-T-C								引張片側漸増繰返し	コーン状破壊
SH-Y-S-M								せん断単調	インサートの破断
SH-Y-S-C								せん断正負交番漸増繰返し荷	インサートの破断
SH-Y-Ca								組合せ(a)	インサートの破断
SH-Y-Cb								組合せ(b)	インサートの破断
SH-Y-Cc								組合せ(c)	インサートの破断
SH-Y-Cd								組合せ(d)	インサートの破断
SH-R-T-M		W3/8	22	25	45	21	フラット	引張単調	コーン状破壊
SH-R-T-C								引張片側漸増繰返し	コーン状破壊
SH-R-S-M								せん断単調	インサートの破断
SH-R-S-C								せん断正負交番漸増繰返し荷	インサートの破断
SH-R-Ca								組合せ(a)	インサートの破断
SH-R-Cb								組合せ(b)	インサートの破断
SH-R-Cc								組合せ(c)	インサートの破断
SH-R-Cd								組合せ(d)	引抜き破壊


試験体名

SHF-B-T-M

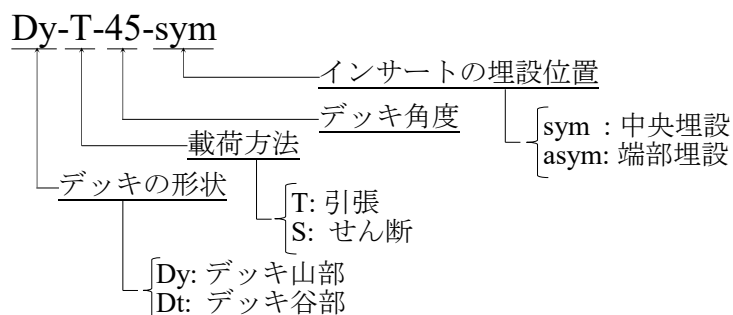


最後に、DPL ver. の試験体に関する実験パラメータについて、載荷方法と併せて述べる。実験パラメータは、デッキ部分におけるデッキ角度であり、山部で4種類（30°，45°，60°，90°），谷部で4種類（-30°，-45°，-60°，-90°）の計8種類を用意している。本実験では、山部におけるデッキ角度を正、谷部におけるデッキ角度を負と定義しており、1種類のインサート（デッキプレート用(SHF)，有効ねじ長さS=13mm）を対象としている。なお、せん断実験については、加力治具の設置可否の観点から谷部試験体に対してしか行えない。また、4.2.2でも述べた通り、デッキ平行部におけるインサートの埋設位置も実験パラメータの1つにしており、中央埋設と端部埋設の2種類を用意している。ここでは、いずれの埋設においても端あき距離は40mmとしており、同じ端あき距離の下、埋設位置が異なることによる力学挙動の違いの把握を目的としている。載荷方法について述べる。本実験では、力学挙動の詳細な確認のために、いずれの実験においても繰り返し載荷実験を行う、引張実験では片側漸増繰り返し載荷であり、せん断実験では正負交番漸増繰り返し載荷である。以上の実験パラメータ、載荷方法および実験で確認された破壊形式をまとめた、試験体一覧（DPL ver.）を表4.2に示す。

表4.2 試験体一覧（DPL ver.）

試験体名	インサート種類	ねじの呼び径	頭径B [mm]	有効ねじ長さS [mm]	埋込長さL [mm]	コンクリート設計基準強度 F_c [N/mm ²]	デッキの形状	インサートの埋設位置	デッキの角度	載荷パターン	確認された破壊形式	
Dy-T-90-sym		W3/8	22	13	45	21	山部	中央	90°	引張片側漸増繰返し	コーン状破壊	
Dy-T-60-sym									60°	引張片側漸増繰返し	コーン状破壊	
Dy-T-45-sym									45°	引張片側漸増繰返し	コーン状破壊	
Dy-T-30-sym									30°	引張片側漸増繰返し	インサートの破断	
Dy-T-90-asym									90°	引張片側漸増繰返し	コーン状破壊	
Dy-T-60-asym									60°	引張片側漸増繰返し	コーン状破壊	
Dy-T-45-asym								45°	引張片側漸増繰返し	コーン状破壊		
Dy-T-30-asym								30°	引張片側漸増繰返し	コーン状破壊		
Dt-T-30-sym								谷部	中央	-30°	引張片側漸増繰返し	コーン状破壊
Dt-T-45-sym										-45°	引張片側漸増繰返し	コンクリートのひび割れ
Dt-T-60-sym										-60°	引張片側漸増繰返し	コンクリートのひび割れ
Dt-T-90-sym										-90°	引張片側漸増繰返し	コンクリートのひび割れ
Dt-S-C-30-sym							-30°			せん断正負漸増繰返し	インサートの破断	
Dt-S-C-45-sym							-45°			せん断正負漸増繰返し	インサートの破断	
Dt-S-C-60-sym							-60°		せん断正負漸増繰返し	インサートの破断		
Dt-S-C-90-sym							-90°		せん断正負漸増繰返し	コンクリートのひび割れ		
Dt-T-30-asym							端部		-30°	引張片側漸増繰返し	コーン状破壊	
Dt-T-45-asym									-45°	引張片側漸増繰返し	コンクリートのひび割れ	
Dt-T-60-asym									-60°	引張片側漸増繰返し	コンクリートのひび割れ	
Dt-T-90-asym									-90°	引張片側漸増繰返し	コンクリートのひび割れ	
Dt-S-30-asym								-30°	せん断正負漸増繰返し	インサートの破断		
Dt-S-45-asym								-45°	せん断正負漸増繰返し	挿入ボルトの破断		
Dt-S-60-asym							-60°	せん断正負漸増繰返し	挿入ボルトの破断			
Dt-S-90-asym							-90°	せん断正負漸増繰返し	コンクリートのひび割れ			

試験体名

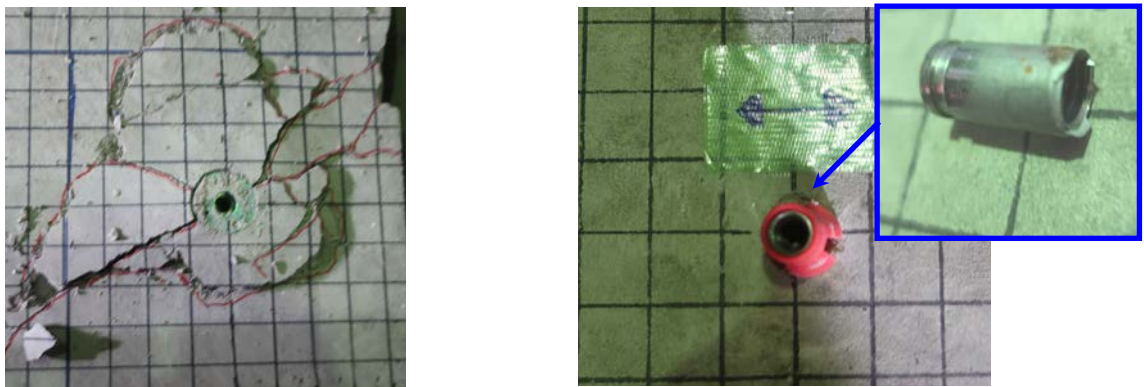


4.3 インサートの引張・せん断実験

本節では、インサートの引張耐力およびせん断耐力の把握にあたって、まずFlat ver.のコンクリートブロックに埋設された場合のインサートの引張実験、せん断実験について実験結果と考察を示す。その後、実際の天井スラブの形状を考慮するために、周辺コンクリートの形状の違いがインサートの耐力に与える影響を把握するために、DPL ver.のコンクリートに埋設されたインサートの引張実験、せん断実験について実験結果と考察を示す。

4.3.1 実験結果の概要

インサートの引張実験、せん断実験における試験体の破壊形式の一例を図4.16に示す。引張実験では、いずれの試験体においても周辺コンクリートのコーン状破壊が確認された。一方で、せん断実験では、大部分の試験体でインサートの破断が確認された。各試験体の引張実験およびせん断実験における荷重変形関係を図4.18~22に示す。図の縦軸は引張荷重 T もしくはせん断荷重 Q であり、横軸は試験体の変形 δ である。各図では、引張実験における一方向単調載荷、片側漸増繰り返し載荷の荷重変形関係および確認された破壊形式を各図(a), (b), (c)に示しており、せん断実験における一方向単調載荷、正負交番漸増繰り返し載荷の荷重変形関係および確認された破壊形式を各図(d), (e), (f)に示している。なお、繰り返し実験については図中に計測した履歴曲線を灰色線で示すとともに、履歴曲線から得られる包絡曲線を黒色線で示している。なお、本論文では、新しい変位振幅を経験する際に計測した荷重を取り出した曲線を包絡曲線と定義している。また、図中では試験体の弾性限耐力 Q_e を○、降伏耐力 Q_y を●、終局耐力 Q_u を●で示している。各耐力の定義を図4.17に示す。実験より得た履歴曲線の接線剛性が、初期剛性から10%程度低下した時点の荷重を弾性限耐力 Q_e と定義する。次いで、本論文ではSlope Factor法を採用し、初期剛性の1/6剛性と履歴曲線との接点の荷重を降伏耐力 Q_y と定義する。



(a) 引張実験 (コーン状破壊) (b) せん断実験 (インサートの破断)

図4.16 引張実験, せん断実験における破壊形式の一例

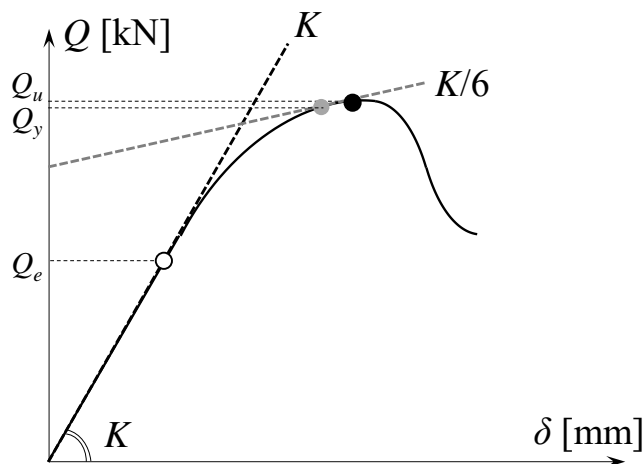


図4.17 弾性限耐力 Q_e , 降伏耐力 Q_y の定義

【合板型枠用インサート ($S=13\text{mm}$) の試験体】

図4.18に示す合板型枠用インサート (TC-G, $S=13\text{mm}$) の試験体の実験結果の概要について述べる。まず引張実験では、終局耐力に至るまでほぼ弾性挙動を示している。10kNあたりから荷重がやや低下し、終局耐力に到達後すぐに耐力が急激に低下し、破壊に至っている。一方向単調荷重と繰り返し荷重の挙動を比較すると、繰り返し荷重の方が終局耐力がやや大きい結果となった。引張実験について、いずれの荷重方法においても脆性的な挙動を示している。また、いずれの荷重方法においてもコーン状破壊が確認された。次いで、せん断実験では全体的に紡錘型の履歴挙動を示しており、最大耐力は10kN程度であった。単調荷重と繰り返し荷重の挙動を比較すると、本試験体ではどちらもほぼ同じ挙動、耐力であった。いずれの荷重方法においてもインサートの破断が確認された。せん断実験の繰り返し荷重では、荷重振幅が大きくなるにつれて、剛性および耐力が徐々に低下していき、最終的に耐力が急激に低下する挙動を示している。

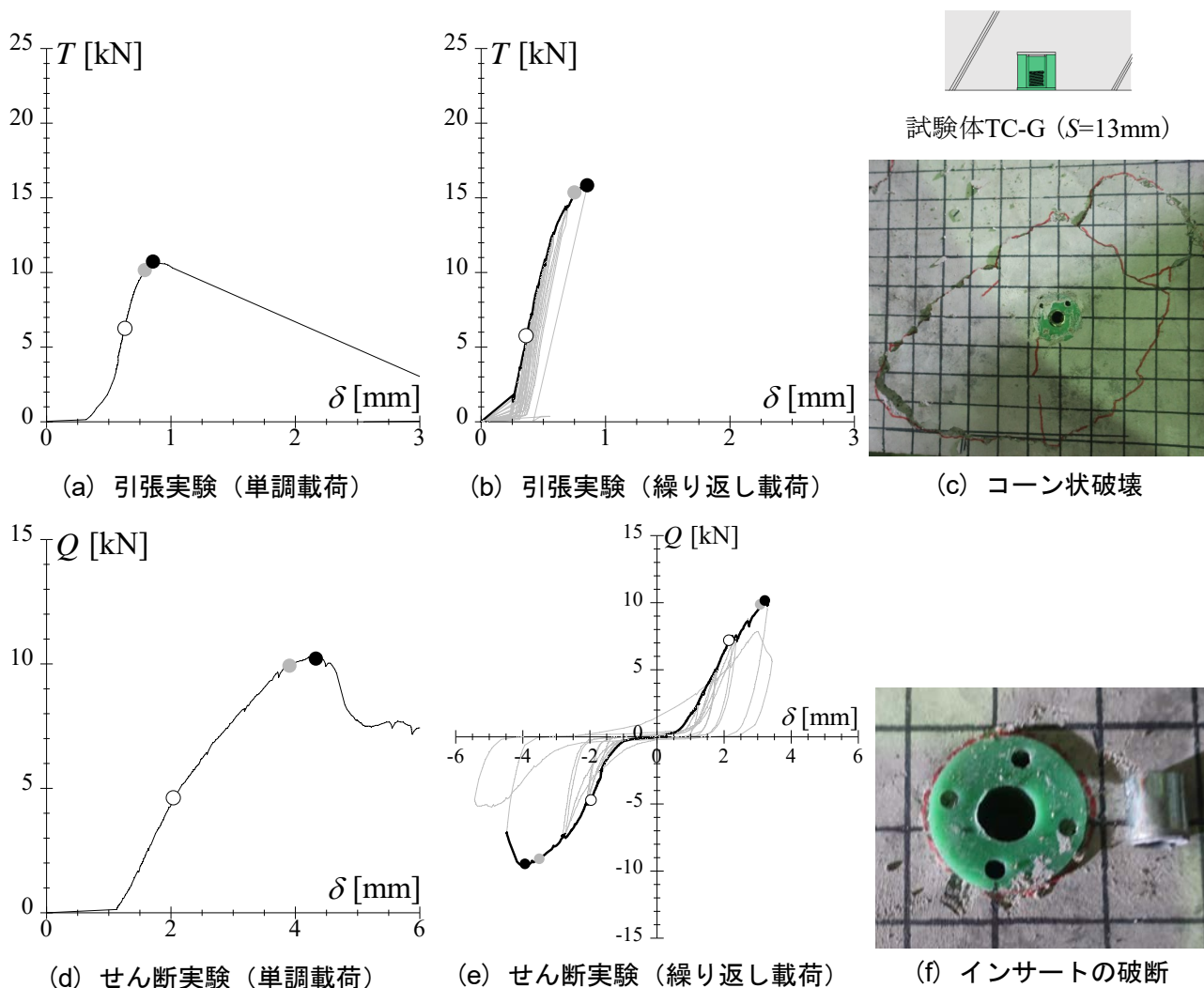


図4.18 荷重変形関係 (TC-G, $S=13\text{mm}$)

【デッキプレート用インサート(改良型, $S=13\text{mm}$)の試験体】

図4.19に示す改良型のデッキプレート用インサート (SHF-W, $S=13\text{mm}$) の試験体の実験結果の概要について述べる. まず引張実験では, 終局耐力に至るまで大きな剛性低下は確認されないが, 15kNあたりから荷重がやや低下し, 終局耐力に到達後すぐに耐力が急激に低下し, 破壊に至っている. 一方向単調荷重と繰り返し荷重の挙動を比較すると, 双方ともほぼ同様の挙動で, 終局耐力もほぼ同じ結果となった. 引張実験について, いずれの荷重方法においても脆性的な挙動を示している. また, いずれの荷重方法においてもコーン状破壊が確認された. 次に, せん断実験では全体的に紡錘型の履歴挙動であり, 最大耐力は単調荷重で14kN程度, 繰り返し荷重で12kN程度であり, 繰り返し変形の影響が確認された. いずれの荷重方法においてもインサートの破断が確認された. この試験体における, せん断実験の繰り返し荷重では, 荷重振幅が大きくなるにつれて, 剛性および耐力が徐々に低下していき, 最終的に耐力が急激に低下する挙動を示している.

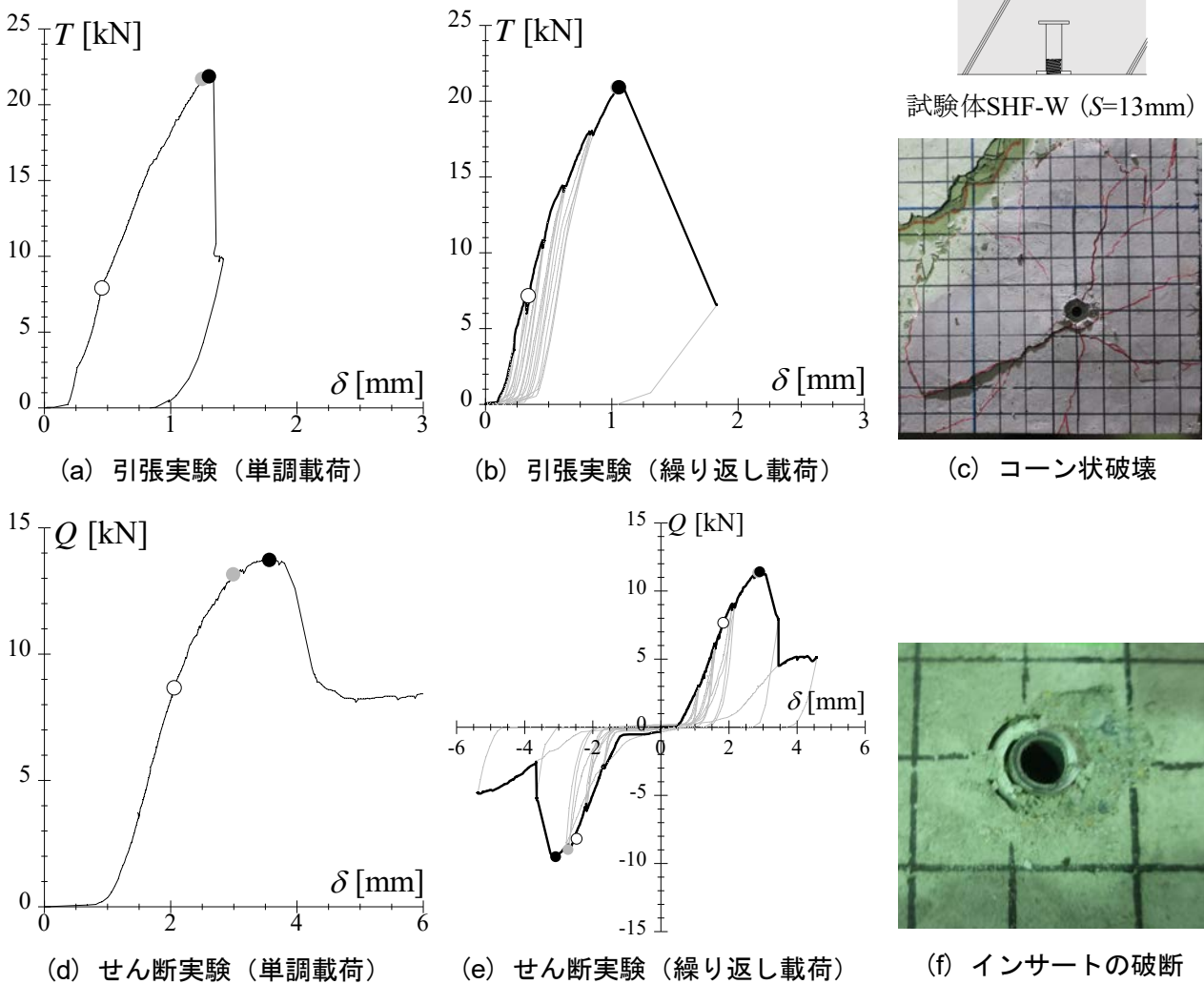
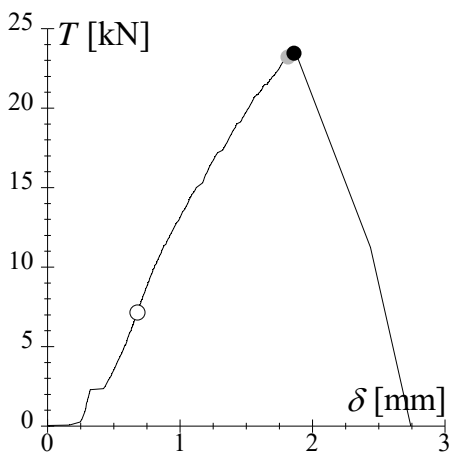


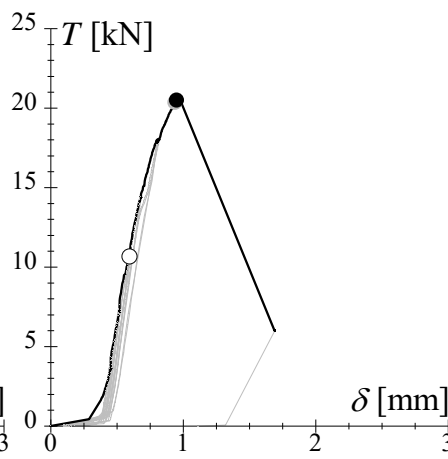
図4.19 荷重変形関係 (SHF-W, $S=13\text{mm}$)

【デッキプレート用インサート(改良型, $S=25\text{mm}$)の試験体】

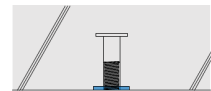
図4.20に示す改良型のデッキプレート用インサート (SHF-B, $S=25\text{mm}$) の試験体の実験結果の概要について述べる. まず引張実験では, 終局耐力に至るまでほぼ弾性挙動を示している. 弾性限耐力は $7.0\sim 11.0\text{kN}$ 程度であるが, その後も大きな剛性低下は生ずることなく, 終局耐力に到達後すぐに耐力が急激に低下し, 破壊に至っており, 脆性的な挙動を示している. 一方向単調荷重と繰り返し荷重の挙動を比較すると, 一方向単調荷重の方が終局耐力がやや大きい結果となっており, 繰り返し変形による影響が確認された. また, いずれの荷重方法においてもコーン状破壊が確認された. 次に, せん断実験では全体的に紡錘型の履歴挙動を示しており, 最大耐力は $13.0\sim 15.0\text{kN}$ 程度であった. 単調荷重と繰り返し荷重の挙動を比較すると, 本試験体ではどちらもほぼ同じ挙動であったが, 繰り返し荷重の方が単調荷重に比べて 2kN ほど小さい. いずれの荷重方法においてもインサートの破断が確認された. せん断実験の繰り返し荷重では, 荷重振幅が大きくなるにつれて, 剛性および耐力が徐々に低下していき, 最終的に耐力が急激に低下する挙動を示している.



(a) 引張実験 (単調荷重)



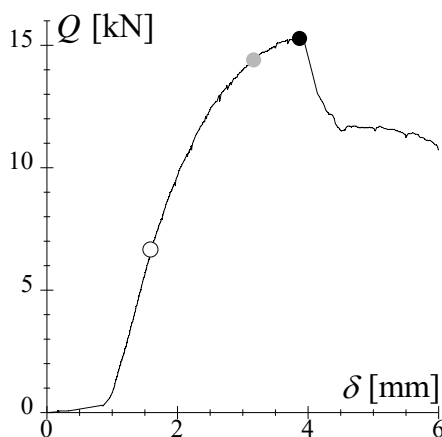
(b) 引張実験 (繰り返し荷重)



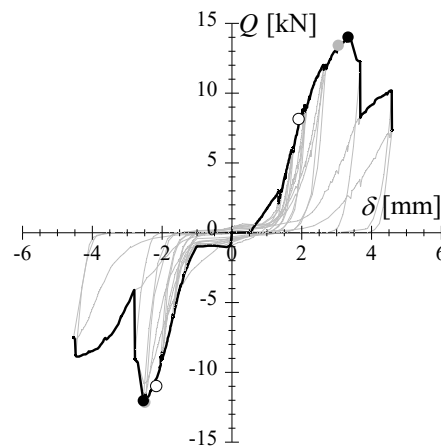
試験体SHF-B ($S=25\text{mm}$)



(c) コーン状破壊



(d) せん断実験 (単調荷重)



(e) せん断実験 (繰り返し荷重)



(f) インサート破断

図4.20 荷重変形関係 (SHF-B, $S=25\text{mm}$)

【デッキプレート用インサート(従来型, $S=13\text{mm}$)の試験体】

図4.21に示す従来型のデッキプレート用インサート(SH-Y, $S=13\text{mm}$)の試験体の実験結果の概要について述べる。まず引張実験では、一方向単調載荷では、終局耐力に至るまで弾性的な挙動を示しており、脆性的な挙動となっている。一方で繰り返し載荷では、全体的な紡錘型の履歴を示しており、最大耐力も一方向単調載荷と比べて大きく21.5kNであった。コンクリート面から突出したねじ部に局所的な応力が集中したことが理由の一つとして考えられる。また、いずれの載荷方法においてもコーン状破壊が確認された。次いで、せん断実験では全体的に紡錘型の履歴挙動を示しており、最大耐力は6.0~7.0kN程度で他の埋込型のインサートと比べると半分程度の大きさであった。単調載荷と繰り返し載荷の挙動を比較すると、本試験体ではどちらもほぼ同じ挙動、耐力であった。いずれの載荷方法においてもインサートの破断が確認された。せん断実験の繰り返し載荷では、載荷振幅が大きくなるにつれて、剛性および耐力が徐々に低下していき、最終的に耐力が急激に低下する挙動を示している。

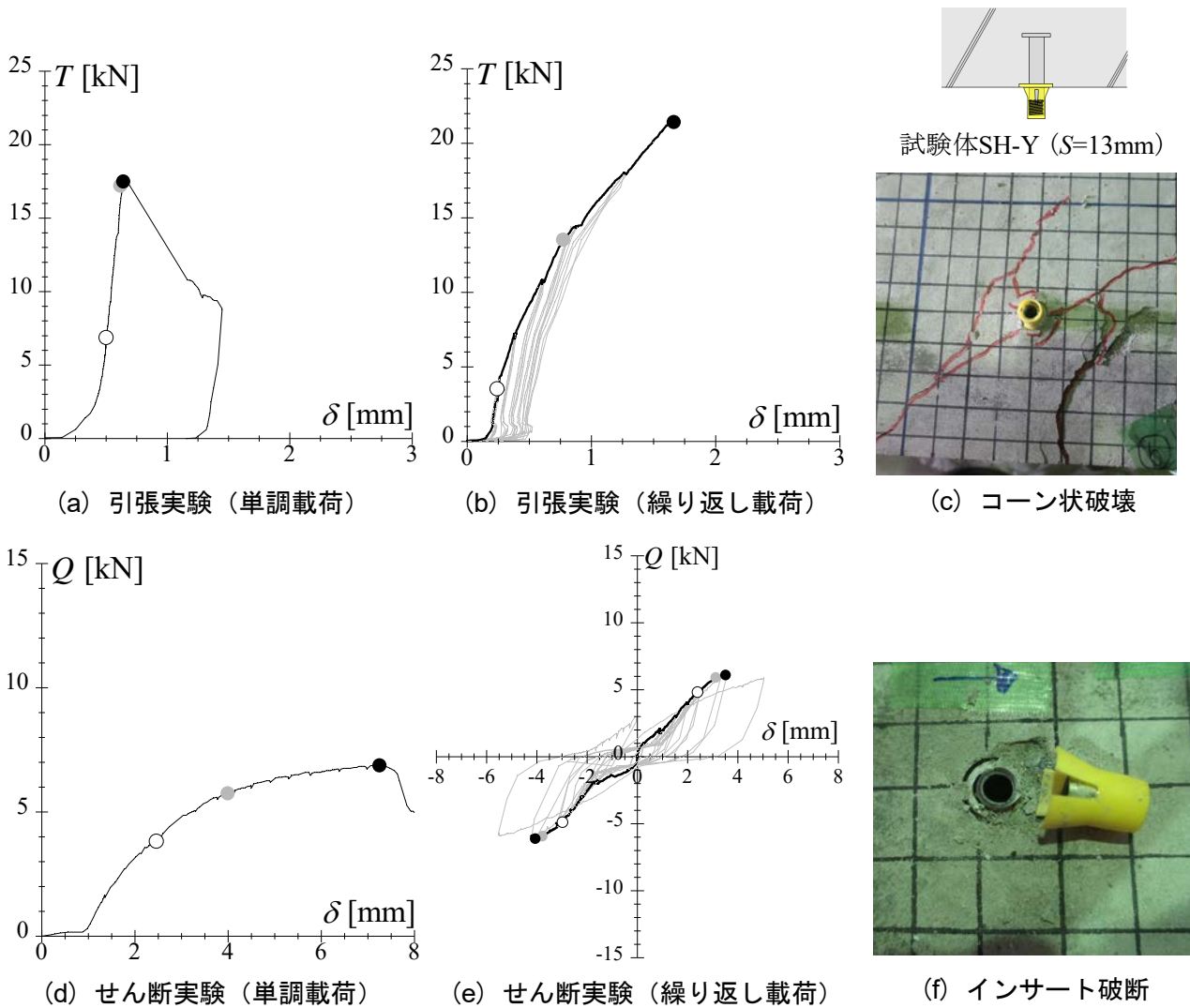


図4.21 荷重変形関係 (SH-Y, $S=13\text{mm}$)

【デッキプレート用インサート(従来型, $S=25\text{mm}$)の試験体】

図4.22に示す従来型のデッキプレート用インサート(SH-R, $S=25\text{mm}$)の試験体の実験結果の概要について述べる. まず引張実験では, 一方向単調载荷および繰り返し载荷において, 終局耐力に至るまで弾性的な挙動を示しており, 脆性的な挙動となっている. また, いずれの载荷方法においてもコーン状破壊が確認された. 次いで, せん断実験では全体的に紡錘型の履歴挙動を示しており, 最大耐力は5.0kN程度で, こちらも試験体SH-Yと同様, 他の埋込型のインサートと比べると半分程度の大きさであった. 単調载荷と繰り返し载荷の挙動を比較すると, 本試験体ではどちらもほぼ同じ挙動, 耐力であった. いずれの载荷方法においてもインサートの破断が確認された. せん断実験の繰り返し载荷では, 载荷振幅が大きくなるにつれて, 剛性および耐力が徐々に低下していき, 最終的に耐力が急激に低下する挙動を示している.

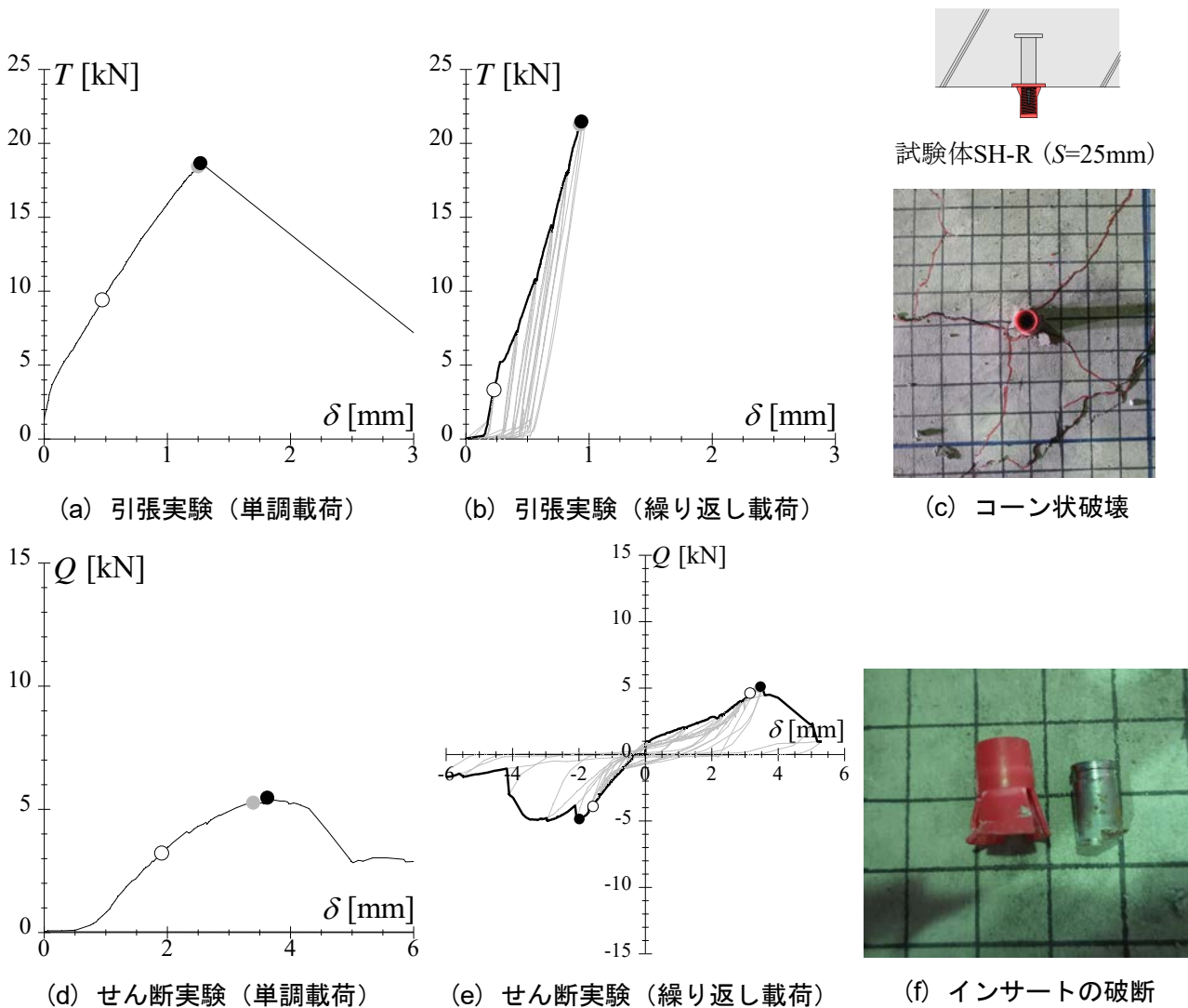


図4.22 荷重変形関係 (SH-R, $S=25\text{mm}$)

次いで、実際に使用されている天井スラブの形状を考慮するにあたって、インサートが埋設されている周辺コンクリートの形状が異なることによる影響を確認した実験 (DPL ver.におけるインサートの引張実験, せん断実験) の結果の概要について述べる。引張実験では、大部分の試験体において周辺コンクリートのコーン状破壊が確認された (図4.23 (a))。ただし、コンクリートのデッキ角度が谷になるほど、すなわち、設定した実験パラメータの一部であるデッキ角度が $\theta=-90^\circ$ に近づくほど、コンクリート部分のひび割れが確認された (図4.23 (b))。しかし例外として、デッキ角度が $\theta=+30^\circ$ の試験体では、もっとも大きな引張耐力を計測しており、インサートの破断を確認したものが1体だけあった (図4.23 (c))。一方で、せん断実験では、Flat ver.の時と同様、大部分の試験体において、インサートの破断が確認されたが (図4.24 (a))、実施した8体の試験体のうち、3体は、インサートと治具を接続する挿入ボルトの破断が確認された (図4.24 (b))。ただし、コンクリートのデッキ形状がもっとも谷であるデッキ角度が $\theta=-90^\circ$ では、他の試験体と比べてせん断耐力が半分程度となり、さらにインサートの中心から周辺コンクリート全体に進展するひび割れが確認された (図4.24 (c))。

DPL ver.における引張実験の荷重変形関係を、山部、谷部に対する中央埋設と端部埋設に分けてそれぞれ図4.25~28に示す。各図の縦軸は引張荷重 T であり、横軸は試験体の変形 δ である。中央埋設の試験体は、デッキ平行部幅 $t_f=80\text{mm}$ に対して端あき距離 $c=40\text{mm}$ であり、端部埋設の試験体は、デッキ平行部幅 $t_f=120\text{mm}$ に対して端あき距離 $c=40\text{mm}$ である。また、DPL ver.における引張実験で確認された破壊形式を写真と併せて図4.29~32にまとめて示す。

せん断実験の荷重変形関係を、中央埋設と端部埋設に分けてそれぞれ図4.33, 34に示す。DPL ver.におけるせん断実験については、加力治具の設置可否の観点から、谷部試験体に対してしか行えない。谷部試験体に対して実施していない。各図の縦軸はせん断荷重 Q もしくはせん断荷重 Q であり、横軸は試験体の変形 δ である。図の表現はFlat ver.の時と同様であり、実験中に計測した履歴曲線を灰色線で示すとともに、履歴曲線から得られる包絡曲線を黒色線で示している。また、図中では試験体の弾性限耐力 Q_e を○、降伏耐力 Q_y を●、終局耐力 Q_u を●で示している。また、DPL ver.におけるせん断実験において確認された破壊形式を写真と併せて図4.35, 4.36にまとめて示す。

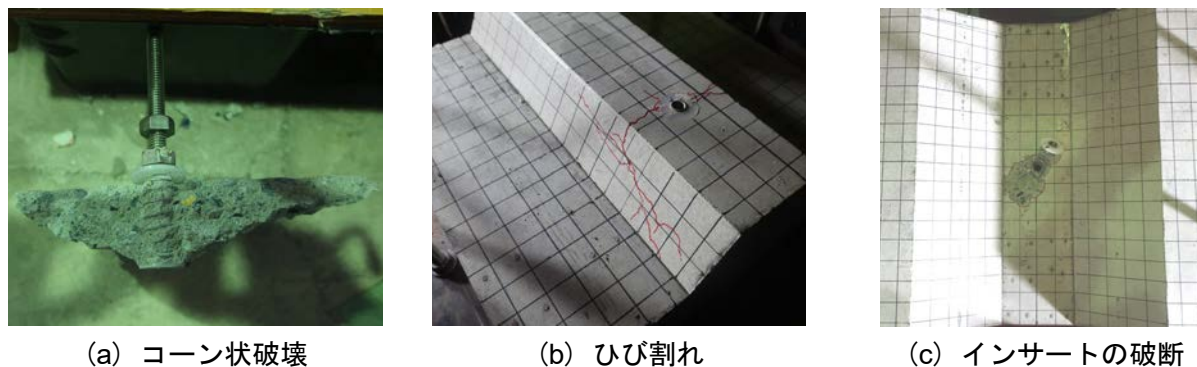


図4.23 引張実験における破壊形式の一例

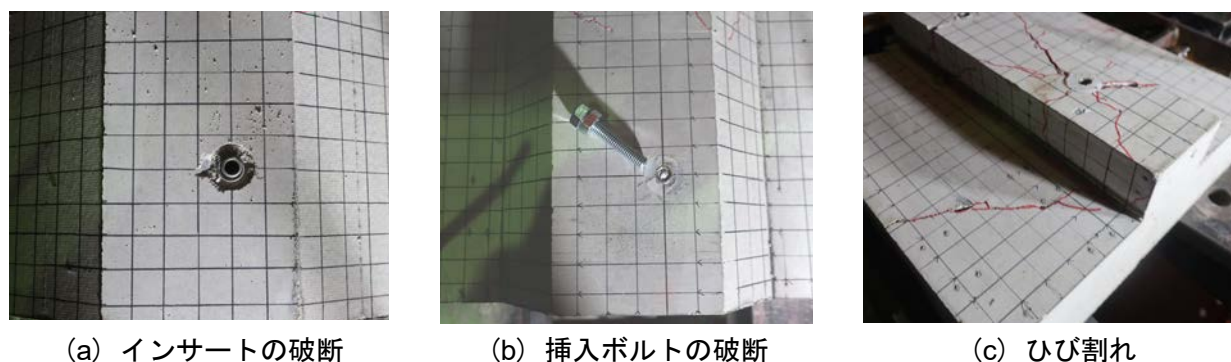


図4.24 せん断実験における破壊形式の一例

【山部，中央埋設 ($t_f=80\text{mm}$, $c=40\text{mm}$) の試験体】

図4.25に示す山部で中央埋設 ($t_f=80\text{mm}$, $c=40\text{mm}$) の試験体における実験結果の概要について述べる。いずれの試験体においても終局耐力に到達するまでは、ほぼ弾性的な挙動を示している。 $\theta=+30^\circ$ の試験体を除く3体では、破壊形式がいずれもコーン状破壊であり、弾性限耐力到達後、僅かに紡錘型の履歴曲線を示している。一方で、 $\theta=+30^\circ$ の試験体では、破壊形式として引張力によるインサートの破断であり、他の3体と比べても剛性が大きく、脆性的であるため、周辺コンクリートには大きなひび割れが確認されず、ひび割れによる損傷もかなり小さかった。終局耐力については、デッキ角度に相関性はなく、試験体ごとのばらつきが確認される。

【谷部，中央埋設 ($t_f=80\text{mm}$, $c=40\text{mm}$) の試験体】

図4.26に示す谷部で中央埋設 ($t_f=80\text{mm}$, $c=40\text{mm}$) の試験体における実験結果の概要について述べる。こちらもいずれの試験体についても終局耐力に到達するまでは、ほぼ弾性的な挙動を示している。 $\theta=-30^\circ$ の試験体のみ、コーン状破壊が確認されており、その他の試験体ではコンクリートのひび割れが確認された。これらの試験体では、インサートの中心からひび割れが放射状に広がっていることを確認し、変位の増大とともにそのひび割れ幅は大きくなっていった。谷部の試験体については、山部の試験体とは異なり、 θ が -90° になるにつれて、終局耐力が徐々に小さくなっていることが明らかである。

【山部，端部埋設 ($t_f=120\text{mm}$, $c=40\text{mm}$) の試験体】

図4.27に示す山部で端部埋設 ($t_f=120\text{mm}$, $c=40\text{mm}$) の試験体における実験結果の概要について述べる。いずれの試験体においても終局耐力に到達するまでは、ほぼ弾性的な挙動を示している。また、この4体の試験体に関しては、いずれの破壊形式もコーン状破壊であった。終局耐力については、中央埋設の時と同様、デッキ角度に相関性はなく、試験体ごとのばらつきが確認される。

【谷部，端部埋設 ($t_f=120\text{mm}$, $c=40\text{mm}$) の試験体】

図4.28に示す谷部で端部埋設 ($t_f=120\text{mm}$, $c=40\text{mm}$) の試験体における実験結果の概要について述べる。いずれの試験体も概ね終局耐力に到達するまでは、ほぼ弾性的な挙動を示しているが、 $\theta=-60^\circ$ の試験体については、終局耐力に到達後、荷重が緩やかに低下しながら変位が進んでいた。この際、試験体にはひび割れが進展していく状況が確認された。谷部で端部埋設の試験体についても、 $\theta=-30^\circ$ の試験体のみ、コーン状破壊が確認されており、その他の試験体ではコンクリートのひび割れが確認された。また、中央埋設の時と同様、 θ が -90° になるにつれて、終局耐力が徐々に小さくなっていることが明らかである。

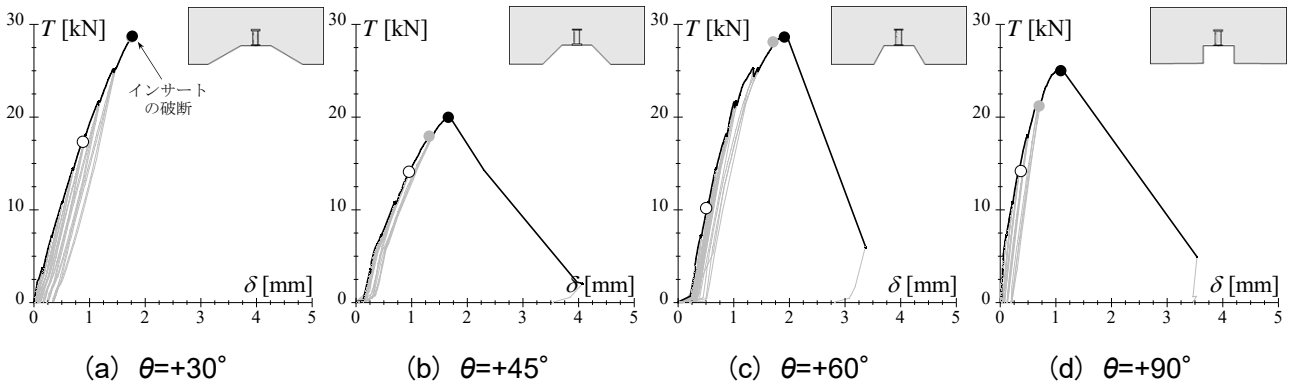


図4.25 引張実験における荷重変形関係 (山部, 中央埋設)

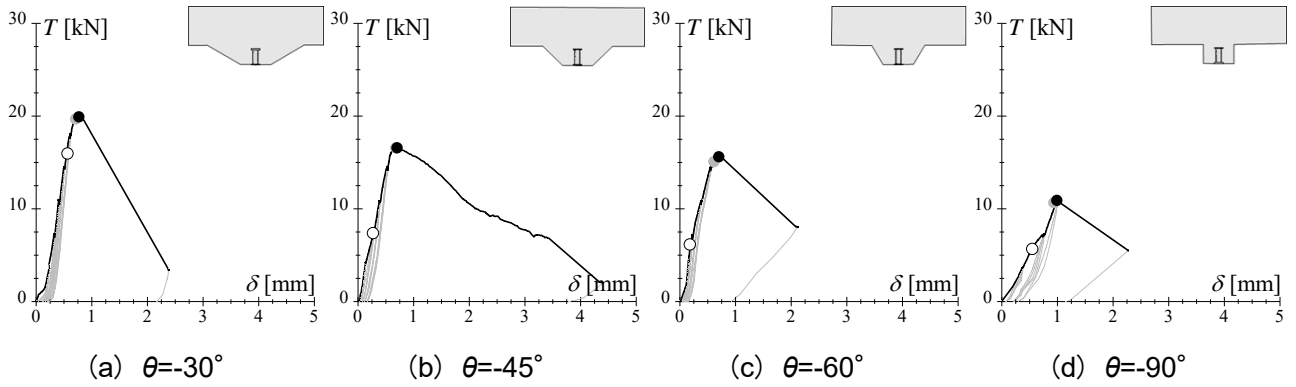


図4.26 引張実験における荷重変形関係 (谷部, 中央埋設)

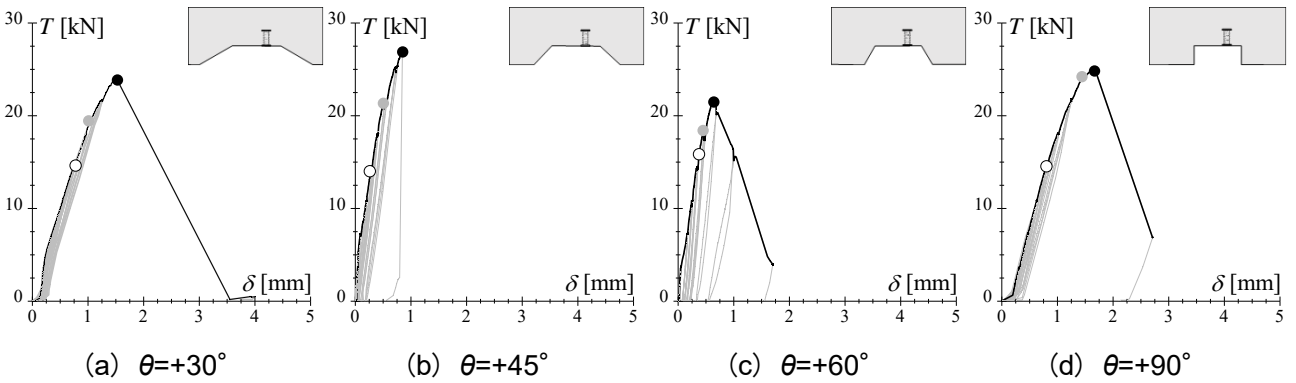


図4.27 引張実験における荷重変形関係 (山部, 端部埋設)

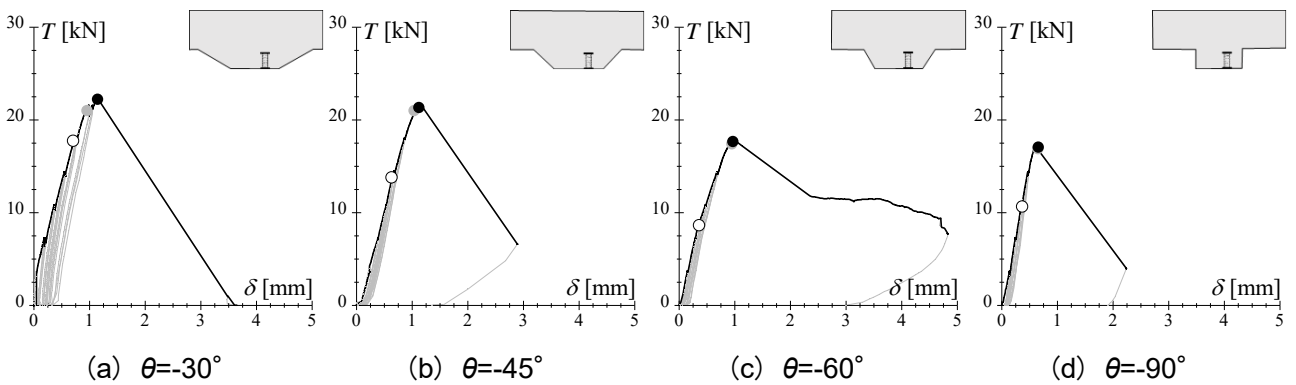


図4.28 引張実験における荷重変形関係 (谷部, 端部埋設)







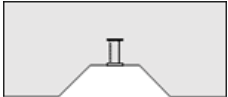

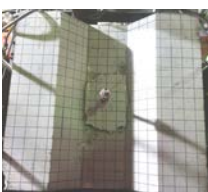
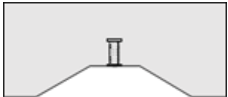

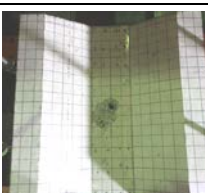
試験体	実際の破壊の様子	破壊形式	終局耐力
$\theta=+90^\circ$ 	 	コーン状破壊	25.1kN
$\theta=+60^\circ$ 	 	コーン状破壊	21.6kN
$\theta=+45^\circ$ 	 	コーン状破壊	20.1kN
$\theta=+30^\circ$ 	 	インサートの破断	28.8kN

図4.29 引張実験で確認された破壊形式（山部，中央埋設）





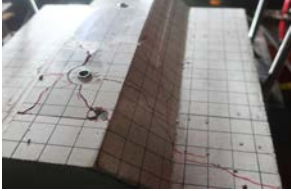
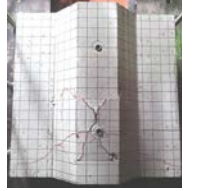

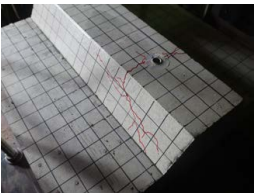

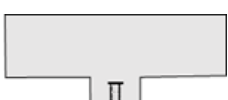
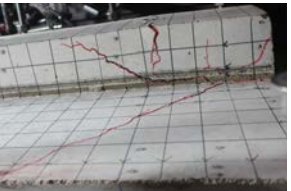
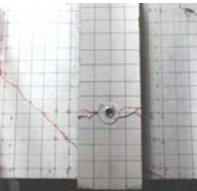
試験体	実際の破壊の様子	破壊形式	終局耐力
$\theta=-30^\circ$ 	 	コーン状破壊	20.1kN
$\theta=-45^\circ$ 	 	コンクリートのひび割れ	16.8kN
$\theta=-60^\circ$ 	 	コンクリートのひび割れ	15.8kN
$\theta=-90^\circ$ 	 	コンクリートのひび割れ	10.8kN

図4.30 引張実験で確認された破壊形式（谷部，中央埋設）

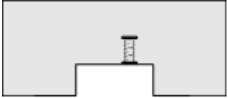

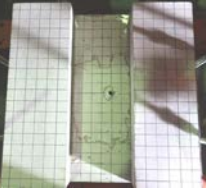

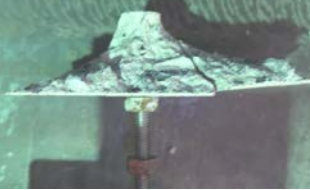
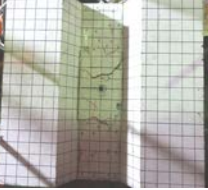





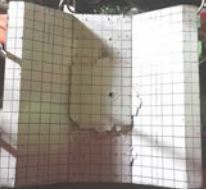
試験体	実際の破壊の様子	破壊形式	終局耐力
$\theta=+90^\circ$ 	 	コーン状破壊	24.7kN
$\theta=+60^\circ$ 	 	コーン状破壊	28.8kN
$\theta=+45^\circ$ 	 	コーン状破壊	26.8kN
$\theta=+30^\circ$ 	 	コーン状破壊	23.9kN

図4.31 引張実験で確認された破壊形式（山部，端部埋設）

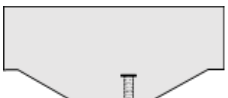



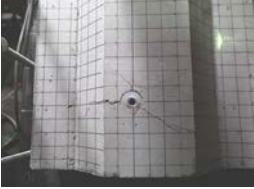
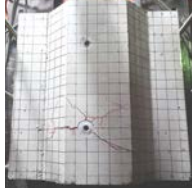
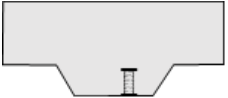
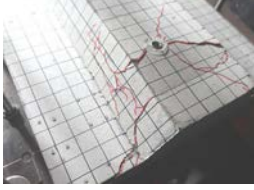
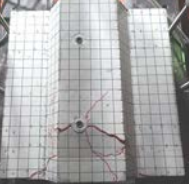
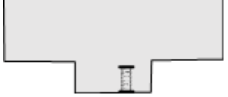
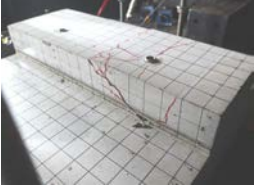
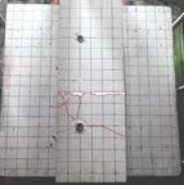
試験体	実際の破壊の様子	破壊形式	終局耐力
$\theta=-30^\circ$ 	 	コーン状破壊	22.3kN
$\theta=-45^\circ$ 	 	コンクリートのひび割れ	21.5kN
$\theta=-60^\circ$ 	 	コンクリートのひび割れ	17.8kN
$\theta=-90^\circ$ 	 	コンクリートのひび割れ	16.9kN

図4.32 引張実験で確認された破壊形式（谷部，端部埋設）

【谷部，中央埋設 ($t_f=80\text{mm}$, $c=40\text{mm}$) の試験体】

図4.33に示す谷部で中央埋設 ($t_f=80\text{mm}$, $c=40\text{mm}$) の試験体における実験結果の概要について述べる。 $\theta=30^\circ$, -45° , -60° の試験体では、いずれもほぼ同じ履歴曲線であり、終局耐力も12.0~14.0kN程度であり、ほぼ一定である。しかしながら、 $\theta=90^\circ$ の試験体では、終局耐力が8.0kN弱であり、他の3つの試験体に比べると耐力がかなり低いことがわかる。また、破壊形式についても $\theta=30^\circ \sim -60^\circ$ の試験体では、インサートの破断もしくは水平加力治具とインサートを繋ぐ挿入ねじ棒の破断が確認された、しかしながら、 $\theta=90^\circ$ の試験体では、インサートを中心に周辺コンクリートのひび割れが確認されており、耐力の大きさの違いと破壊形式の違いとの間に相関があると考えられる。

【谷部，端部埋設 ($t_f=120\text{mm}$, $c=40\text{mm}$) の試験体】

図4.34に示す谷部で中央埋設 ($t_f=120\text{mm}$, $c=40\text{mm}$) の試験体における実験結果の概要について述べる。こちらについても $\theta=30^\circ$, -45° , -60° の試験体では、いずれもほぼ同じ履歴曲線であり、終局耐力も11.0~13.0kN程度であり、ほぼ一定である。しかしながら、 $\theta=90^\circ$ の試験体では、負側の終局耐力が7.0kN弱であり、他の3つの試験体に比べると耐力がかなり低いことがわかる。ただし、正側の終局耐力は12.0kN程度あり、他の3つの試験体とほぼ同じ耐力を有している、これは、本実験では、端あき距離の大きい方から载荷を始めており、正側は十分な端あき距離があったためだと考えられる。また、破壊形式についても $\theta=30^\circ \sim -60^\circ$ の試験体では、インサートの破断もしくは水平加力治具とインサートを繋ぐ挿入ねじ棒の破断が確認された、しかしながら、 $\theta=90^\circ$ の試験体では、インサートを中心に周辺コンクリートのひび割れが進展していることが確認されており、耐力の大きさの違いと破壊形式の違いとの間に相関があると考えられる。

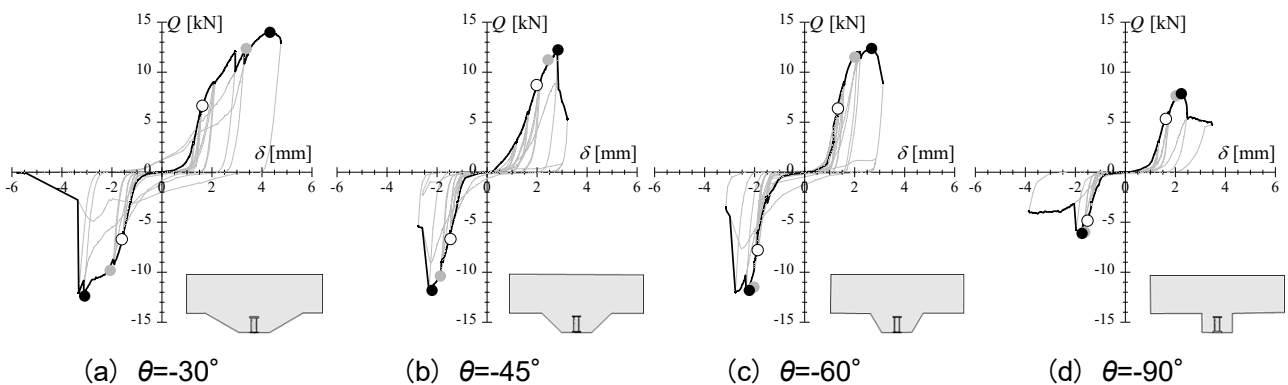


図4.33 せん断実験における荷重変形関係 (谷部，中央埋設)

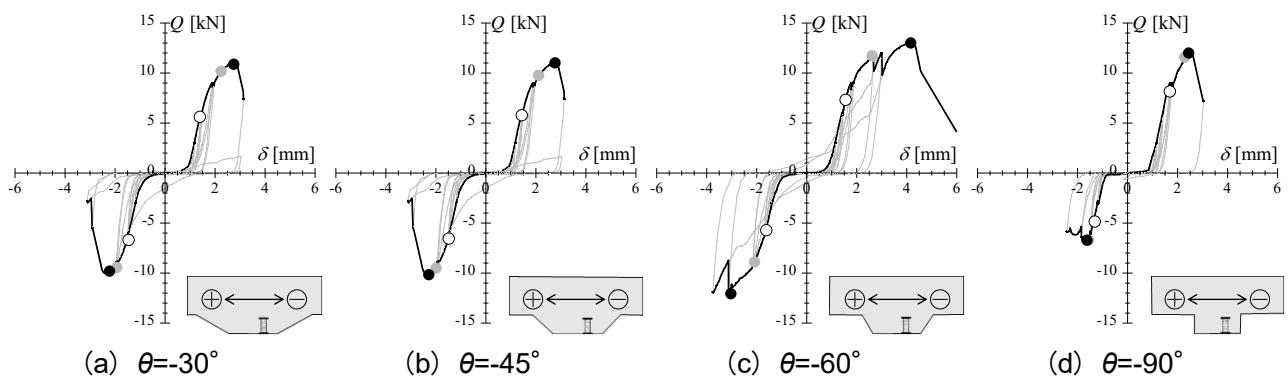


図4.34 せん断実験における荷重変形関係 (谷部，端部埋設)

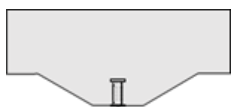

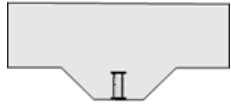
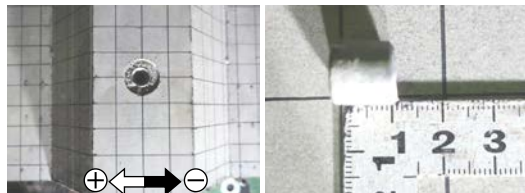
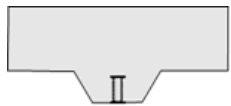
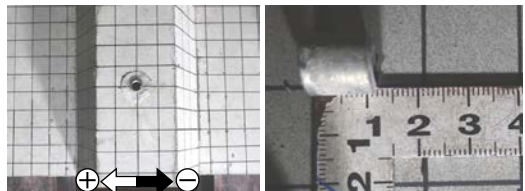
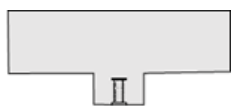
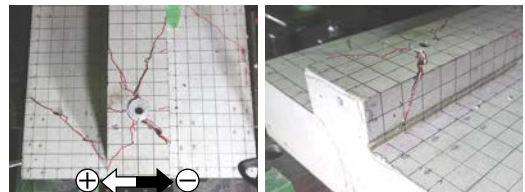
試験体	実際の破壊の様子	破壊形式	終局耐力
$\theta=-30^\circ$ 		挿入ねじ棒の破断	14.0kN
$\theta=-45^\circ$ 		インサートの破断	12.0kN
$\theta=-60^\circ$ 		インサートの破断	12.4kN
$\theta=-90^\circ$ 		コンクリートのひび割れ	7.96kN

図4.35 せん断実験で確認された破壊形式（谷部，中央埋設）

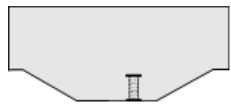

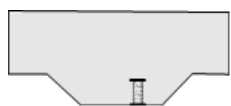
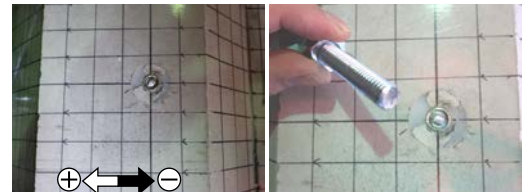
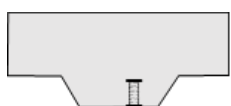


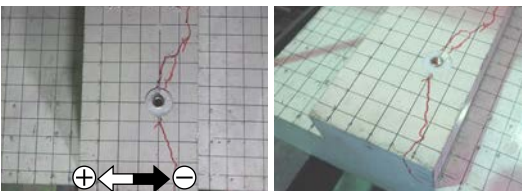
試験体	実際の破壊の様子	破壊形式	終局耐力
$\theta=-30^\circ$ 		インサートの破断	11.1kN
$\theta=-45^\circ$ 		挿入ねじ棒の破断	12.0kN
$\theta=-60^\circ$ 		挿入ねじ棒の破断	12.9kN
$\theta=-90^\circ$ 		コンクリートのひび割れ	6.9kN

図4.36 せん断実験で確認された破壊形式（谷部，端部埋設）

4.3.2 引張耐力の評価

前項までの引張実験の結果に基づき、インサートの引張耐力の評価を行う。純引張実験では、大部分の試験体で周辺コンクリートのコーン状破壊が確認されたことから、本項では、コーン状破壊耐力の評価を中心に検討を行う。日本建築学会の「各種合成構造設計指針・同解説（2023）」^{4.8)}の頭付アンカーボルトにおけるコーン状破壊耐力 F_p は次式で定めている。

$$F_p = \phi \cdot 0.31 \sqrt{F_c} \cdot A_c \tag{4.2}$$

ここで、

ϕ : 低減係数で、長期で1/3、短期で2/3を用いる。

F_c : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

A_c : コーン状破壊面の有効水平投影面積で、 $A_c = \pi l_{ce} (l_{ce} + B)$ を用いる。 l_{ce} は、頭付アンカーボルトの強度算定用埋込長さで、 B は頭付アンカーボルト頭部の直径である。
である。

まず、(4.2)式による引張耐力を評価するにあたり、コンクリートの形状の違いに伴うコーン状破壊面の有効水平投影面積について考える必要がある。そこで本検討では、コンクリートのデッキ部分の形状の違いに伴い、有効水平投影面積の仮定を図4.37に示すように考える。まず、谷部試験体については、インサート中心からコンクリート躯体端部までの距離であるへりあき寸法が不足するため、不足分の有効水平投影面積として評価する。その際、コーン破壊面とデッキ傾斜部の交差する部分までを水平投影した面積も考慮に入れる(図4.37(a))。一方で、山部試験体については、コーン破壊面とデッキ平行部の延長線と交差する部分での水平投影面積を考えるが、谷部試験体とは異なり、山部試験体では、デッキ角度が大きくなるにつれて($\theta \rightarrow +90^\circ$)、インサート下部におけるコンクリートの厚みが増幅することが考えられ、このことがインサートの引張耐力に影響を与える可能性がある(図4.37(b)の黄色部分)。実際、4.3.1での実験結果からもわかるように、山部試験体におけるインサートの引張耐力はばらつきはあるものの、デッキ角度が大きくなるにつれて($\theta \rightarrow +90^\circ$)、耐力が僅かに大きくなる傾向がある。以上のことを踏まえて、コンクリートの厚みの増幅がインサートの引張耐力の増加に係る係数を本論文では、割増係数 β と定義する。ここで、山部試験体のコーン状破壊耐力を検討するにあたっての有効水平投影面積 A_c を改めて図4.38に示す。有効水平投影面積 A_c のうち、デッキの凹の部分に投影される

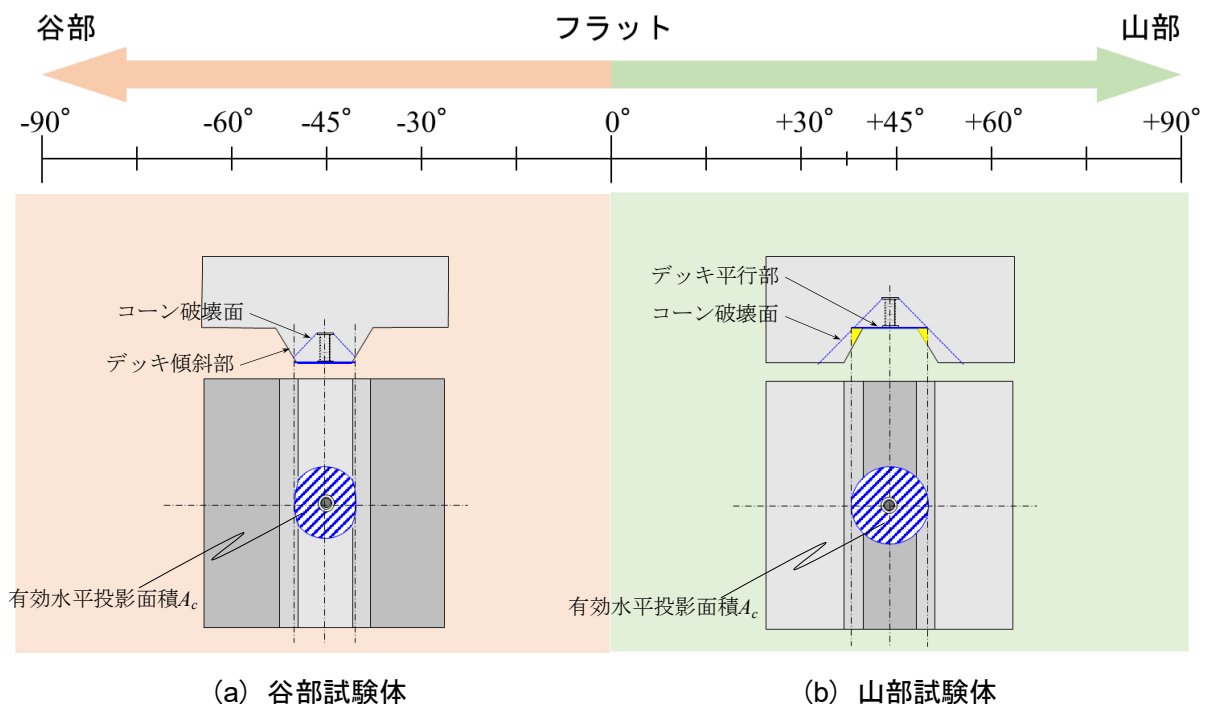


図4.37 有効水平投影面積の考え方

面積を αA_c (図4.38の青色部分) とすると、それ以外の部分の面積は $(1-\alpha)A_c$ となる (図4.38の赤色部分) . すなわち、有効水平投影面積のうち $(1-\alpha)A_c$ の部分は、コンクリートの厚みの増幅に係る部分であることから、山部試験体において、コンクリートの厚みの増幅の影響を考慮した耐力 F_{p_cal} は、次式で表される。

$$F_{p_cal} = \{\alpha A_c + \beta(1-\alpha)A_c\} \cdot 0.31\sqrt{F_c} \quad (4.3)$$

ここで、 β はコンクリートの厚みの増幅に伴う割増係数で、山部試験体の引張耐力の実験値 F_{p_exp} から逆算して得た値である。すなわち、割増係数 β は次式で算出される。

$$\beta = \frac{F_{p_exp} - \alpha A_c \cdot 0.31\sqrt{F_c}}{(1-\alpha)A_c \cdot 0.31\sqrt{F_c}} \quad (4.4)$$

フラットな試験体も含め山部試験体におけるデッキ角度 $\theta(\geq 0^\circ)$ と割増係数 β との関係を図4.39の○にて示す。コーン状破壊耐力の一般的な考え方に基いて、フラットな試験体の場合、すなわちデッキ角度 $\theta=0^\circ$ のとき、コンクリートの厚みはないため、 β は1.0となる。したがって、デッキ角度 $\theta=0^\circ$ における β の値を β_0 としたとき、(4.4)式にて得た値を β_0 で除し、さらに、これらのデータを-1.0だけオフセットする (図4.39の●)。ここで、これらのデータに関する回帰曲線を算出し、デッキ角度 $\theta=0^\circ$ における β の値が1.0となるように、この回帰曲線を+1.0だけオフセットする (図4.39の赤線)。これが本検討におけるコンクリートの厚みの増幅に伴う引張耐力の評価にあたっての割増係数 β となり、 θ の関数で次式で表される。

$$\beta = 0.0061\theta + 1 \quad (4.5)$$

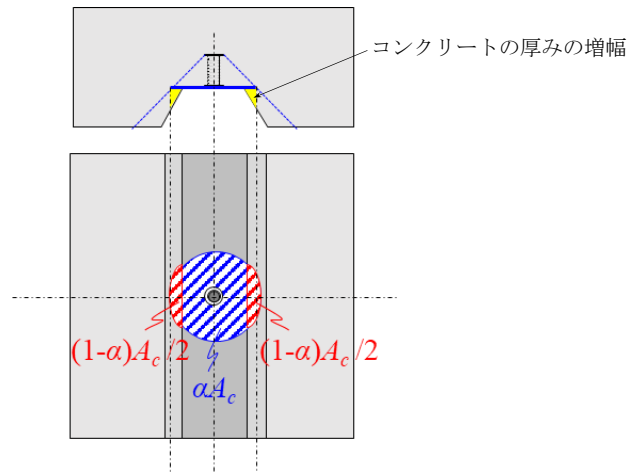


図4.38 山部試験体における有効水平投影面積とコンクリートの厚みの増幅の考慮

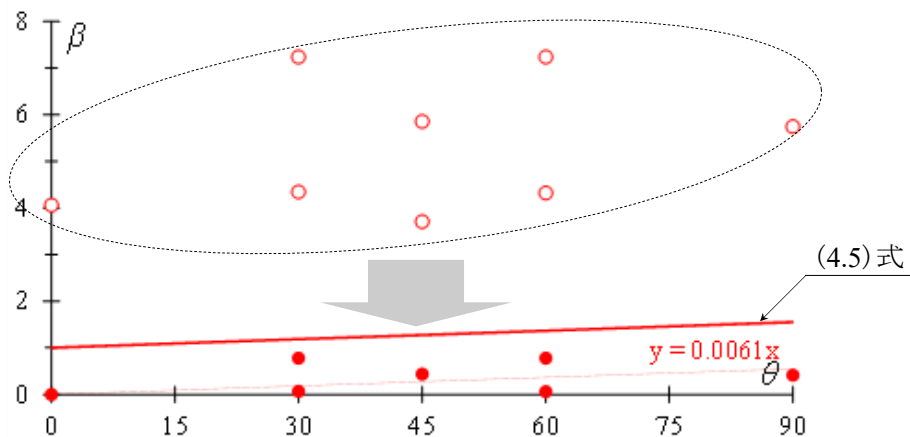


図4.39 割増係数 β とデッキ角度 θ との関係

これまで示したコーン状破壊面の有効水平投影面積の考え方を基に、引張実験により得たインサートの引張耐力を評価する。まず、Flat ver.の試験体 ($\theta=0^\circ$) の場合、5種類のインサートに対して引張実験を実施したため、インサートの種類の違いとコンクリートブロックのデッキ形状の違いを基に引張耐力を評価する。まず、Flat ver.の試験体 ($\theta=0^\circ$) について、5種類のインサートの引張耐力の評価を図4.40に示す。図の縦軸は実験値で、横軸は(4.2)式による計算値である。5種類のインサートのうち、合板型枠用インサート(図の緑プロット)は、埋込長さが32.5mmであるため、耐力が他のインサート(埋込長さ: 45mm)よりも小さく出ている。図では、(4.2)式による計算値について、低減係数 $\phi=1.0$ で評価した場合と $\phi=2/3$ で評価した場合を示しており、それぞれ塗りつぶしのプロット、白抜きのプロットで示している。いずれの試験体においても低減係数を考慮しない場合($\phi=1.0$ で評価した場合)において十分安全側に評価できていることがわかる。デッキプレート用のインサート(白・青・黄・赤)は、いずれも埋込長さが45mmであるが、引張耐力の大きさが17.7~23.4kNの間でばらついており、従来型(黄・赤)よりもコンクリートに完全に埋め込まれた改良型(白・青)の耐力の方がより大きくなっている。また、有効ねじ長さの違いが引張耐力に与える影響を、改良型・従来型インサートのそれぞれでみると、有効ねじ長さが長いほど引張耐力が大きくなっていることがわかる。ただし、有効ねじ長さの違いが引張耐力の大きさに与える影響は小さい、一方で、埋込長さの短い合板型枠用インサート(緑)と比較すると、それ以外のインサートと耐力に大きな差が生じていることから、インサートの埋込長さが引張耐力の大きさに与える影響が大きいとわかる。次いで、DPL ver.の試験体における引張耐力の評価についてインサートの埋設位置に分けて図4.41に示す。図の縦軸はコーン状破壊耐力 F_p であり、横軸はコンクリートブロックのデッキ角度 θ である。 $0^\circ < \theta \leq 90^\circ$ は山部試験体であり、 $-90^\circ \leq \theta < 0^\circ$ は谷部試験体を表している。また、図4.37での考え方に基づいて、計算値を低減係数 $\phi=2/3$ 、 1.0 の場合に分けて直線で併せて示している。中央埋設、端部埋設いずれにおいても低減係数を考慮しない(つまり $\phi=1.0$) 場合においても、計算値は実験値を安全側に評価できているといえる。さらに、計算値の傾向は実験値の傾向を、山部側、谷部側ともに顕著に捉えている。次いで、実験値のデータをフラット時($\theta=0^\circ$) の引張耐力 F_{p0} で除して無次元化して示したものを図4.42に示す。図の縦軸は、フラット時の引張耐力に対するデッキ時の引張耐力の割合で、横軸はコンクリートのデッキ角度 θ である。無次元化して表現した場合、中央埋設・端部埋設の試験体で、耐力の増減具合に違いが確認できる。中央埋設の場合は、谷部試験体の耐力が最大50%程度まで低下しており、山部試験体の耐力が最大35%程度まで増加している。一方、端部埋設の場合は、谷部試験体の耐力が最大80%程度まで低下しており、山部試験体の耐力が最大30%程度まで増加している。なお、中央埋設・端部埋設の試験体のデッキ角度の違いに伴う引張耐力の変化具合は、計算値の傾向ともよく整合している。

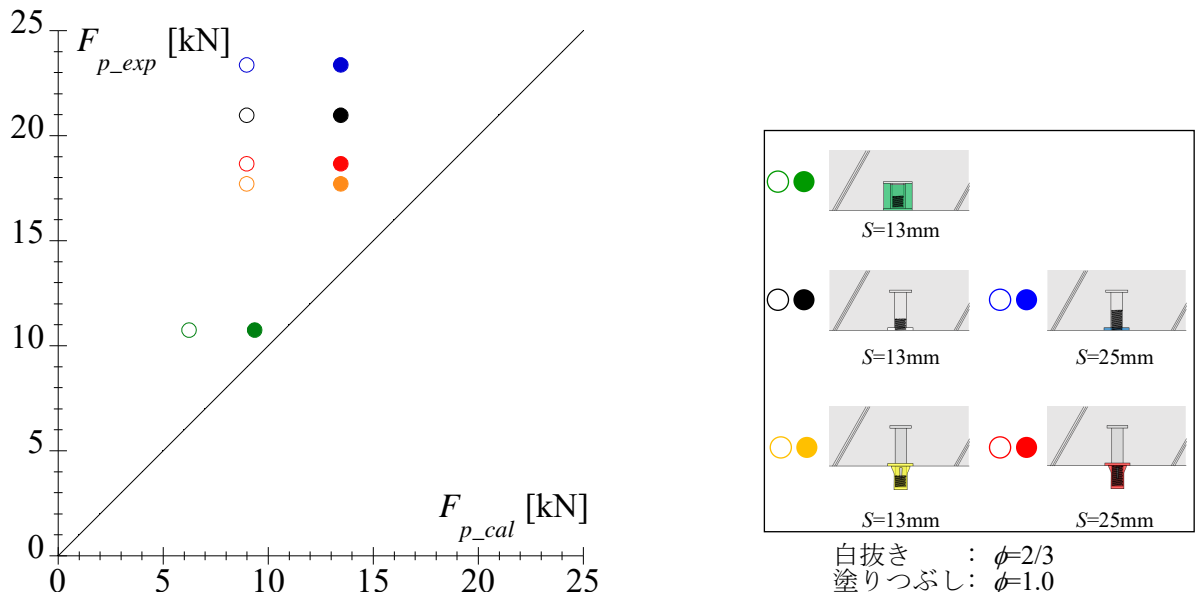


図4.40 インサートの引張耐力の評価 (Flat ver.試験体)

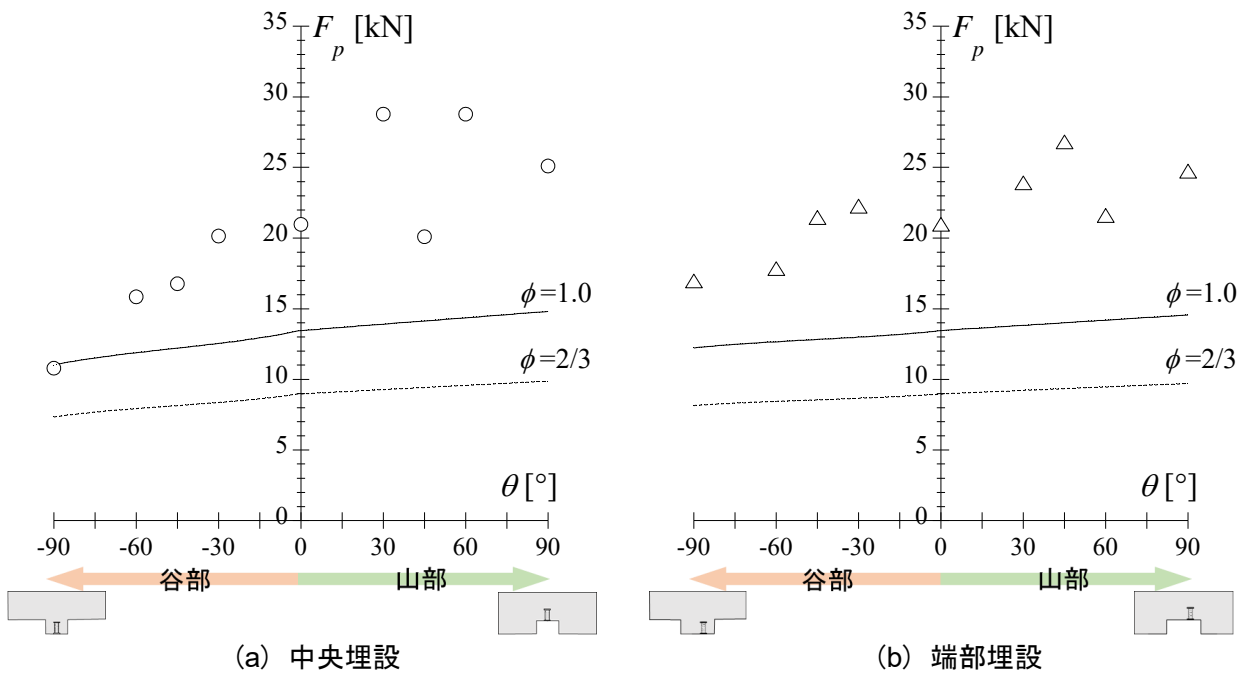


図4.41 インサートの引張耐力の評価 (DPL ver.試験体)

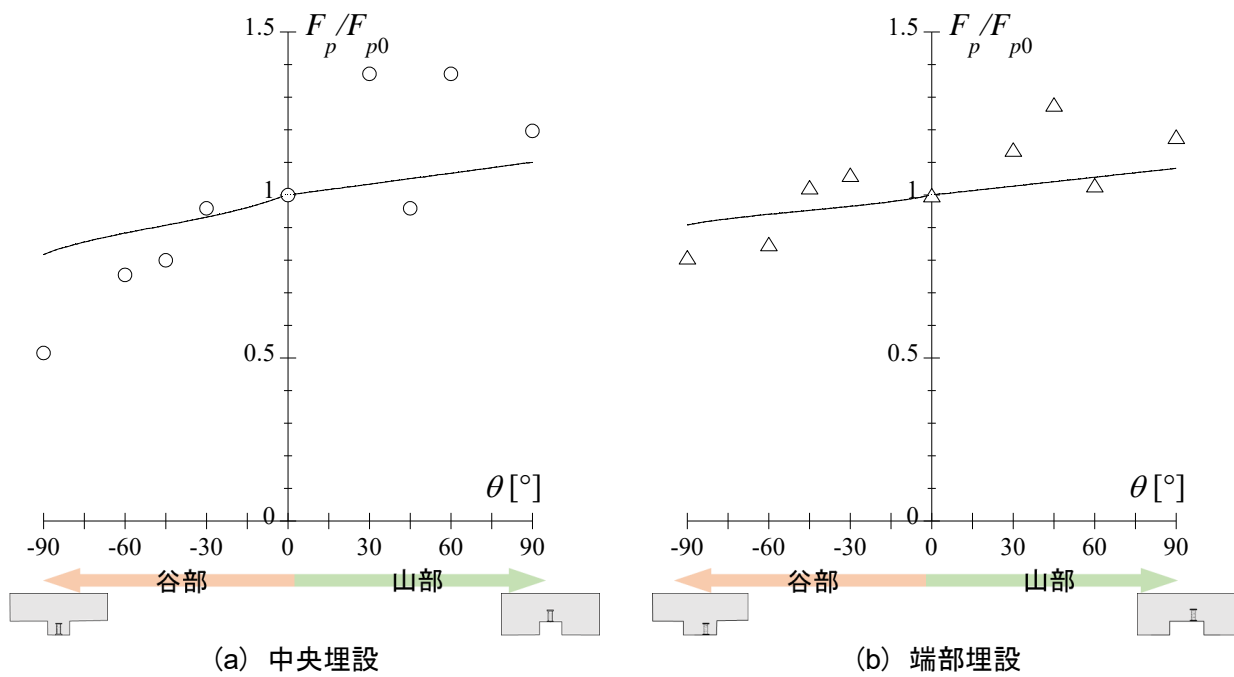


図4.42 インサートの引張耐力の評価 (DPL ver.試験体, F_{p0} で無次元化)

4.3.3 せん断耐力の評価

せん断実験の結果に基づき、インサートのせん断耐力の評価を行う。純せん断実験では、インサートの破断の他に、水平加力治具とインサートを接続する挿入ボルトの破断および周辺コンクリートのひび割れが確認された。本項では、デッキ形状の違いの影響を含めて、せん断耐力（弾性限耐力、降伏耐力、終局耐力）の評価を行う。インサートのせん断耐力の評価を行うにあたり、日本建築学会の「各種合成構造設計指針・同解説（2023）」^{4.8)}における頭付きアンカーボルトの評価式を用いる。コンクリート中に定着された頭付きアンカーボルト1本あたりの許容せん断力 Q_a は、(4.6)式、(4.7)式および(4.8)式で算定される値のうち、もっとも小さい値とする。

$$Q_{a1} = \phi_1 \cdot {}_s\sigma_{qa} \cdot {}_{sc}a \quad (4.6)$$

$$Q_{a2} = \phi_2 \cdot {}_c\sigma_{qa} \cdot {}_{sc}a \quad (4.7)$$

$$Q_{a3} = \phi_2 \cdot {}_c\sigma_t \cdot A_{qc} \quad (4.8)$$

ここで、

Q_{a1} : インサートのせん断強度により決まるせん断耐力(N)

Q_{a2} : コンクリートの支圧強度により決まるせん断耐力(N)

Q_{a3} : コンクリートのコーン状破壊により決まるせん断耐力(N)

ϕ_1, ϕ_2 : 低減係数であり、前者は長期2/3、短期1.0、後者は長期1/3、短期2/3を用いる。

${}_s\sigma_{qa}$: 頭付きアンカーボルトのせん断強度で、 ${}_s\sigma_{qa}=0.7{}_s\sigma_y$ とする。(N/mm²)

${}_s\sigma_y$: 頭付きアンカーボルトの規格降伏点強度(N/mm²)

${}_{sc}a$: 頭付きアンカーボルトの軸部断面積とねじ部有効断面積のうち、小さい方の値とする。(mm²)

${}_c\sigma_{qa}$: コンクリートの支圧強度で、 ${}_c\sigma_{qa}=0.5\sqrt{F_c \cdot E_c}$ とする。(N/mm²)

${}_c\sigma_t$: コーン状破壊に対するコンクリートの割裂強度で、 ${}_c\sigma_t=0.31\sqrt{F_c}$ とする。ただし、軽量コンクリートを用いる場合は、この値の90%とする。(N/mm²)

F_c : コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数(N/mm²)

A_{qc} : せん断力方向の側面におけるコーン状破壊面の有効水平投影面積で、 $A_{qc}=0.5\pi c^2$ とする。(mm²)

c : へりあき寸法(mm)

である。

まず、Flat ver.の試験体 ($\theta=0^\circ$) について、5種類のインサートのせん断耐力の評価を図4.43に示す。図の縦軸は実験値で、横軸は(4.6)式～(4.8)式により決まる計算値である。本検討における計算値は、(4.6)式～(4.8)式で算定される値の最小値で評価した場合で検討を行っている。なお、本検討における計算値では、低減係数を乗じて実験値を評価している。図より、合板型枠用インサート(緑)および改良型のデッキプレート用のインサート(白・青)については実験値を安全側に評価している一方で、従来型のインサート(黄・赤)については実験値を危険側に評価する結果となった。従来型のインサートは、ねじ部がコンクリート面から突出する形となっており、せん断力が作用した際、応力がねじ部のみに集中し、コンクリート内部にまで伝達していない可能性があり、実験値が計算値よりも小さい値に

なつたと考えられる。次いで、DPL ver.の試験体について、改良型のインサート（白）のせん断耐力の評価を図4.44に示す。図の縦軸は実験値で、横軸は(4.6)式～(4.8)式により決まる計算値である。本検討における計算値は、(4.6)式～(4.8)式で算定される値の最小値で評価した場合(図4.44(a))に加えて、本実験にてインサートの破断が破壊形式として数多く確認されたことを踏まえて、(4.6)式で算定される、インサートのせん断強度により決まるせん断耐力 Q_{a1} で評価した場合(図4.44(b))も併せて行った。また、図では中央埋設の場合を○で、端部埋設の場合を△で示している。実験結果より、(4.6)式～(4.8)式で算定される値の最小値で評価した場合は、いずれの試験体も安全側の評価となった。一方で、 Q_{a1} で評価した場合は、一部の試験体を過大評価する結果となった。ただし、この2体の試験体については、デッキ角度が $\theta=90^\circ$ の試験体で、破壊形式もインサートの破断とは異なり、周辺コンクリートのひび割れが確認されたものである。以上のことから、谷部試験体においてデッキ角度が 90° に近づく場合は、耐力の著しい低下が見られるため、注意が必要である。

最後に、デッキ角度の違いに応じてせん断耐力の推移を確認するために、DPL ver.の試験体におけるせん断耐力の評価を、正側と負側に分けて図4.45に示す。図の縦軸はせん断耐力で弾性限耐力(○, △)、降伏耐力(●, ▲)、終局耐力(●, ▲)に分けて示している。図の横軸はデッキ角度であり、フラット試験体($\theta=0^\circ$)も含めて、 $\theta=90^\circ$ まで示している。なお、谷部試験体についてはデッキ角度を負と定義していたが、本評価にあたってのみ、せん断耐力の推移をわかりやすくするために、符号をつけずに表現している。また、図中の丸プロットはDPL ver.試験体における、インサートが中央埋設された試験体で、三角プロットは端部埋設された試験体である。なお、本実験における端部埋設の試験体では、端あき距離の長い方を正側としている。実験結果より、いずれのデッキ角度の試験体においても弾性限耐力は終局耐力の6割程度の値となっている。また、正側については、ばらつきはあるが、いずれの試験体においてもほぼ同等の耐力の推移となっている。一方で、負側では $\theta=0^\circ \sim 60^\circ$ までは、多少のばらつきはあるが、ほぼ同じ耐力分布となっている一方で、 $\theta=90^\circ$ では、埋設の位置に関わらず耐力が半分程度の値になっている。次いで、フラット時($\theta=0^\circ$)におけるせん断耐力に対する各デッキ角度におけるせん断耐力の比 Q/Q_0 を縦軸にとり、整理したグラフを図4.46に示す。図より、デッキ角度 $\theta=60^\circ$ までは、谷部試験体のせん断耐力がフラット時($\theta=0^\circ$)におけるせん断耐力の±30%の範囲に収まっており、ばらつきの範囲と考えると、デッキ角度の違いによるせん断耐力の影響は殆どないといえる。しかしながら、デッキ角度 $\theta=90^\circ$ では、フラット時($\theta=0^\circ$)におけるせん断耐力の60~70%まで低下しており、デッキ角度 $\theta=60 \sim 90^\circ$ の範囲において、せん断耐力が急激に低下する境界が存在することが考えられる。最後に本実験におけるせん断実験の試験体および実験結果一覧を表4.3に示す。

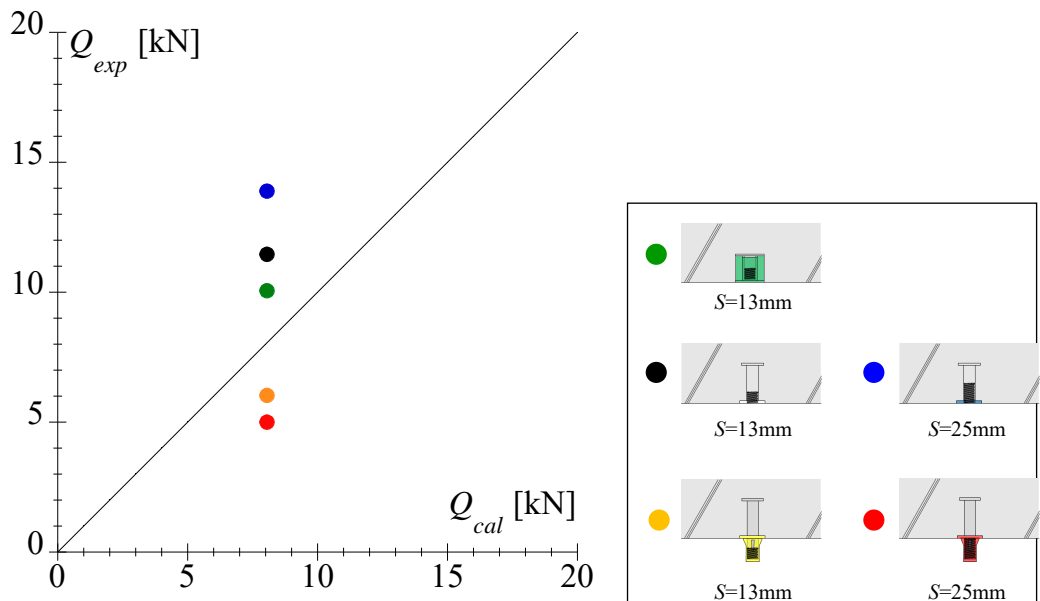


図4.43 せん断耐力（終局耐力）の評価（Flat ver.の試験体）

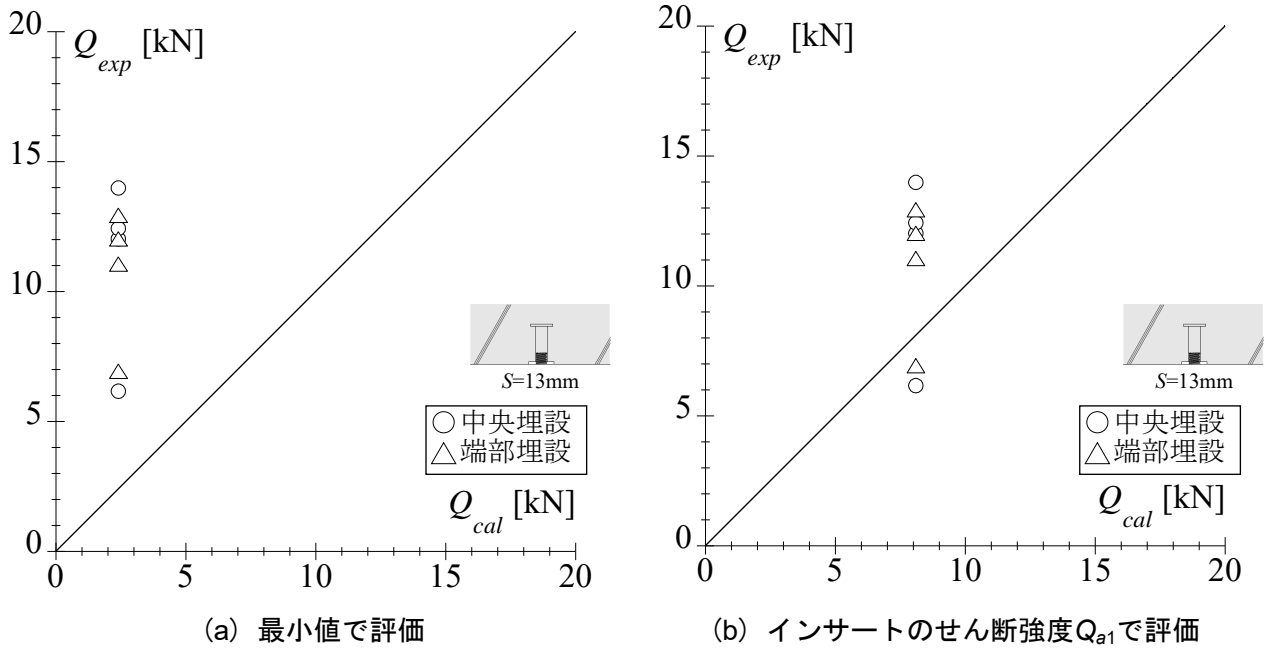


図4.44 せん断耐力（終局耐力）の評価（DPL ver.の試験体）

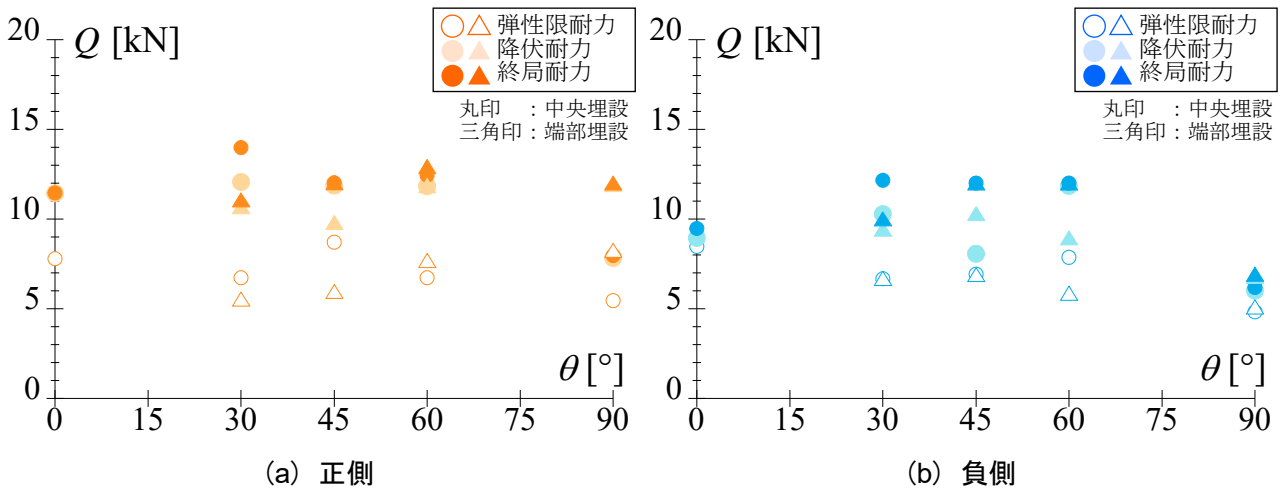


図4.45 せん断耐力の評価

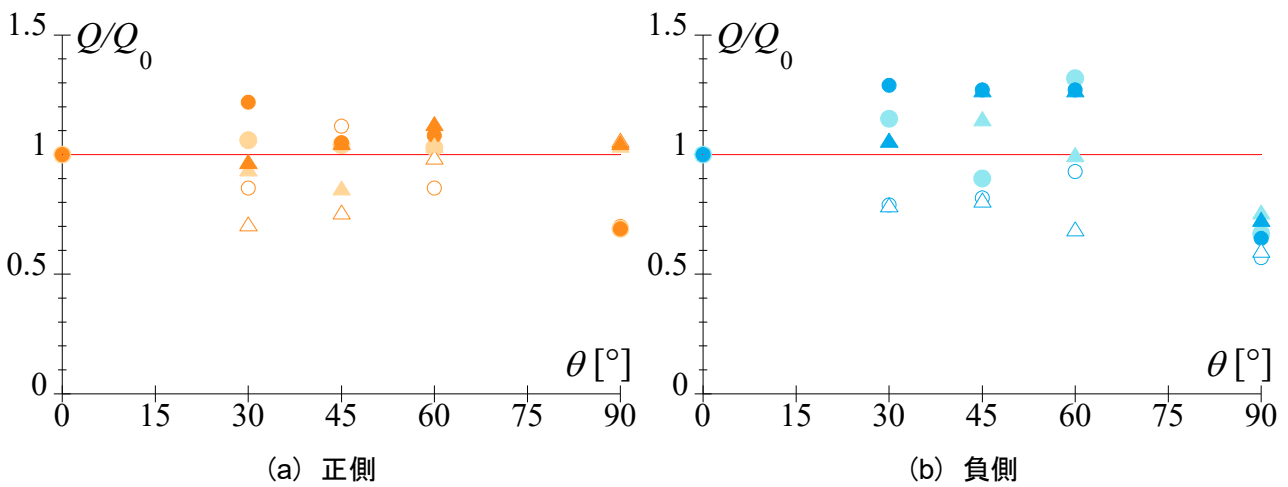
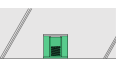


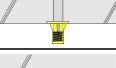




図4.46 せん断耐力の評価（縦軸をフラット時の耐力で無次元化）

表4.3 せん断実験における試験体と実験結果一覧

試験体名	インサート種類	ねじの呼び径	頭径 B [mm]	有効ねじ長さ S [mm]	埋込長さ L [mm]	コンクリートの形状	インサートの埋設位置	デッキ幅 t_f [mm]	端あき距離 c [mm]	デッキの角度	荷重パターン	実験結果	
												破壊形式	終局耐力 Q_u [kN]
TC-G-S-C		W3/8	32	13	32.5	フラット	-	-	95	0°	正負交番漸増繰り返し	インサートの破断	10.06
SHF-W-S-C			13	11.46									
SHF-B-S-C			25	13.89									
SH-Y-S-C			13	6.03									
SH-R-S-C			25	5.00									
Dt-S-C-30-sym			22	13	45						デッキ(谷部)	中央	80
Dt-S-C-45-sym		-45°				正負交番漸増繰り返し	インサートの破断	12.03					
Dt-S-C-60-sym		-60°				正負交番漸増繰り返し	インサートの破断	12.43					
Dt-S-C-90-sym		-90°				正負交番漸増繰り返し	コンクリートのひび割れ	6.17					
Dt-S-C-30-asym		-30°				正負交番漸増繰り返し	インサートの破断	11.06					
Dt-S-C-45-asym		-45°				正負交番漸増繰り返し	挿入ねじ棒の破断	12.03					
Dt-S-C-60-asym		-60°				正負交番漸増繰り返し	挿入ねじ棒の破断	12.93					
Dt-S-C-90-asym		-90°				正負交番漸増繰り返し	コンクリートのひび割れ	6.93					

4.4 インサートの組合せ応力下に対する力学挙動と損傷制御に関する検討

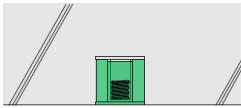
本節では、引張力とせん断力が同時に作用した際の組合せ応力下に対するインサートの力学挙動について検討する。本実験ではまず、Flat ver.のコンクリートに埋設されたインサート5種類に対して引張力の大きさを4パターンに分類して計20体の組合せ実験を行う。その後、得られた実験結果を基に、組合せ応力下でのインサートの耐力をM-N相関曲線に基づいて定性的な評価を行う。さらに、組合せ応力下におけるインサートのスリップ挙動の変化についても着目して、損傷制御のための弾性限耐力について検討を行う。

4.4.1 実験結果の概要

組合せ実験では、インサート5種類に対して引張力の大きさを4パターンに分類して計20体の組合せ実験を行っている。いずれの種類インサートについても、引張力が大きくなるほどせん断耐力が小さくなることが確認されている。また、引張耐力とせん断耐力の関係は、(4.1)式からなる曲線に概ねプロットされることも確認している。本実験における破壊形式としては、大部分の試験体でインサートの破断が確認された。各試験体の組合せ実験における荷重変形関係を図4.47~51に示す。各図では、引張力4パターンにおけるせん断側の荷重変形関係を示している。図の縦軸はせん断荷重 Q であり、横軸は試験体のせん断側の変形 δ である。なお、せん断側は正負交番漸増繰返し载荷としており、図中には実験中に計測した履歴曲線を灰色線で示すとともに、履歴曲線から得られる包絡曲線を黒色線で示している。また、図中では試験体の弾性限耐力 Q_e を○、降伏耐力 Q_y を●、終局耐力 Q_u を●で示している。各耐力の定義は図4.17と同様である。

【合板型枠用インサート ($S=13\text{mm}$) の試験体】

図4.47に示す合板型枠用インサート (TC-G, $S=13\text{mm}$) の試験体の実験結果の概要について述べる. このインサートに対する組合せ実験では, いずれの荷重パターンにおいても, せん断側の終局耐力は $7.9\sim 9.0\text{kN}$ 程度であり, 引張耐力とせん断耐力の関係が必ずしも (4.1) 式に準ずる結果ではなかった. ただし, 引張力の増加に伴うせん断耐力が徐々に低下していることが確認された. また, 引張荷重は比較的小さい荷重パターン (a) (b) では, 紡錘型の履歴を示しているのに対して, 引張荷重が比較的大きい荷重パターン (c) (d) では, 明確な塑性化が確認されず, 比較的脆性的な挙動を示している. 破壊形式については, いずれの試験体においてもインサートの破断を確認した (図4.52).



試験体TC-G ($S=13\text{mm}$)

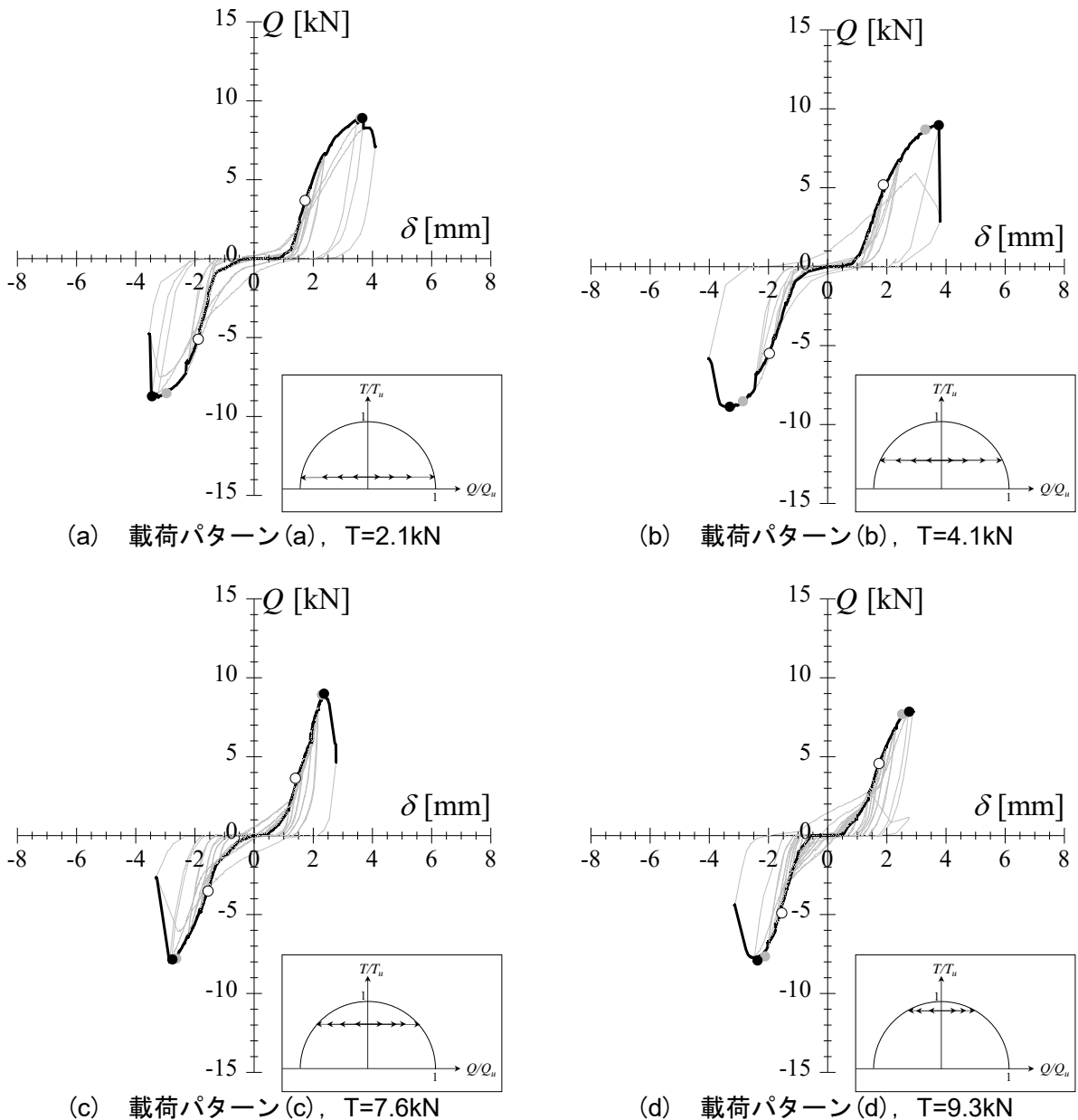
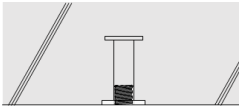


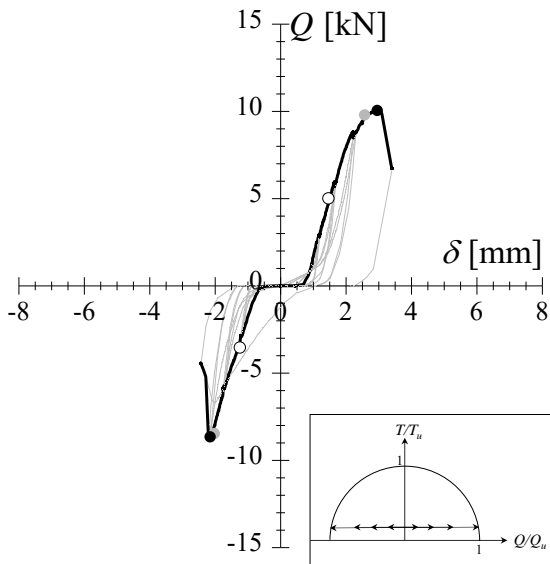
図4.47 荷重変形関係 (TC-G, $S=13\text{mm}$)

【デッキプレート用インサート(改良型, $S=13\text{mm}$)の試験体】

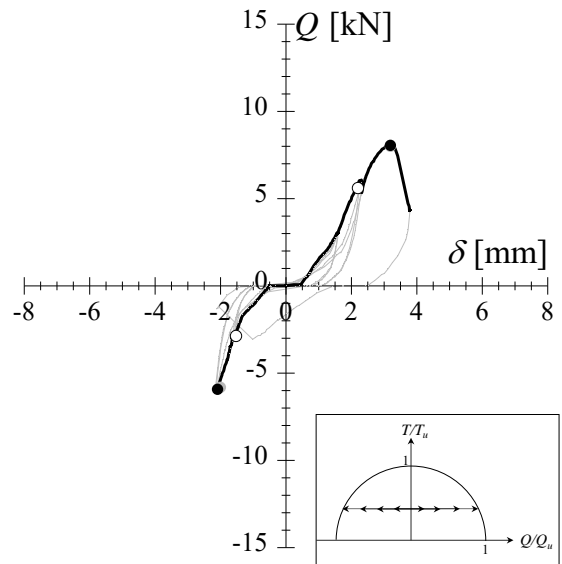
図4.48に示すデッキプレート用インサート (SHF-W, $S=13\text{mm}$) の試験体の実験結果の概要について述べる. このインサートに対する組合せ実験では, 引張力の増加に伴うせん断耐力の減少が顕著に確認された. また, 引張耐力とせん断耐力の関係が(4.1)式に準ずる結果となり, 組合せ応力の影響を確認できる. さらに, 引張力の増加とともに終局耐力だけではなく, 弾性限耐力の減少も確認された. なお, 破壊形式については, いずれの試験体においてもインサートの破断を確認したが, 引張荷重がもっとも大きい荷重パターン(d)では, インサートを中心に周辺コンクリートのひび割れが広がっており, コーン状破壊にやや近い状況も確認された (図4.53) .



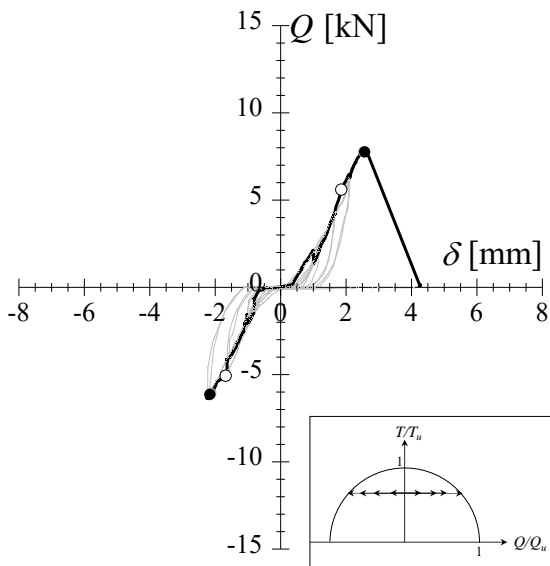
試験体SHF-W ($S=13\text{mm}$)



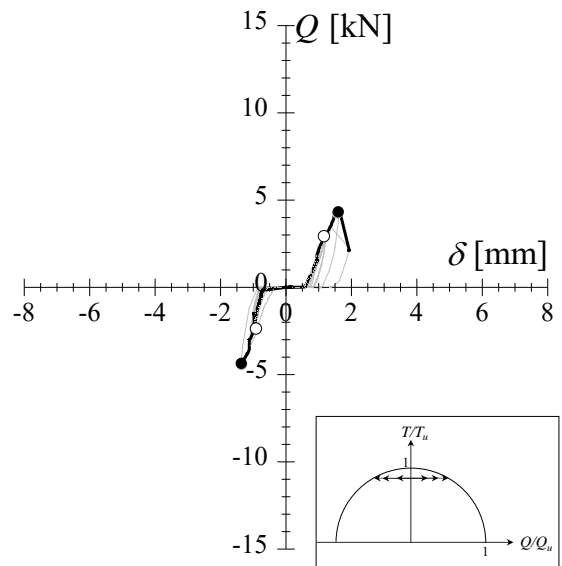
(a) 荷重パターン(a), $T=4.4\text{kN}$



(b) 荷重パターン(b), $T=8.4\text{kN}$



(c) 荷重パターン(c), $T=15.5\text{kN}$

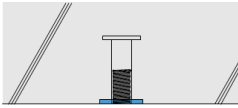


(d) 荷重パターン(d), $T=19.0\text{kN}$

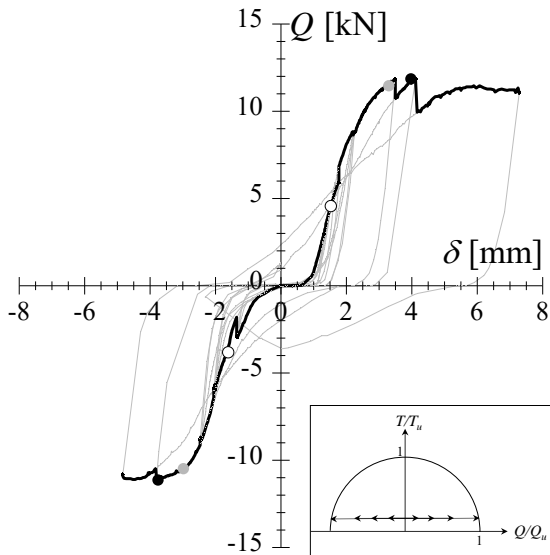
図4.48 荷重変形関係 (SHF-W, $S=13\text{mm}$)

【デッキプレート用インサート(改良型, $S=25\text{mm}$)の試験体】

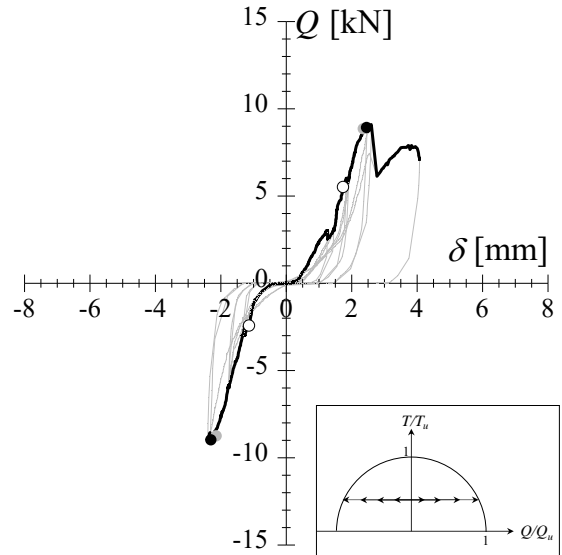
図4.49に示すデッキプレート用インサート (SHF-B, $S=25\text{mm}$) の試験体の実験結果の概要について述べる. このインサートに対する組合せ実験においても, 引張力の増加に伴うせん断耐力の減少が顕著に確認された. また, 引張耐力とせん断耐力の関係が(4.1)式に準ずる結果となり, 組合せ応力の影響を確認できる. さらに, 引張力の増加とともに終局耐力だけではなく, 弾性限耐力の減少も確認された. なお, 破壊形式については, 4体中3体の試験体においてもインサートの破断を確認している. そのうち1体の試験体は, 荷重パターン(a)については, インサートと水平加力治具を接続する挿入ボルトの破断が確認された. 引張荷重がもっとも大きい荷重パターン(d)については, 周辺コンクリートのひび割れ等は確認されず, 他の荷重パターンとほぼ同等の壊れ方を確認している (図4.54) .



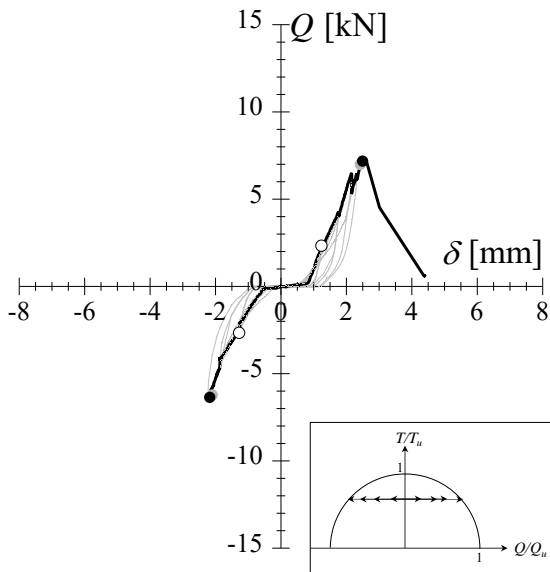
試験体SHF-B ($S=25\text{mm}$)



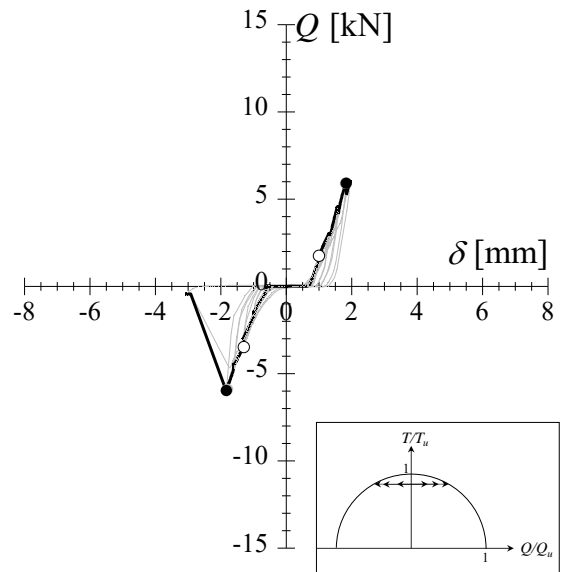
(a) 荷重パターン(a), $T=4.6\text{kN}$



(b) 荷重パターン(b), $T=8.9\text{kN}$



(c) 荷重パターン(c), $T=16.5\text{kN}$

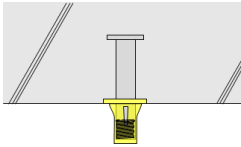


(d) 荷重パターン(d), $T=20.2\text{kN}$

図4.49 荷重変形関係 (SHF-B, $S=25\text{mm}$)

【デッキプレート用インサート(従来型, $S=13\text{mm}$)の試験体】

図4.50に示すデッキプレート用インサート(SH-Y, $S=13\text{mm}$)の試験体の実験結果の概要について述べる. このインサートに対する組合せ実験においても, 引張力の増加に伴うせん断耐力の減少が確認された. ただし, 改良型のインサートと比べるとその減少具合は比較的緩やかである. インサートのねじ部がコンクリート面から突出していることもあり, 他のインサートと比べて履歴曲線が全体的に紡錘型となっている. 引張耐力とせん断耐力の関係は概ね(4.1)式に準ずる結果となり, 組合せ応力の影響を確認できる. さらに, 引張力の増加とともに終局耐力だけではなく, 弾性限耐力の減少も確認された. なお, 破壊形式については, いずれの試験体においてもインサートの破断を確認しており, 他のインサートとは異なり, ねじを有する部分ではない箇所破断を確認している(図4.55).



試験体SH-Y ($S=13\text{mm}$)

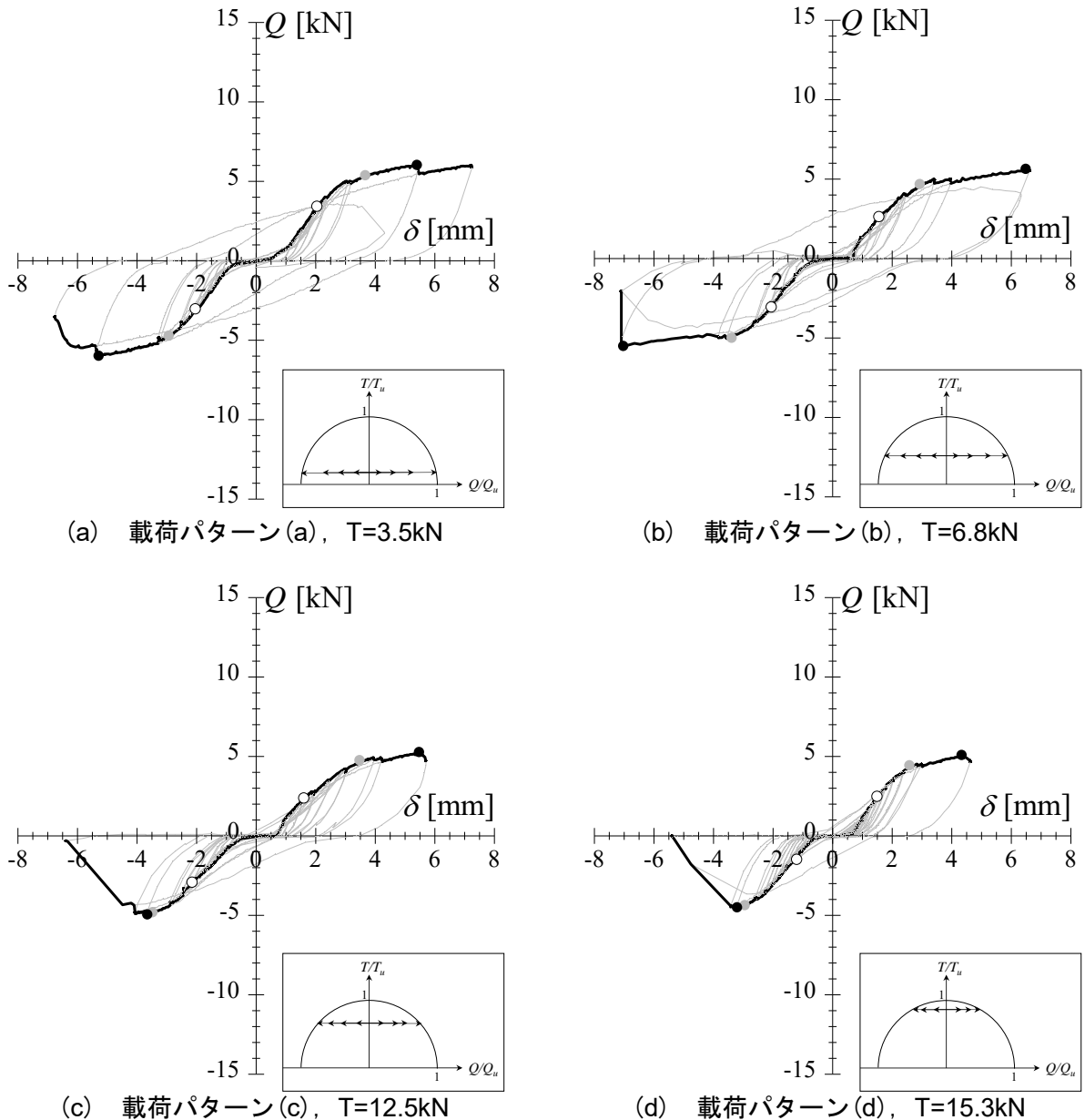
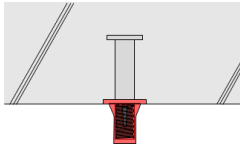


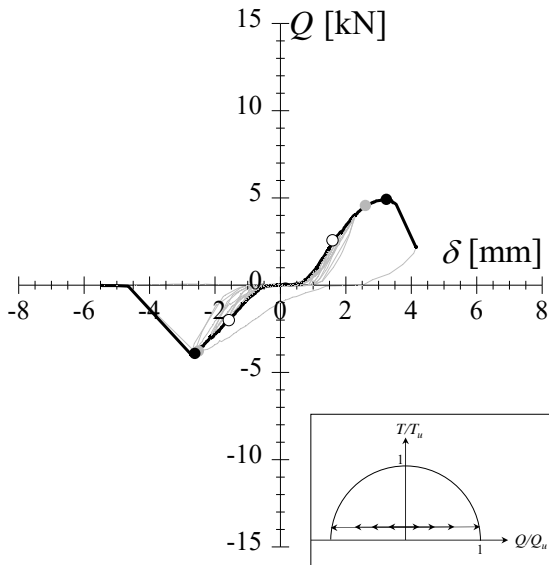
図4.50 荷重変形関係 (SH-Y, $S=13\text{mm}$)

【デッキプレート用インサート(従来型, $S=25\text{mm}$)の試験体】

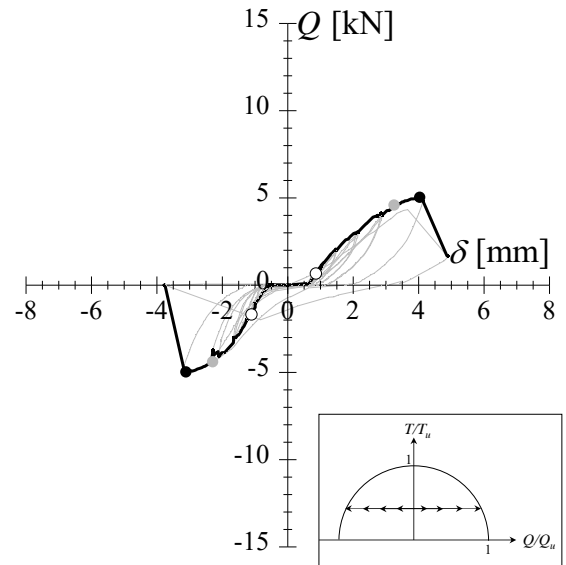
図4.51に示すデッキプレートインサート (SH-R, $S=25\text{mm}$) の試験体の実験結果の概要について述べる. このインサートに対する組合せ実験においても, 引張力の増加に伴うせん断耐力の減少が確認された. ただし, 改良型のインサートと比べるとその減少具合は比較的緩やかである. インサートのねじ部がコンクリート面から突出していることもあり, 他のインサートと比べて履歴曲線が全体的に紡錘型となっている. 引張耐力とせん断耐力の関係は概ね(4.1)式に準ずる結果となり, 組合せ応力の影響を確認できる. さらに, 引張力の増加とともに終局耐力だけではなく, 弾性限耐力の減少も確認された. なお, 破壊形式については, いずれの試験体においてもインサートの破断を確認しており, 有効ねじ長さ 25mm の位置で破断している試験体が多く確認された. 引張荷重のもっとも大きい载荷パターン(d)では, インサートがコンクリートから引き抜かれている様子も確認されている (図4.56) .



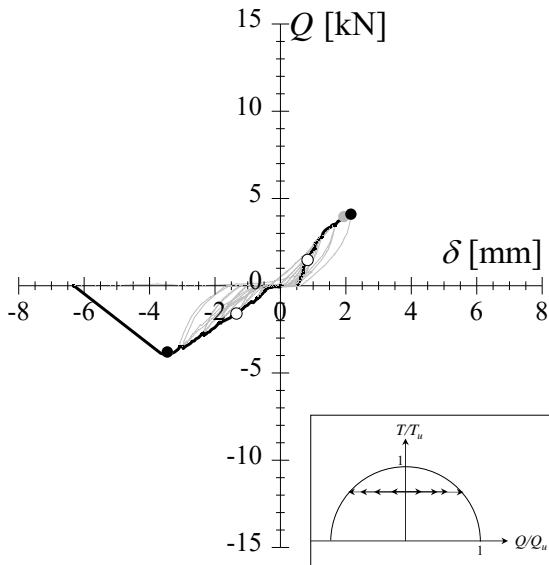
試験体SH-R ($S=25\text{mm}$)



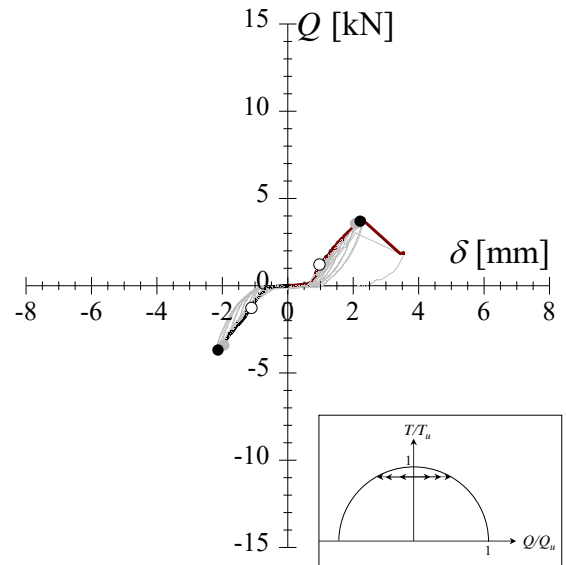
(a) 载荷パターン(a), $T=4.6\text{kN}$



(b) 载荷パターン(b), $T=8.9\text{kN}$



(c) 载荷パターン(c), $T=12.7\text{kN}$



(d) 载荷パターン(d), $T=16.4\text{kN}$

図4.51 荷重変形関係 (SH-R, $S=25\text{mm}$)

これら計20体の実験結果を踏まえて、組合せ試験で確認された破壊形式について計測した引張荷重 T とせん断耐力（終局耐力） Q_u と併せて図4.52~56に示す。

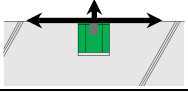
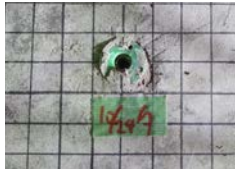
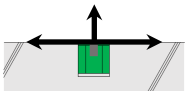

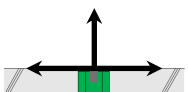
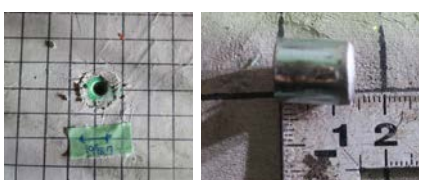
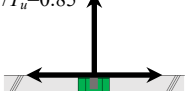

試験体	実際の破壊の様子	破壊形式	引張荷重 T	終局耐力 Q_u
载荷パターン(a) $T/T_u=0.20$ 		インサートの破断	2.1kN	8.8kN
载荷パターン(b) $T/T_u=0.40$ 		インサートの破断	4.1kN	9.0kN
载荷パターン(c) $T/T_u=0.70$ 		インサートの破断	7.6kN	8.9kN
载荷パターン(d) $T/T_u=0.85$ 		インサートの破断	9.3kN	7.9kN

図4.52 組合せ実験で確認された破壊形式（試験体TC-G，S=13mm）

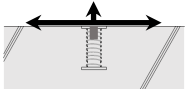

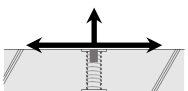
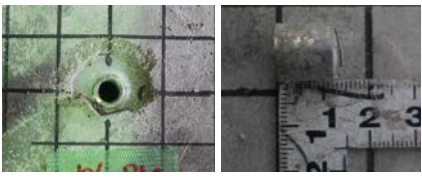
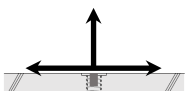

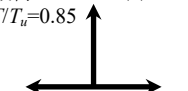
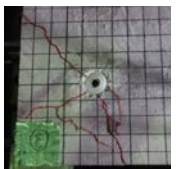
試験体	実際の破壊の様子	破壊形式	引張荷重 T	終局耐力 Q_u
载荷パターン(a) $T/T_u=0.20$ 		インサートの破断	4.4kN	10.1kN
载荷パターン(b) $T/T_u=0.40$ 		インサートの破断	8.4kN	8.0kN
载荷パターン(c) $T/T_u=0.70$ 		インサートの破断	15.5kN	7.7kN
载荷パターン(d) $T/T_u=0.85$ 		インサートの破断	19.0kN	4.5kN

図4.53 組合せ実験で確認された破壊形式（試験体SHF-W，S=13mm）

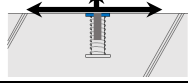
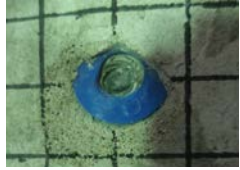
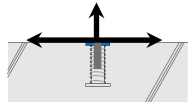


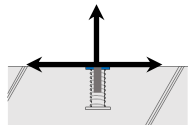


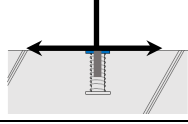
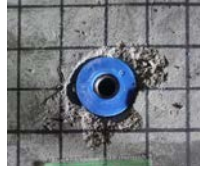

試験体	実際の破壊の様子	破壊形式	引張荷重 T	終局耐力 Q_u
載荷パターン(a) $T/T_u=0.20$ 		挿入ボルトの破断	4.6kN	11.8kN
載荷パターン(b) $T/T_u=0.40$ 	 	インサートの破断	8.9kN	9.1kN
載荷パターン(c) $T/T_u=0.70$ 	 	インサートの破断	16.5kN	7.2kN
載荷パターン(d) $T/T_u=0.85$ 	 	インサートの破断	20.2kN	6.0kN

図4.54 組合せ実験で確認された破壊形式 (試験体SHF-B, S=25mm)

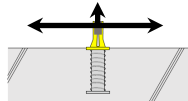
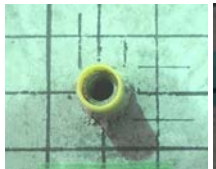

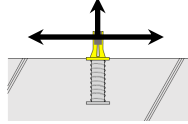


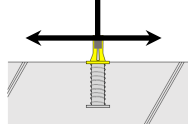


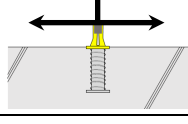


試験体	実際の破壊の様子	破壊形式	引張荷重 T	終局耐力 Q_u
載荷パターン(a) $T/T_u=0.20$ 	 	インサートの破断	3.5kN	14.0kN
載荷パターン(b) $T/T_u=0.40$ 	 	インサートの破断	6.8kN	12.0kN
載荷パターン(c) $T/T_u=0.70$ 	 	インサートの破断	12.5kN	12.4kN
載荷パターン(d) $T/T_u=0.85$ 	 	インサートの破断	15.3kN	7.96kN

図4.55 組合せ実験で確認された破壊形式 (試験体SH-Y, S=13mm)


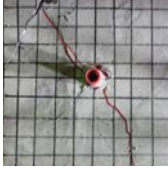

試験体	実際の破壊の様子	破壊形式	引張荷重 T	終局耐力 Q_u
載荷パターン(a) $T/T_u=0.20$ 	 	インサートの破断	4.6kN	5.0kN
載荷パターン(b) $T/T_u=0.40$ 	 	インサートの破断	8.9kN	5.0kN
載荷パターン(c) $T/T_u=0.70$ 	 	インサートの破断	12.7kN	4.2kN
載荷パターン(d) $T/T_u=0.85$ 	 	引抜き破壊	16.4kN	3.1kN

図4.56 組合せ実験で確認された破壊形式 (試験体SH-R, S=25mm)

以上に示した実験結果から、インサートの組合せ実験において、多くの試験体でインサートの破断を確認した。インサートの破断を確認した試験体のうち、破断位置とインサートの種類に関係性について検討する。5種類のインサートについて、引張力 T の変化に伴うインサートの破断位置を示したものを図4.57に示す。図の縦軸はインサートの破断位置 y 、横軸は引張力 T である。各種インサートの平均破断位置はそれぞれ赤字で示している。なお、グラフのプロットの数とインサートの破断を確認した試験体数が一致していないが、これは一部の試験体において、ねじ部の破断片がコンクリート内に埋め込まれた状態では取り出せなかったためである。図より、有効ねじ長さ25mmのインサート（青・赤）については、破断位置が20.0~23.5mmに分布しており、有効ねじ長さと概ね一致している。一方で、有効ねじ長さ13mmのインサート（緑・白）については、破断位置が11.5~14.0mmに分布しており、こちらについても有効ねじ長さと概ね一致している。しかしながら、有効ねじ長さ13mmのインサート（黄）については、多くの試験体で破断位置が25.5mm以上であり、ねじ部を有する部分ではなく、インサートの空洞部分で破断していることが実際の様子（図4.55）をみても確認できる。以上の結果から、コンクリート面にねじ部が突出する従来型のデッキプレート用インサート（黄・赤）は、せん断力によるインサートの破断位置が有効ねじ長さに依存しないことが考えられる。

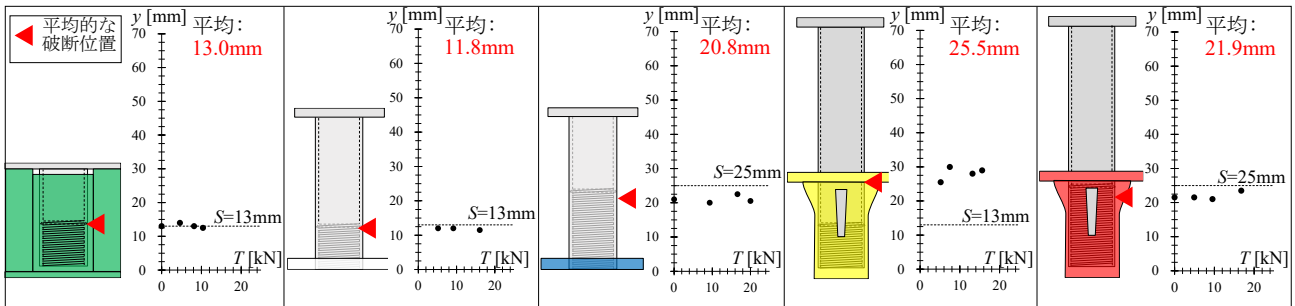
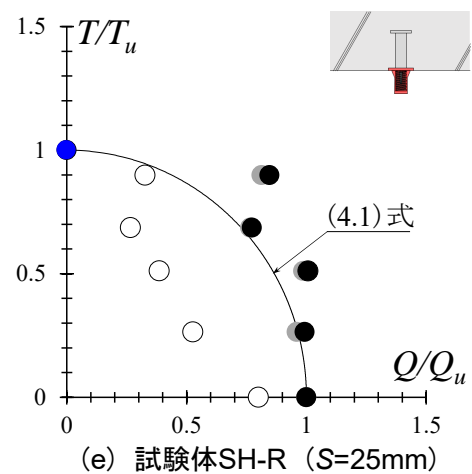
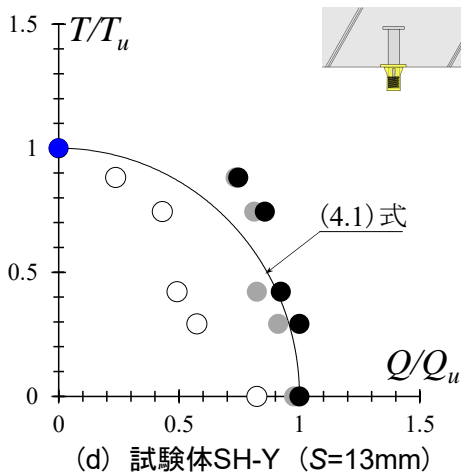
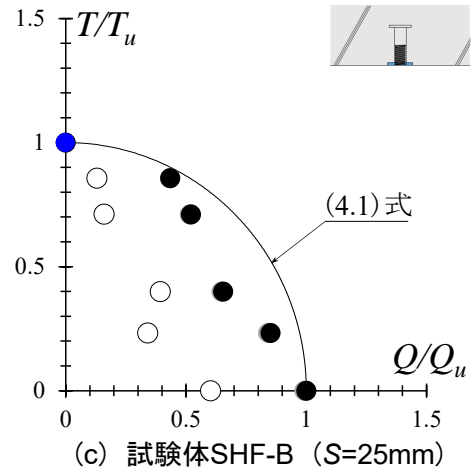
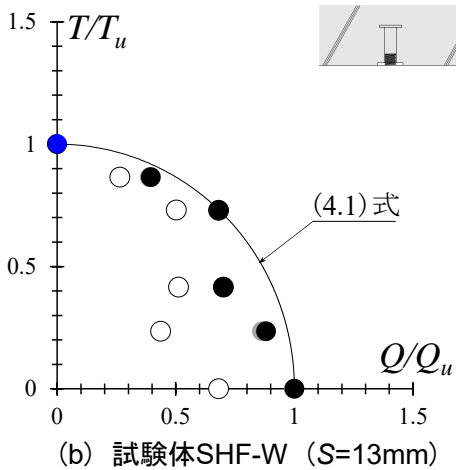
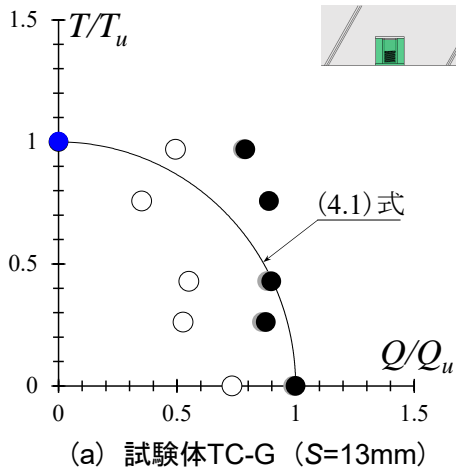


図4.57 引張力 T に応じた各種インサートの破断位置（S：有効ねじ長さ）

4.4.2 組合せ応力の評価

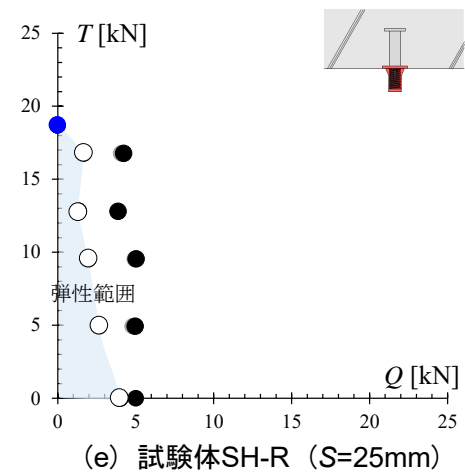
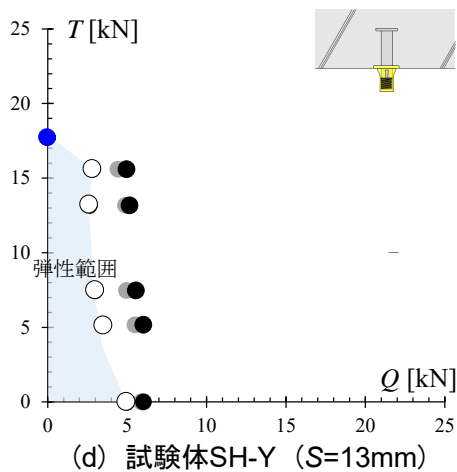
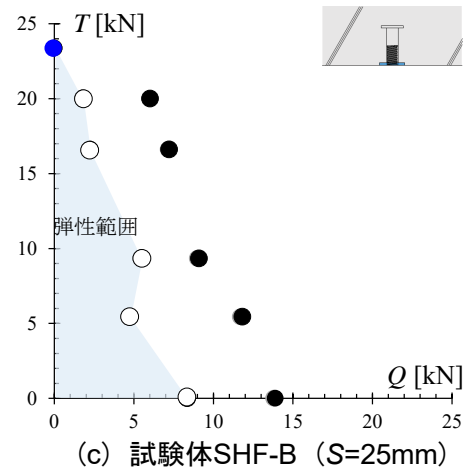
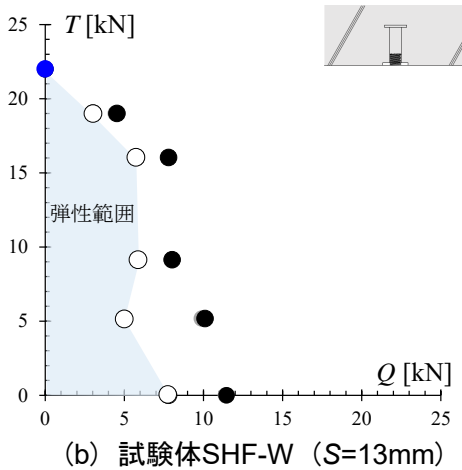
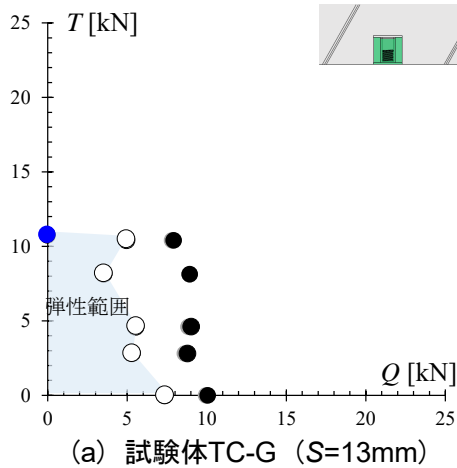
組合せ応力下における、弾性限耐力 Q_e 、降伏耐力 Q_y 、終局耐力 Q_u (図中ではプロットをそれぞれ○, ●, ●) について、4.3節での純引張・せん断実験の結果と(4.1)式 (以後、計算値) を用いて、整理したものを図4.58に示す。なお、純引張実験により得たコーン状破壊耐力は、図中●プロットで示している。まず、試験体TC-Gについて、引張力が小さい範囲では、計算値は終局耐力を概ね評価できているが、引張力が大きい範囲では、計算値は終局耐力を過小評価している (図4.58(a))。一方で、試験体SHF-WおよびSHF-Bについて、計算値は終局耐力をやや過大評価しているものの、全体として概ね評価できているといえる (図4.58(b) (c))。また、試験体SH-YおよびSH-Rについては、試験体TC-Gと同様、引



● コーン状破壊耐力 ○ 弾性限耐力 Q_e ● 降伏耐力 Q_y ● 終局耐力 Q_u

図4.58 各種インサートにおける組合せ応力比の検討

張力の小さい範囲では、計算値は終局耐力を概ね評価できているが、引張力の大きい範囲では、計算値は終局耐力を過小評価している（図4.58(d) (e)）。デッキプレート用のインサート4種（SHF-W, SHF-B, SH-Y, SH-R）は、計算値の傾向を全体的に捉えられているが、合板型枠用のインサート（TC-G）のみ、引張力の増加に伴うせん断側の終局耐力の減少が確認されず、計算値の傾向を捉えきれていない。合板型枠用のインサートは、ねじ部周辺がプラスチックの素材で覆われており、引張力が作用する際に付着力による抵抗が、他のインサートよりも大きいことが理由の一つとして考えられる。次いで、縦軸に引張力 T 、横軸にせん断力 Q をとり、各種インサートにおける引張耐力とせん断耐力の関係を図4.59に示す。いずれのインサートにおいても作用する引張力が大きくなるとせん断耐力は小さくなっている。こ



● コーン状破壊耐力 ○ 弾性限耐力 Q_e ● 降伏耐力 Q_y ● 終局耐力 Q_u

図4.59 各種インサートにおける引張耐力とせん断耐力の関係

ここで、弾性限耐力に着目して、インサートに引張力とせん断力が同時に作用した場合における弾性範囲を図中、水色で示している。試験体TC-Gでは、埋込長さが短いこともあり、引張耐力が他のインサートと比べても小さいが、せん断耐力については、試験体SHF-W, SHF-Bとほぼ同等の大きさを有している。一般的に吊り形式の建築設備機器を耐震支持する際、設備機器の自重により作用する引張力は1kN以下であることが多いため、地震時においてこれらのインサート1本あたりに作用するせん断力の大きさが5kN程度以下であれば、インサートを弾性限耐力内に留めておくことが可能だと考えられる。一方で、従来型のインサートである試験体SH-Y, SH-Rでは、コンクリートへの埋込長さがある程度あるのにも関わらず、他のインサートに比べて弾性範囲が小さい。地震時においてこれらのインサート1本あたりに作用するせん断力の大きさが3~4kN程度以下であれば、インサートを損傷制御のための弾性限耐力内に留めておくことが可能であると考えられるが、注意が必要であるといえる。次いで、図の縦軸に各種インサートの終局耐力 Q_u に対するせん断力 (Q_e, Q_y, Q_u) の比率を、横軸に引張力 T をとり、インサート

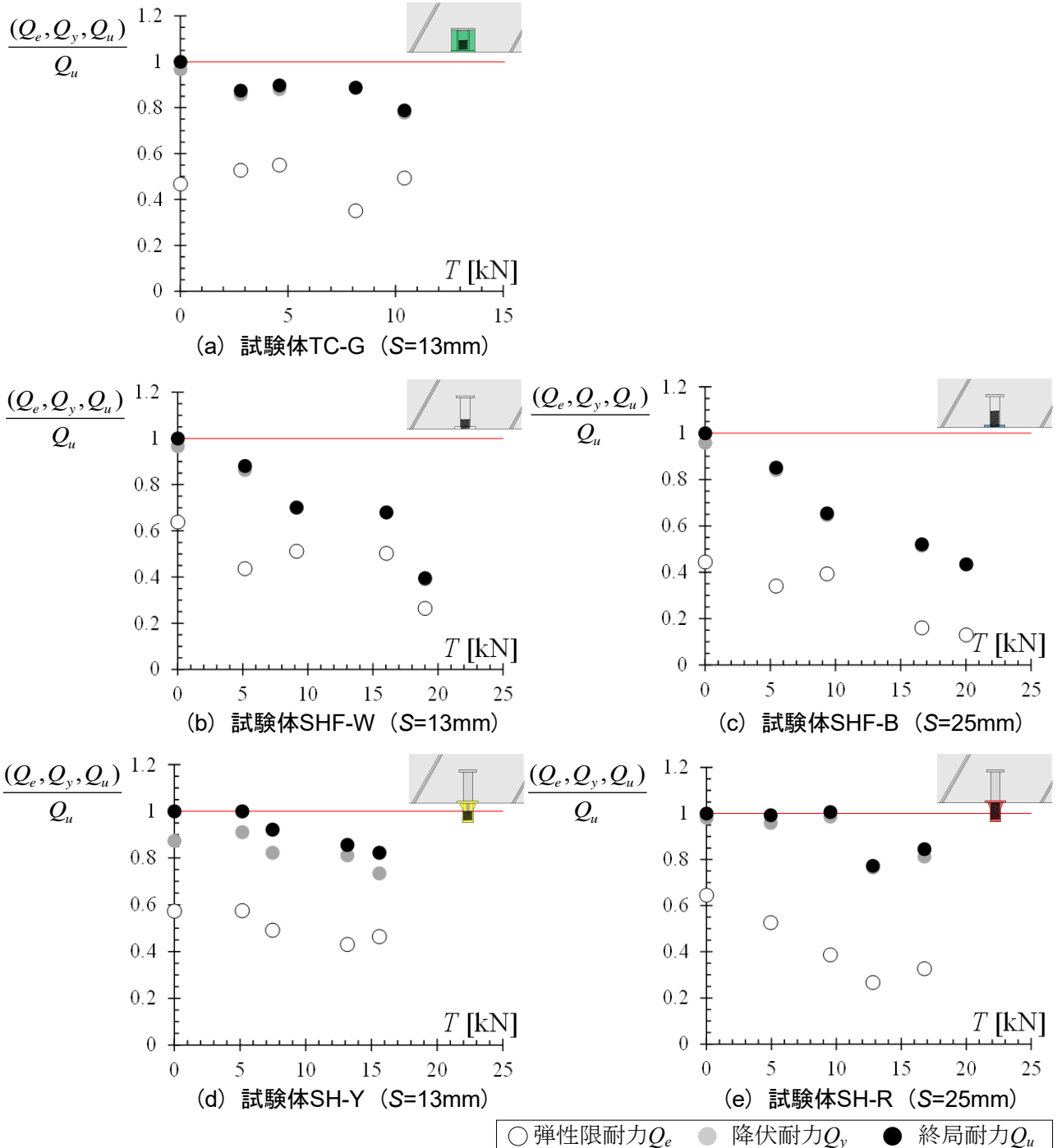


図4.60 引張力 T の増加に伴うせん断耐力の推移

に与える引張力の増加に伴う、各種インサートのせん断耐力の推移を確認する（図4.60）。図より、いずれのインサートも引張力の増加に伴い、各々のせん断耐力が減少しているが、その減少具合にはインサートの種類ごとにばらつきがある。改良型のデッキプレート用インサートである試験体SHF-W, SHF-Bでは、引張力の増加とともにほぼ直線的に減少しており、もっとも大きな引張力を与えた際（ $T/T_u=0.85$ ）の終局耐力は、引張力を与えない場合の終局耐力の40~43%程度である。一方で、従来型のデッキプレート用インサートである試験体SH-Y, SH-Rに関して、もっとも大きな引張力を与えた際（ $T/T_u=0.85$ ）の終局耐力は、引張力を与えない場合の終局耐力の77~82%程度である。また、合板型枠用インサートである試験体TC-Gに関しては、もっとも大きな引張力を与えた際（ $T/T_u=0.85$ ）の終局耐力は、引張力を与えない場合の終局耐力の78%程度である。

次いで、組合せ応力下でのインサートの耐力をM-N相関曲線に基づいて評価する。本検討では、図4.61に示すように、インサートの断面を円形中空断面と仮定して、引張力下におけるインサートの全塑性モーメント M_{pc} および降伏モーメント M_{yc} について検討する。引張力が作用しない場合のインサートの全塑性モーメントおよび降伏モーメントをそれぞれ M_p, M_y とすると、各モーメントと引張力との間には次式の関係式が成り立つ^{4,9)}。

$$M_{pc} = \cos\left(\frac{\pi}{2} \cdot \frac{T}{T_y}\right) M_p \quad (4.9)$$

$$M_{yc} = \left(1 - \frac{T}{T_y}\right) M_y \quad (4.10)$$

ここで、 T_y は引張降伏耐力である。

(4.9)式、(4.10)式より、インサートの断面を円形中空断面と仮定した場合のM-N相関曲線を作図することができる。また、インサートにある値以上の引張力 T が作用すると、コーン状破壊を生ずることも考えられるため、(4.2)式を用いて、次式により縦軸の T/T_y を算出する。

$$\frac{T}{T_y} = \frac{\phi \cdot 0.31 \sqrt{F_c} \cdot A_c}{\sigma_y \cdot A_f} \quad (4.11)$$

ここで、計算上の T_y はインサートの降伏応力度 σ_y に、円形中空断面の面積 A_f を乗じた値としている。すなわち、円形中空断面の外径を D 、厚さを t とすれば、円形中空断面のうち外枠部分の面積 A_f は、次式で表せる。

$$A_f = \pi t(D - t) \quad (4.12)$$

以上の計算過程を踏まえ、組合せ応力下でのインサートの耐力をM-N相関曲線に基づいて評価したものを図4.62に示す。図の縦軸は引張力 T 、横軸はせん断力 Q であり、上記の式から導出した全塑性耐力曲線と降伏耐力曲線を併せて示している。図では、実験より得たコーン状破壊耐力、降伏耐力、終局耐力を、それぞれ●、○、●プロットで示している。また図中では、(4.2)式から導かれる計算上のコーン状破壊耐力について、低減係数を考慮する場合（ $\phi=2/3$ ）と考慮しない場合（ $\phi=1.0$ ）の2つで示している。図より、実験で得た降伏耐力および終局耐力は、それぞれ降伏耐力と全塑性耐力の曲線上に概ねプロットされており、円形中空断面を仮定したことによる耐力を概ね良好に評価できていることを示している。ただし、これらの曲線については、インサートの境界条件および降伏応力度 σ_y を仮定の下で構築したものであり、一定引張力下におけるせん断耐力に対して、破壊モードの組合せに基づく力学的解釈を与えている。

円形中空断面を仮定して、
計算上の M_{pc}, M_{yc} を計算する

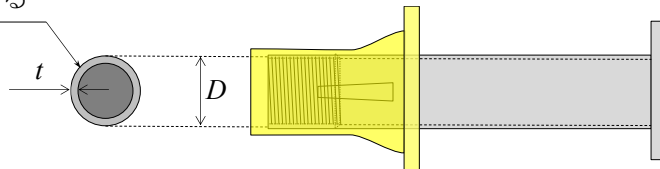
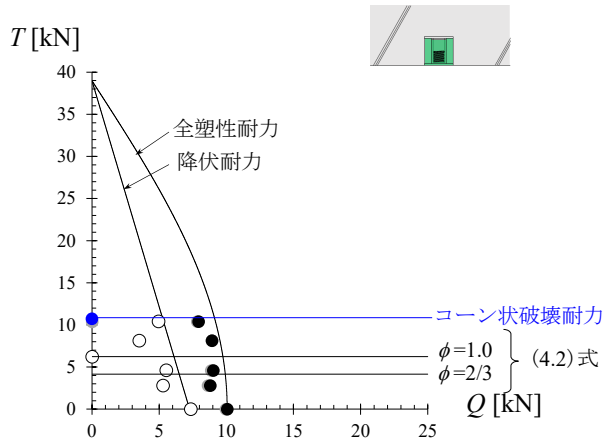
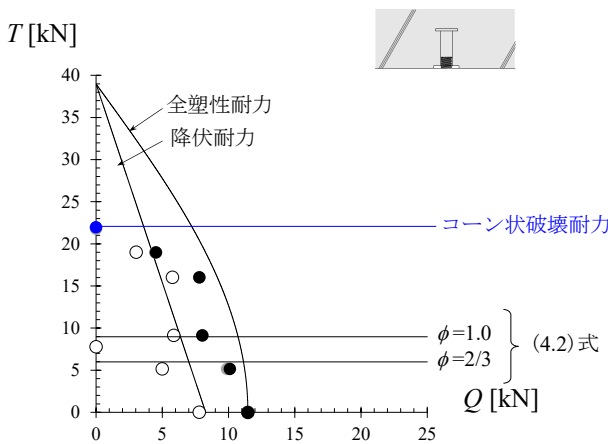


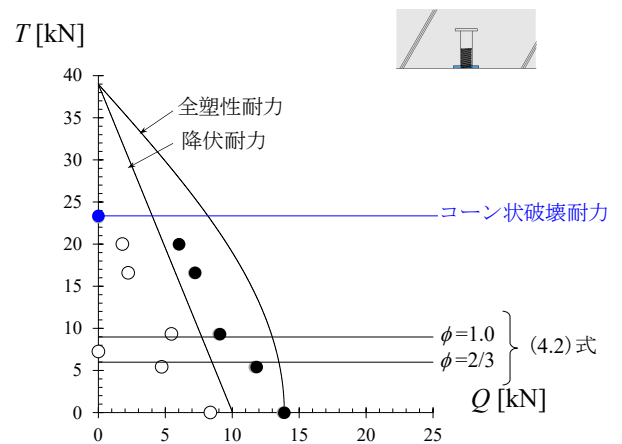
図4.61 インサートの断面の仮定



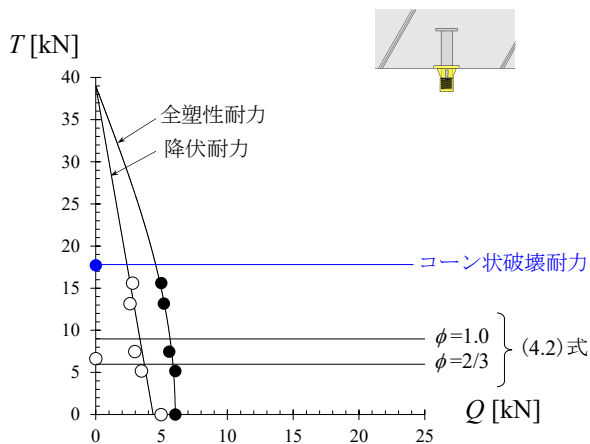
(a) 試験体TC-G ($S=13\text{mm}$)



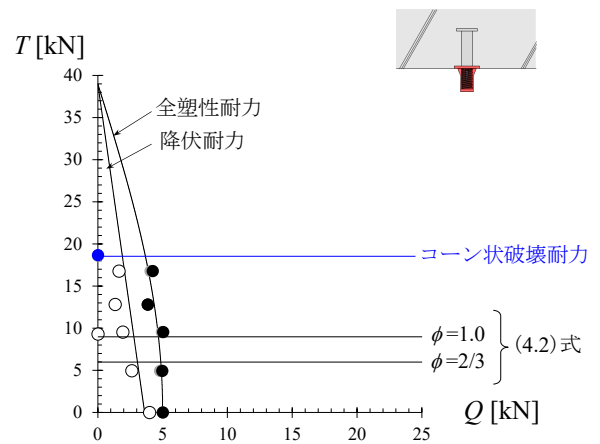
(b) 試験体SHF-W ($S=13\text{mm}$)



(c) 試験体SHF-B ($S=25\text{mm}$)



(d) 試験体SH-Y ($S=13\text{mm}$)



(e) 試験体SH-R ($S=25\text{mm}$)

● コーン状破壊耐力 ○ 降伏耐力 ● 終局耐力 注) 各インサートの材料強度を仮定して評価している。

図4.62 組合せ応力下でのインサートの耐力の評価 ($M-N$ 関連曲線に基づく)

4.4.3 インサートのスリップ挙動と耐力の検討

最後に、せん断力をインサートに作用させた際に生ずるスリップ量の検討を行う。4.4.1にて示したように、本実験におけるせん断力 Q に対する水平変位 δ の関係の復元力特性は、スリップ型の履歴であり、正負合計で2.0mm程度のスリップ区間がある。これは図4.9に示すインサートと水平加力治具との間のクリアランス1.0mm程度の影響も含んでいるが、インサートと周辺コンクリート間の付着の影響等も考えられる。したがって、ここでは、各種インサートごとに純せん断実験および組合せ実験にて確認したスリップ量について評価する。まず本検討におけるスリップ量の定義を図4.63に示す。スリップ量は各試験体の終局耐力の5%未満の耐力が続く範囲としており、かつ正側から負側にかけて続く変位量として定義している。本検討では、インサートと水平加力治具との間のクリアランス約1.0mmを考慮し、実際に得たデータからそのクリアランス分を差し引いたものを、インサートに実際に生じたスリップ量 δ_{slip} として考える。繰り返しせん断载荷の影響によるスリップ量の変化について、各種インサートごとにまとめたものを図4.64に示す。縦軸は各サイクルの最大荷重 Q であり、横軸はスリップ量 δ_{slip} である。黒色のプロットは、純せん断繰り返し実験の結果であり ($T=0\text{kN}$)、色が付いたプロットは、組合せ実験の結果である。色が薄くなるほどインサートに与えた引張力が大きくなるような表現としている。いずれのインサートについても、せん断荷重の増加に伴い、スリップ量が徐々に増加していることがわかる。また、繰り返し载荷の最終サイクル付近では、耐力が低下するとともに、スリップ量も急激に増加していることがわかる。なお、引張力の大きさとスリップ量の大きさの間の相関は小さいと考えられる。次いで、インサートが一定引張力下でせん断力を受けた際の弾性範囲内で使用可能な領域について考える。インサートの弾性範囲とスリップ量の間を関係を表したものを図4.65に示す。図の縦軸は、各サイクルにおける最大耐力を弾性限耐力で無次元化した比率 Q/Q_e であり、横軸は各サイクルにおけるインサートのスリップ量 δ_{slip} である。図では、インサートのスリップ量 δ_{slip} を1mm以内、1~2mm、2~3mm、3~4mmに抑えるための Q/Q_e の範囲を縦線で示しており、その下限値を直線で結んでいる。図より、インサートの種類に応じて、目標とすべきスリップ量に対する Q/Q_e の下限値が異なっていることがわかる。インサートの種類ごとに見ると、試験体TC-Gは、他の試験体に比べて、比較的小さいせん断荷重の下でスリップ量が大きくなっている。試験体SHF-W、SHF-Bもスリップ量が大きく、特に試験体SHF-Bでは、弾性範囲内に収まり切れていないものが目立つ。一方、試験体SH-Y、SH-Rは、弾性範囲内に収まっているものが多く、スリップ量も1~2mm以内に収まっている。なお、いずれのインサートについても、作用する引張荷重 T が大きくなるほど、スリップ量は小さくなる傾向がある。この理由の一つとして、摩擦係数を一定と仮定すれば、引張力が大きくなるほど、インサートと周辺コンクリート間の支圧力が上昇するためであると考えられる。

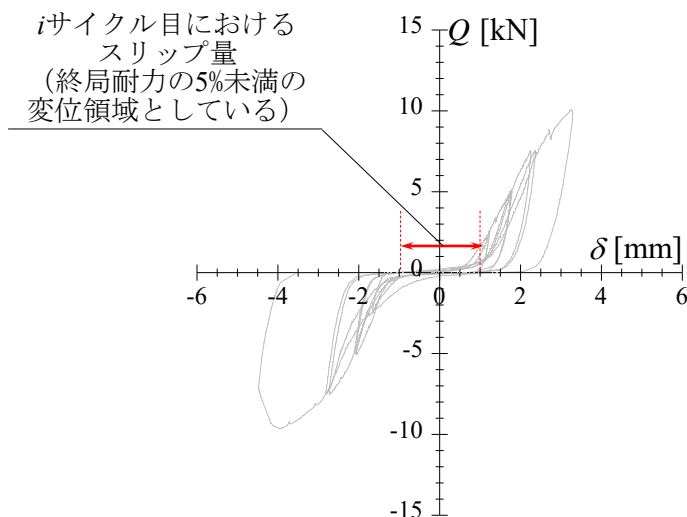
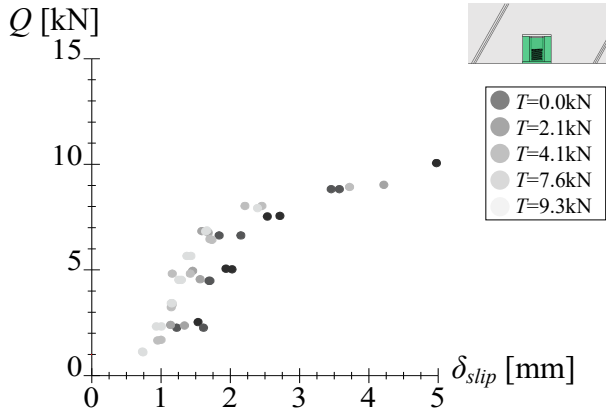
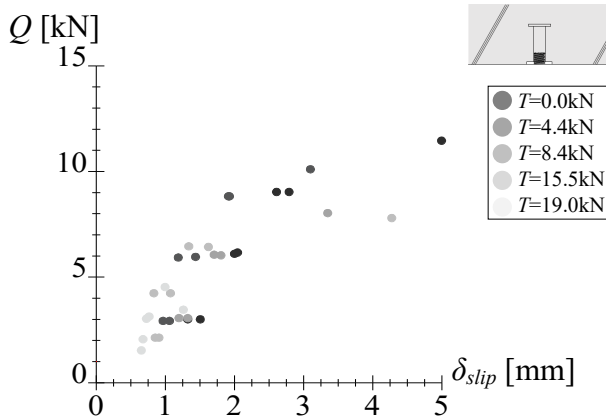


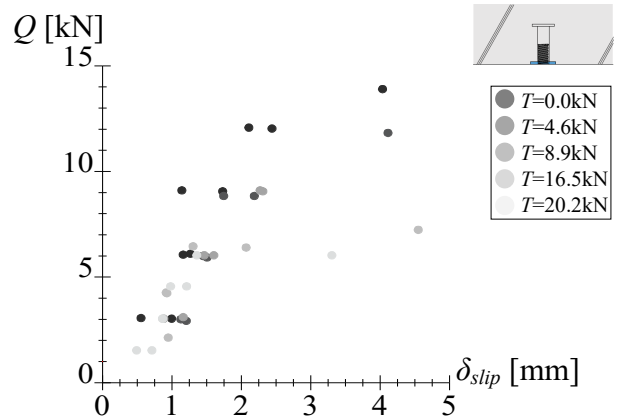
図4.63 本論文におけるスリップ量の定義



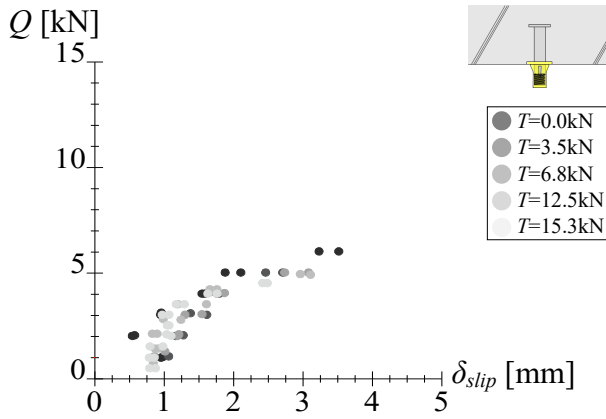
(a) 試験体TC-G (S=13mm)



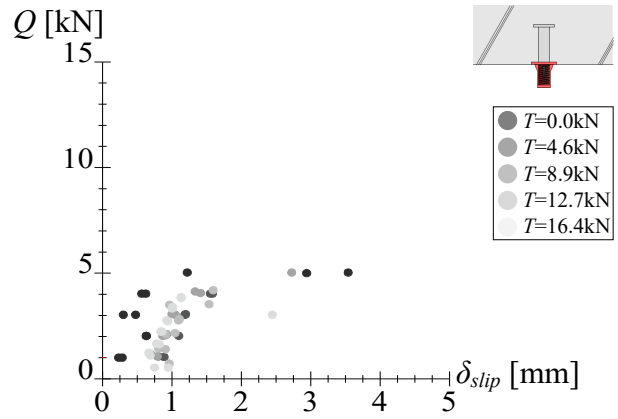
(b) 試験体SHF-W (S=13mm)



(c) 試験体SHF-B (S=25mm)



(d) 試験体SH-Y (S=13mm)



(e) 試験体SH-R (S=25mm)

図4.64 せん断荷重の増加に伴うスリップ量の変化

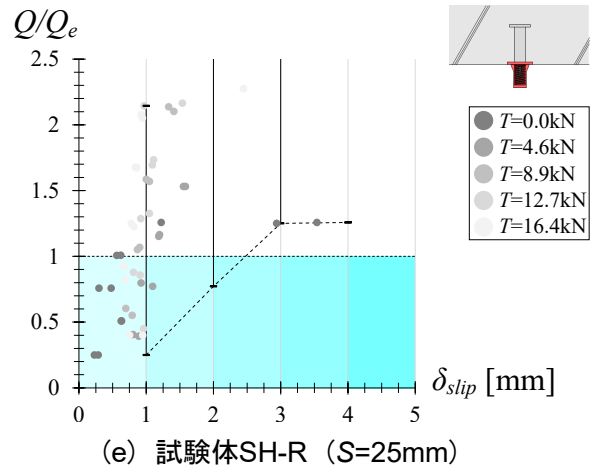
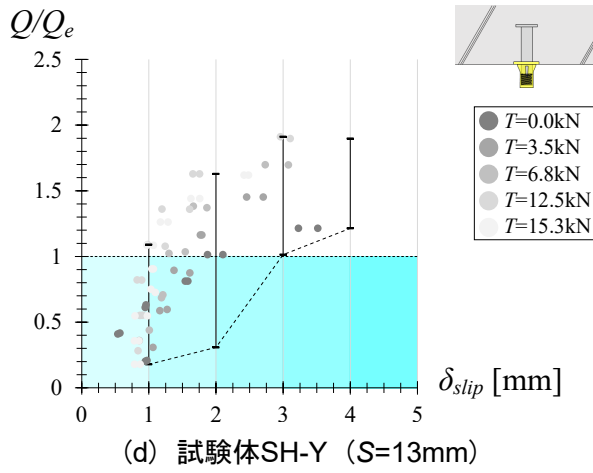
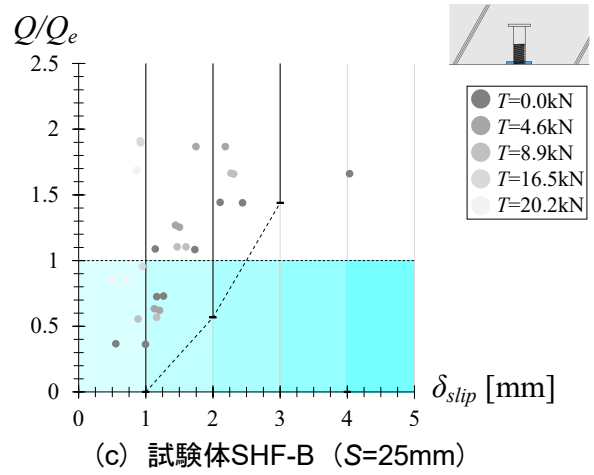
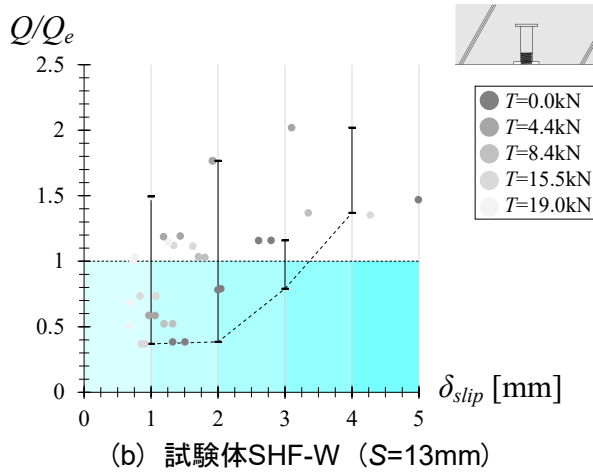
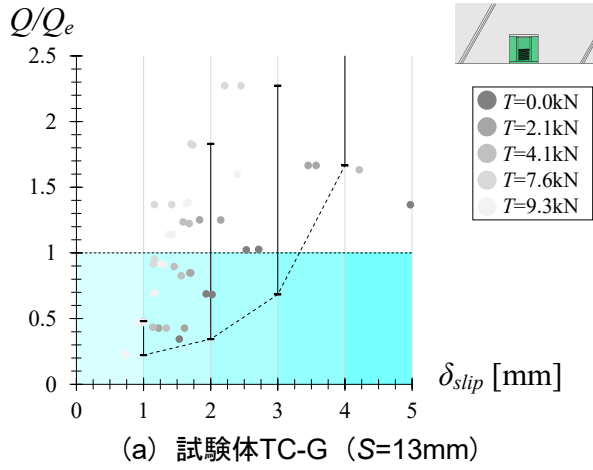


図4.65 弾性限範囲とスリップ量の関係

4.5 まとめ

本章では、吊り形式の建築設備機器を支持する吊り材とコンクリート躯体の接合に用いられる多種多様なインサートに対して引張実験、せん断実験を行うことで力学挙動に関する基本的な知見を得るとともに、デッキ形状の違いによる引張耐力およびせん断耐力を評価した。さらに、一定引張力下でせん断力を与える組合せ実験を実施し、終局耐力および損傷制御のための弾性限耐力について評価した。以下に得られた結果をまとめる。

- [1] インサートの引張実験、せん断実験では、インサートの種類によって異なる挙動を示すことを確認した。合板型枠用インサートは、デッキプレート用インサートに比べて、埋込長さが短いこともあり引張耐力、せん断耐力が小さかった。また、従来型のデッキプレート用インサートは、コンクリート面からねじ部が突出しており、応力がねじ部に集中的に作用したことで、他のインサートと比べて引張耐力、せん断耐力が小さかったことに加えて、明瞭な塑性変形が確認された。
- [2] デッキ形状を有するコンクリートに埋め込まれたインサートの引張実験では、山部の試験体ほど耐力が大きいこと、谷部の試験体ほど耐力が小さくなることを確認した。また、大部分の試験体でコーン状破壊耐力が確認された一方で、一部の谷部の試験体では周辺コンクリートのひび割れによる耐力低下も確認した。コーン状破壊面とデッキ傾斜部分の位置関係および周辺コンクリートの厚みの影響を考慮することにより、実験より得た引張耐力を安全側に評価することができた。
- [3] デッキ形状を有するコンクリートに埋め込まれたインサートのせん断実験（デッキの溝直交方向）では、谷部試験体に対してのみ行った。その結果、デッキ角度 θ （デッキ傾斜部の平行部に対する角度） $=30, 45, 60^\circ$ では、フラット時におけるインサートのせん断耐力とほぼ変わらない耐力であった。一方でデッキ角度 $\theta=90^\circ$ では、せん断耐力が半分程度以下まで低下し、破壊形式においてもインサートの破断から周辺コンクリートのひび割れになったことで、せん断耐力の急激な低下に至るポイントがデッキ角度 $\theta=60^\circ \sim 90^\circ$ の間に存在すると考えられる。
- [4] インサートの組合せ実験では、インサートの種類ごとに履歴挙動の違いやせん断耐力の低下具合の違い等が確認された。実験より得た引張耐力、せん断耐力は、計算における組合せ曲線上にプロットされ、実験値を概ね良好に評価できた。さらに、インサートの断面を円形中空断面と仮定して、 $M-N$ 相関曲線に基づく組合せ応力下での耐力を評価した結果、一定引張力下におけるせん断耐力に対して、破壊モードの組合せに基づく力学的解釈を与えることができた。
- [5] インサートのせん断載荷時に生ずるスリップ量について検討した結果、せん断荷重が増加するにつれてスリップ量も増加することを確認した。また、せん断耐力とスリップ量との関係を検討した結果、インサートに作用する引張力が増加するほど、スリップ量が小さくなった。これは、摩擦係数を一定とすれば、引張力が大きくなるほど、インサートとコンクリート間の支圧力が上昇することが一因として考えられる。さらに、インサートの種類によってインサートを弾性限範囲内に留めておくための耐力の領域が異なることを確認した。

参考文献

- 4.1) 東北空調衛生工事業協会：東日本大震災による設備機器被害状況報告（平成24年10月）
- 4.2) 日本建築学会：東日本大震災合同調査報告 建築編8 建築設備・建築環境、第1版第1刷、2015.3
- 4.3) 建築設備技術者協会 震災復興支援会議「耐震被害対策検討委員会」：東日本大震災による設備被害と耐震対策報告書（平成25年9月）
- 4.4) 空気調和・衛生工学会：空気調和・衛生工学会規格SHASE-S009-2004，建築設備用インサート，2004
- 4.5) （株）三門総合カタログ 2023-Vol.34-2
- 4.6) 土屋英範，西田悟，松島俊久，横手幸伸，細川洋治，熊本浩，片山茂雄，新井均，乾亮介：建築設備用インサートのデッキ合成スラブの引抜き耐力に関する実験的研究 その1,2，空気調和・衛生工学会大会学術講演論文集，pp.61-68，2020.9
- 4.7) 中川学，武佐サライデン，有馬冬樹：デッキプレートに設置したインサートの引抜き耐力およびせん断耐力の実験的研究 その1,2，空気調和・衛生工学会大会学術講演論文集，pp.683-686，2024.9
- 4.8) 日本建築学会：「各種合成構造設計指針・同解説」，2023
- 4.9) 日本建築学会：「鋼構造塑性設計指針」，2017

第5章

結論

5. 結論

5.1 本論文で得られた知見

本論文では、接合部を含む吊り形式の建築設備機器を対象とした一連の構造実験を実施し、要素実験から得た部材の材料特性、断面特性を基に、吊り支持部材としての水平剛性、耐力および低サイクル疲労性能の把握を行った。さらに、天井スラブの固定部に用いられるインサートの組合せ応力下に対する終局耐力と損傷制御のための弾性限耐力の把握を行った。以下に、第2章～第4章で得られた知見をまとめる。

【第2章 建築設備機器に用いられる部材の力学挙動】

第2章では、吊り形式の建築設備機器に対して慣例的に用いられる吊りボルト（ウィットねじ）の引張実験および曲げ実験を行い、材料特性および曲げに対する断面特性を把握した。次いで、取付金物を含む吊りボルトの要素実験を行い、取付金物の位置が吊り支持部材に与える影響について検討した。第2章にて得られた結果を以下に示す。

- [1] 引張実験では、降伏応力度が公称値の1.7~4.3倍程度に分布しており、その平均値は550~600N/mm²程度で、鋼種による差は小さかった。一方で、引張強さについては公称値の1.2~2.2倍程度に分布しており、その平均値はSS400材で630~660N/mm²、SUS304材で894N/mm²で、鋼種による差が大きかった。なお、いずれの材料特性においてもロット毎のばらつきが大きかった。
- [2] 曲げ実験では、断面二次モーメントは、ばらつきは比較的小さく、鋼種や呼び径に依らず規格値の50~80%程度に分布しており、断面係数は規格値の80~140%程度、塑性断面係数は規格値の70~130%程度に分布していた。すなわち、曲げに対する断面特性の平均としてみれば、有効径に基づく評価に対して、剛性は60%程度、耐力は80~90%程度となることがわかった。
- [3] 取付金物を含む吊りボルトの剛性を、吊りボルトの剛性と取付金物の剛性の直列和とみなし、取付金物の剛性を同定した結果、取付金物の剛性は、吊りボルトの端部から荷点位置までの距離 L_b が短いほど上昇していた。これは、取付金物の荷点位置と吊りボルトの間に偏心量が存在し、振りモーメントが生ずることに起因しており、 L_b が短いほど振りモーメントによる変形が拘束されるためであると考えられる。
- [4] 取付金物を含む吊りボルトの剛性を、吊りボルトの剛性と取付金物の剛性の直列和とみなし、さらに取付金物の剛性を突出長さ L_b の違いに応じて変換することを考慮することにより、吊り支持部材の突出部における剛性の評価精度が向上することを示した。

【第3章 建築設備機器に用いられる吊り支持部材の力学挙動と低サイクル疲労性能】

第3章では、まず吊り支持部材の突出部を模擬した吊り材のみの繰り返し載荷実験を行い、吊り材の長さ、呼び径が吊り材の力学挙動および低サイクル疲労性能に与える影響について検討を行った。次いで、吊り材・斜材・取付金物・設備機器に模した鉄板からなるユニット（吊り支持部材）の力学挙動および低サイクル疲労性能に着目した繰り返し載荷実験を行い、吊長さ、斜材の取付角度が、吊り支持部材の水平剛性、耐力および低サイクル疲労性能に与える影響を検討した。さらに、地震時における吊り支持部材の耐震性を評価する方法について例示した。第3章にて得られた結果を以下に示す。

- [1] 突出部を模擬した吊り材の繰り返し実験では、突出部分の初期サイクル時における弾性剛性と降伏耐力は、実験値と計算値の比較により、突出部の上下端部の境界条件が片持ち梁と両端固定梁を仮定した力学モデルの間にあることを確認した。
- [2] 吊り材の呼び径が異なると弾性剛性と降伏耐力、最大耐力は変化するが、本実験にて比較した呼び径の違い（W3/8とW1/2）であれば、破断回数はほぼ等しい結果になった。また、W3/8とほぼ大きさの等しいM10と、W1/2とほぼ大きさの等しいM12についても、同一長さでの破断回数は、それぞれほぼ等しい結果となった。すなわち、低サイクル疲労性能に関して、ねじ形状の異なるウィットねじとメートルねじとの間においての差異は小さいといえる。
- [3] 吊り材、斜材、取付金物および設備機器に模した鉄板からなるユニット（吊り支持部材）の水平剛性について、力学モデルを構築して評価した結果、突出長さ $L_f=250\text{mm}$ 以上では実験値を良好に評価できたのに対して、 $L_f=100\text{mm}$ ではやや過大評価する結果となった。これは取付金物の振れが及ぼす影響が大きいものと考えられ、精度向上には要素実験等による追加検討が必要である。一方、吊り支持部材の耐力については、大部分の試験体の実験値を良好に評価できた。ただし、斜材がもっとも長い $\theta=60^\circ$ では、耐力をやや過小評価する傾向にあった。
- [4] 吊り材の低サイクル疲労性能は、突出部における変形角を用いれば、斜材の有無に依らずに評価できることを示した。また、吊長さが長くなるほど、破断回数は大きくなる傾向にある。これは、同一振幅でも相対的に塑性変形量が小さくなることが一因であり、塑性率を用いれば、突出長さの違いによる影響も排除できることを示した。
- [5] 斜材があり、突出長さをもっとも短い $L_f=100\text{mm}$ の吊り支持部材において、吊り材の破断に加えて、斜材の座屈や取付金物の破損が確認された。特に、取付金物の破損は、吊り材の破断に比べて小さな載荷振幅にて発生しており、また吊り材の破断回数よりも少ない回数で破損に至ることがわかった。
- [6] 地震時を想定し、載荷振幅が複数の振幅にわたって変動する場合について検討した。吊り材の低サイクル疲労破断については、複数の振幅を組み合わせた場合にもMiner則による累積損傷度を適用できる可能性を示した。
- [7] 実際の建物に備え付けられている吊り形式の建築設備機器の吊り支持部材を設計対象とした耐震性の検討方法の一例を示した。

【第4章 天井スラブ固定部に設置したインサートの力学挙動】

第4章では、吊り形式の建築設備機器を支持する吊り材とコンクリート躯体の接合に用いられる多種多様なインサートに対して引張実験、せん断実験を行うことで力学挙動に関する基本的な知見を得るとともに、デッキ形状の違いによる引張耐力およびせん断耐力を評価した。さらに、引張力とせん断力を同時に与える組合せ試験を実施し、終局耐力および損傷制御のための弾性限耐力について評価した。第4章にて得られた結果を以下に示す。

- [1] インサートの引張実験、せん断実験では、インサートの種類によって異なる挙動を示すことを確認した。合板型枠用インサートは、デッキプレート用インサートに比べて、埋込長さが短いこともあり引張耐力、せん断耐力が小さかった。また、従来型のデッキプレート用インサートは、コンクリート面にねじ部が突出しており、応力がねじ部に集中的に作用したことで、他のインサートと比べて引張耐力、せん断耐力が小さかったことに加えて、明瞭な塑性変形が確認された。
- [2] デッキ形状を有するコンクリートに埋め込まれたインサートの引張実験では、山部の試験体ほど耐力が大きいこと、谷部の試験体ほど耐力が小さくなることを確認した。また、大部分の試験体でコーン状破壊耐力が確認された一方で、一部の谷部の試験体ではコンクリートのひび割れによる耐力低下も確認した。コーン状破壊面とデッキ傾斜部分の位置関係およびコンクリートブロックの厚みの影響を考慮することにより、実験より得た引張耐力を安全側に評価することができた。
- [3] デッキ形状を有するコンクリートに埋め込まれたインサートのせん断実験では、谷部試験体に対してのみ行った。その結果、デッキ角度（デッキ傾斜部の平行部に対する角度） $\theta=30, 45, 60^\circ$ では、フラット時におけるインサートのせん断耐力とほぼ変わらない耐力であった。一方でデッキ角度 $\theta=90^\circ$ では、せん断耐力が半分程度以下まで低下し、破壊形式においてもインサートのねじ部の破断からコンクリートのひび割れになったことで、せん断耐力の急激喪失に至るポイントがデッキ角度 $\theta=60^\circ \sim 90^\circ$ の間に存在すると考えられる。
- [4] インサートの組合せ実験では、インサートの種類ごとに履歴挙動の違いやせん断耐力の低下具合の違い等が確認された。実験より得た引張耐力、せん断耐力は、計算における組合せ曲線上にプロットされ、実験値を概ね良好に評価できた。さらに、インサートのねじ部分を円形中空断面と仮定して、 $M-N$ 相関曲線に基づく組合せ応力下での耐力を評価した結果、一定引張下におけるせん断耐力に対して、破壊モードの組合せに基づく力学的解釈を与えることができた。
- [5] インサートのせん断載荷時に生ずるスリップ量について検討した結果、最大変位が増加するにつれてスリップ量も増加することを確認した。また、せん断耐力とスリップ量との関係を検討した結果、インサートに作用する引張力が増加するほど、スリップ量が小さくなった。これは、摩擦係数を一定とすれば、引張力が大きくなるほど、インサートとコンクリート間の支圧力が上昇することが一因として考えられる。なお、インサートの種類によってインサートを弾性限範囲内に留めておくための耐力の領域が異なることを確認した。

5.2 本論文の総括

本論文で得られた知見を以下にまとめる。

- [1] 吊り支持部材の水平剛性を評価するにあたり、部材の剛性に係る吊り材の断面二次モーメントと取付金物の剛性を、要素実験により同定し、力学モデルに適用して考えること、さらに取付金物を含む接合部の偏心の影響を考慮することが重要である。
- [2] 吊り支持部材の耐力を評価するにあたり、部材の耐力に係る吊り材の降伏応力度、断面係数、塑性断面係数を要素実験により同定し、力学モデルに適用して考えることは重要である。また、斜材の取付角度、突出長さの違いによって、吊り支持部材の耐力・破壊モードが異なることを確認し、いずれの試験体に対しても耐力を概ね評価することができた。ただし、吊り支持部材の耐力を評価するにあたっては、実験結果にて観察された破壊モードを含めて評価することが精度向上のために必要である。
- [3] 天井スラブ固定部に設置されるインサートの構造実験では、インサートの種類により異なる力学挙動を示すことを確認した。引張力とせん断力が同時に作用する組合せ荷重下において、インサートを弾性範囲内に収める範囲について設定した。また、デッキスラブへのインサートの設置は、谷部の場合は耐力が50~90%程度の範囲に低下することから、山部への設置が安全上望ましいといえる。
- [4] 接合部を含む吊り支持部材の低サイクル疲労性能に関して、突出部において生ずる低サイクル疲労破断については、突出部における変形角を用いることで斜材の有無に依らずに評価できることを示した上で、塑性率を用いた吊り材の長さに依らない統一的な評価方法を構築した。また、繰り返し荷重下では、せん断荷重の増加に伴い、インサートに生ずるスリップ量が増加することがわかった。さらに、履歴曲線に基づく弾性限耐力に加えて、インサートにおけるスリップ量を目標とした許容耐力の設定方法について、インサートの種類ごとに示した。
- [5] 吊り形式の建築設備機器の耐震性の確保にあたっては、剛性・耐力の観点から、斜材端部からの吊り材の突出長さは、全体の力学性能を支配する重要なパラメータである。突出長さの違いに応じて、吊り支持部材の斜材の取付角度、吊幅などについて安全性を確認できる範囲で設定すべきである。また、天井スラブ固定部に用いられるインサートの種類に応じて、弾性範囲かつスリップが生じない範囲で使用すべきである。

5.3 今後の課題

本論文における今後の課題について述べる。

第2章では、建築設備機器の耐震支持に際して、慣例的に用いられているウィットねじを対象として、引張実験と曲げ実験により材料特性と曲げに対する断面特性を把握した。材料特性について、いずれの試験体においても降伏応力度および引張応力度の平均値が公称値よりも大きな値であった。本実験における引張試験片の加工方法と、そこから考えられる各応力度と公称値との差異について確認する必要がある。また、場合によっては解析等を通じてウィットねじの材料特性および曲げに対する断面特性について検討する必要がある。

第3章では、吊り支持部材の繰り返し載荷実験を行い、吊長さ、斜材の取付角度が、吊り支持部材の水平剛性、耐力、および低サイクル疲労性能に与える影響について検討した。吊り支持部材の水平剛性の評価では、突出部がもっとも短く、また斜材の座屈が想定される $L_p=100\text{mm}$ において、圧縮側の寄与を無視しても実験値をやや過大評価する傾向にあった。これは取付金物の振れが及ぼす影響が大きいものと考えられ、評価精度の向上には、取付金物に関する要素実験として、さらなる追加検討が必要である。取付金物の特性に起因する剛性評価については、より一般性を高めるために他の形状・材質を有する取付金物を用いた実験も行う必要があると考えている。また、本実験において繰り返し疲労による取付金物の破損は、吊り材の破断に比べて小さな載荷振幅にて発生しており、また吊り材の破断回数よりも少ない回数で破損に至ることがわかったため、吊り形式の建築設備機器の耐震性の向上という観点から、取付金物の疲労実験についても別途実施する必要がある。

第4章では、吊り材とコンクリート躯体の接合に用いられる多種多様のインサートに対して、引張実験、せん断実験、組合せ実験を行い、終局耐力および損傷制御のための弾性限耐力について評価した。本実験では、デッキプレートにインサートが設置された場合も想定して実験を行っており、鉄板をコンクリートに取付けず、実験値が安全側に評価される条件の下、実験を行っているが、現場では鉄板とコンクリート間の付着がインサートの力学挙動に影響を与えている可能性もある。したがって、鉄板とコンクリートを付着させた状態でインサートの要素実験を行い、付着の有無による力学挙動の違いを把握する必要がある。また、本論文におけるインサートの構造実験では静的載荷で実施し、基本的な知見を得ることはできたが、動的載荷によるインサートの力学挙動や疲労性能については不明確なままである。実際の建築設備機器は、吊り材がコンクリート躯体に対してインサートを通じて施工されているケースが多いため、第3章の実験結果と比較検討する形で、吊り材がコンクリート躯体に設置された条件下で実験を行い、接合部を含めた低サイクル疲労性能について評価する必要がある。

謝辞

本論文は、指導教員である吉敷祥一先生をはじめ、多くの方々から多大なご支援、ご協力を頂き実現した研究の成果です。心より感謝し、厚く御礼申し上げます。

東京科学大学教授 吉敷祥一先生

入学時より、5年間いつも熱心にご指導してくださいました。お忙しい中でも時間を見つけては、場所を問わず、いつも親身に接して下さったことは本当に感謝しております。また、この5年間の中で、ルーマニアへの留学、国際学会への参加といった海外での経験、被災地調査、E-Isolation建設プロジェクトなど、学外のことについても携われる機会を頂けたことは、筆者にとって本当に貴重な経験です。研究者としてだけでなく仲間を大切にする先生の研究者としての哲学を大切にし、常に感謝の気持ちを忘れずに、今後も精進していきたいと思えます。

東京科学大学教授 河野進先生

同済大学でのワークショップをはじめ、研究発表の場では様々なご指摘を頂くことができ、今後の研究の展望を広げることができました。筆者も先生のように学術的な事柄に精通するとともに、国際的な交流も積極的に行って参りたいと思えます。

東京科学大学教授 石原直先生

合同ゼミや研究発表の場を通して、細かいところも含めて様々な観点から多くの貴重なご指摘・ご助言をいただきました。先生のご指摘・ご意見は、自身を見つめ直すものばかりで、研究者として独立する上でも非常に重要なものだと思っております。ご教授いただいたことを今後の糧として、精進して参ります。

東京科学大学教授 西村康志郎先生

中間発表等の研究発表の場を通して、鋭いご指摘やご意見を頂き、自分の理解不足に気づかされると同時に、先生の意見をもとに研究の展望を広げることができました。実験や出張の場で、ご一緒させた頂いたときは、温かくお声がけいただき大変うれしく思っております。今後ともどうぞよろしくお願いいたします。

東京科学大学准教授 佐藤大樹先生

研究発表の場だけではなく、研究生活の場面でも優しく気さくに明るく接して頂きました。持ち前の明るさで皆さんを盛り上げる先生の姿はいつも学ばさせてもらっています。筆者も周囲の人たちに気を配りながら、皆さんから信頼される研究者になるよう精進して参ります。

東京科学大学准教授 山崎義弘先生

研究発表の場を通して、鋭く有益なご意見を頂き、自身の研究を顧みるきっかけにもなりました。筆者もこれから様々な研究経験を積み、先生のように広い視野をもって研究や実験に取り組んでいきたいと思えます。

東京科学大学助教 黒澤未来先生

筆者が大学院入学時より、研究活動や実験活動を通じて大変お世話になりました。些細な質問に対しても丁寧に答えて下さり、後輩や留学生指導に関しても一生懸命勤しんでいる姿は、とてもかっこいいと思っております。私も黒澤先生のように、研究や事務作業をこなしつつ、しっかりと後輩や学生の教育・相談にも携われる研究者になりたいと思っております。これからも何卒よろしくお願いいたします。

愛知工業大学講師 巽信彦先生

筆者が大学院入学時から研究や実験で大変お世話になりました。実験では常に細心の注意を払いながら指導してくださったり、研究活動では些細な質問も丁寧に対応してくださったりと大変感謝しております。お会いする機会が学会等に限られるかもしれませんが、今後ともどうぞよろしくお願いいたします。

豊橋技術科学大学助教 仲田章太郎先生

筆者が大学院入学時より、研究活動や現地調査を通して大変お世話になりました。特に一緒に現地調査した後の夕食では、変わらぬ仲田さんと楽しくお話しできたことは楽しい思い出です。今後とも様々な場面でお共することになるかと思いますが、何卒よろしくお願いいたします。

Technical University of Civil Engineering Bucharest, Lecturer, Andreea Dutu

The summer I spent with you and your family, friends, researchers, and so on, is a precious memory for me. It was a valuable experience for me to be able to conduct experiment and research activities in a country other than Japan. I'm very happy to have met you as a fellow researcher, and I look forward to working hard together in the future!

日本免震構造協会 北村佳久様

能登半島地震での免震調査にあたって、数多くの建物調査に関するアポイントメントを取ってくださったことには感謝しかありません。事前にアポイントメントを取っていただきましたお陰で、しっかりと調査をすることができ、論文としてもまとめることができました。北村様の協力なしではなし得なかったことだと思います。今後ともご迷惑をおかけするかもしれませんが、何卒よろしくお願いいたします。

建築研究所 沖佑典様

建築研究所での実験では、大変お世話になりました。自身の研究に加えて、非構造部材の実験に携われたことはとても貴重な経験でした。また、進路等についても親身に相談に乗って下さり、大変励みになりました。

東京科学大学OFC設計製作部門 杉原輝哉様、小屋畑洋平様、山本徳彦様

実験試験体の製作・相談などにあたって幾度も大変お世話になりました。寸法のとても小さな試験体を大量に製作してもらったことが幾度とありましたが、毎回正確な寸法で製作してくださったので、問題なく実験できました。大変感謝いたします。

細川建築構造研究室 細川洋治先生

インサートやアンカーボルトに関する現状の課題等をご教授いただいたことは大変感謝しております。建築設備機器の高耐震化の発展に向けて、さらに精進して参りたいと思います。今後ともどうぞよろしくお願いいたします。

株式会社三門 宮本大輔様、丸川好弘様、株式会社アカギ 岩田勇人様

インサートの実験にあたって、現場での使われ方や現状の課題など、お話を通じて多くのことを勉強させていただきました。建築設備機器の高耐震化の発展に向けてとても重要な部分でもあると思いますので、打合せや実験見学にてご意見等を頂けたことは光栄でございます。今後ともどうぞよろしくお願いいたします。

広田鉄工所 廣田二郎様, 亀田翔太郎様

実験治具や試験体の製作・相談などにあって大変お世話になりました。また、搬入・搬出の際にはいつも明るく接して頂き、安心して実験を行うことができました。これからもお世話になるかと思いますが、何卒よろしく願いいたします。

アシス株式会社 村上研様, 山口薫美様

コンクリート試験体の製作・打設などにあって、大変お世話になりました。また、筆者の実験内容等についても興味をお持ちになりながらお話しされていたことが印象的で、筆者としてもコンクリートをはじめとする研究対象に対する関心や理解を深めることができました。

東京科学大学助教 Pradhan Sujan先生

大学内の実験施設を利用する中で、様々なことを教えてくださいました。度々ご迷惑をおかけいたしました。Sujan先生の温かな声掛けが実験のモチベーションにも繋がりました。

吉敷研究室補佐員 大久保元子様, 永見英子様, 高野みさえ様

いつも研究室の皆さんのことを第一に考えてくださって、大変感謝しております。事務手続き等のお願いや質問に対して、どんなに忙しい状況下でも笑顔で対応して下さり、感謝しかございません。研究を何不自由なく行えたのも皆さまの支えがあつてのことです。筆者自身も皆さまのような他人のことを思いながら気を遣えるように、人間的にもより一層成長して参ります。

吉敷研究室修了生, 在学生の皆さま

研究活動や飲み会、時には食事など、たくさんの充実した時間を過ごすことができました。筆者の実験の補助の際には、無理なお願いに対しても嫌な顔一つすることなく、積極的に手伝ってくださったことは、感謝してもしきれません。皆さまのおかげで、研究に勤しんで取り組むことができたと思います。本当にありがとうございました。

最後に、本論文は多くの方の援助なくしてはなし得ないものでした。皆様の助言やご協力に心より御礼申し上げます。これからもより一層精進したいと思います。

令和7年2月20日