

博士論文

座屈拘束方杖ブレースを有する
鋼木質複合構造の設計法に関する研究
**(Design Method of the Composite Steel-
Timber Structure Using Buckling-Restrained
Knee Braces)**

大 越 友 樹
Yuki OKOSHI

山口大学大学院 創成科学研究科

目次

第 1 章 序論

1.1 研究背景	1
1.2 既往の研究	2
1.3 研究目的	4

第 2 章 CSTS 部材の構造性能評価

2.1 CSTS 部材の概要	6
2.1.1 柱梁部材		
2.1.2 架構		
2.1.3 柱梁接合部および部材継手		
2.2 CSTS 梁の曲げ実験	11
2.2.1 実験概要		
2.2.2 破壊性状および補剛効果		
2.2.3 梁の剛性および耐力の評価式の導出		
2.3 CSTS 柱の曲げ実験	25
2.3.1 実験概要		
2.3.2 破壊性状		
2.3.3 柱の剛性および耐力の評価式の導出		
2.4 CSTS 柱の短柱圧縮実験	29
2.4.1 実験概要		
2.4.2 破壊性状		
2.4.3 圧縮耐力の評価		
2.5 CSTS 柱梁接合部の実験	38
2.5.1 実験概要		
2.5.2 鋼と木質材料の挙動		
2.5.3 柱梁接合部の応力伝達性状		
2.6 CSTS 部材のモデル化	45
2.6.1 梁部材の復元力特性		
2.6.2 柱部材の復元力特性		
2.6.3 柱梁接合部のモデル化		
2.7 まとめ	51

第 3 章 CSTS 梁と CLT 床の接合部の構造性能評価

3.1 CLT 床の概要	52
3.1.1 告示に基づいた CLT 床パネル接合部		

3.1.2	CSTS 梁と CLT 床、CLT 床どうしの接合法	
3.2	CSTS 梁と CLT 床の接合部の面内せん断実験 57
3.2.1	実験概要	
3.2.2	破壊性状および接合部耐力	
3.2.3	接合部の降伏せん断耐力の評価	
3.3	CLT 床どうしの接合部の面内せん断実験 74
3.3.1	実験概要	
3.3.2	破壊性状および接合部耐力	
3.3.3	接合部の降伏せん断耐力の評価	
3.4	まとめ 77
第 4 章	CSTS の設計法	
4.1	設計フロー 78
4.2	CSTS 部材の設計 79
4.2.1	曲げ材の設計	
4.2.2	軸力材の設計	
4.3	座屈拘束ブレースの設計 81
4.3.1	座屈拘束ブレースの設計フロー	
4.3.2	芯材・拘束材の設計	
4.4	CSTS 床の設計 87
4.4.1	梁と床の接合部の設計	
4.4.2	床どうしの接合部の設計	
4.5	試設計 90
4.5.1	解析モデル	
4.5.2	解析条件	
4.5.3	座屈拘束ブレースの設計	
4.5.4	静的増分解析	
4.5.5	時刻歴応答解析	
4.6	まとめ 103
第 5 章	結論 104
参考文献	 107
謝辞	 109

1. 1 研究背景

建築構造躯体を建造するためには、多くの資源を消費し、多くの CO₂を排出し、廃棄時には多くの廃棄物が出ることを考えて、建築構造分野では建築デザインや建築環境の分野とは異なるアプローチが求められている。本研究室においても、地球環境に配慮した建築構造をコンセプトに、長寿命化を第一に考え、さらに意匠的、経済的、社会的な要因により、やむなく解体しなければならない場合を念頭に、リユースを想定した「サステナブル構造」を研究開発し、その振興に努めてきた。しかしながら、近年まで進めてきたサステナブル建築構造は主として鋼構造の技術である。建築構造のライフサイクルにおける環境負荷の削減という目標からすると、鋼構造の技術のみでは限界がある。そのため、鋼材に加えて別の建築材料を活用することが必要となっている。

日本の二酸化炭素排出量の 1/3 は建築関連と推計されており、次世代が良好な生活を維持するために、建築界が果たすべき役割は大きいと考えられている。日本建築学会は、1997年の気候変動枠組条約京都会議(COP3)に呼応して、「新建築物で LCCO₂の 30%削減、耐用年数の 3 倍延伸を目指すべき」との建築学会声明を 1999 年に公表し、さらに、日本建築士会連合会等の計 5 団体と共同で地球環境・建築憲章を 2000 年に策定した。この憲章で掲げられた長寿命、自然共生、省エネ、省資源・循環、継承の基本理念に基づきながら、2009 年 12 月には、建築関連 17 団体において、カーボンニュートラル化を目指した「建築関連分野の地球温暖化対策ビジョン 2050」を提言している。

建築構造のライフサイクルにおける環境負荷を削減するためには、炭素を固定する木質材料の建築物への利用が注目されている。「京都議定書」では森林による二酸化炭素の削減値 6%のうち森林による炭素吸収は 3.9%（上限値：2001 年の合意）と大部分を占め、この分野の取り組みが重要である。日本の国土の 3 分の 2 にあたる 2500 万 ha の森林による木材蓄積量のほとんどがスギ・ヒノキ・カラマツ等の人口造林面積である。森林の年間成長量は全蓄積の 3%強、年間伐採量は 1%強であり、木材資源の蓄積量は増加している。このような状況の中で、木質材料の内装材や構造材などの建築分野への普及の必要性がさらに高まってきている。近年まで、地球環境問題の一つの原因とされてきた森林伐採であるが、日本に多く存在する間伐材の伐採は、森林ストックの高齢級化の防止や炭素の固定源となることから、森林の成長、地球環境の改善を積極的に図る方法の一つである。

従来の木造建築物は材料の耐火性、耐久性、不均質性などから、3 階建て以下が多く、適用スパンの制約や耐荷性にも限界があるとされている。大規模な建築には鋼構造や鉄筋コンクリート構造と複合して使用されてきたが、その多くは地球環境問題に対するシンボリックな意味合いで建てられたものであり、本質的に地球環境を改善する木質材料の使用量には達していない。従来の鋼と木質材料の複合構造は空間構造やいくつかのビル構造においても使用されてきたが、今後のいっそうの普及が期待されている。

1. 2 既往の研究

鋼木質複合構造に関しては、主要構造部や接合部等の耐火性能および複合部材の構造性能を実証する研究が進められている。現在では、1 時間耐火の国土交通大臣認定を取得し、構造性能と耐火性能を満足した木質ハイブリッド鋼材内蔵型集成材が開発されている。従来は RC 構造や石綿材などで耐火被覆された鉄骨構造が一般的であったが、2000 年の建築基準法が性能規定化されたことを受けて、木質材料であっても前述の耐火基準を満足すれば 1 時間耐火性能が認められるようになった。これにより、学校、幼稚園、庁舎などの公共施設や、4 階建て木質ハイブリッド建築の事務所、店舗なども建てるのが可能となった。

このような状況を踏まえて、様々の接合方法を用いた集成材と鋼板のハイブリッド部材が提案され、部材圧縮実験から得られた力学的性状や、部材細長比、補強材の接合方式に応じた座屈応力度評価式が報告されている。

小野らは、鋼板を用いた木質ハイブリッド柱の圧縮実験^{1)~3)}により、鋼板補強柱の弾性座屈耐力は集成材と補強材との接合面でのすべり剛性を考慮した評価値とほぼ良い対応すること、また、試験体の長さが長くなる程、集成材柱の座屈耐力に対する耐力上昇は大きく、座屈耐力到達後の耐力低下は緩やかになることなどを報告している。

坂田らは、ハイブリッド部材の圧縮材としての利用に関して、スギ集成材を鋼板の座屈補剛材として活用することを考え、中心の鋼板を両側からスギ集成材で挟み込み、鋼板と集成材をコネクタで一体化した部材を提案している^{4)~7)}。シアリングおよび摩擦接合型コネクタを用いてスギ集成材と鋼板を一体化したハイブリッド部材の接合部のせん断実験・部材圧縮実験・等曲げ実験を行い、スギ集成材による座屈補剛効果を確認し、ハイブリッド部材の耐力評価式を提案している。適用例として、新潟市食育花育センターの屋根部分に用いられている。木質材料は圧縮材および鋼板の補剛材としての役割をもっている。このような柱・壁までを RC 造および S 造で立ち上げて、屋根部分にトラスとして木質材料を活用する例が多い。

岩田らは、座屈拘束方杖ブレースを用いた構造で、「サステナブル構造システム」の設計法を提案している^{8)~11)}。このシステムでは、建物の長寿命化の観点から、主架構と制振部材を分離する損傷制御構造の考え方を採用している。制振部材に使用する座屈拘束ブレースは、芯材の鋼をモルタル板で拘束材としたもので、両側から挟みこむ製作方法のため、芯材の形状を比較的自由に設定できるというメリットを活かし、芯材に増厚板や補強リブを設けることで、降伏耐力と軸剛性を調節している。

一方、現在では、日本国内で鋼木質複合構造が、いくつかのビル構造において使用されている。現在使用されている鋼木質複合構造の建物は、柱や梁の集成材をあらわしとした

ビル構造であり、木質材料を利用したデザイン性や、木質材料を活用でき、環境負荷の削減を期待できる技術であることから注目されている。大臣認定を取得した木質ハイブリッド鋼材内蔵型集成材は柱と梁に分類され、内蔵する鋼材の形状が平鋼・角形鋼管と H 形鋼の種類がある。

金沢エムビルは、1 階を RC 造、2~5 階を木質ハイブリッド構造とした混構造（5 階建て）である。梁間方向に鉄骨ブレース、桁行方向に合板耐震壁を使用している。木質材料による耐火被覆ではなく、燃え代設計に近い考え方で設計されている。内蔵した鋼材は薄い角形鋼管で被り厚さは 65mm である。ハイブリッド部材を構造材としては用いていないものの、鋼材の座屈に対しては木質材料と木質パネル壁により補剛効果を確保している。

丸美産業本社社屋（事務所）は、1 階を RC 造、2~5 階を木質ハイブリッド構造とした混構造（5 階建て）である。2 階から 5 階までの柱はカラマツ集成材の中に H 形鋼を内蔵した木質ハイブリッド構造部材（1 時間耐火構造の認定取得）を使用している。2 階からパラペットまでダブルスキンの透明感のあるガラスカーテンウォールとなっているが、木質材料の縦格子で森林のようなデザインなされている。構造体は RC 構造で、コア部分に地震力が負担され、カーテンウォールに面した外柱のみは、H 形鋼を芯に外側をカラマツ集成材で覆った 1 時間耐火部材で、長期軸力を負担させたハイブリッド構造となっている。

ポラテック株式会社本社ビル「ウッドスクエア」は、1~4 階を木質ハイブリッド構造、地下 RC 造と SRC 造の混構造（4 階建て）である。鉄骨の H 形鋼を厚さ 60mm のカラマツ集成材で覆い、1 時間耐火性能を有する部材で、接合部も木質材料で被覆している（最小被り厚さ 36mm）ものの、ハイブリッドの構造材としては用いていない。国内 3 件目となるビルで、6000m² を超える規模は日本初となっている。柱や梁はあらわしとして使用し、外からもガラスカーテンウォール越しに 4 層に組み上げられた木組を見ることができる。また、床材にはクリの無垢材を使用している。

柱は 4 辺を厚さ 60mm のカラマツ集成材で被覆している。梁は同様に 60mm のカラマツ集成材で被覆しているが、3 辺のみを被覆し、残りの 1 辺は RC スラブとなっており、コンクリートで被覆されるため、耐火構造の条件は満足している。

以上のように、既往の研究では、集成材と鋼板のハイブリッド部材の力学的性状や、部材細長比、補強材の接合方式に応じた座屈応力度評価式が報告されているものの、接合法は多岐にわたっている。空間構造における鋼木質複合構造は、主に軸力系を対象としたものである。また、ハイブリッド内蔵型集成材を用いて鋼木質複合構造が実際に建築されているものの、木質材料が耐火被覆材に留まっている状況にある。

1. 3 研究目的

鋼木質複合構造システムは、木質材料をできるだけ多く使用して森林再生に貢献することを考え、同時に鋼材料と座屈拘束ブレースにより構造物としての機能性と安全性を損なうことのないシステムを目指したものである（以降、この構法を **Composite steel-timber structure** から **CSTS** という）。鋼と木質材料の複合部材をラーメン構造に使用する場合、鋼と木質材料の一体化の程度が異なるため、柱と梁の接合部を剛接合とすることが難しい。このため、**CSTS** の架構に制振部材として方杖状に配置した座屈拘束ブレースを有する損傷制御構造としている。これにより、柱梁接合部や部材継手を含む部位は、半剛接合であっても座屈拘束ブレースのエネルギー吸収効率を向上させ、主架構の損傷を抑えることができる。

本研究では、中低層建物への適用を想定した座屈拘束方杖ブレースを有する **CSTS** について、各種の構造実験により **CSTS** 柱・梁部材、**CSTS** 梁と **CLT** 床の接合部の構造性能を評価し、その設計法を提案することを目的とする。本論文の構成を図 1.1 に示す。

2章では、**CSTS** 梁・柱部材の曲げ実験、短柱圧縮実験、柱梁接合部実験により構造性能評価を行う。梁部材の曲げ実験においては、異なる接合法(接着接合、ボルト接合、接触接合)の破壊性状および最大耐力、最大耐力後の鋼の塑性変形能力を明らかにする。柱部材の曲げ実験においては、鋼材の形状をパラメータとして実験を行う。柱梁接合部実験においては、柱梁接合部における応力伝達を検討する。これの実験結果に基づき、**CSTS** 部材のモデル化、剛性および耐力式を導出する。

3章では、**CSTS** の床に **CLT** を用いた **CSTS** 梁部材と **CLT** 床の接合部性能を確認するための面内せん断実験を行う。**CSTS** 梁部材と **CLT** 床の接合にはスタッドを用い、スタッドの長さと同隔をパラメータとした場合の接合部の破壊性状および接合部耐力を明らかにする。**CLT** 床どうしを接合法の場合、長ビスおよびラグスクリーボルトを用いた性能確認実験を行い、水平構面を検討する際の接合部耐力を検討する。

4章では、損傷制御構造の設計概念を基本的な枠組みとした設計フローに沿って、2章および3章で行った実験結果をもとに、設計法を提示する。さらに、**CSTS** 部材のモデル化および設計法に基づき、座屈拘束方杖ブレースを有する 10 層 5 スパンの中層建物の試設計を行う。



図 1.1 本論分の構成

第2章 CSTS 部材の構造性能評価

本章では、2.1 において、CSTS 部材および架構の構成を示す。ここで CSTS 部材では、梁に H 形鋼、柱に角形鋼管を用いて、接合法が鋼と木質材料は接触接合、木質材料どうしは接着接合を用いることを提案している。2.2 から 2.5 では、この鋼材形状および接合法をパラメータとして、他の鋼材形状および接合法との比較実験を行う。また、鋼と木質材料が十分に一体化されている場合の曲げ耐力および初期剛性の算定式と比較して、鋼と木質材料を接触接合、木質材料どうしを接着接合とした場合の曲げ耐力および初期剛性の比率を算定する。2.6 では、実験から得られた曲げ耐力および初期剛性の算定式に対する比率および提示した評価式が、実験と適合していることを解析によって確認する。また、2.5 の実験結果から柱梁接合部のモデル化を行う。

2.1 CSTS 部材の概要

2.1.1 柱梁部材

鋼は品質が安定しており、強度・剛性が高いものの、座屈しやすく、熱に弱く、錆びやすいという弱点がある。これに対して、木質材料は加工性に優れ、比強度が高いものの、品質にばらつきがある。鋼と木質材料の複合部材の構法は、これらの欠点を補完し、性能の向上を目指すものである。

CSTS の柱梁部材は、鋼の周囲に木質材料を取り付けた複合部材で構成される。CSTS の梁部材と柱部材の模式図を図 2.1、CSTS 部材の写真を図 2.2 に示す。鋼はリユース材の利

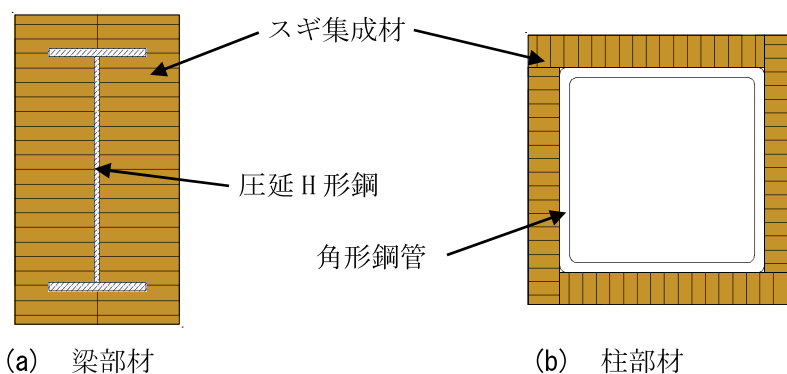


図 2.1 CSTS 部材の模式図

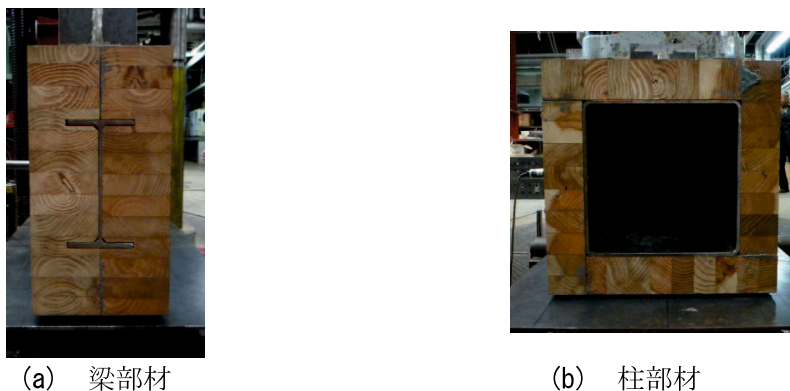


図 2.2 CSTS 部材の写真

用を想定し、事務所や工場・倉庫に多く使用されている圧延 H 形鋼を梁に、角形鋼管を柱に用いる¹²⁾。木質材料は、日本の森林に大量に存在するスギの間伐材とする。間伐材は通常の木材よりも節が多く、不均質な材料であることが考えられるが、間伐材を集成材として使用することにより、これを緩和することができる。本構造の耐火性能については、木質構造の準耐火構造の燃え代設計を考慮し、木質材料の被り厚さを設定する。ただし、耐火建築物が要求される場合を除いている。集成材の構成は、梁部材は対称異等級構成集成材とし、柱部材は同一等級構成集成材とする。集成材の積層方向は、梁部材は圧延 H 形鋼の強軸方向とし、柱部材は 2 方向に積層するものとする。

柱梁部材の接合法の例を図 2.3 に示す。CSTS 部材の鋼と木質材料の代表的な接合法として、接着接合、ボルト接合、接触接合などが用いられており、接合法の耐荷性能は鋼と木質材料の一体化の程度によって異なる。これらの基本性能について 2.2 節で比較する。施工性および建築後の修繕を考慮して鋼と木質材料の接合は接触接合とし、木質材料どうしの接合は接着接合、ボルト接合、またはビス接合である。

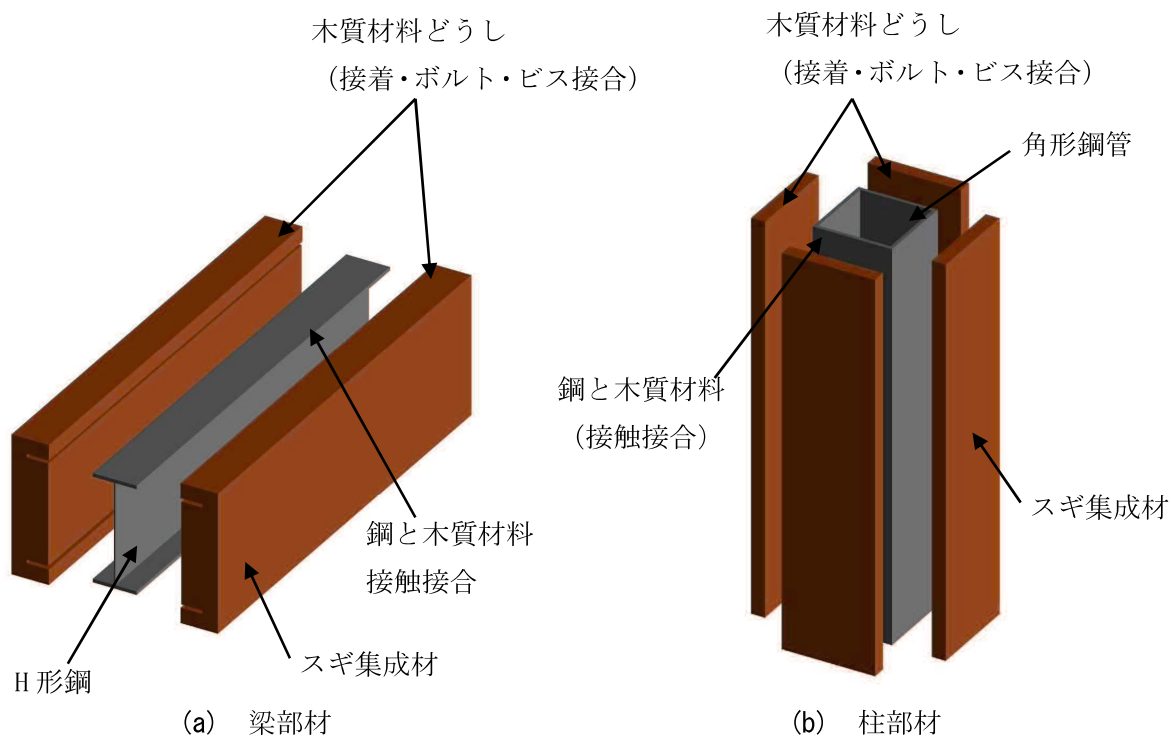


図 2.3 柱梁部材の接合法の例

2.1.2 架構

CSTS の架構を図 2.4、座屈拘束方杖ブレースを図 2.5 に示す。CSTS 部材を純ラーメン構造に適用する場合、鋼と木質材料の一体化の程度が異なるため、柱梁接合部を剛接合とすることが困難である。これに対応するために、CSTS の架構は制振部材として方杖状に座屈拘束ブレースを有する損傷制御構造とする。方杖状の配置方法は、柱と梁各々の中間部分にガセットプレートをして接合する。座屈拘束ブレースの復元力特性の例を図 2.6、座屈拘束ブレースの模式図を図 2.7 に示す。座屈拘束ブレースは、拘束材によって芯材が座屈しないように補剛し、圧縮領域でも引張領域と同等の性能を発揮することができる制振部材^{13)~14)}である。座屈拘束ブレースのみで地震エネルギーを吸収するため、大地震時でも主架構の損傷を抑えることができ、さらに座屈拘束ブレースのみを交換することで建築物の長寿命化を図ることができる。さらに、柱梁接合部や梁継手を含む部位は、剛接合ではなく、半剛接合とすることで座屈拘束ブレースのエネルギー吸収効率を向上させ、主架構の損傷を抑えることができる。柱梁接合部や半剛接合を含む部位を半剛接合とすることで、主架構の剛性が小さくなる。この場合、建物全体の剛性は剛接合の場合と比較して、主架構よりも座屈拘束ブレースへの依存率が上がる。そのため、剛接合よりも半剛接合とした場合の方が座屈拘束ブレースに作用する軸力が大きくなり、エネルギーを吸収しやすくなる。

座屈拘束ブレースは方杖状に配置

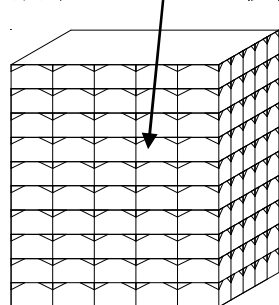


図 2.4 CSTS の架構

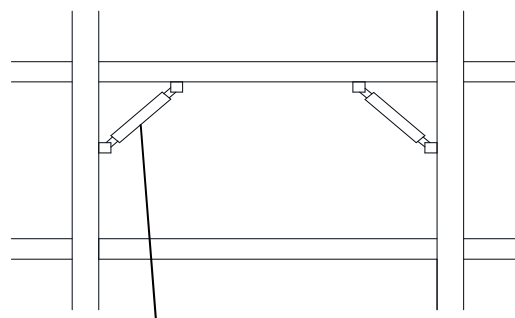


図 2.5 座屈拘束方杖ブレース

引張側と圧縮側で同等の性能

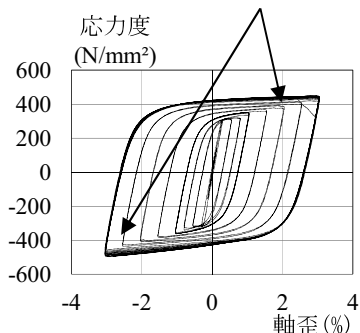


図 2.6 座屈拘束ブレースの
復元力特性の例

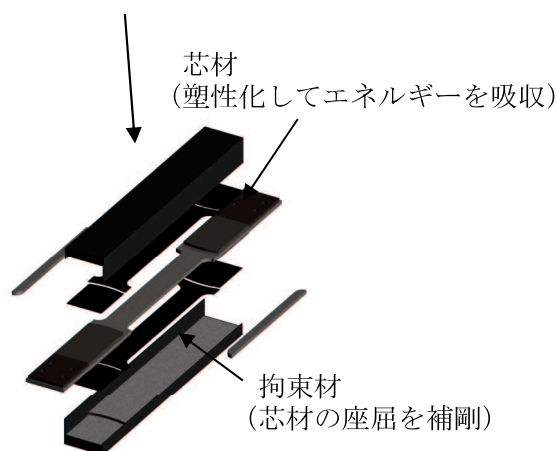
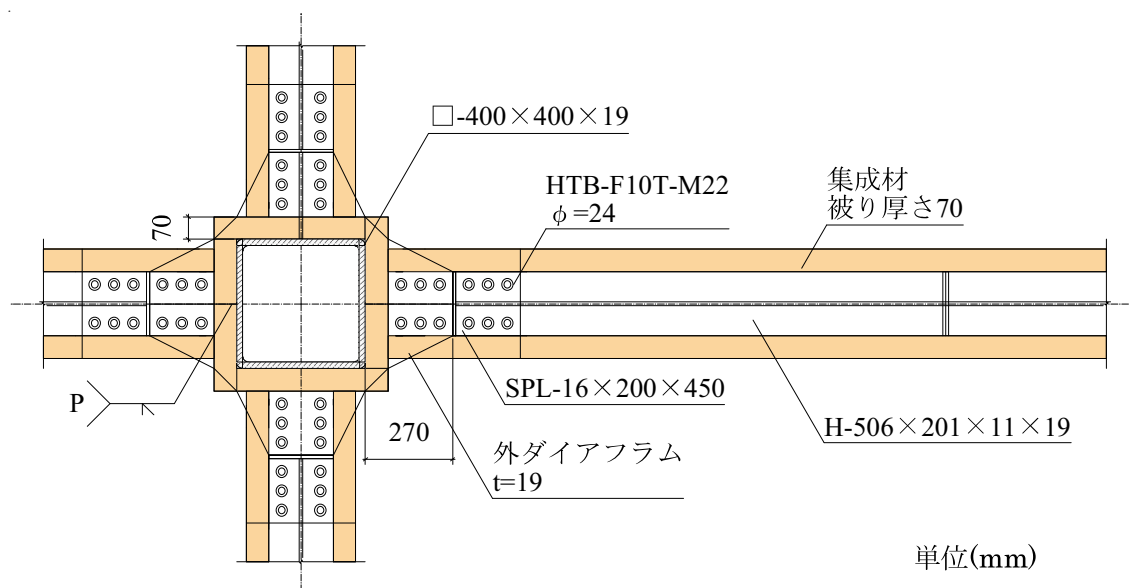


図 2.7 座屈拘束方杖ブレースの模式図

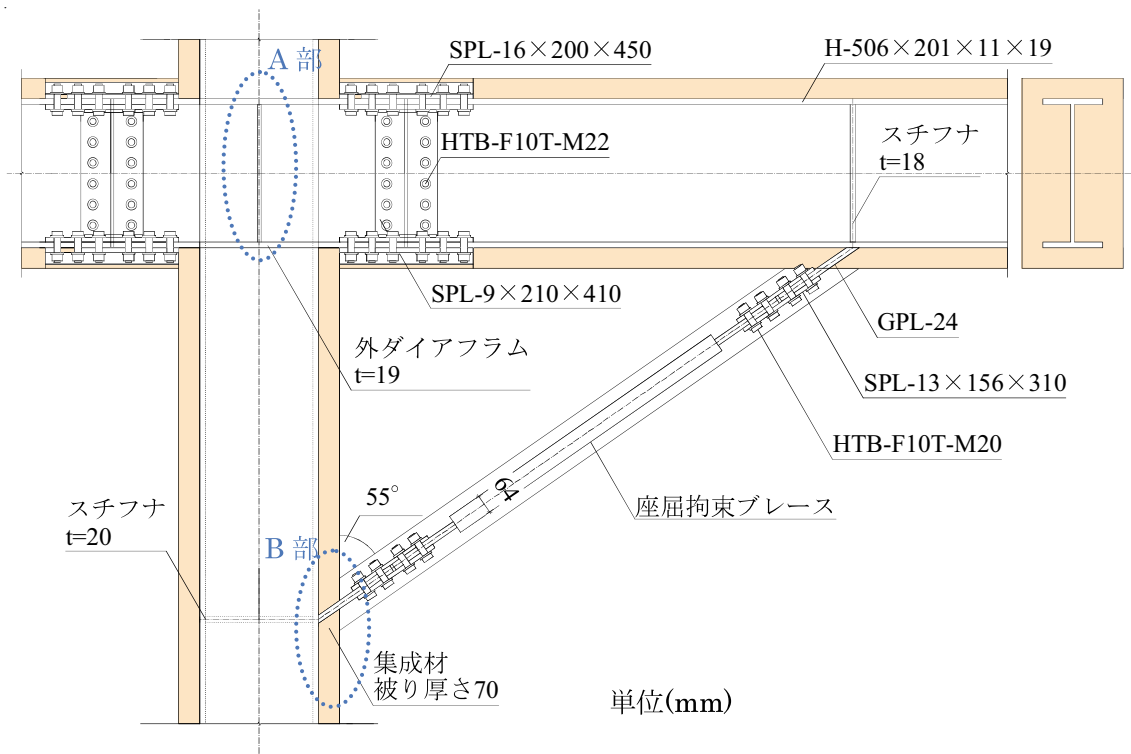
2.1.3 柱梁接合部および部材継手

CSTS を想定した中低層建物の柱梁接合部および部材継手の納まり図の例を図 2.8 に示す。CSTS の柱梁接合部は角形鋼管の周囲に外ダイアフラムを取り付けたものとする。外ダイアフラムは鋼板の中央部を柱の形状に切り抜き、2 枚に分割して柱を挟み込み、突き合わせ溶接によって製作する。鋼板の中央部を柱の形状に切り抜いた 1 枚のダイアフラムとする 것도可能である。柱と外ダイアフラムおよび鉛直スチフナは部分溶け込み溶接とする。梁のフランジの応力は外ダイアフラムを介して柱に伝達され、梁のウェブのせん断力は外ダイアフラムに取り付けられた鉛直スチフナを介して柱に伝達される。外ダイアフラムの隅部の幅は、木質材料の被り厚さに合わせ 70mm とする。外ダイアフラムが木質材料に納まらない場合は、木質材料の被り厚さを大きくする。木質材料の加工が複雑な柱梁接合部および部材継手においては、プレカット加工した木質材料を現場にて取り付けるものとする。

梁継手は外ダイアフラムとの接合部とする。梁端部に継手を設けることは大きな曲げモーメントを受けることから通常避けられるが、柱梁接合部および梁継手を半剛接合とし、座屈拘束ブレースを方杖状に配置した損傷制御構造とすることで可能となる。外ダイアフラムに高力ボルト接合の梁継手を設けても剛接合のラーメン構造として十分な変形能力を確保できる場合もあるが、本構造では、柱梁接合部や梁継手において、外ダイアフラムにより木質材料の連続性が十分ではないことから、鋼が主に応力を伝達させるものとする。すなわち、CSTS 部材の全断面積よりも回転性能を有しているため、CSTS 部材における鋼の断面を木質材料より小さくし、鋼を先に降伏させることで、柱梁接合部および梁継手を半剛接合としている。柱の角形鋼管の部材継手は、現場溶接またはワンサイド高力ボルトによる接合とする。梁継手は、フランジおよびウェブの高力ボルトによる摩擦接合とする。



(a) 断面図



(b) 側面図

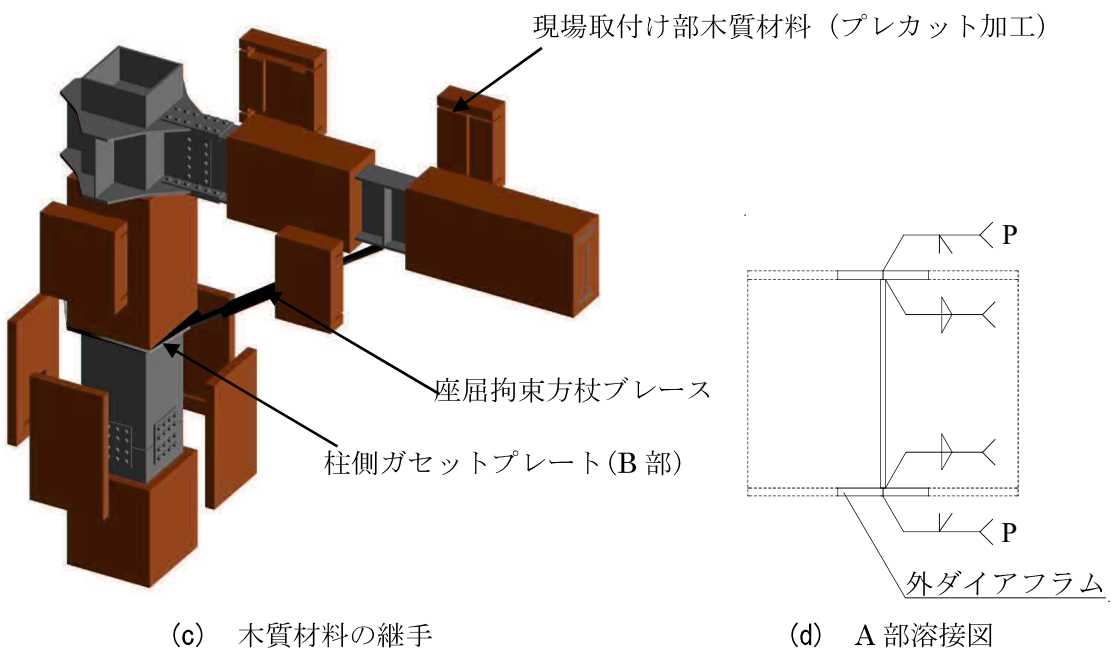


図 2.8 納まり図の例

2. 2 GSTS 梁の曲げ実験

2.2.1 実験概要

ここでは、鋼と木質材料の複合梁部材の曲げ実験を行い、複合梁部材の接合法や幅厚比の相違による力学的特性を検討している。試験体形状を図 2.9、試験体一覧表を表 2.1 に示す。試験体は圧延 H 形鋼またはビルドアップ H 形鋼の周囲をスギ集成材で覆ったものである。鋼材には SS400 の H-100×50×5×7 および H-175×90×5×8 を用いる。木質材料はスギの異等級構成集成材 E65-F225 であり、ラミナ厚は 28.5mm と 25.5mm とする。木質材料の被り厚さは 1 時間耐火を想定して 50mm 以上とする。鋼と木質材料の接合法のディテールを図 2.10 に示す。接合法は接着接合、ボルト接合、接着+ボルト接合、接触接合、ビス接合としている。接触接合は、鋼と木質材料は触れているだけで木質材料どうしを接着したものである。接着剤はエポキシ接着剤（せん断強度:15.38N/mm²、剥ぎ取り強度:0.19N/mm²）とし、その厚さが 0.25mm となるように均等に塗布する。ビスにはステンレス製のタッピングビスを用い、直径 5.3mm、長さ 105mm とする。タッピングビスは 500mm ピッチで留め付ける。

載荷装置を図 2.11 に示す。載荷は支持間隔（シリーズ A~D は 2000mm、シリーズ E および F は 3000mm）を 3 等分した位置を加力点とした 2 点載荷 4 点曲げとしている。4 点曲げは加力点を 2 箇所、支点を 2 箇所とした載荷方法を示す。シリーズ A~D においては一方向単調載荷とし、シリーズ E および F においては正負交番漸増繰返し載荷とする。シリーズ E および F の載荷サイクルは、変位が支持間隔の ±1/400rad、±1/300rad、±1/200rad、±1/100rad を 2 サイクルずつ行う。1/100rad までに荷重低下が生じない場合、一方向で 1/50rad まで載荷を行う。載荷治具は吊り上げた加力鉄骨に取り付ける。載荷時に加力点にめり込みを防ぐためのゴムをはさみ、同様に支点にも鉄板を設ける。変位計測については、試験体下部に変位計を設置し、最大変位には中央部変位計の測定値を用いる。

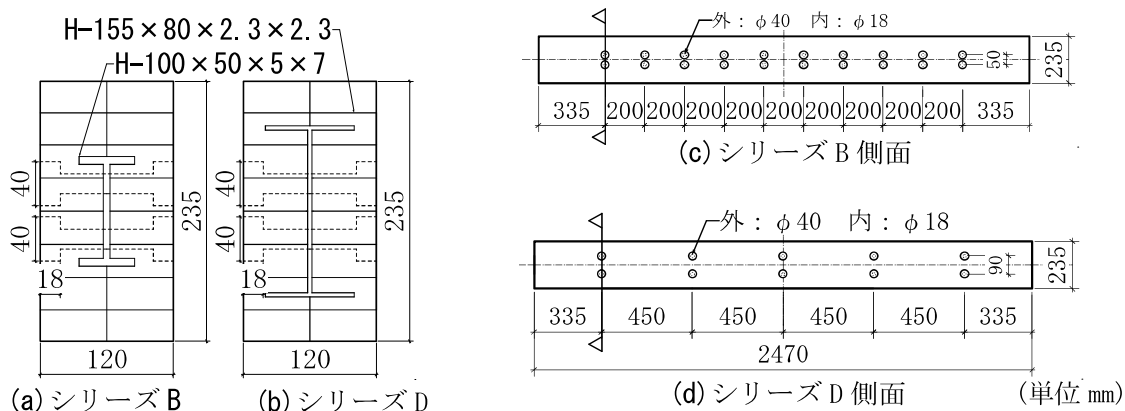


図 2.9 試験体形状

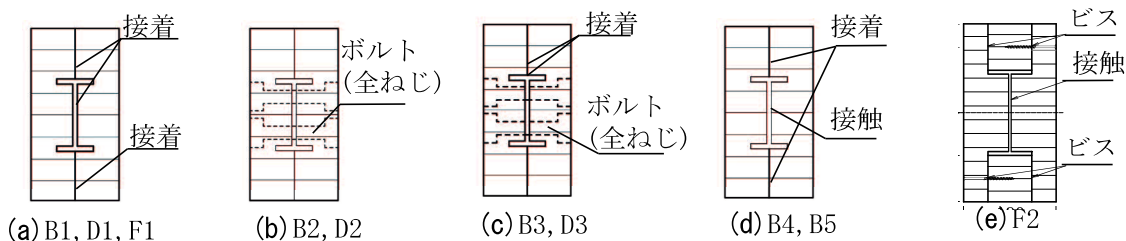


図 2.10 鋼と木質材料の接合法の詳細

表 2.1 試験体一覧表

試験体名	試験体種類	載荷方法	鋼材			木質材料			スパン (mm)	鋼と木質材料の接合法
			鋼材厚	断面寸法	断面積 (mm ²)	ボルト孔	断面 (mm)	分割数		
シリーズ A	A1 鋼材	単調載荷	普通幅	H-100×50×5×7	1130	-	-	-	2000	-
	A2 木質材料		-	-	-	あり	235×120	2		-
	A3 木質材料		-	-	-	なし				-
シリーズ B	B1 複合部材		普通幅	H-100×50×5×7	1130	あり				235×120
	B2 複合部材		あり	接着+ボルト						
	B3 複合部材		あり	接着						
	B4 複合部材	あり	接着							
	B5 複合部材	なし	接触							
シリーズ C	C1 鋼材	単調載荷	薄幅	H-155×80×2.3×2.3	714	-	-	-	2000	-
	C2 木質材料		-	-	-	-	-	-		
シリーズ D	D1 複合部材		薄幅	H-155×80×2.3×2.3	714	あり	235×120	2		接着
	D2 複合部材		あり	ボルト						
	D3 複合部材		あり	接着+ボルト						
シリーズ E	E1 鋼材		繰返載荷	普通幅	H-175×90×5×8	2290	-	-		-
	E2 木質材料	-		-	-	-	-	2	-	
	E3 木質材料	-		-	-	-	-	4	-	
シリーズ F	F1 複合部材	普通幅		H-175×90×5×8	2290	あり	365×190	2	接着	
	F2 複合部材	あり		ビス						

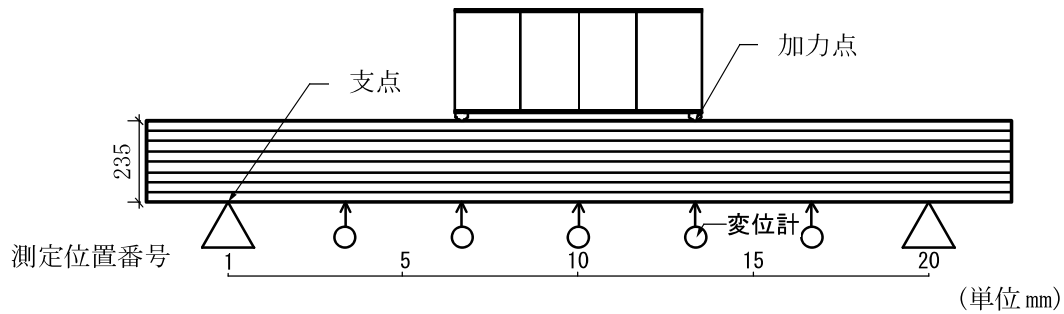


図 2.11 载荷装置

鋼材の材料引張試験の結果一覧を表 2.2 に示す。

表 2.2 鋼材の材料引張試験結果一覧

試験体名	板厚 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏比 (%)
A1、B1~B5	5.0	320.5	413.9	77.4
C1、D1~D3	2.3	320.7	423.5	75.7

2.2.2 破壊性状および補剛効果

シリーズ A~D の荷重変位関係を図 2.12、シリーズ E および F の復元力特性を図 2.13、面外変形を図 2.14、荷重変位曲線の比較を図 2.15、実験結果を表 2.2 に示す。変位は試験体の中央部変位を用いている。複合部材の曲げ性状は、接合法の一体化の程度によって異なるが、鋼材と木質材料それぞれの曲げ耐力および曲げ剛性の足し合わせで概ね評価できることがわかる。また、複合部材の荷重変位関係の特徴として、引張側の木質材料が破壊することにより耐力が低下するが、その後鋼材と圧縮側の木質材料が応力を負担することにより粘りのある変形性能を有している。これは、引張側の木質材料が破壊した後に、鋼または圧縮側の木質材料が荷重を負担しているためである。本実験では幅厚比の制限を越えたビルドアップ H 形鋼を用いて実験を行っているが、木質材料が横座屈を補剛することにより、圧延 H 形鋼と同程度の曲げ性能を保持できることを確認している。

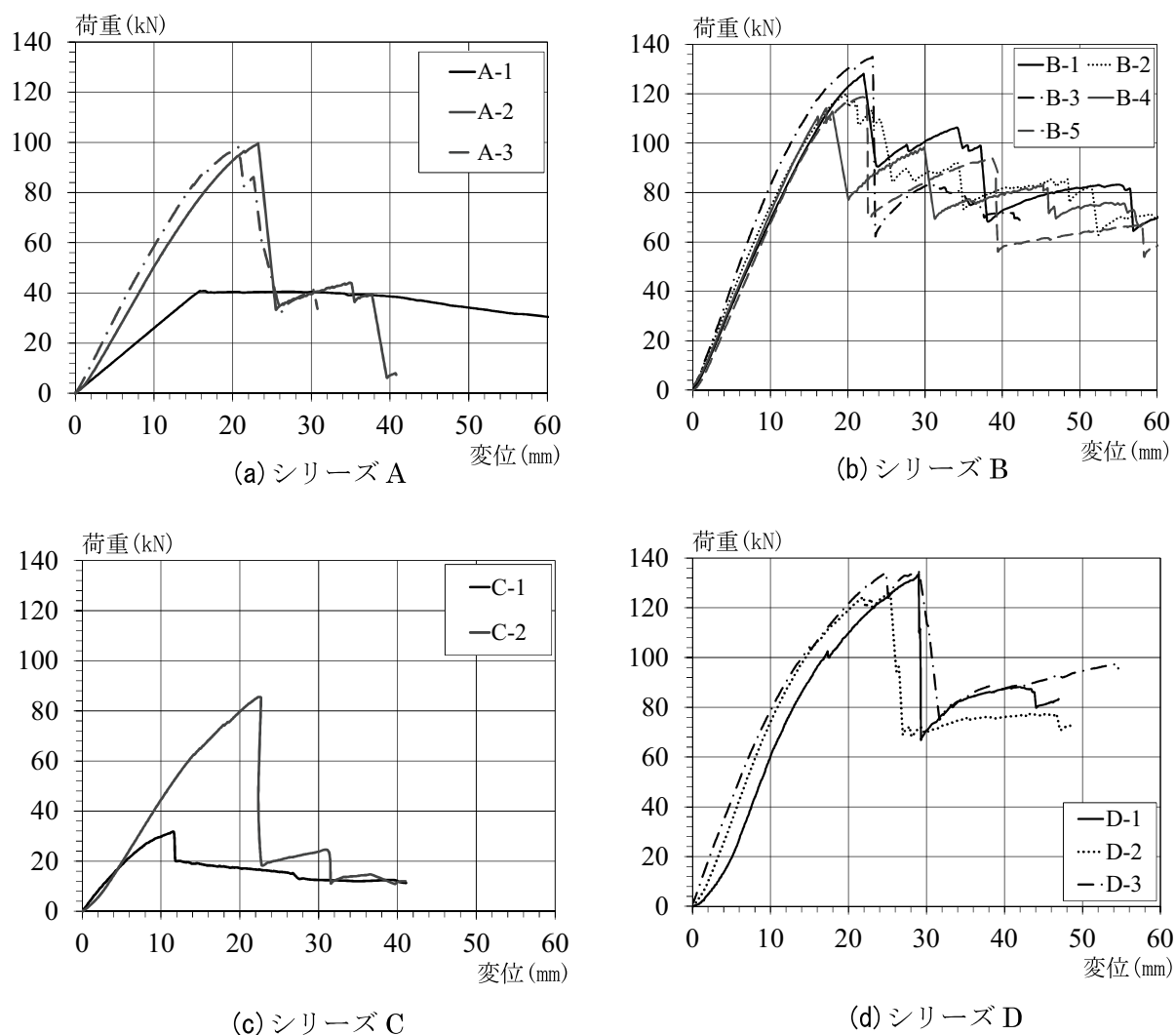
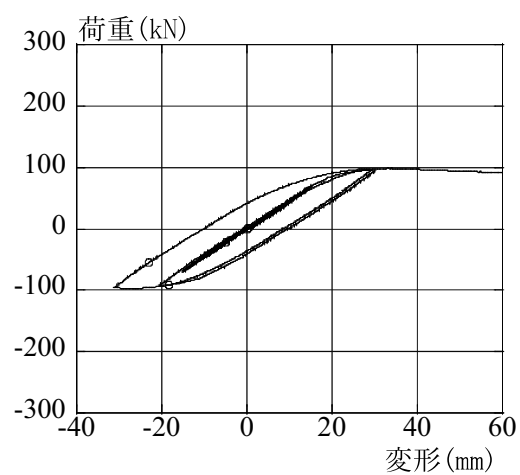
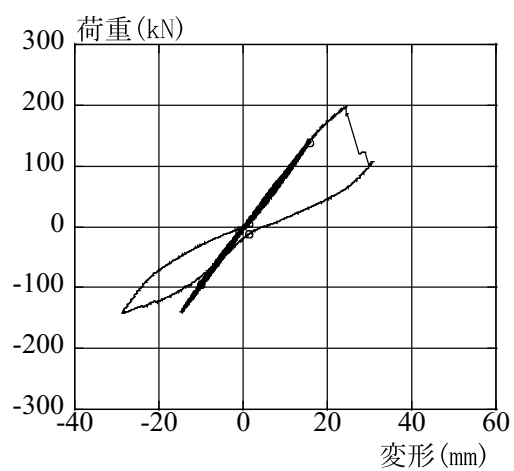


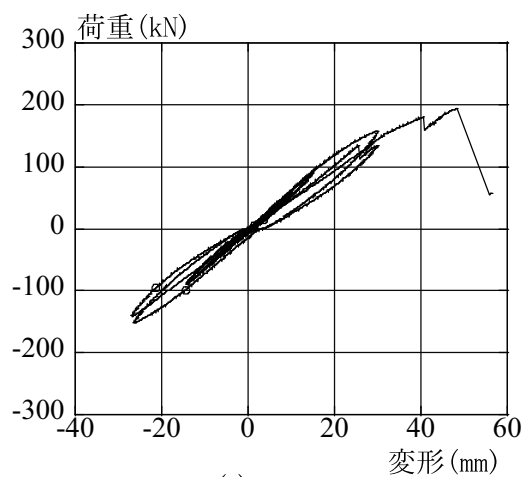
図 2.12 荷重変位関係 (シリーズ A~D)



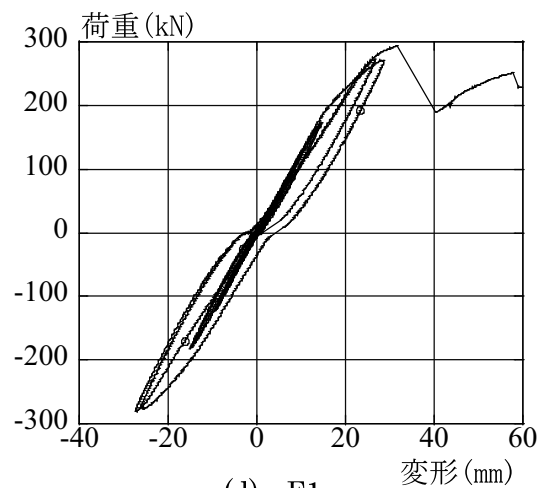
(a) E1



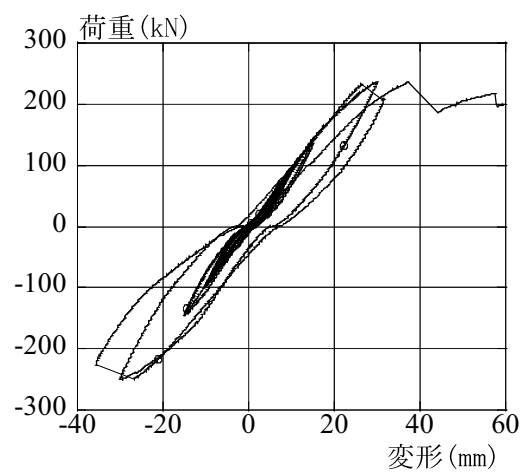
(b) E2



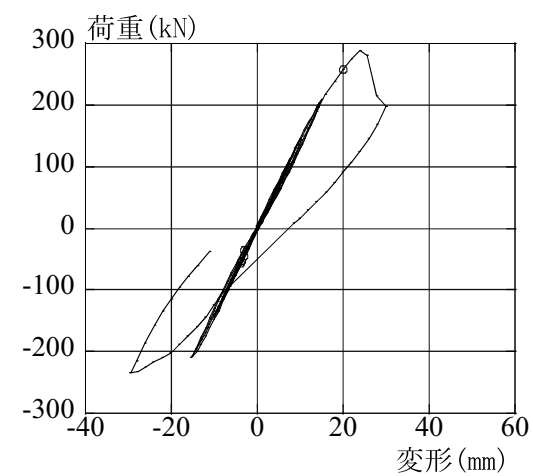
(c) E3



(d) F1

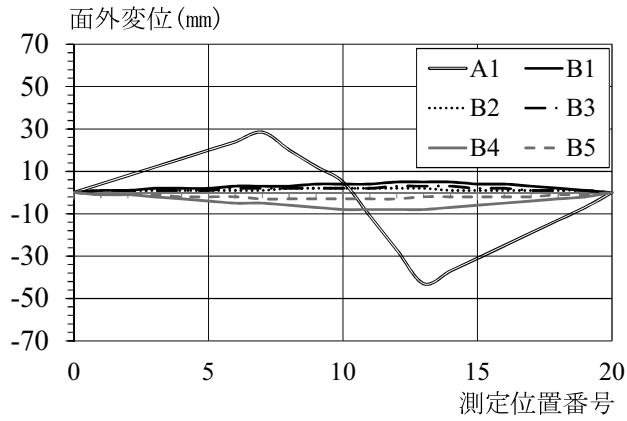


(e) F2

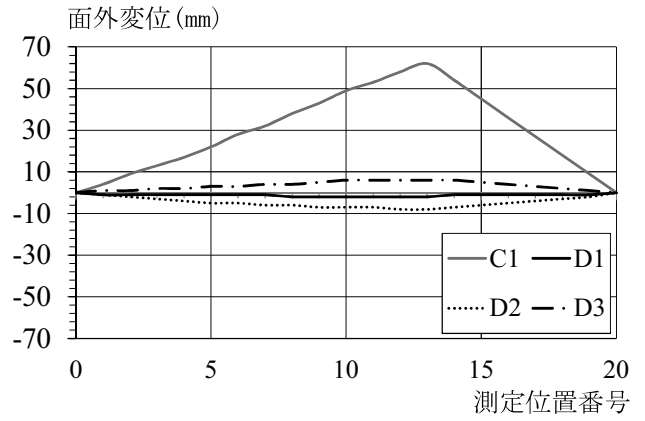


(f) E1+E2

図 2.13 復元力特性 (シリーズ E,F)



(a) 普通幅試験体



(b) 薄幅試験体

図 2.14 面外変形

表 2.2 実験結果一覧

試験体名	最大荷重 (kN)	初期剛性 (kN/m)	最終破壊
シリーズ A	A1	40.7	2602.2
	A2	99.6	5362.5
	A3	98.1	5849.5
シリーズ B	B1	128.1	7014.0
	B2	119.9	7200.7
	B3	134.9	8427.0
	B4	114.1	7357.6
	B5	117.6	7267.3
シリーズ C	C1	31.5	3237.5
	C2	85.5	4448.9
シリーズ D	D1	133.7	7438.4
	D2	126.5	7416.7
	D3	134.3	7955.0
シリーズ E	E1	168.0	4590.0
	E2	197.1	9046.8
	E3	193.9	5980.0
シリーズ F	F1	294.1	12172.6
	F2	250.3	9330.0

試験体 CBH1 のスパン中央部における最外縁の鋼および木質材料の曲げ歪を図 2.16, 実験値と算定値の比較を表 2.3 に示す。E2 の場合, 木質材料の曲げ歪は実験値と算定値と概ね対応しているものの, F1 の場合, 実験値が算定値の約 80%程度である。F1 の弾性域における鋼は 30%程度の荷重負担となっている。

F1, E2 に対して, F2, E3 は初期剛性, 最大耐力ともに各々小さい値となっている。E3, F2 の荷重時, 初期の段階でタッピングビスにより留めつけた木質材料どうしが離れてしまい, 木質材料が十分に一体化できていなかったためと考えられる。

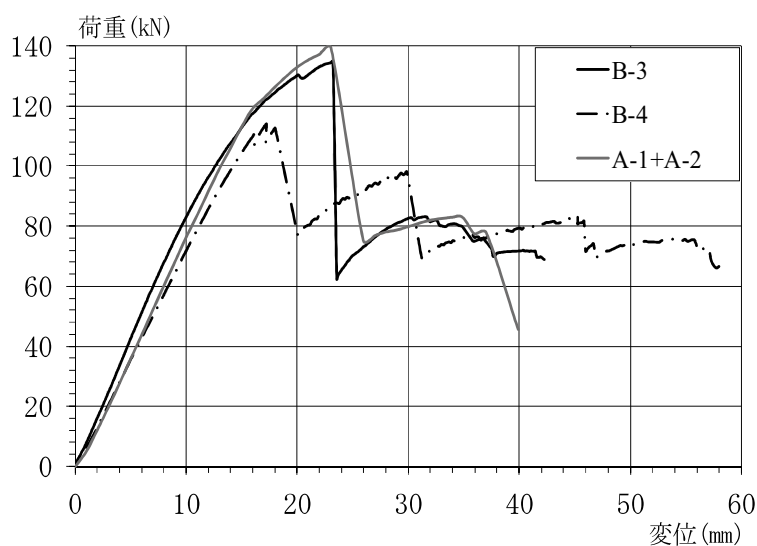


図 2.15 荷重変形曲線の比較

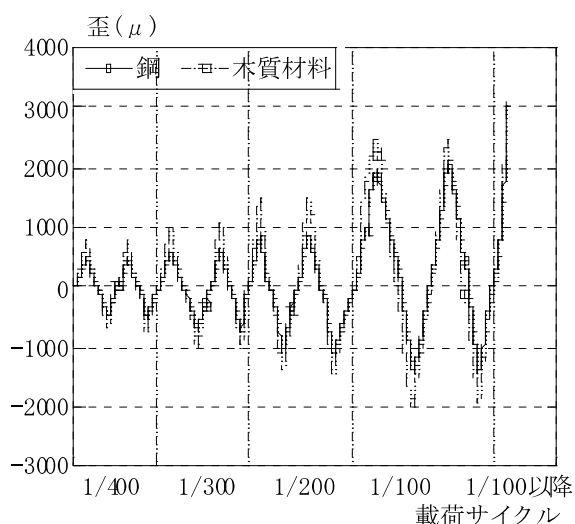


図 2.16 最外縁の曲げひずみ

表 2.3 E2, F1 の曲げひずみ

	E2		
	実験値①	実験値②	①/②
1/300	1650	1613	1.02
1/200	2408	2254	1.07
1/100	2982	3178	0.94
	F1		
	実験値①	実験値②	①/②
1/300	1090	1294	0.84
1/200	1536	1890	0.81
1/100	2424	3003	0.81

単位 : μ mm

2.2.3 梁の剛性および耐力の評価式の導出

1) 初期剛性

既往の研究^{15),16)}から、剛性は鋼と木質材料が一体となって挙動すると仮定し、複合部材の曲げ剛性 $E_c I_c$ を鋼と木質材料の足し合わせたものとする、中央部の曲げ変位 δ_{bc} は次式となる。

$$\delta_{bc} = \frac{23Pl^3}{1296E_c I_c} \quad (2.1)$$

P : 作用する荷重

l : 支持間隔

ここで、複合部材の曲げ剛性 $E_c I_c$ は次式とする。

$$E_c I_c = E_s I_s + E_w I_w \quad (2.2)$$

$E_c I_c$: CSTS 部材の曲げ剛性(= $E_s I_s + E_w I_w$)

E_s : 鋼の曲げ弾性係数

I_s : 鋼の断面 2 次モーメント

E_w : 木質材料の曲げ弾性係数

I_w : 木質材料の断面 2 次モーメント

また、複合部材のせん断変形は次式 δ_{sc} となる。

$$\delta_{sc} = k_c \frac{Pl}{6G_c A_c} \quad (2.3)$$

ここで、せん断剛性 $G_c A_c$ は次式とする。

$$G_c A_c = G_s A_s + G_w A_w \quad (2.4)$$

$G_c A_c$: CSTS 部材のせん断剛性(= $G_s A_s + G_w A_w$)

k_c : CSTS 部材のせん断補正係数(=1.2)

G_s : 鋼のせん断弾性係数

A_s : 鋼の断面積

G_w : 木質材料のせん断弾性係数

A_w : 木質材料の全断面積

よって、CSTS 部材の中央部の変位 δ_c は次式となる。

$$\delta_c = \delta_{bc} + \delta_{sc} = \frac{23Pl^3}{1296E_c I_c} + \frac{Pl}{6G_c A_c} = \frac{216k_c E_c I_c + 23l^2 G_c A_c}{1296E_c I_c \cdot G_c A_c} \quad (2.5)$$

これにより、 $K=P/\delta$ の関係から、CSTS 部材の初期剛性 K_c は次式となる。

$$K_c = \alpha \frac{1296E_c I_c G_c A_c}{l(216k_c E_c I_c + 23l^2 G_c A_c)} \quad (2.6)$$

α : 低減係数(=0.75)

初期剛性 K_c は鋼と木質材料の一体化の程度によって異なるが、2.2 節の実験結果より、接合の精度や木質材料のばらつきに対する安全性を考慮して実験結果の下限値を満たすものとし、低減係数 α は 0.75 とする。

以上より、(2.6) 式によって CSTS 部材の初期剛性 K_c を算定する。

2) 最大曲げ耐力

最大曲げ耐力時の応力の模式図を図 2.17 に示す。既往の研究^{15),16)}より、集成材の最外縁のラミナが曲げ強度に達した場合に最大曲げ耐力となる。最大曲げ耐力は鋼と木質材料が一体となって挙動すると仮定する。まず、木質材料の曲げ強度 σ_w より、木質材料の最大耐力時の曲率 Φ_{wu} は次式で表すことができる。

$$\Phi_{wu} = \frac{\varepsilon_w}{h_w} \quad (2.7)$$

ε_w : 木質材料の歪

h_w : 木質材料のせい

$\sigma = \varepsilon E$ の関係から、

$$\Phi_{wu} = \frac{2\sigma_w}{E_w h_w} \quad (2.8)$$

σ_w : 木質材料の曲げ強度

と表せる。

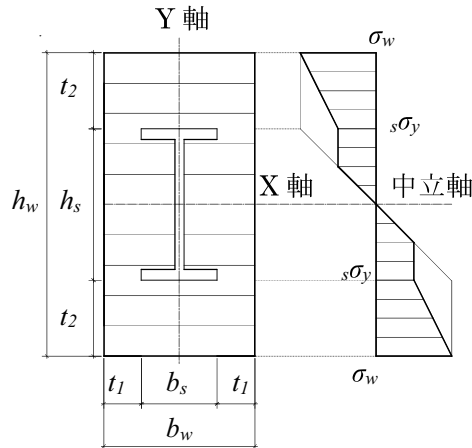


図 2.17 最大曲げ耐力時の応力模式図

また、最大耐力時の CSTS 部材の曲率 Φ_{cu} は、

$$\Phi_{cu} = \frac{P_c l}{6E_c I_c} \quad (2.9)$$

と表すことができる。ここで、鋼と木質材料が一体となって挙動するものとする、 $\Phi_{cu} = \Phi_{wu}$ と表せ、(2.7) 式と(2.8) 式から、前述した条件の場合の CSTS 部材の最大曲げ耐力 M_c は次式で表すことができる。

$$M_c = \frac{2\sigma_w E_c I_c}{E_w h_w} \quad (2.10)$$

最大曲げ耐力 M_c において、初期剛性 Kc と同様に接合の精度や木質材料のばらつきに対する安全性を考慮して低減係数 β は 0.75 とする。その場合、CSTS 部材の最大曲げ耐力 M_c は、次式で表すことができる。

$$M_c = \beta \frac{2\sigma_w E_c I_c}{E_w h_w} \quad (2.11)$$

β : 低減係数(=0.75)

ここで、(2.11) 式が成り立つためには、集成材による十分な横座屈補剛が必要である。木質基準によると、横座屈細長比 λ_b が 10 以下であれば、横座屈補正係数が 1 となり、横座屈は生じない。横座屈細長比 λ_b は、次式とする。

$$\lambda_b = \sqrt{\frac{l_e h_e}{b_e^2}} \quad (2.12)$$

l_e : CSTS 部材の有効座屈長さ

h_e : CSTS 部材の等価材せい

b_e : CSTS 部材の等価材幅

CSTS 部材は鋼と木質材料のヤング係数の異なる材料の複合部材であるから、単純に部材の外径から材せいと材幅を求めることができない。そこで、CSTS 部材の等価材せいと等価材幅を、ヤング係数比を考慮した次式によって算定する。

$$\begin{cases} \frac{b_e h_e^3}{12} = nI_{sx} + I_{wx} \\ \frac{h_e b_e^3}{12} = I_{wy} \end{cases} \quad (2.13)$$

n : 鋼と木質材料のヤング係数比(= E_s/E_w)

I_{sx} : 鋼の X 軸回りの断面 2 次モーメント

I_{wx} : 木質材料の X 軸回りの断面 2 次モーメント

I_{wy} : 木質材料の Y 軸回りの断面 2 次モーメント

等価材せいおよび等価材幅は、鋼材と木質材料のヤング係数の差を考慮した等価断面の寸法である。また、有効座屈長さは木質構造設計規準の等分布荷重の有効座屈長さに準じて振れ止め材間距離の 1.9 倍とする。

以上より、(2.12) 式を満たす場合、(2.11)式によって CSTS 部材の最大曲げ耐力 M_c を算定し、安全率を 1.5 として設計する。

3) 二次剛性

CSTS 部材の二次剛性を図 2.18 に示す。実験の結果から、CSTS 部材は、鋼の降伏近傍で第二勾配となり、木質材料の破断時の最大荷重以降、除荷勾配となる。よって、鋼の降伏時と木質材料の破断時の変位により CSTS 部材の二次剛性を算出する。木質構造設計規準より、曲げに対する木質材料は破断するまで弾性と仮定し、鋼の降伏変位 $s\delta_y$ が、CSTS 部材の降伏変位 $c\delta_y$ とする。よって、二次剛性 K_2 は次式で表すことができる。

$$K_c = \frac{P_c - cP_y}{\delta_c - c\delta_y} \quad (2.14)$$

P_c : CSTS 部材の最大荷重

cP_y : CSTS 部材の降伏荷重

$\delta_c(=\delta_w)$: CSTS 部材の最大荷重時の変位(木質材料の破断時)

$c\delta_y(=s\delta_y)$: CSTS 部材の降伏変位(鋼の降伏時)

ここで、CSTS 部材の降伏荷重 cP_y は次式とする。

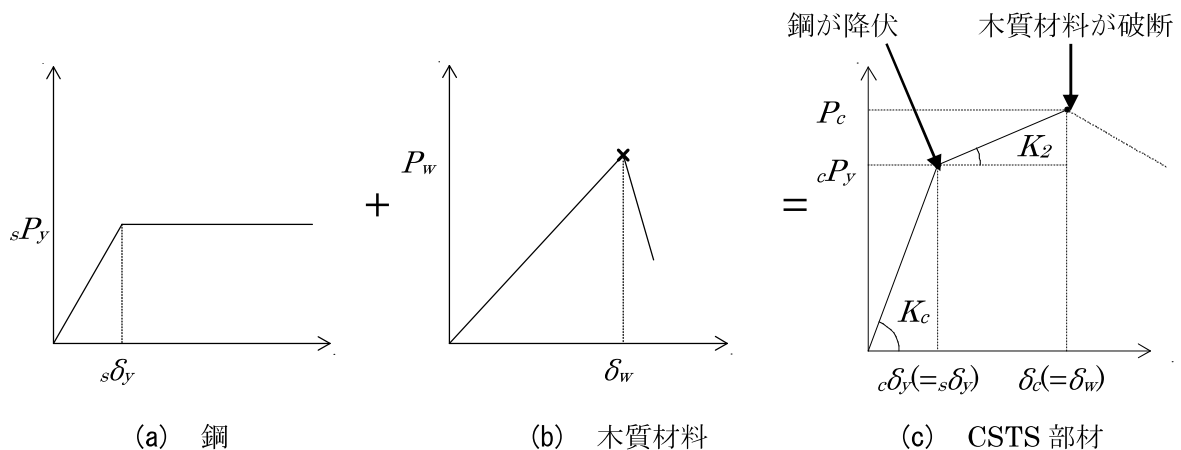


図 2.18 CSTS 部材の二次剛性

$${}_cP_y = {}_sP_y + {}_wP_y \quad (2.15)$$

${}_sP_y$: 鋼の降伏荷重, ${}_w\delta_c$: ${}_c\delta_y (= {}_s\delta_y)$ 時の木質材料の負担荷重

以上より、(2.10) 式によって CSTS 部材の最大荷重 P_c 、(2.14) 式により CSTS 部材の降伏荷重 ${}_cP_y$ を算出し、(2.13) 式によって CSTS 部材の二次剛性 K_2 を算定する。

4) 鋼の降伏先行の条件

CSTS 部材では、木質材料の最外縁のラミナの破断よりも先に鋼が降伏するものとしている。よって、鋼の降伏耐力 ${}_sM_y$ と木質材料の最大耐力 M_w の関係は次式となる。

$${}_sM_y < M_w \quad (2.16)$$

${}_sM_y$: 鋼の降伏耐力

M_w : 木質材料の最大耐力

$M = \sigma Z$ の関係から、

$${}_s\sigma_y Z_s < \sigma_w Z_w \quad (2.17)$$

${}_s\sigma_y$: 鋼の降伏応力度

Z_s : 鋼の断面係数

Z_w : 木質材料の断面係数

$Z = 2I/h$ より、

$$\frac{{}_s\sigma_y I_s}{h_s} < \frac{\sigma_w I_w}{D} \quad (2.18)$$

I_s : 鋼の断面 2 次モーメント

I_w : 木質材料の断面 2 次モーメント

h_s : 鋼の材せい

D : CSTS 部材の材せい

木質材料の X 軸方向の被り厚さを t_1 、Y 軸方向の被り厚さを t_2 とすると、(2.17)式は次式となる。

$$\frac{\sigma_{sy} I_s}{(h_w - 2t_2)} < \frac{\sigma_w I_w}{h_w} \quad (2.19)$$

t_2 : Y 軸方向の木質材料の被り厚さ

分母を移項し、括弧内を展開すると、

$$D\sigma_{sy} I_s < D\sigma_w I_w - 2t_2 \sigma_w I_w \quad (2.20)$$

鋼と木質材料の中立軸は同じであるので、鋼の断面 2 次モーメントは $I_w = I_c \cdot I_s$ 、CSTS 部材の断面 2 次モーメント $I_c = b_w h_w^3 / 12$ より、

$$b_w \sigma_{sy} I_s < b_w \sigma_w \left(\frac{b_w h_w^3}{12} - I_s \right) - 2t_2 \sigma_w \left(\frac{b_w h_w^3}{12} - I_s \right) \quad (2.21)$$

b_w : CSTS 部材の材幅

括弧内を展開して鋼の断面 2 次モーメント I_s を左辺に移項すると

$$h_w \sigma_{sy} I_s + h_w \sigma_w I_s - 2t_2 \sigma_w I_s < h_w \sigma_w \quad (2.22)$$

鋼の断面 2 次モーメント I_s でくくると、

$$I_s (h_w \sigma_{sy} + h_w \sigma_w - 2t_2 \sigma_w) < \frac{(b_w h_w^4 \sigma_w - 2b_w h_w^3 t_2 \sigma_w)}{12} \quad (2.23)$$

鋼の断面 2 次モーメント I_s の関係式にすると、

$$I_s < \frac{(b_w h_w^4 \sigma_w - 2b_w h_w^3 t_2 \sigma_w)}{12(h_w \sigma_{sy} + h_w \sigma_w - 2t_2 \sigma_w)} \quad (2.24)$$

右辺を整理すると、鋼の断面 2 次モーメントの条件式は、次式で表すことができる。

$$I_s < \frac{b_w h_w^3 \sigma_w (h_w - 2t_2)}{12\{h_w \sigma_{sy} + (h_w - 2t_2)\sigma_w\}} \quad (2.25)$$

木質材料は柱と梁の部材端および座屈拘束ブレース用のガセットプレート部分で分割さ

れるので、力の伝達が十分にできない。よって、設計にあたっては、引張力は鋼のみが負担し、圧縮力は鋼と木質材料が負担するものとする。解析モデルでは柱と梁の部材端や部材中間で複数のパーツに分かれている箇所では、鋼のみが連続しているものとした変断面として扱う。

以上より、鋼が木質材料の最大耐力に達する前に降伏するために、CSTS 部材の鋼の断面 2 次モーメントは(2.25) 式を満たすものとする。

2. 3 CSTS 柱の曲げ実験

2.3.1 実験概要

試験体一覧を表 2.4、試験体図面を図 2.19 に示す。試験体は実大の複合柱部材を想定する。複合柱部材に使用する鋼材は、H 形鋼を十字に組み合わせたもの（以降、十字 H 形鋼という）と角形鋼管の 2 種類とする。鋼材のみの試験体を 2 体(十字 H 形鋼を CSH、角形鋼管を CST)、木質材料のみの試験体を 1 体(接着接合を CW1、ビス接合を CW2)、鋼材と木質材料を複合させたものを 4 体(十字 H 形鋼を CCH1,CCH2、角形鋼管を CCT1,CCT2)の計 8 体製作する。十字 H 形鋼と角形鋼管は断面係数が同程度のものとする。

鋼材は鋼種 SS400 の H 形鋼材と、STKR400 の冷間成形角形鋼管とする。試験体はスギ集成材（同一等級構成構造用集成材 E75-F270）を使用し、ラミナ厚は 29mm とする。接着剤はエポキシ接着剤（せん断強度:15.38N/mm²、剥ぎ取り強度:0.19N/mm²）とし、その厚さが 0.25mm となるように均等に塗布する。ビスはステンレス製（SUS410）の万能ビスφ5.3×105 を使用し、ビスどうしの間隔は 500mm とする。ビスを打つために、φ4mm の下孔を設ける。

鋼材を木質材料の中に入れるために、木質材料は 4 つに分かれている。鋼と木質材料の接合法は、接着剤やビスを使用しない接触接合とする。木質材料どうしは、接着剤またはビスにより一体化させる。複合試験体では内部の鋼材に貼った歪ゲージ*1 を逃がすために木質材料に φ5mm の歪ゲージ溝をあける。

載荷装置を図 2.20 に示す。載荷はアムスラー試験機を用いて 4 点曲げとし、正負交番漸増繰り返し載荷とする。支持間隔は 3000mm とする。載荷サイクルは、変位が支持間隔の ±1/400rad、±1/300rad、±1/200rad、±1/100rad を 2 サイクルずつ行う。1/100rad までに荷重低下が生じない場合、一方向で 1/50rad まで載荷を行う。載荷点は全て試験体の支持間隔の 1/3 の位置とする。載荷治具は吊り上げた加力鉄骨に取り付ける。載荷時に加力点にめり込みを防ぐためのゴムをはさみ、同様に支点にも鉄板を設ける。変位計測については、試験体下部に変位計を設置し、最大変位には中央部変位計の測定値を用いる。また、試験体には曲げ歪ゲージおよびせん断歪ゲージを貼り付ける。計測箇所は図 2.19 の位置とする。

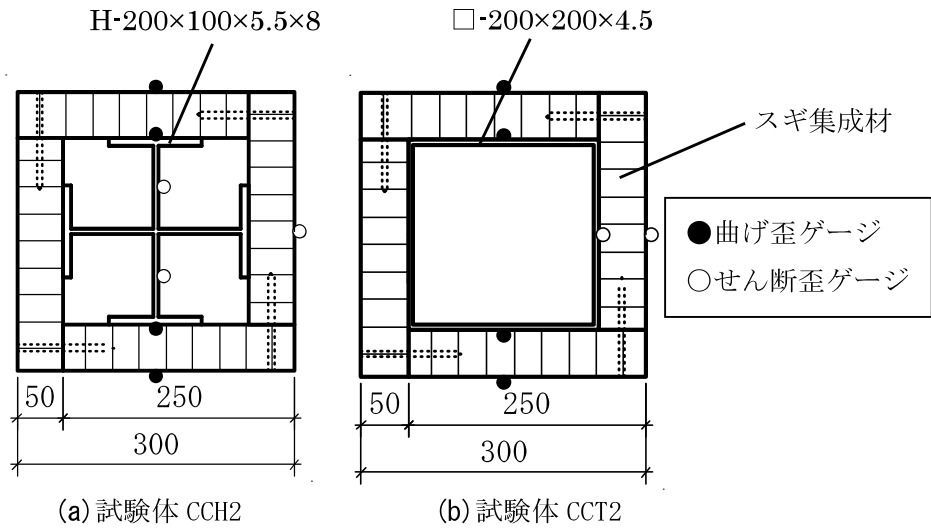


図 2.19 試験体形状

表 2.4 試験体一覧

試験体名	試験体種類	鋼材形状	断面係数 (mm ³)	接合法	
				鋼と木質材料	木質材料どうし
CSH	鋼材のみ	十字H形鋼	207,700	-	-
CST		角型鋼管	219,000	-	-
CW1	木質材料のみ	-	3,166,666	-	接着接合
CW2		-		-	ビス接合
CCH1	複合部材	十字H形鋼	3,374,366	接触接合	接着接合
CCH2					ビス接合
CCT1		角型鋼管	3,385,666		接着接合
CCT2					ビス接合

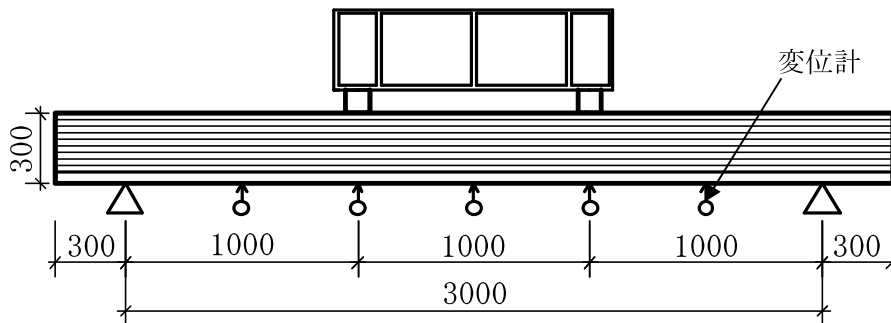


図 2.20 荷装置

2.3.2 破壊性状

実験結果を表 2.5、荷重変位関係を図 2.21 に示す。複合試験体において、角形鋼管を用いた試験体 CCT1 は十字 H 形鋼を用いた試験体 CCH1 よりも、最大荷重は 9%、初期剛性は 6%程度高かった。接着接合の試験体 CCH1、CCT1 では $1/100\text{rad}$ (1 回目) で接着部剥離を起こし、ビス接合の試験体 CCH2、CCT2 では最終一方向荷重の $1/79\text{rad}$ 及び $1/68\text{rad}$ で中央部の引張破壊を起こし、荷重が大きく低下した。角形鋼管を用いた試験体 CCT1、CCT2 では $1/50\text{rad}$ 付近で座屈が生じたが、十字 H 形鋼を用いた試験体 CCH1、CCH2 では $1/50\text{rad}$ 以降まで座屈は生じなかった。

曲げ歪およびせん断歪を図 2.22 に示す。曲げ歪において、 $1/300\text{rad}$ までは鋼材は木質材料の約 66%となっていて、中立軸からの距離の比と合致している。 $1/100\text{rad}$ 以降で鋼材が降伏し、鋼材と木質材料の曲げ歪が同程度となっている。せん断歪において、鋼材は木質材料の $1/3$ 程度のせん断力を受け、大部分を木質材料が負担している。これは鋼材と木質材料が接触接合のため、せん断力が摩擦によってのみ伝達しているためである。

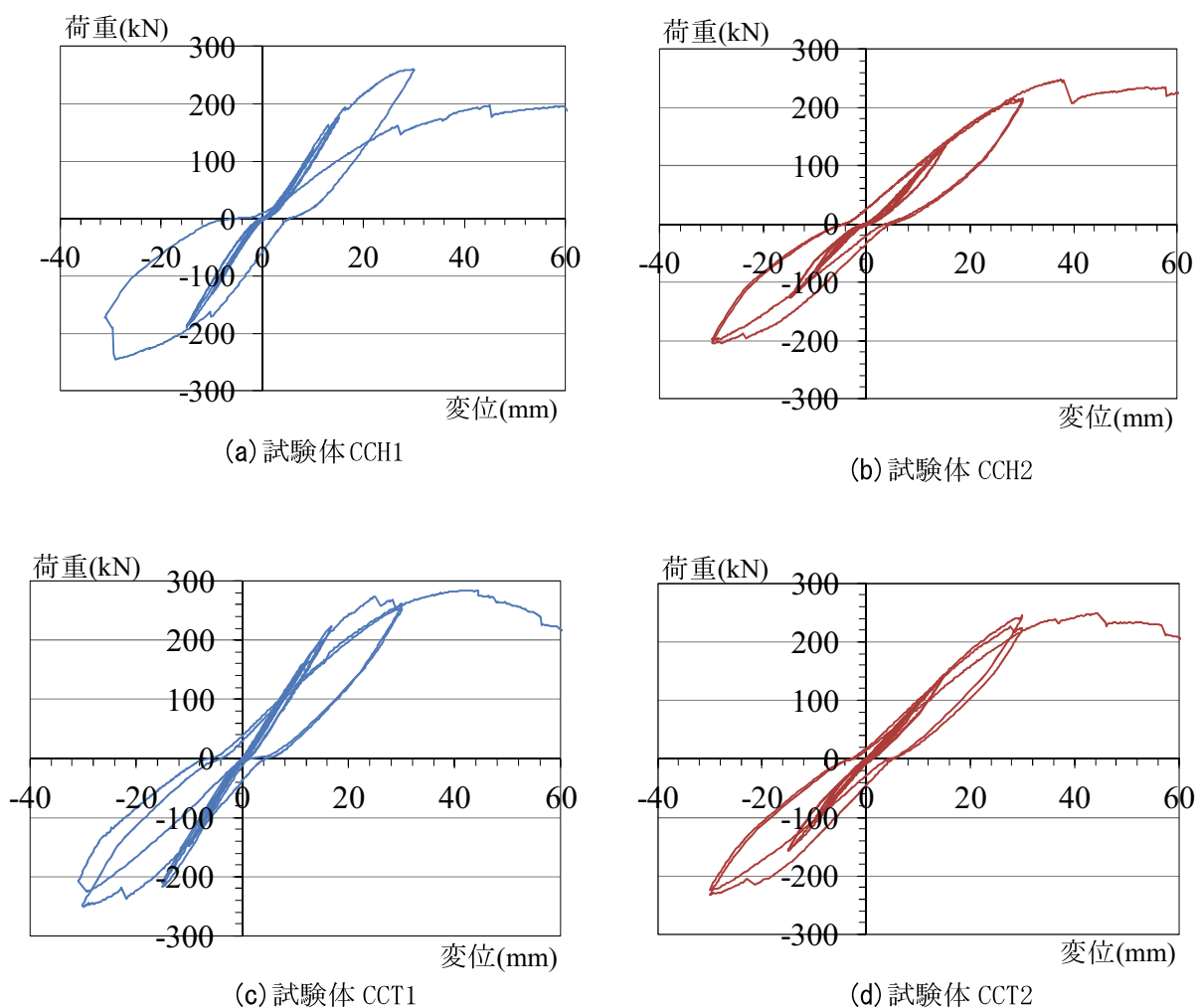


図 2.21 荷重変位関係

表 2.5 実験結果

試験体名	最大荷重 (kN)	初期剛性 (kN/m)	破壊性状	
			最終破壊	層間変形角 (rad)
CSH	148.0	7296.9	-	-
CST	184.0	8717.5	-	-
CW1	153.1	7042.4	引張破壊	1/136
CW2	81.0	2586.7	引張破壊	1/85
CCH1	260.6	13239.1	接着部剥離	1/103
CCH2	253.8	8862.4	引張破壊	1/79
CCT1	284.6	14050.7	接着部剥離	1/120
CCT2	248.2	9619.2	引張破壊	1/68

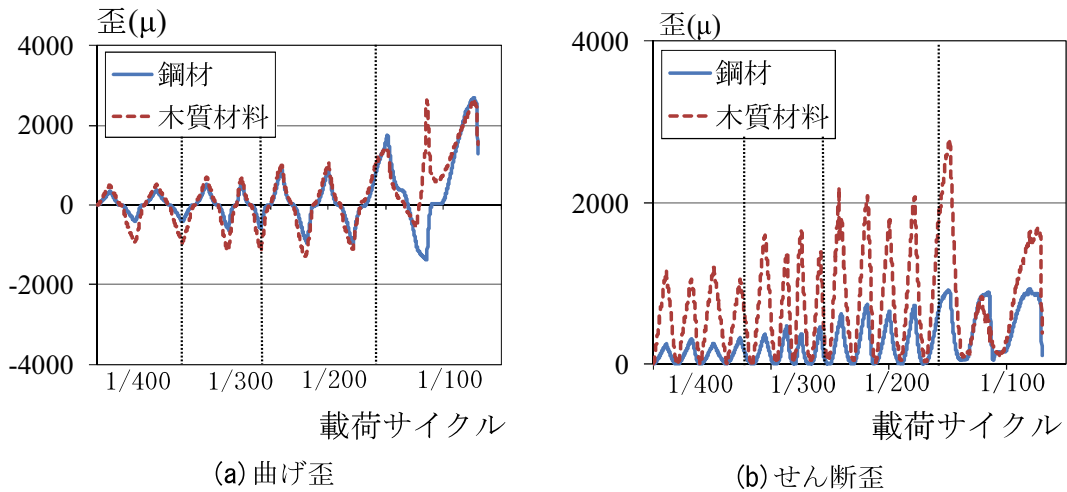


図 2.22 曲げ歪及びせん断歪 (試験体 CCH1)

2.3.3 柱の剛性および耐力の評価式の導出

柱曲げ実験の結果から、梁同様に曲げ性状を評価することができる。そのため、柱部材の曲げ性状においても、2.2 節の曲げ剛性、曲げ耐力、二次剛性、鋼の降伏先行の評価式を適用する。

2. 4 CSTS 柱の短柱圧縮実験

2.4.1 実験概要

CSTS 部材の短柱圧縮実験を行い、基本的な力学的特性や破壊性状について確認する。短柱圧縮実験の複合試験体形状を図 2.23、試験体一覧を表 2.6 に示す。実験に使用する鋼材の板厚は 1.6mm、2.3mm、3.2mm の 3 種類とする。(板厚が 1.6mm の試験体は、幅厚比の制限を満たしていないものである。) 接合法は、鋼と木質材料は接触接合、木質材料同士はビス接合とする。鋼材のみの試験体を 3 体 (板厚が 1.6mm を S16、2.3mm を S23、3.2mm を S32)、接着接合の複合試験体を 9 体 (板厚が 1.6mm を C16、2.3mm を C23、3.2mm を C32 とし、各試験体 3 体ずつ)、ビス接合の複合試験体を 9 体 (板厚が 1.6mm を C16、2.3mm を C23、3.2mm を C32 とし、各試験体 3 体ずつ) の計 21 体とする。部材の長さは 600mm とする。鋼材は一般構造用角形鋼管を使用し、材質は STKR400 とする。角形鋼管の両端部には、加力用の厚さ 22mm のプレートに溶接して取り付ける。木質材料はスギの同一等級構成構造用集成材を使用し、強度等級は E65-F255 とする。木質材料のラミナ厚は 30mm とし、被り厚さは 50mm とする。接着剤はエポキシ接着剤 (せん断強度:15.38N/mm²、剥ぎ取り強度:0.19N/mm²) とし、その厚さが 0.25mm となるように均等に塗布する。ビスは構造用ビスの TBS6100 を使用し、寸法は φ6×100 とし、木質材料にはあらかじめ φ4 の下孔を設けてから打ち付ける。

載荷装置を図 2.24 に示す。載荷は 5ton 油圧試験機を用いて単調中心圧縮載荷とする。複合試験体は荷重が 80%以下まで低下するか、軸方向変位が 10mm に到達するまで載荷を行う。ただし、鋼および木質材料の破壊状況に応じて 10mm 以下で載荷を終了する場合もある。拘束条件は上端をピン、下端を固定とする。軸方向変位は試験体の加力用プレート間で計測する。変位計については、試験体エンドプレートに変位計を設置し、最大変位の測定値として用いる。

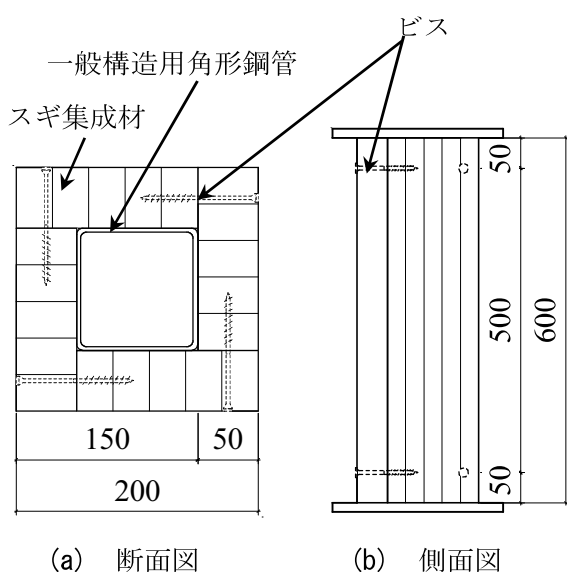


図 2.23 試験体形状

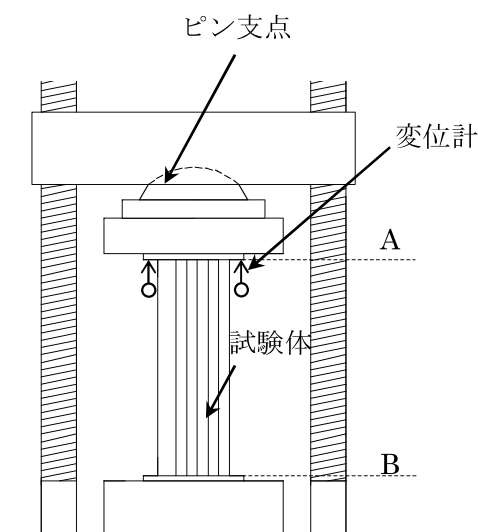


図 2.24 載荷装置

表 2.6 試験体一覧

試験体名	部材構成	鋼材サイズ	鋼材の幅厚比	接合法			
				鋼と木質材料	木質材料どうし		
S16	鋼材のみ	□-100×100×1.6	62.5	-	-		
S16		□-100×100×2.3	43.5				
S16		□-100×100×3.2	31.2				
CG16-a	複合部材	□-100×100×1.6	62.5	接着接合	接着接合		
CG16-b							
CG16-c							
CG23-a		□-100×100×2.3	43.5				
CG23-b							
CG23-c							
CG32-a		□-100×100×3.2	31.2				
CG32-b							
CG32-c							
CS16-a		□-100×100×1.6	62.5	接触接合	ビス接合		
CS16-b							
CS16-c							
CS23-a						□-100×100×2.3	43.5
CS23-b							
CS23-c							
CS23-a	□-100×100×3.2			31.2			
CS23-b							
CS23-c							

鋼材の材料引張試験結果一覧を表 2.7 に示す。

表 2.7 鋼材の材料引張試験結果一覧

試験片名	降伏応力度(N/mm ²)	最大応力度(N/mm ²)	平均降伏応力度(N/mm ²)	平均最大応力度(N/mm ²)
t=1.6①	342.2	417.5	343.3	425.1
t=1.6②	327.5	413.1		
t=1.6③	360.6	444.7		
t=2.3①	316.1	424.3	332.1	428.5
t=2.3②	338.0	431.7		
t=2.3③	342.2	429.6		
t=3.2①	318.0	438.6	332.0	436.9
t=3.2②	332.8	430.5		
t=3.2③	345.2	441.7		

2.4.2 破壊性状

鋼材のみの試験体の荷重-変位関係を図 2.25、接着接合の複合試験体の荷重-変位関係を図 2.26、ビス接合の複合試験体の荷重-変位関係を図 2.27、実験結果一覧を表 2.7 に示す。表 2.7 中の破壊性状は载荷中および载荷後に解体した試験体を目視により判断したものである。また局部座屈の位置は図 2.24 における B からの距離である。

鋼材のみの試験体よりも複合試験体の方が最大荷重が大きく、木質材料が圧縮力を負担していた。また、鋼材のみの試験体では軸方向変位が 5mm 以下のときに荷重が 30%以上低下したが、複合試験体では軸方向変位が 5mm のとき、最大荷重からの荷重の低下は 10%以内となった。

载荷後の複合試験体の破壊性状の代表例（試験体 C16-b）を写真 2.1 に示す。全ての試験体において、鋼材が局部座屈を起こし、荷重が低下した。木質材料は、全て最大荷重以降に破壊が生じた。変形が 5mm 程度では木質材料に隙間ができ、さらに変形が進むと割裂破壊が生じた。

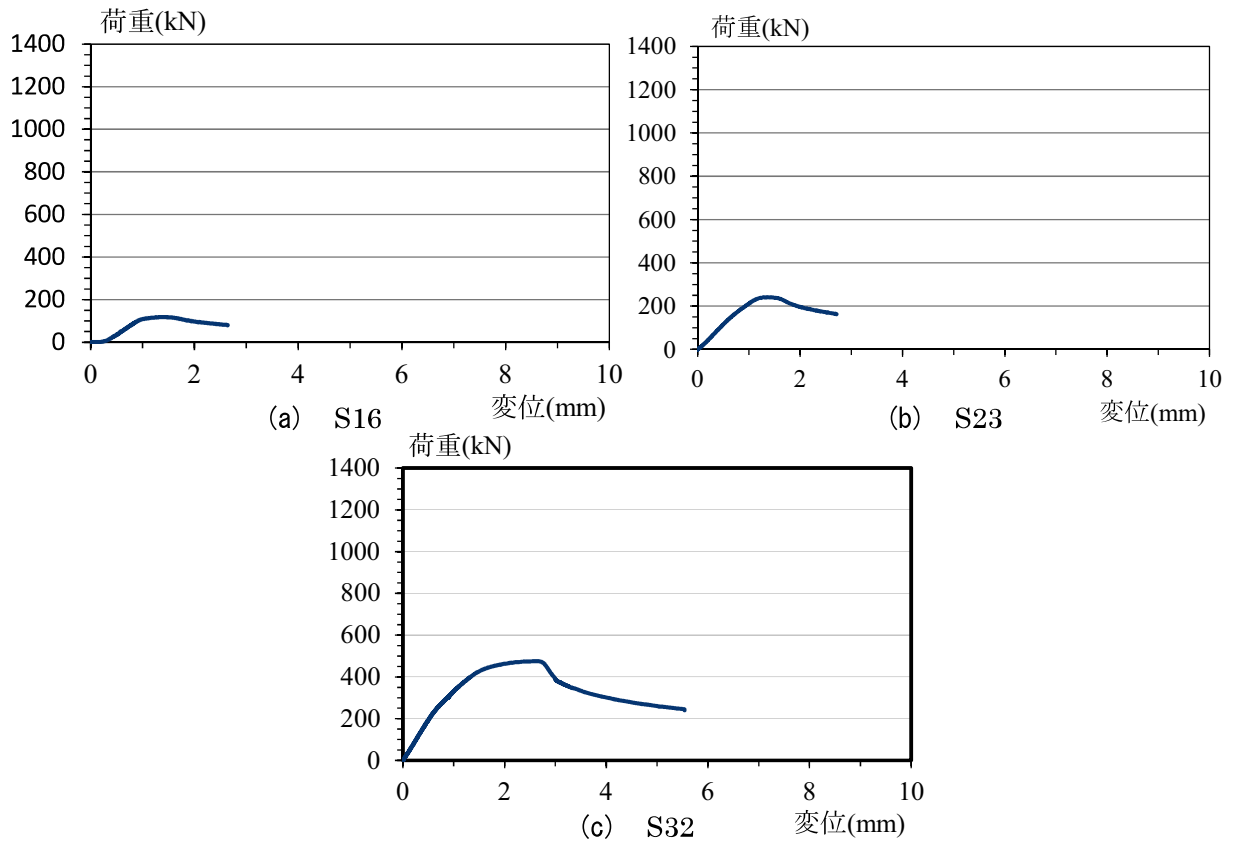


図 2.25 鋼材のみ

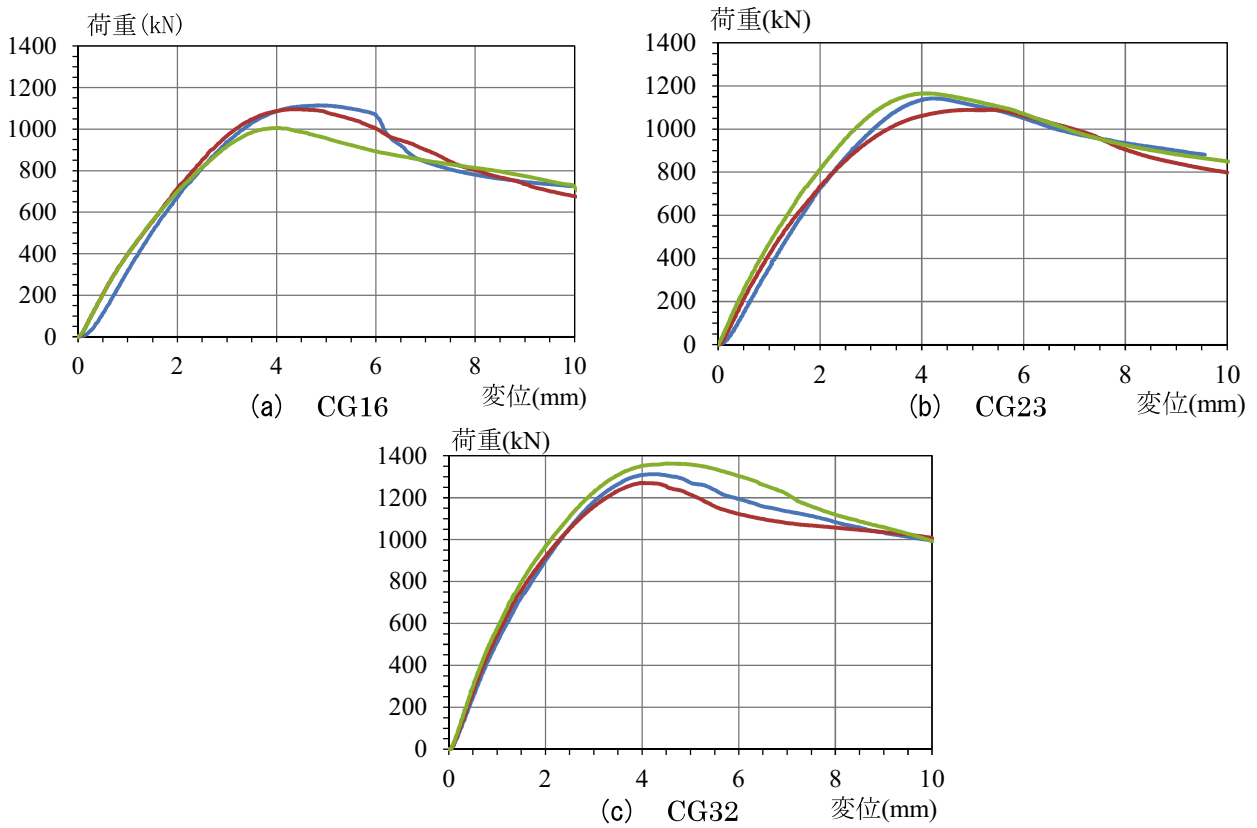


図 2.26 CG シリーズ

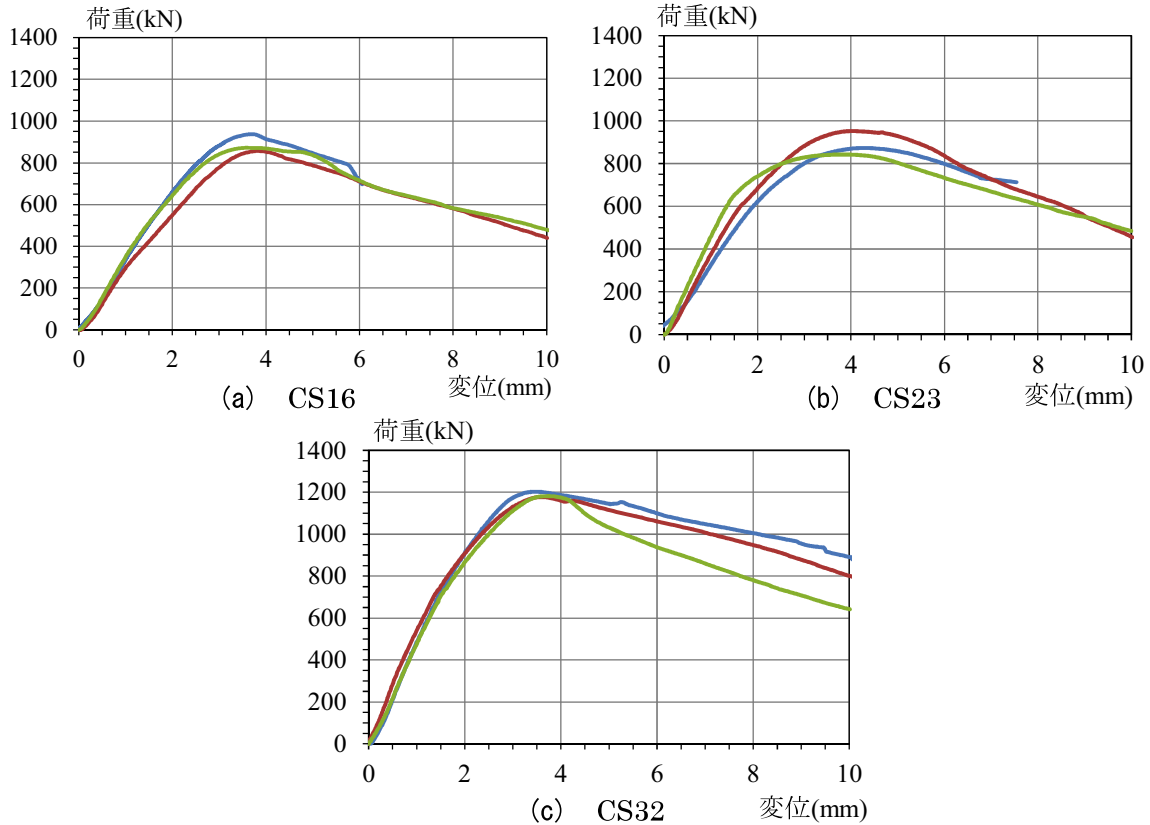


図 2.27 CS シリーズ

表 2.7 実験結果一覧

試験体名	最大荷重 (kN)	最大変位 (mm)	初期剛性 (kN/m×10 ³)	初期破壊 (木)		最終破壊 (木)		局部座屈 (鋼)
				変位 (mm)	位置	変位 (mm)	位置	位置 (mm)
S16	118.3	1.15	160.8	-	-	-	-	240
S23	241.2	1.37	241.5	-	-	-	-	300
S32	475.2	2.59	357.4	-	-	-	-	120
CG16-a	1114.5	4.84	375.7	3.1	面2 中央	7	面3 下部	120
CG16-b	1095.7	4.36	344.9	2.9	面1 中央	6	面1 中央	120,300,600
CG16-c	1005.4	4.04	353.7	3.4	面1 中央	-	下端部	0
CG23-a	1142.0	4.26	386.6	3.2	面2 中央	6	面1 下端	0,600
CG23-b	1089.0	5.34	377.5	5.5	面4 上部	7.5	面3 上端	0,600
CG23-c	1165.1	4.03	371.5	3	面2 上部	6.7	面3 上部	0,600
CG32-a	1312.2	4.18	494.4	3.8	面4 中央	5.2	面4	0,600
CG32-b	1270.3	3.97	483.9	2.5	面4 中央	-	面3 下端	0,600
CG32-c	1362.9	4.51	496.1	4.2	面2 中央	7	面2	0,420,600
CS16-a	937.8	3.65	458.6	1.4	面1 鉄板	3.8	-	480
CS16-b	856.7	3.79	353.3	4	面4ビス部	7.7	面3 中央	240
CS16-c	872.1	3.56	358.5	2.9	面3ビス部	7.8	面3	300
CS23-a	873.2	4.46	356.8	3	面3上ビス	7.5	面3 中央	300
CS23-b	952.6	4.05	395.5	3.2	面4ビス部	8.7	中央部	300
CS23-c	842.4	3.89	424.2	2.7	面1 下部	9.2	面3	300
CS32-a	1202.1	3.41	471.1	3	面4ビス部	9.4	面4ビス間	0
CS32-b	1177.2	3.64	466.7	4	面4両ビス	9.3	面3	0
CS32-c	1181.3	3.72	489.2	2.9	面2	-	中央部	300

※局部座屈の位置は、図 2.24 の B からの距離を表す。

2.4.3 圧縮耐力の評価

実験値と算定値の比較を表 2.8 に示す。等価細長比 λ_e が 100 以下の場合、実験値と適合する座屈低減係数 η' は最小値で 0.75 である。よって、安全側を考慮し、等価細長比 λ_e が 100 以下の場合、(2.33)式の座屈低減係数 $\eta=0.30$ を用いる。等価細長比 λ_e が 100 以上の場合はオイラー座屈が生じるものとし、(2.33)式とする。

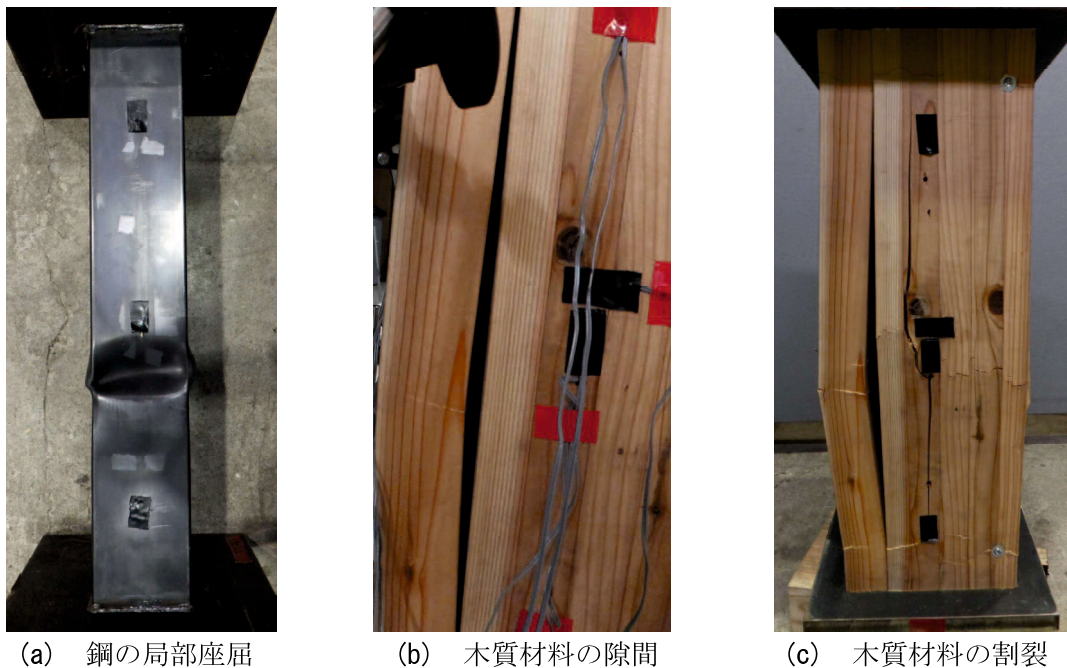


写真 2.1 破壊性状の例(C16-b)

表 2.8 実験値と算定値の比較

試験体名	l_k (mm)	λ_e	A_s (mm ²)	A_e (mm ²)	η	$w\sigma_c$ (N/mm ²)	圧縮耐力(kN)		η'
							算定値	実験値	
CG16-a	420	11.5	629.8	47211	0.30	20.6	291.8	1114.5	1.15
CG16-b								1095.7	1.13
CG16-c								1005.4	1.03
CG23-a		8.8	885.2	54192			334.9	1142.0	1.02
CG23-b								1089.0	0.98
CG23-c								1165.1	1.04
CG32-a		8.2	1213	63151			390.3	1312.2	1.01
CG32-b								1270.3	0.98
CG32-c								1362.9	1.05
CS16-a		11.5	629.8	47211			291.8	937.8	0.96
CS16-b								856.7	0.88
CS16-c								872.1	0.90
CS23-a		8.8	885.2	54192			334.9	873.2	0.78
CS23-b								952.6	0.85
CS23-c								842.4	0.75
CS32-a		8.2	1213	63151			390.3	1202.1	0.92
CS32-b								1177.2	0.90
CS32-c								1181.3	0.91

ここで、座屈低減係数 η は座屈による破壊を考慮して許容圧縮応力度を低減させるものであり、等価細長比 λ_e によって決まる。木質構造設計規準においては、圧縮材の座屈低減係数は細長比 λ に応じて定められている。また、鋼・木質ハイブリッド構造の設計施工技術資料によると、鋼木質複合部材においても、細長比が 100 より大きい場合、集成材のオイラー座屈で決まっているので、これに習うものとする。木質構造設計規準¹⁸⁾より、木質構造の座屈低減係数 η の算定式を以下に示す。

座屈応力度は材の細長比に関係し、 $\lambda > 100$ の範囲内では、

$$F_k = \frac{c\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (2.26)$$

が実験値とよく一致する。

また、弾性係数と圧縮強度に $E \approx 300F$ の関係があるため、

$$f_k = \frac{3000f_c}{\lambda^2} \quad (2.27)$$

となる。

次に、 $\lambda \leq 100$ の範囲内では直線式を採用し、 $\lambda = 30$ で許容圧縮応力度となり、 $\lambda = 100$ で(2.4.2)式に接続する式として次式を得る。

$$f_k = (1.3 - 0.01\lambda)f_c \quad (2.28)$$

f_k : 許容座屈応力度

f_c : 許容圧縮応力度

細長比ごとの座屈低減係数をまとめると、次のようになる。

$$\left\{ \begin{array}{ll} \eta = 1 & (\lambda \leq 30) \\ \eta = 1.3 - 0.01\lambda & (30 < \lambda \leq 100) \\ \eta = \frac{3000}{\lambda^2} & (\lambda > 100) \end{array} \right. \quad (2.29)$$

座屈低減係数 η を表 2.9 に示す。

表 2.9 座屈低減係数 η

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
30	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.92	0.91
40	0.90	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89
50	0.80	0.79	0.78	0.77	0.76	0.75	0.74	0.73	0.72	0.71
60	0.70	0.69	0.68	0.67	0.66	0.65	0.64	0.63	0.62	0.61
70	0.60	0.59	0.58	0.57	0.56	0.55	0.54	0.53	0.52	0.51
80	0.50	0.49	0.48	0.47	0.46	0.45	0.44	0.43	0.42	0.41
90	0.40	0.39	0.38	0.37	0.36	0.35	0.34	0.33	0.32	0.31
100	0.30	0.29	0.29	0.28	0.28	0.27	0.27	0.26	0.26	0.25
110	0.25	0.24	0.24	0.23	0.23	0.23	0.22	0.22	0.22	0.21
120	0.21	0.20	0.20	0.20	0.20	0.19	0.19	0.19	0.18	0.18
130	0.18	0.17	0.17	0.17	0.17	0.16	0.16	0.16	0.16	0.16
140	0.15	0.15	0.15	0.15	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14	0.14
150	0.13									

ここで、前述した短柱圧縮実験の結果より、圧縮力は CSTS 部材を構成する鋼と木質材料が剛性に応じて各々負担するものとする。鋼木質複合構造の設計施工技术資料¹⁹⁾より、CSTS 部材の圧縮耐力 C_c は、次式で表すことができる。

$$C_c = A_e \eta_w \sigma_c \quad (2.30)$$

A_e : CSTS 部材の等価断面積

η : 座屈低減係数

$w\sigma_c$: 木質材料の圧縮応力度

ここで、CSTS 部材の等価断面積 A_e は、次式とする。

$$A_e = nA_s + A_w \quad (2.31)$$

A_s : 鋼の断面積

n : 木質材料に対する鋼材のヤング係数比

ここで、CSTS 部材の等価細長比 λ_e および等価断面二次半径 i_e は次式とする。

$$\lambda_e = \frac{l_k}{i_e}$$

$$i_e = \sqrt{\frac{I_w}{A_e}} \quad (2.32)$$

l_k : CSTS 部材の座屈長さ

等価細長比 λ_e と座屈低減係数 η の関係を以下に示す。

$$\left\{ \begin{array}{ll} \eta = 0.30 & (\lambda_e < 100) \\ \eta = \frac{3000}{\lambda_e^2} & (\lambda_e \geq 100) \end{array} \right. \quad (2.33)$$

鋼・木質ハイブリッド構造の設計施工技術資料¹⁹⁾によると、細長比が 100 以下の場合、鋼木質複合部材の圧縮力の負担が大きくなるので、座屈低減係数を 0.3 にしている。鋼木質複合部材に座屈低減係数を用いると、コネクタの負担せん断力が過大となり、部材耐力がコネクタ耐力によって決定されるので、細長比が 100 以下の場合でも、細長比が 100 の座屈低減係数で部材耐力を設定し、それを上回るようなコネクタの設計を行っている。ここで提案している鋼木質複合部材はコネクタの代わりに木質材料どうしを接着接合またはビス接合とすることで、鋼の周囲を覆うものである。木質材料の負担圧縮力が大きくなると、木質材料の破壊が先行してしまうので、細長比が 100 以下の場合でも、細長比が 100 の座屈低減係数で部材耐力を設定している。短柱圧縮実験によると、幅厚比 30~60 において、座屈低減係数は 0.75 程度であることがわかっている。

よって、等価細長比 λ_e が 100 より大きい場合、集成材のオイラー座屈が支配的であるため、材の等価細長比 λ_e に応じて決まる座屈低減係数 η とする。付録によると $\eta = 0.75$ 程度であるが、ここでは、細長比が 100 以下の場合でも、安全性を考慮して等価細長比 λ_e が 100 の座屈低減係数 η で部材耐力を設定する。以上より、(2.30) 式に(2.33) 式の座屈低減係数 η を代入することによって CSTS 部材の圧縮耐力 C_c を算定する。

2. 5 柱梁接合部の実験

2.5.1 実験概要

試験体は実大の 2/3 スケールを想定した柱梁接合部のものとし、タイプ 1 に CSTS 部材のものを 1 体、タイプ 2 に鋼のみのものを 1 体、計 2 体を製作する。試験体の柱梁断面形状を図 2.28、試験体正面図を図 2.29 に示す。鋼材はタイプ 1、タイプ 2 ともに梁に SS400 の H-150×75×5×7、柱に STKR400 の□-100×100×6 を使用する。木質材料には JAS（日本農林規格）に基づく強度区分 E65-F225 のスギ集成材を使用する。木質材料は被り厚さ 50mm とする。接合法については、鋼材と木質材料は接触接合、木質材料どうしは接着接合とする。接着剤はエポキシ接着剤（せん断強度:15.38N/mm²、剥ぎ取り強度:0.19N/mm²）とし、その厚さが 0.25mm となるように均等に塗布する。

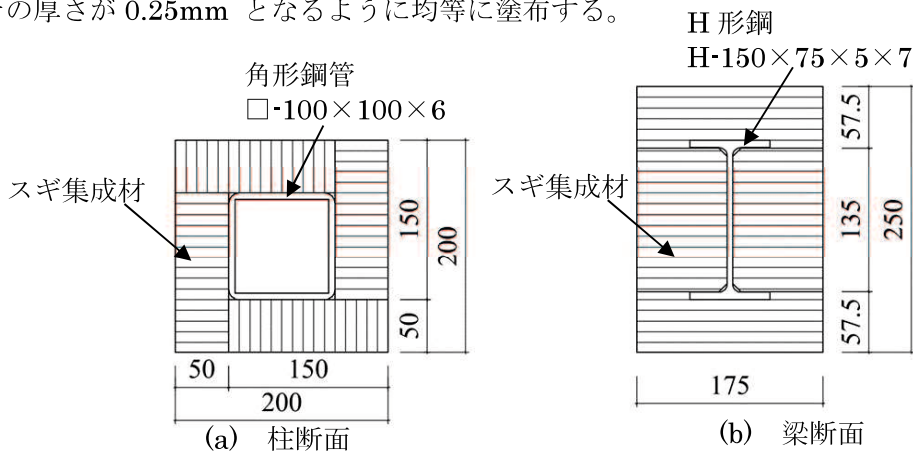


図 2.28 試験体の柱梁断面形状

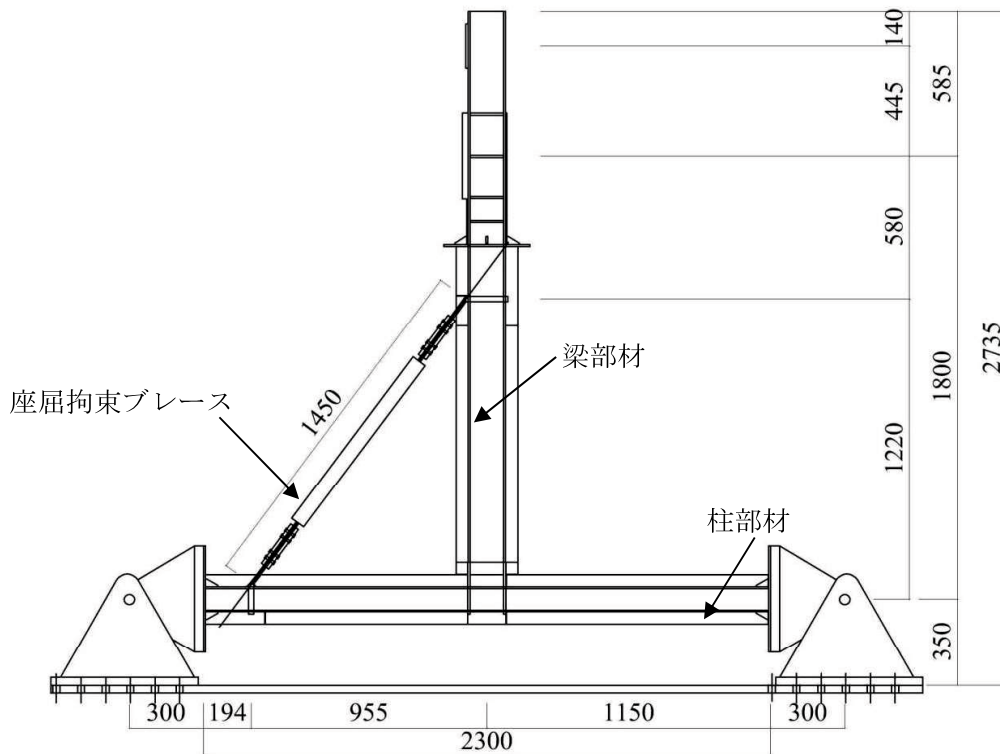


図 2.29 試験体正面図

座屈拘束ブレースの形状を図 2.30 に示す。座屈拘束ブレースは、試験体タイプ 1 には塑性化部断面が $6\text{mm} \times 50\text{mm}$ 、タイプ 2 には $6\text{mm} \times 30\text{mm}$ を用いる。接続部には両面に厚さ 3.2mm の鋼板を溶接で取り付ける。拘束材には厚さ 4.5mm の溝形鋼を用いる。

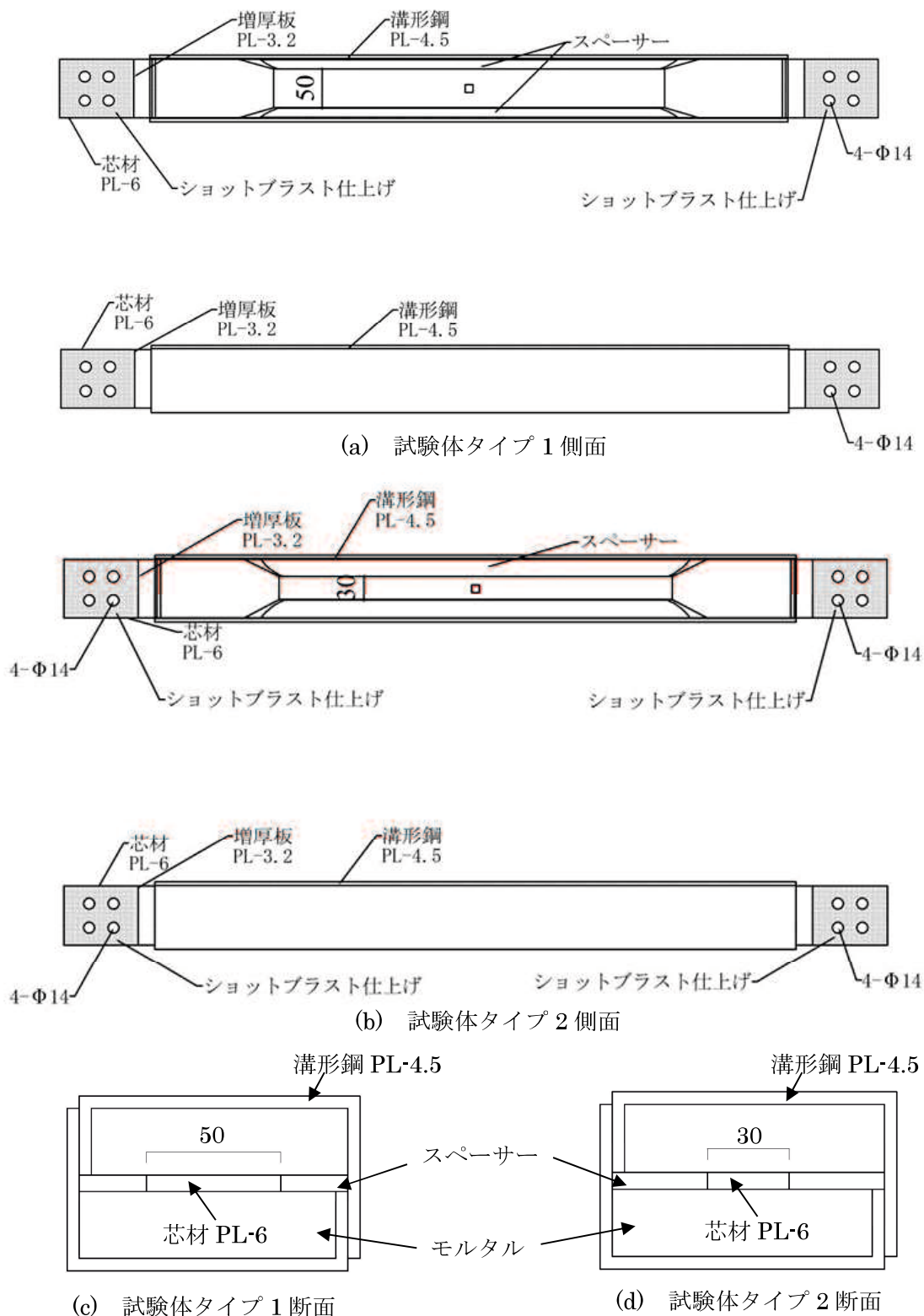


図 2.30 座屈拘束ブレースの形状

荷重装置を図 2.31 に示す。加力は動的試験が可能な電動油圧式アクチュエータをしようする。試験体の柱両端部をピン支持とし、梁短部に取り付けたアクチュエータによって加力を行う。面外方向への変形を制御するため、梁上部にパンタグラフを設ける。荷重サイクルは正負漸増繰り返し荷重とする。荷重点と柱芯までの距離 1800mm に対し、荷重点のたわみ角が $1/400, 1/300, 1/200, 1/100, 1/50, 1/30\text{rad}$ をそれぞれ 2 回ずつ行う。荷重が低下しなかった場合は破壊性状を確認するために一方向に $1/15\text{rad}$ まで加力を行う。変位計測については、試験体側面に変位計を設置し、最大変位にはアクチュエータの加力線上にある変位計の測定値を用いる。

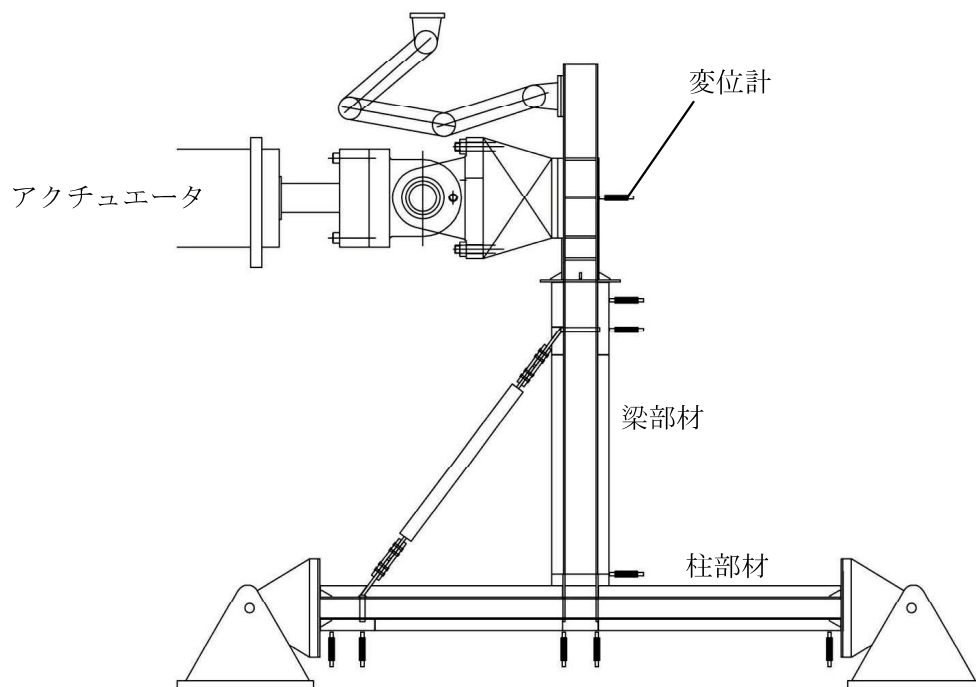


図 2.31 荷重装置

2.5.2 鋼と木質材料の挙動

各試験体の荷重変位関係を図 2.32、実験結果一覧を表 2.10、載荷後の柱梁接合部を写真 2.2 に示す。試験体タイプ 1 はタイプ 2 に対して降伏荷重において 1.95 倍、初期剛性において 1.3 倍程度高くなっている。試験体タイプ 2 における木質材料の応力分担割合を表 2.11、ひずみ測定位置を図 2.33、接合部における曲げひずみを図 2.34 に示す。弾性範囲における木質材料の応力負担割合は柱梁ともに 50% として設定したが、実験値では平均して柱で 19%、梁で 54% となり、梁は設定した通りとなったが、柱に関しては大きく下回る数値となった。

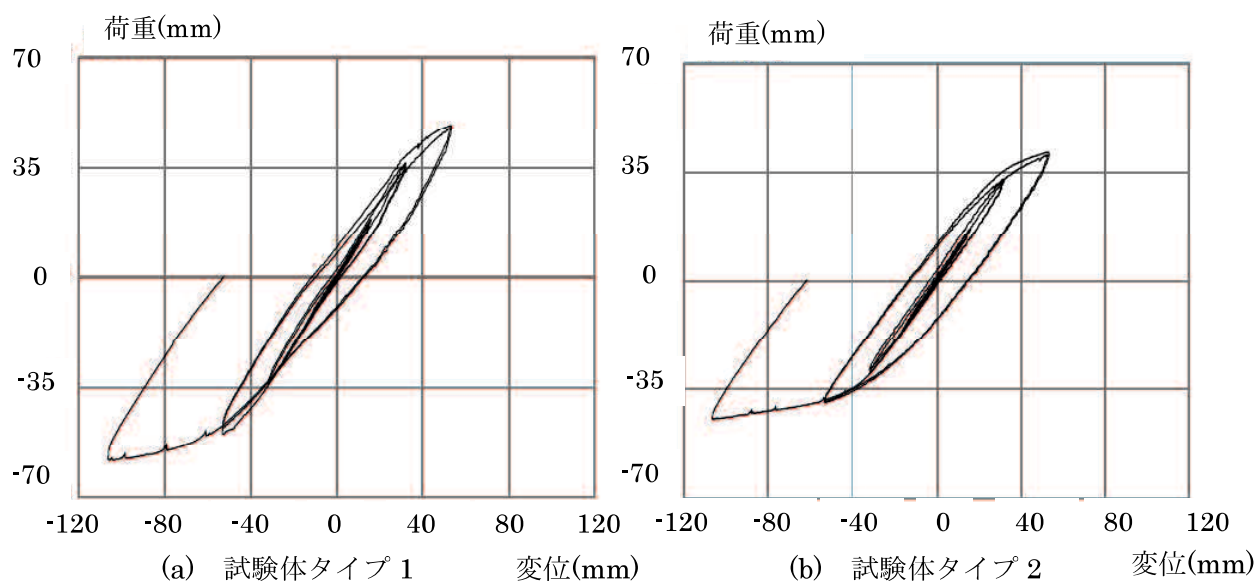


図 2.32 荷重変位関係

表 2.10 実験結果一覧

試験体名	実験値		算定値	
	降伏荷重 (kN)	初期剛性 (kN/m)	降伏荷重 (kN)	初期剛性 (kN/m)
タイプ1	32.7	1225	49.4	1622
タイプ2	16.7	930	17.2	702

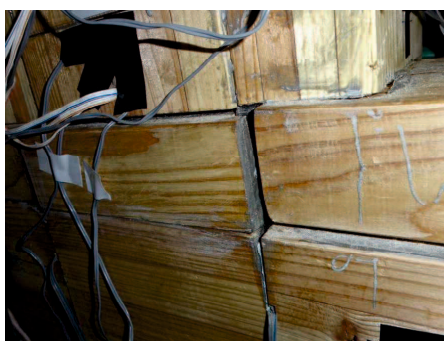


写真 2.2 載荷後の接合部

表 2.11 木質材料の応力分担割合 (タイプ 2)

サイクル	柱(A,B平均)		梁 (C)	
	曲げ応力 分担割合 (%)	せん断応力 分担割合 (%)	曲げ応力 分担割合 (%)	せん断応力 分担割合 (%)
1/400	25	18	68	58
1/300	22	16	68	55
1/200	20	15	65	50
1/100	15	16	25	39
1/50	12	15	20	41
1/30	7	11	24	39

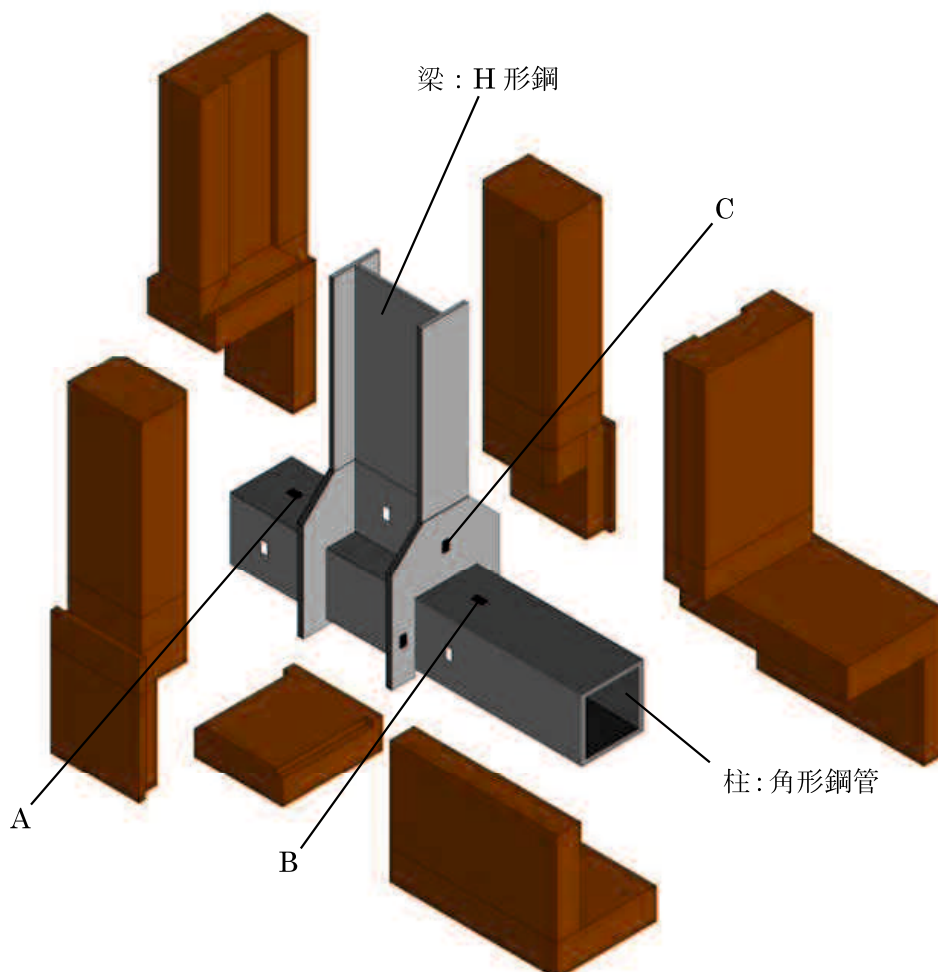


図 2.33 ひずみ測定位置

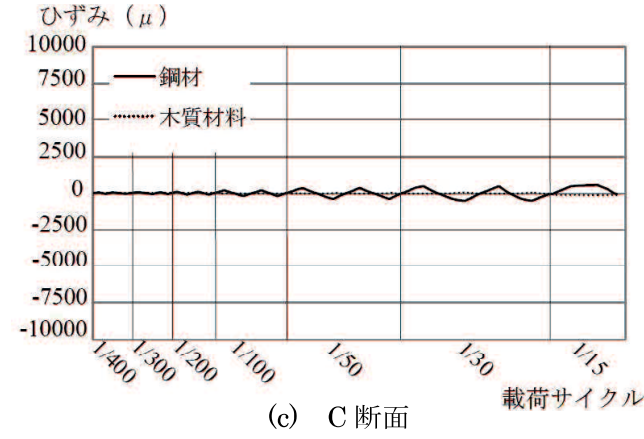
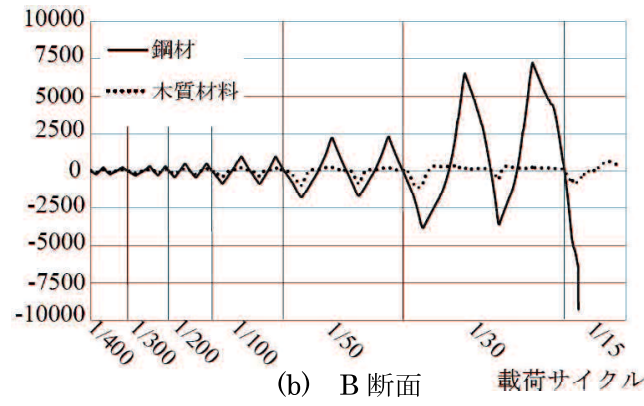
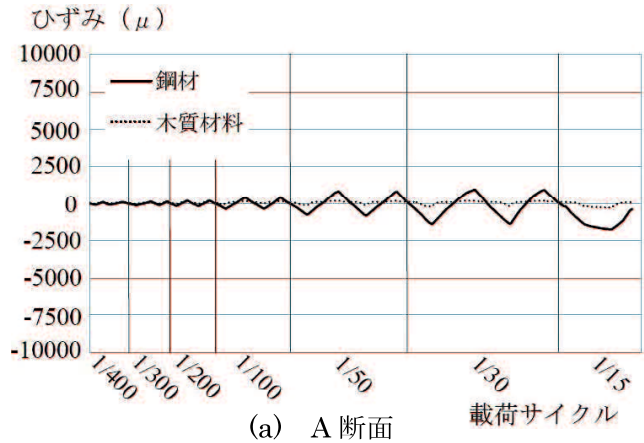


図 2.34 接合部における曲げひずみ

2.5.3 柱梁接合部の応力伝達性状

柱梁接合部の実験の結果から、柱梁接合部の木質材料は接合が複雑で、ディテールや施工精度にもよるが十分に応力を伝達することができない。そのため、梁の曲げモーメントにより生じる木質材料の引張りおよび圧縮力は、柱梁接合部の木質材料に伝達することができない。よって、柱梁接合部には梁の鋼材の応力のみ伝達するものとする。また、柱部材の応力においては、梁の鋼材から外ダイアフラムを介して柱の角形鋼管に伝達される。この場合、外ダイアフラムから柱の木質材料に圧縮力のみは伝達できるものとする。梁端部の応力伝達のモデル化については 2.6 節で述べる。

2. 6 各部材のモデル化

2.6.1 梁部材の復元力特性

2.2 節の実験により接触接合の場合、初期剛性は足し合わせで評価できるが、最大耐力は25%程度低下するという結果が得られている。ここで、二次剛性の算出時に用いる最大耐力 P_c は、低減係数 β を乗じたものとする。また、梁継手においては鋼のみが引張りおよび圧縮力を負担し、木質材料は圧縮力および引張力を負担しない。柱梁接合部、柱継手においては鋼が引張りおよび圧縮力を負担し、木質材料は圧縮力のみを負担するものとする。CSTS 部材の復元力特性のモデルを図 2.35 に示す。CSTS 部材の復元力特性は、鋼の降伏後に剛性が低減するバイリニア型である。さらに、CSTS 部材には木質材料が含まれているため、除荷勾配時にスリップすることも考慮する。

ここで、図 2.35 における復元力特性のルートごとの算定方法を示す。

ルート 1 :

初期剛性 K_c については、(2.6) 式を用いて算定する。降伏耐力 eP_y については、(2.11) 式を用いて算定する。

ルート 2, 3 :

二次剛性 K_2 および K_3 については、(2.13) 式を用いて算定する。ただし、解析上で初期剛性 K_c に対する二次剛性 K_2 の低減係数 β_2 が必要な場合がある。

$$K_2 = \beta_2 K_c \quad (2.34)$$

β_2 : 初期剛性 K_c に対する二次剛性 K_2 の低減係数

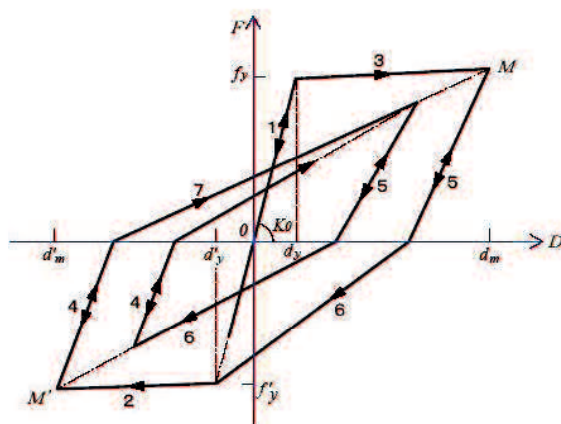


図 2.35 CSTS 部材の復元力特性のモデル

この場合、初期剛性 K_c に対する二次剛性 K_2 の低減係数 β_2 は次式とする。

$$\beta_2 = \frac{K_2}{K_c} \quad (2.35)$$

ルート 4, 5 :

ルート 4 とルート 5 では、CSTS 部材の除荷勾配について示している。CSTS 部材の除荷勾配は、外側となるルート 4 を除荷勾配 K_4 とし、外側となるルート 5 を除荷勾配 K_5 とする。また、内側となるルート 4 を除荷勾配 K_4' とし、内側となるルート 5 を除荷勾配 K_5' とする。ここで、外側となるルート 4 およびルート 5 の CSTS 部材の除荷勾配 K_4 および除荷勾配 K_5 は、次式で表すものとする。

$$K_4 = K_c \left(\frac{d'y}{d'm} \right)^\gamma \quad (2.36)$$

$$K_5 = K_c \left(\frac{dy}{dm} \right)^\gamma \quad (2.37)$$

また、内側となるルート 4 およびルート 5 の CSTS 部材の除荷勾配 K_4' および除荷勾配 K_5' は、次式で表すものとする。

$$K_4' = \xi K_4 \quad (2.38)$$

$$K_5' = \xi K_5 \quad (2.39)$$

ここで、外側となるルート 4 およびルート 5 の低減係数 γ および内側となるルート 4 およびルート 5 の低減係数 ξ の設定範囲は以下のものとする。

$$0 < \gamma < 0.5 \quad (2.40)$$

$$0.5 < \xi < 1.0 \quad (2.41)$$

解析上は上記の算定方法によって復元力特性を決定する。

CSTS 部材は鋼と木質材料の複合部材であるため、鋼と木質材料の材料特性を CSTS として等価する必要がある。CSTS 部材の曲げ弾性係数 E_c およびせん断弾性係数 G_c は次式で表すものとする。

$$E_c = \frac{E_s I_s + E_w I_w}{I_c} \quad (2.42)$$

$$G_c = \frac{G_s A_s + G_w A_w}{A_c} \quad (2.43)$$

以上より、CSTS 部材の曲げ弾性係数 E_c およびせん断弾性係数 G_c は(2.42) 式および(2.43) 式によって算定する。

CSTS 部材の等価材せい h_e および等価材幅 b_e は(2.12)式で算定する。また、CSTS 部材の断面積 A_c 、せん断用断面積 cA_g 、断面 2 次モーメント I_c は各々鋼と木質材料の足し合わせで評価する。まず、CSTS 部材の断面積 A_c は次式とする。

$$A_c = A_s + A_w \quad (2.44)$$

また、CSTS 部材のせん断用断面積 cA_g は各々鋼と木質材料の足し合わせで評価するものとする。次式となる。

$$cA_g = sA_g + wA_g \quad (2.45)$$

sA_g : 鋼のせん断用断面積

wA_g : 木質材料のせん断用断面積

また、CSTS 部材の断面 2 次モーメント I_c は各々鋼と木質材料の足し合わせで評価するものとする。次式となる。

$$I_c = I_s + I_w \quad (2.46)$$

前節までの CSTS の設計法に従い、2.2 節の実験をもとにモデル化する。繰返し载荷実験との復元力特性の比較を図 2.36、実験値と解析値の耐力および変位の比較を表 2.12 に示す。実験値に合わせて除荷勾配は初期剛性に 0.3 を乗じたものとする。実験の降伏耐力に対する最大耐力の比は 0.82、弾性限界の変形に対する最大耐力時の変形は 0.63 である。実験値と解析値の耐力の比が、降伏耐力では 1.13、最大耐力では 1.13、降伏耐力に対する最大耐力の比では 1.07 となっている。次に、実験値と解析値の変位の比は、弾性限界の変位では 1.10、最大耐力時の変形では 1.02、弾性限界の変形に対する最大耐力時の変形の比では 1.08 となっている。よって、初期剛性および二次剛性、最大耐力において、解析値は実験値に概ね適合していると言える。

一方向载荷の試験体についても解析を行い、実験値との比較を行う。解析条件は繰返し载荷時と同様とする。一方向载荷実験との荷重変位関係の比較を図 2.37、実験値と算定値の耐力の比較を表 2.13 に示す。比較する試験体は、2.2 節で行った実験の B3(接着+ボルト)および B4(接触接合)試験体とする。2.2 節の算定式を用いてモデル化を行った場合、耐力および変形は十分に一体化された B3 試験体よりも、接触接合の B4 試験体に近い復元力特性を示している。

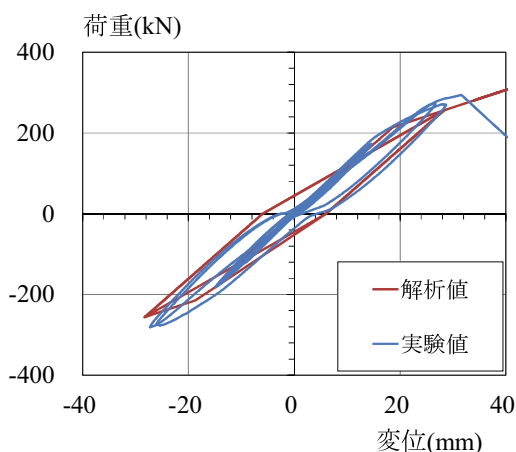


図 2.36 繰返し载荷実験との比較

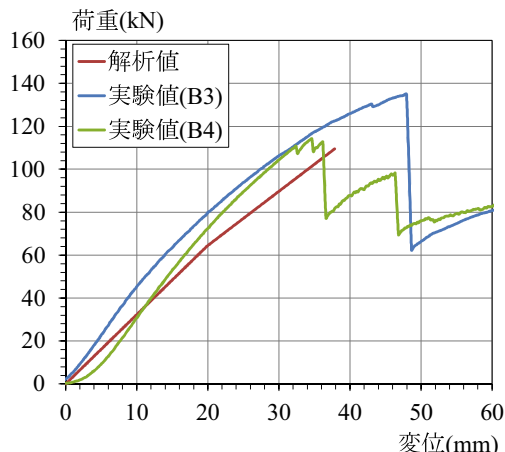


図 2.37 一方向载荷実験との比較

表 2.12 繰返し载荷実験の実験値と算定値の比較

	cP_y (kN)	P_c (kN)	cP_y / P_c	$c\delta_y$ (mm)	δ_c (mm)	$c\delta_y / \delta_c$
①実験値	219.4	284.6	0.77	17.4	25.0	0.70
②解析値	216.6	236.5	0.92	16.2	22.1	0.73
①/②	1.01	1.20	0.84	1.07	1.13	0.95

表 2.13 一方向载荷実験の実験値と算定値の比較

	cP_y (kN)	P_c (kN)	cP_y / P_c	$c\delta_y$ (mm)	δ_c (mm)	$c\delta_y / \delta_c$
①実験値(B3)	94.1	134.9	0.70	25.1	48.0	0.52
②実験値(B4)	75.0	114.1	0.66	20.7	34.6	0.60
③解析値	64.0	109.5	0.58	19.8	37.8	0.52

2.6.2 柱部材の復元力特性

2.2 節および 2.3 節の実験の結果から、柱部材においても 2.6.1 と同様のモデル化が適用できると考えられる。よって、ここでは柱部材の実験値との比較を検討する。

2.3 節の実験を対象にモデル化を行う。CSTS 部材の復元力特性を図 2.38、実験値と算定値の耐力の比較を表 2.14 に示す。除荷勾配において、CSTS 梁部材と同様の条件とする。柱に座屈は生じないものとして解析を行うため、軸力は加えないものとする。降伏耐力に対する最大耐力の比は 0.77、弾性限界の変形に対する最大耐力時の変形は 0.70 である。実験値と解析値の耐力の比が、降伏耐力では 1.01、最大耐力では 1.20、降伏耐力に対する最大耐力の比では 0.84 となっている。次に、実験値と解析値の変位の比は、弾性限界の変位では 1.07、最大耐力時の変形では 1.13、弾性限界の変形に対する最大耐力時の変形の比では 0.95 となっている。よって、初期剛性および二次剛性、最大耐力において、解析値は実験値に概ね適合していると言える。

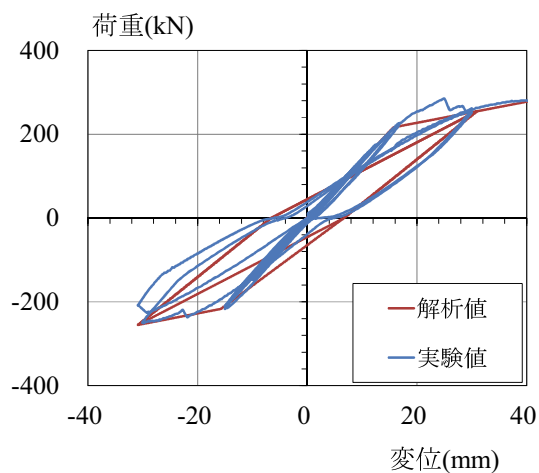


図 2.38 CSTS 柱部材の復元力特性

表 2.14 実験値と算定値の比較

	cP_y (kN)	P_c (kN)	cP_y / P_c	$c\delta_y$ (mm)	δ_c (mm)	$c\delta_y / \delta_c$
①実験値	241.9	294.1	0.82	20.0	31.6	0.63
②解析値	214.4	279.4	0.77	18.2	31.1	0.59
①/②	1.13	1.05	1.07	1.10	1.02	1.08

2.6.3 柱梁接合部のモデル化

柱梁接合部のモデル化を図 2.39 に示す。外ダイアフラム形式の回転剛性の算定法は既往の研究でも十分に明らかにされていないので、ここでは、外ダイアフラム形式の接合部の局部変形が生じずに、十分な剛性が確保できると仮定する。梁端部は半剛接合とするため、回転ばねを入れ、CSTS 梁の鋼材の回転剛性を与える。梁については、梁継手部および座屈拘束ブレースの接合部で木質材料が分かれるが、解析上は連続しているものとする。柱梁接合部および座屈拘束ブレースの接合部は、木質材料の応力伝達が困難であるため、鋼のみで応力を伝達する。柱部材の木質材料は、部材継手部および座屈拘束ブレース接合部において鉄骨スチフナなどによる断面欠損が生じるため、圧縮力は伝達するものの、引張力を伝達しないものとする。この場合、断面欠損による応力集中の影響は無いものとする。

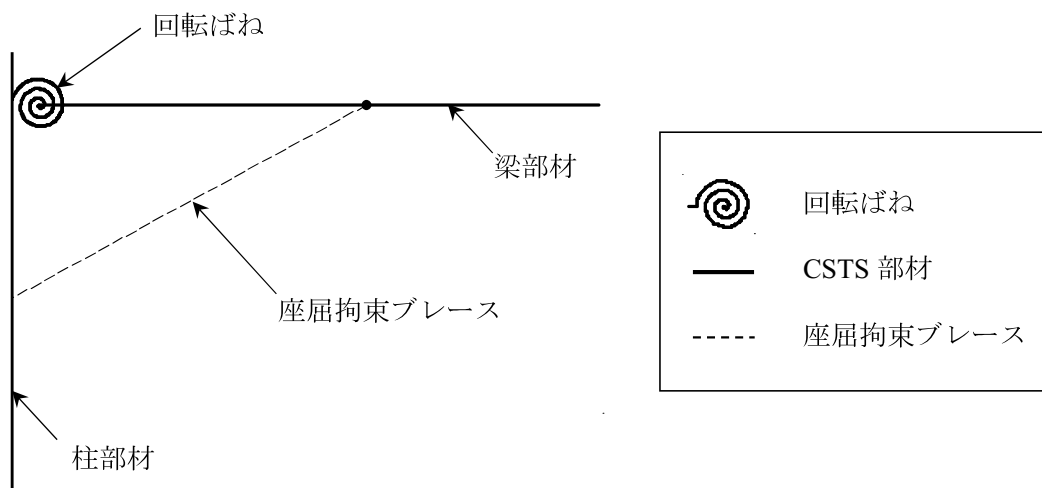


図 2.39 柱梁接合部のモデル化

2. 7 まとめ

第2章では、CSTS 梁・柱部材の曲げ実験、短柱圧縮実験、柱梁接合部実験により構造性能評価を行った。以下に得られた知見を示す。

- 1) 接着接合、ボルト接合、接触接合の破壊性状および最大耐力は異なるものの、全ての接合法は最大耐力以降、木質材料の亀裂の進行による耐力劣化を伴いながら、鋼の塑性変形能力を有する挙動となる。接着接合の CSTS 梁は、載荷点近傍に亀裂が生じ、ボルト接合と接触接合の CSTS 梁は、鋼のフランジ近傍にて木質材料のラメラ方向に亀裂が生じて最大耐力に達する。
- 2) 各接合法(接着接合、ボルト接合、接触接合)のうち、接着接合の最大耐力がやや大きく、ボルト接合と接触接合の最大耐力は概ね同じである。実験結果に基づき、曲げ応力が卓越する場合における CSTS 梁について、既往の研究で得られた初期剛性および曲げ耐力の算定式を、鋼と木質材料の一体化の程度を示す低減係数を用いることで適用できることを確認した。
- 3) CSTS 梁部材は、木質材料により鋼の横座屈の補剛するため、鋼の幅厚比の制限を緩和できる。
- 4) 柱の基本的な圧縮性能および破壊性状を把握し、複合部材に関して既に示されている設計式の CSTS 柱部材への適用について示した。
- 5) 柱梁接合部において、木質材料の応力伝達はディテールや施工精度などの影響により難しいことを踏まえ、鋼の応力のみが伝達されるとした柱梁接合部をモデル化した。

第3章 CSTS 梁と CLT 床の接合部の構造性能評価

本章では、3.1において、現在の告示を用いた一般的な CLT 床の概要および CSTS で用いる CLT 床接合部の構成を示す。3.2 では、2.1 で示した CLT 床接合部について面内せん断実験を行い、接合部の降伏せん断耐力の評価法を提示する。また、3.3 においては CLT 床どうしのビスを用いた接合法のせん断実験を行い、基本的性能を確認する。

3.1 CLT 床の概要

3.1.1 告示に基づく CLT 床

CLT の模式図を図 3.1 に示す。CLT とは、Cross Laminated Timber の略称である。繊維方向が直交するようにラミナを並べ、積層接着した新しい木質材料である。1990 年代からヨーロッパを中心に様々な建築物に用いられている。特にスイスやオーストリアやアメリカでは、日本よりも耐火基準が緩いため、高層ビルなどもこの CLT を用いて木造で建築されてきている。

日本では、材料の規格となる日本農林規格 JAS が 2013 年 12 月に制定され、建築基準法告示が 2016 年 4 月に公布および施行された。耐火規準のため、耐火建築物とした場合にはあらわしとして CLT を使用することはできないが、準耐火建築物では、燃え代設計を利用することで木質材料の質感を表現することができ、さらに、厚いパネルであることから、断熱性・遮熱性・遮音性においても優れている。

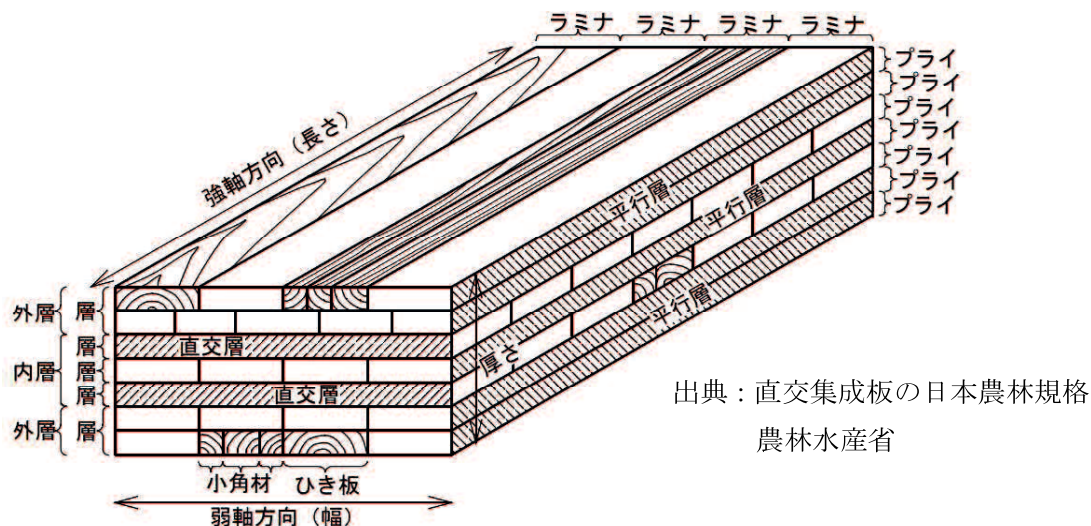


図 3.1 CLT の模式図

CLT に関する告示において、現在のところ地震力を負担する水平構面は、原則として矩形の CLT を用いることが定められている。また、床勝ちとして壁の上部に床パネルが載る必要がある。告示 CLT による床構成を写真 3.1 に示す。CLT では一般の木造床組よりも跳ね出しができるのが特徴であるが、平行な 2 辺は下部を梁や壁で支持することが必要である。使用できる材料の断面構成としては 5 層 5 プライ、5 層 7 プライ、7 層 7 プライに限定されている。

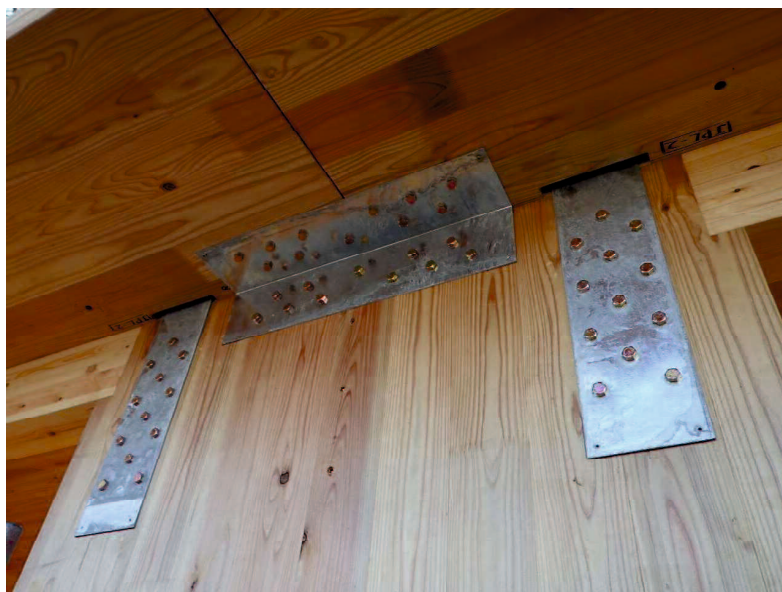


写真 3.1 告示 CLT による床構成

告示における床と壁の接合部および床どうしの接合部の例を図 3.2、図 3.3 に各々示す。床と壁の接合部には、せん断力を伝達するためにL形金物を用い、ビスを打つことで接合する。床と床の接合部は、鋼板にビス打ちすることで引張力を伝達し、構造用合板 27mm のスプラインにビス打ちすることでせん断力を伝達する。

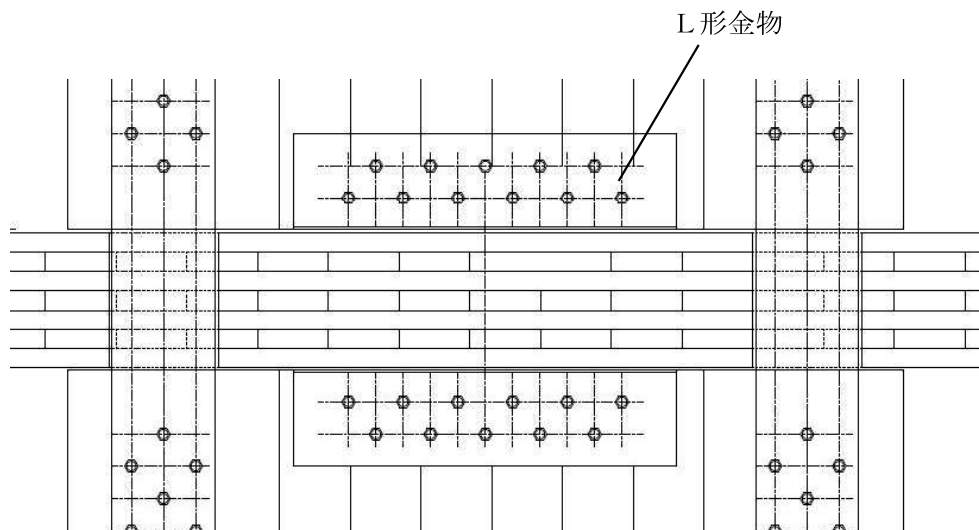


図 3.2 CLT 告示における床と壁の接合部の例

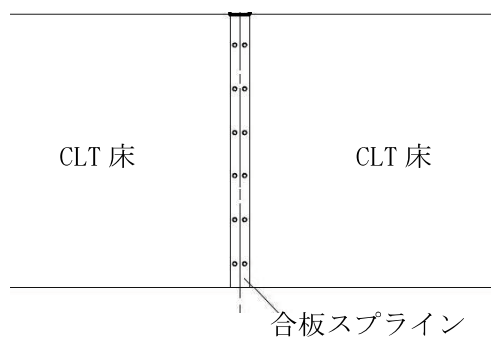
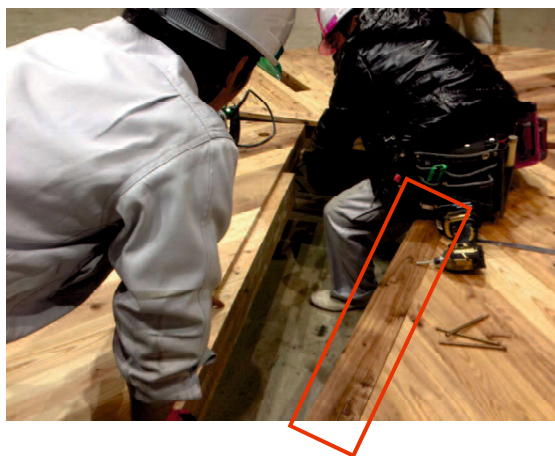
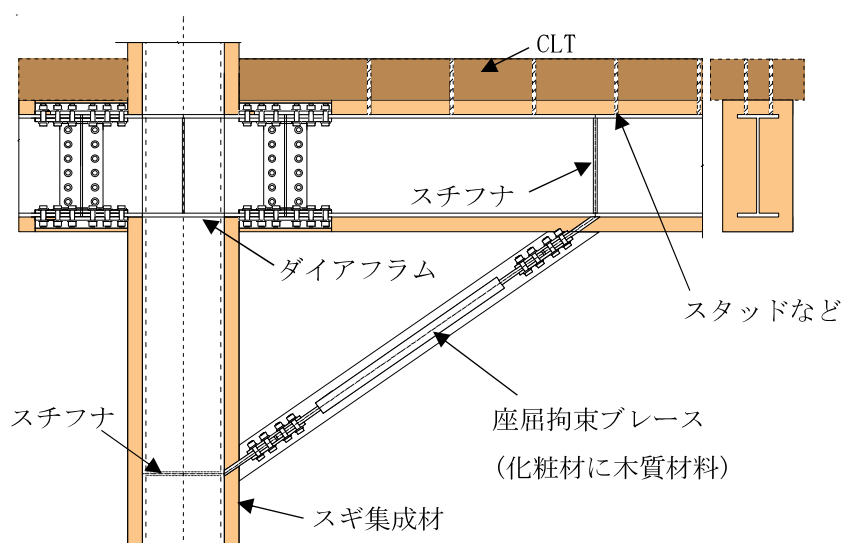


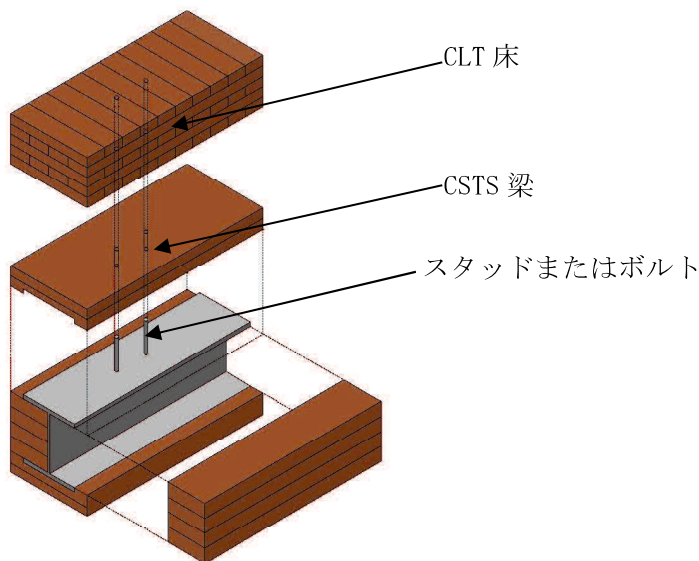
図 3.3 CLT 告示における床どうしの接合部の例

3.1.2 CSTS 梁と CLT 床, CLT 床どうしの接合法

CSTS 梁に適合する床パネルとして、木質材料を用いた新材料である CLT 床の適用を試みる。CSTS 梁と CLT 床の接合部ディテール例を図 3.4 に示す。CLT 床と鋼材は、スタッドまたはボルトを用いて接合する。スタッド接合の場合はあらかじめ座彫りした CLT 床の穴に接着剤を充填する。ボルト接合の場合は CLT 床に設けたボルト孔を通して接合する。納まり等の理由で床上部にナット部分が出せない場合は、座彫り穴を設けて穴内で接合する。なお、接着剤は耐火性や耐久性の課題があるものの、ここでは考慮しないものとする。また、CSTS 梁と CLT 床がボルト接合の場合、解体・分離が容易であり、床の上下階の部分的な増改築にも対応でき、建築計画上の自由度が高いといえる。



(a) 断面図



(b) 模式図

図 3.4 CSTS 梁と CLT 床の接合部ディテール例

CSTSの床どうしの接合部には、長ビスを用いる。接合形状としては、3.1節で示した告示で使用されている合板スプラインを用いた形状と、あいじゃくりとした形状のものを想定する。あいじゃくりのビス接合のディテール例を図3.5、施工例を写真3.2に示す。この接合方法では、加工が容易であり、構造用合板が不要となるため、部材のピース数を減らすことができる。

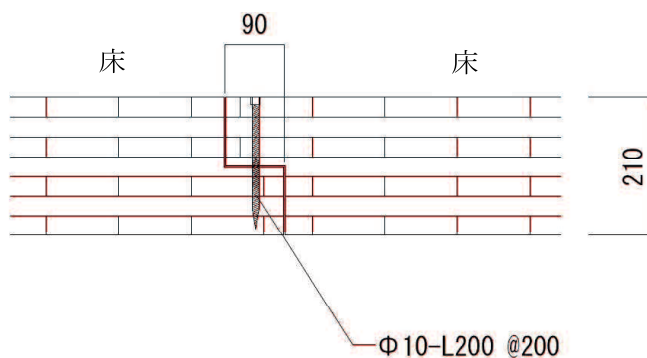


図 3.5 あいじゃくりのビス接合のディテール例



写真 3.2 あいじゃくりのビス接合の施工例

3. 2 CSTS 梁と CLT 床の接合部の面内せん断実験

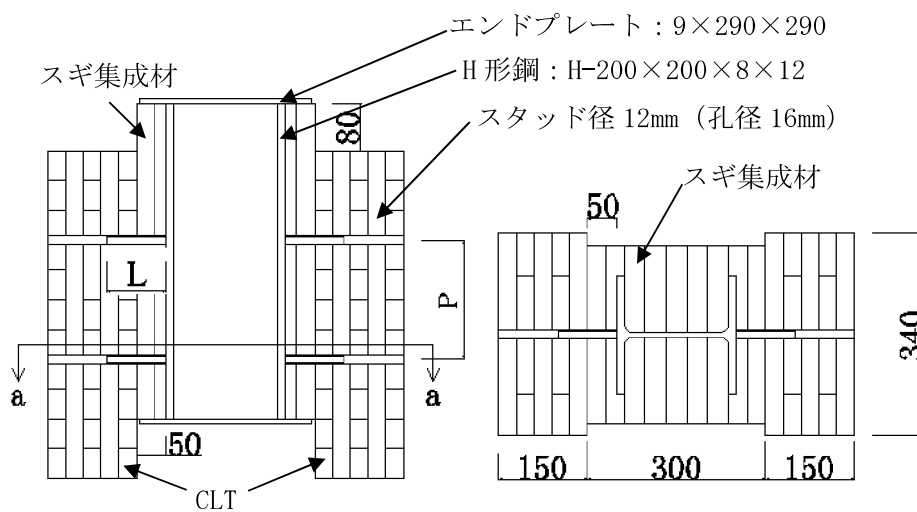
3.2.1 実験概要

試験体一覧を表3.1、試験体形状を図3.6に示す。試験体は3つのシリーズに分けている。実験パラメータとして、シリーズ1においてスタッドの長さ、シリーズ2においてスタッドの間隔、シリーズ3においてCLTの厚さ(ボルト接合)とする。スタッド接合の試験体はシリーズ1においてスタッド間隔100mm、シリーズ2においてスタッド間隔200mmとし、スタッド長さは100、130、160の3種類で計12体製作する。ボルト接合の試験体(シリーズ3)は、CLT厚さを90mm、150mm、210mmの3種類の試験体で計6体製作する。シリーズ1、2において、スタッドは4本の1列配置、シリーズ3において、ボルトは8本の2列配置とする。CSTS梁に用いる鋼材はSS400材の圧延H形鋼(H-200x200x8x12)とする。スタッドあるいはボルトには丸鋼($\phi 12$: SS400)を使用する。スタッドは頭無しスタッドとし、圧延H形鋼のフランジ面両側に各々溶接して取り付ける。ボルトは丸鋼端部にねじの加工を施す。スギ集成材は被り厚さ50mmとし、鋼材を挟み込む、ウェブ面およびフランジ面それぞれに対応した4つに分割し、フランジ面をスタッドやボルトで接合する。スタッドあるいはボルトと接合する木質材料には、接合用の孔(径16mm)を設ける。スタッド接合の試験体においてはスタッドの施工後、エポキシ樹脂系接着剤を充填する。

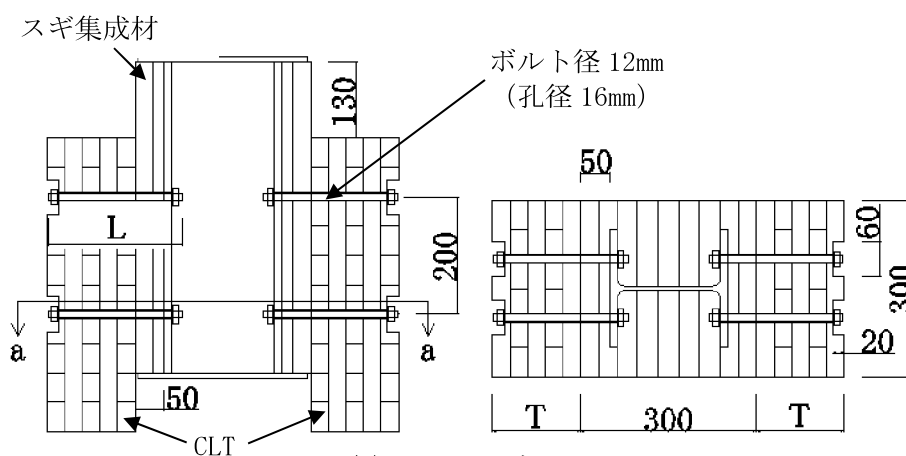
CSTS梁には、スギ集成材を用いる。スギ集成材は異等級構成集成材とし、強度はE65-F225を使用する。床材には、スギのCLTを用いる。スギのCLTは異等級構成集成材とし、強度はMx60の3層3プライ、5層5プライ、7層7プライを使用する。CLT床の厚さはシリーズ1、2において150mm、シリーズ3において90mm、150mm、210mmとする。載荷の際に均一な面で加力を行うために圧延H形鋼の両端部にエンドプレートを設ける。加力に対する繊維方向は、CSTS梁のスギ集成材において繊維平行方向、CLT床において弱軸方向とする。材料の機械的性質を表3.2に示す。各試験体の機械的性質は、各シリーズの材料に対して3体の平均をとったものである。ここで、木質材料は集成材の試験片(繊維方向: 100mmx100mmx200mm)、CLTの試験片(3層3プライで繊維と直角方向: 90mmx90mmx180mm)を使用した。

表 3.1 試験体一覧

シリーズ	試験体名	スタッド・ボルト				CLT床の厚さT (mm)	試験体数
		配列	間隔P(mm)	長さL(mm)	本数		
シリーズ1 (スタッド)	L100P100	1	100	100	4	150	2
	L130P100	1	100	130	4	150	2
	L160P100	1	100	160	4	150	2
シリーズ2 (スタッド)	L100P200	1	200	100	4	150	2
	L130P200	1	200	130	4	150	2
	L160P200	1	200	160	4	150	2
シリーズ3 (ボルト)	L170T90	2	200	170	8	90	2
	L230T150	2	200	230	8	150	2
	L290T210	2	200	290	8	210	2



(a) シリーズ1およびシリーズ2



(b) シリーズ3

図 3.6 試験体形状

表 3.2 材料の機械的性質

シリーズ	材料	材質	圧縮強度 (N/mm ²)	支圧強度 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	伸び (%)
シリーズ1	集成材	E65-F225	43	47	-	-	-
シリーズ2	CLT	Mx60-3-3	14	20	-	-	-
シリーズ3	集成材	E65-F225	44	47	-	-	-
	CLT	Mx60-3-3	12	18	-	-	-
シリーズ1~3	スタッド ボルト	SS400	-	-	339	450	33

載荷装置を図3.7に示す。面内せん断実験は万能試験機を用いる。載荷中に試験体の構面外の倒れを防ぐために両側に治具を設置する。加力は一方向単調載荷とする。試験は最大荷重に達した後、最大荷重の70%または変位が約80mm程度(試験体が試験装置に干渉しない限界)に達するまで載荷する。測定位置を図3.8に示す。計測は、各試験体に取り付けた変位計及び歪ゲージ(CSTS梁、CLT床、スタッドあるいはボルトの脚部近傍に貼付)によって行う。

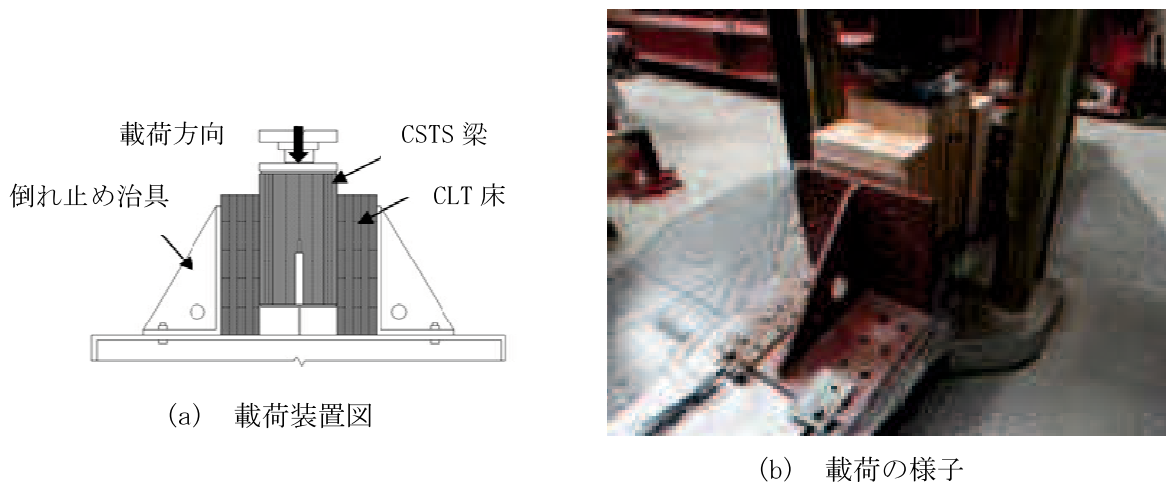


図 3.7 載荷装置

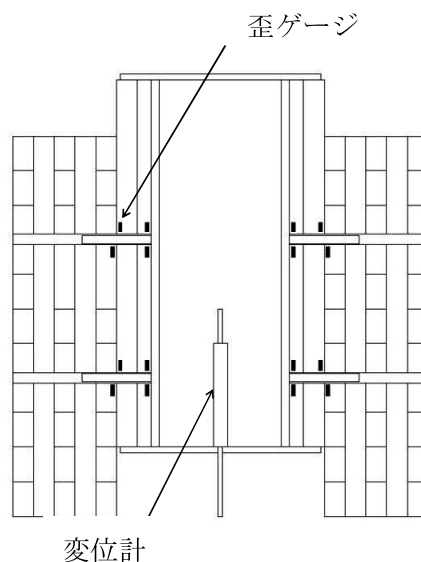
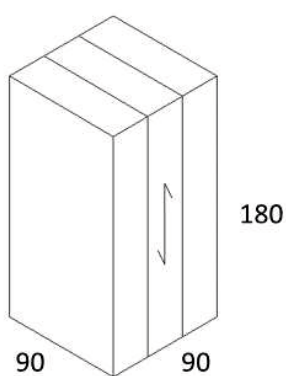
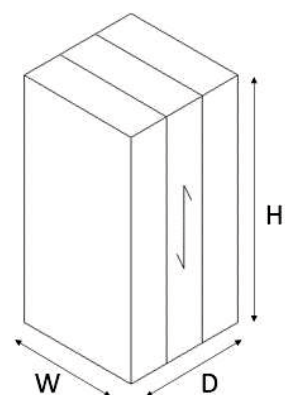


図 3.8 測定位置

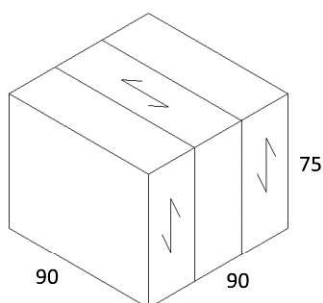
木質材料の材料試験について、圧縮試験の試験体一覧を表 3.3、試験体図面を図 3.9 に示す。

表 3.3 試験体一覧

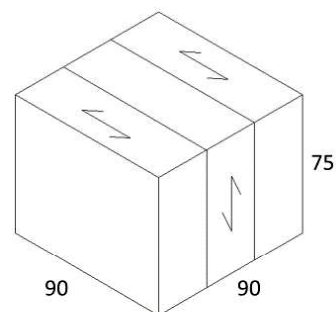
材料	材質	幅(W)	奥行(D)	高さ(H)	試験体数
		(mm)	(mm)	(mm)	
集成材	E65-F225	90	90	180	3
CLT	Mx60-3-3強軸	90	90	75	1
	Mx60-3-3弱軸	90	90	75	2
	Mx60-3-3強軸	60	90	75	1
	Mx60-3-3弱軸	60	90	75	1



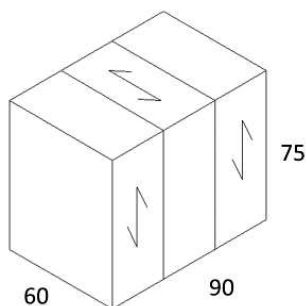
(a)集成材



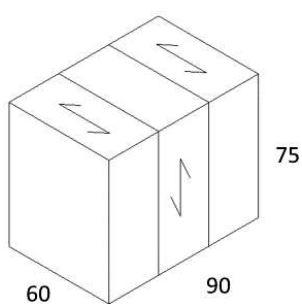
(b)CLT(90×90 強軸)



(c)CLT(90×90 弱軸)



(d)CLT(60×90 強軸)



(e)CLT(60×90 弱軸)

図 3.9 試験体図面

集成材の圧縮試験の荷重変位関係を図 3.10、破壊状況を図 3.11、試験結果一覧を表 3.4 に示す。

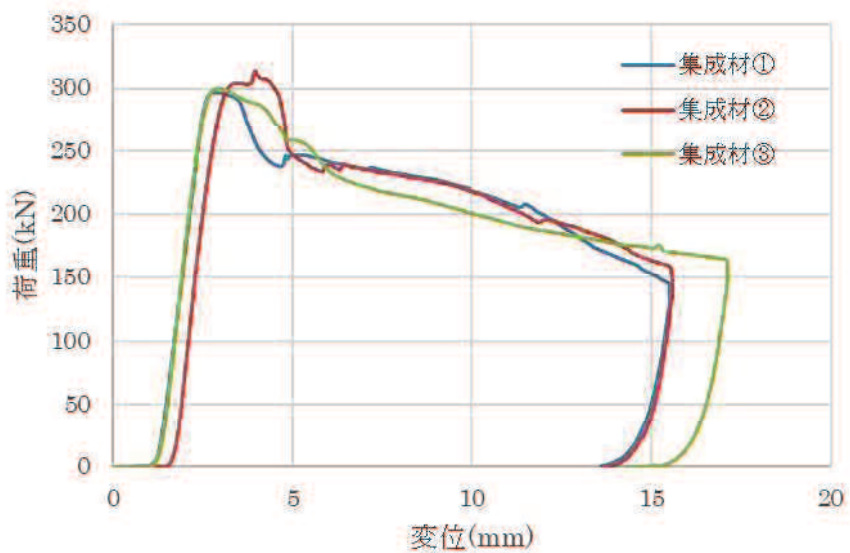


図 3.10 荷重変位関係

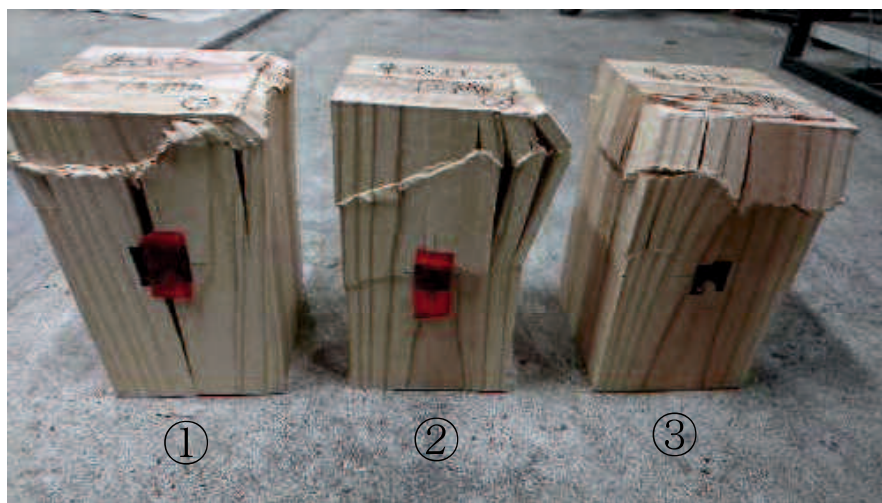


図 3.11 破壊状況

表 3.4 試験結果一覧

試験体	寸法(mm)	載荷面積 (mm ²)	最大荷重 (kN)	最大荷重時変位(mm)	圧縮強度 (N/mm ²)
①	90×90×180	8267.8	298.0	2.8	36.0
②		8256.7	304.5	3.8	36.9
③		8252.2	300.0	3.0	36.4
平均	-	8258.9	300.8	3.2	36.4

CLT (90×90) の圧縮試験の荷重変位関係を図 3.12、破壊状況を図 3.13、試験結果一覧を表 3.5 に示す。

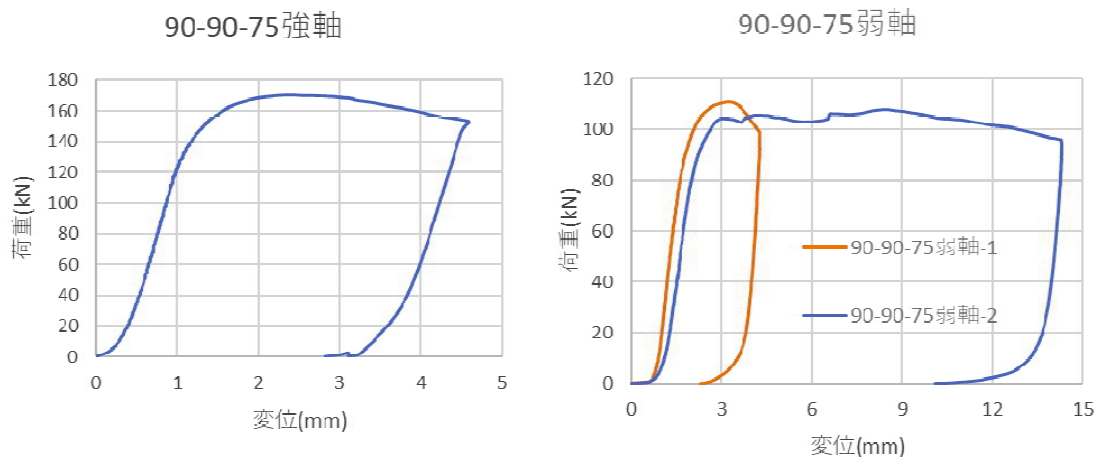


図 3.12 荷重変位曲線

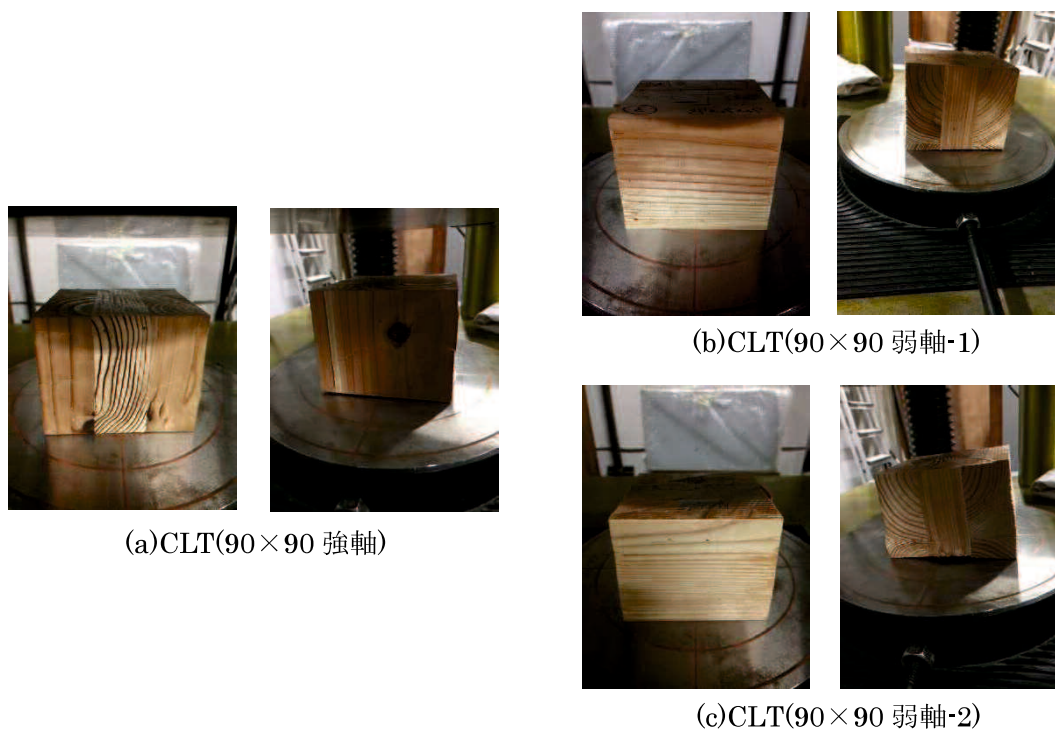


図 3.13 破壊性状

表 3.5 試験結果一覧

試験体	寸法(mm)	載荷面積 (mm ²)	最大荷重 (kN)	最大荷重時 変位(mm)	圧縮強度 (N/mm ²)
90×90強軸	90×90×75	8100	170.1	2.4	21.0
90×90弱軸-1		8100	111.0	3.2	13.7
90×90弱軸-2		8100	108.0	8.4	13.3

CLT (60×90) の圧縮試験の荷重変位関係を図 3.14、破壊状況を図 3.15、試験結果一覧を表 3.6 に示す。

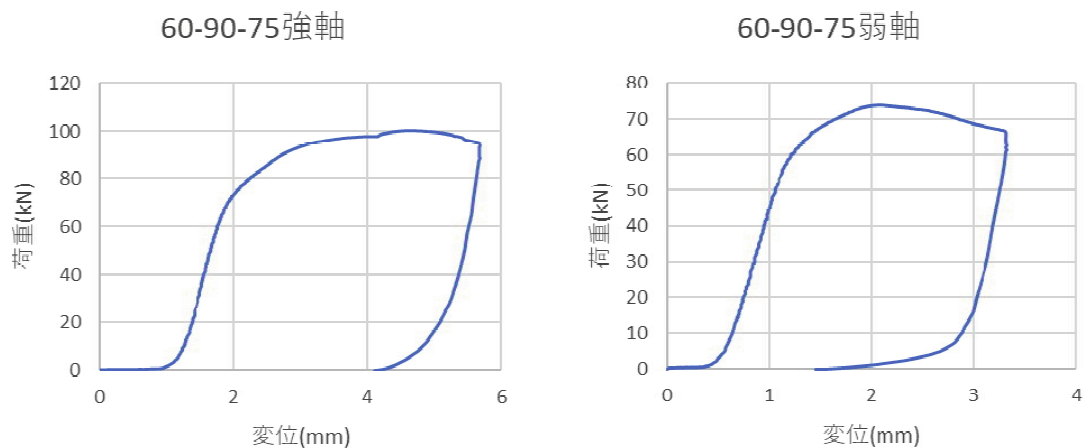


図 3.14 荷重変位曲線

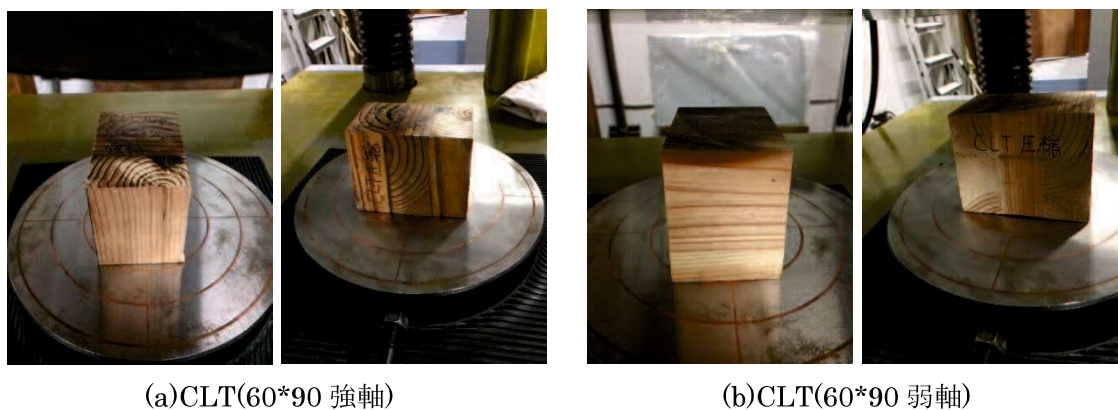


図 3.15 破壊性状

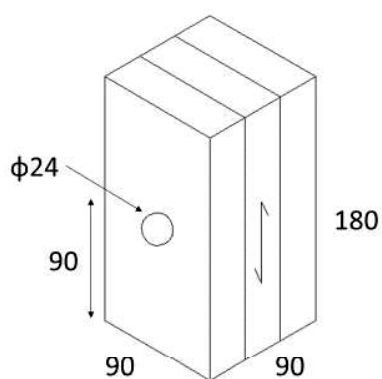
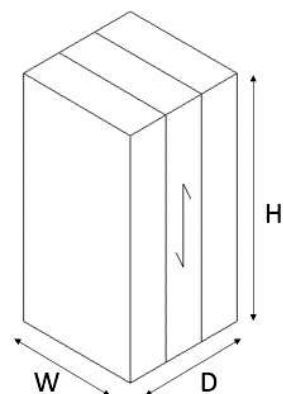
表 3.6 試験結果一覧

試験体	寸法(mm)	載荷面積 (mm ²)	最大荷重 (kN)	最大荷重時 変位(mm)	圧縮強度 (N/mm ²)
60×90強軸	60×90×75	5400	100.3	4.7	18.6
60×90弱軸		5400	73.8	2.1	13.7

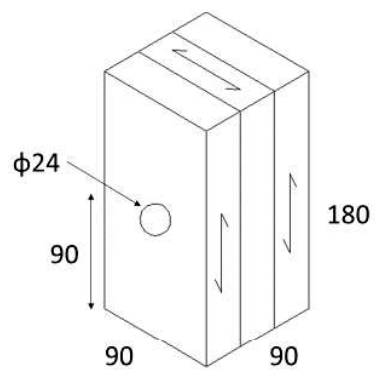
支圧試験の試験体一覧を表 3.7、試験体図面を図 3.16 に示す。スタッドボルトは SS400 を用いる。

表 3.7 試験結果一覧

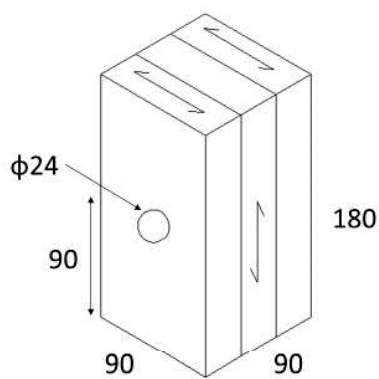
材料	材質	幅(W)	奥行(D)	高さ(H)	試験体数
		(mm)	(mm)	(mm)	
集成材	E65-F225	90	90	180	3
CLT	Mx60-3-3強軸	90	90	180	3
	Mx60-3-3弱軸	90	90	180	3



(a)集成材



(b)CLT(強軸)



(c)CLT(弱軸)

図 3.16 試験結果図面

集成材の支圧試験の荷重変位関係を図 3.17、破壊状況を図 3.18、試験結果一覧を表 3.8 に示す。

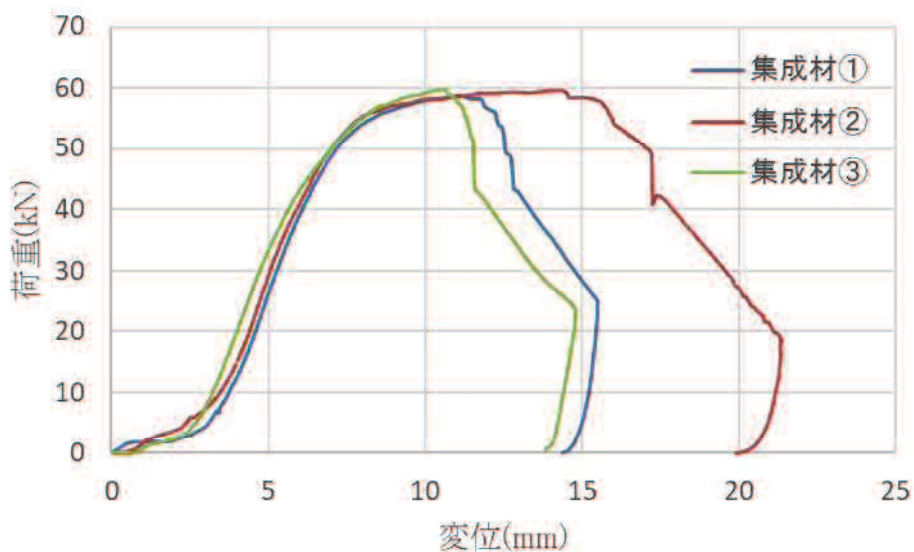


図 3.17 荷重変位曲線

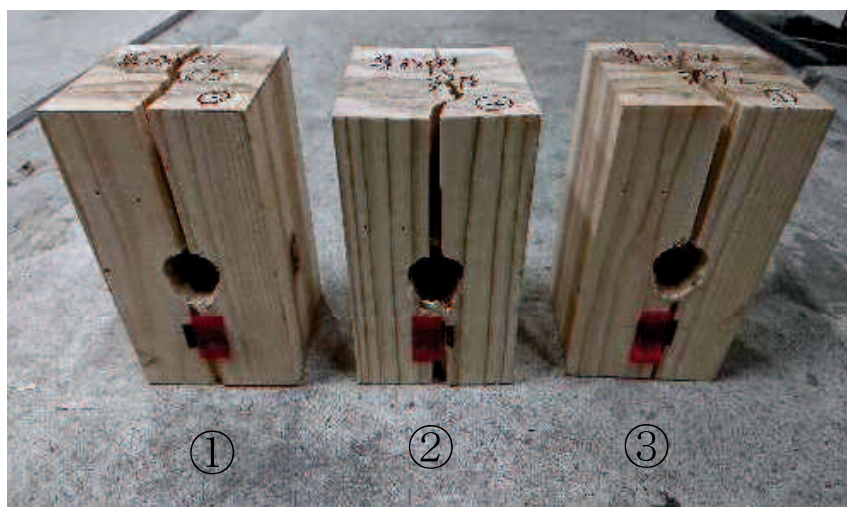


図 3.18 破壊性状

表 3.8 試験結果一覧

試験体	支圧面積 (mm ²)	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm ²)
①	1980	58.7	29.6
②	1980	59.6	30.1
③	1980	59.8	30.2
平均	1980	59.4	30.0

CLT（強軸）の支圧試験の荷重変位関係を図 3.19、破壊状況を図 3.20、試験結果一覧を表 3.9 に示す。

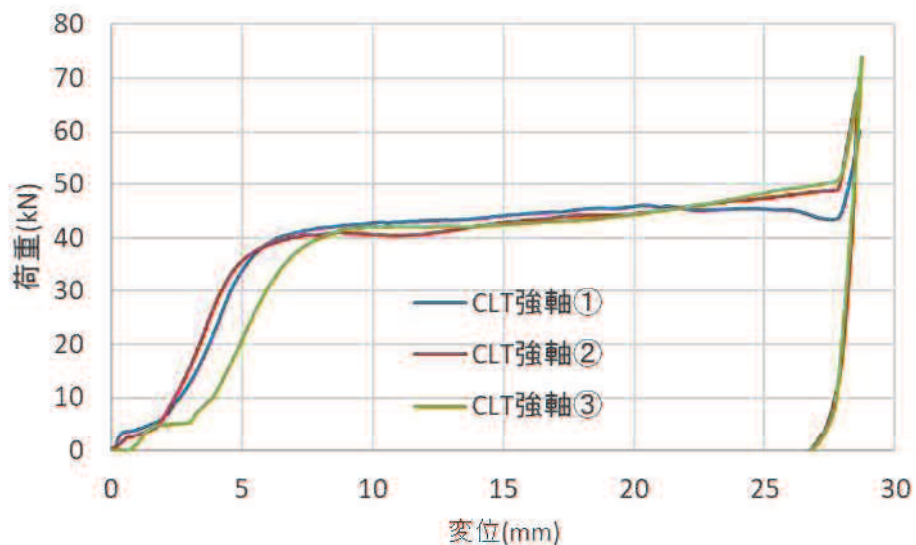


図 3.19 荷重変位曲線

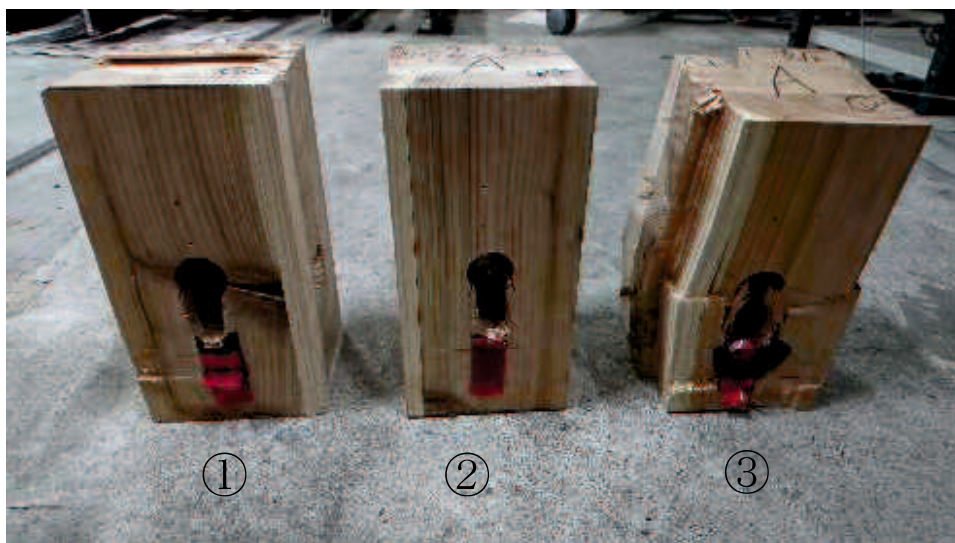


図 3.20 破壊性状

表 3.9 試験結果一覧

試験体	支圧面積 (mm ²)	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm ²)
①	1980	43.0	21.7
②	1980	41	20.7
③	1980	42.1	21.3
平均	1980	42.0	21.2

CLT（弱軸）の支圧試験の荷重変位関係を図 3.21、破壊状況を図 3.22、試験結果一覧を表 3.10 に示す。

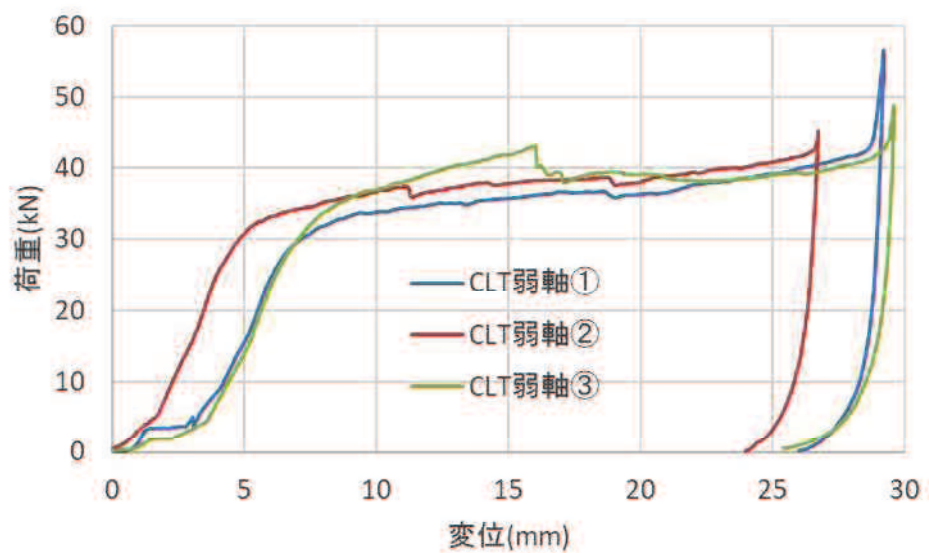


図 3.21 荷重変位曲線

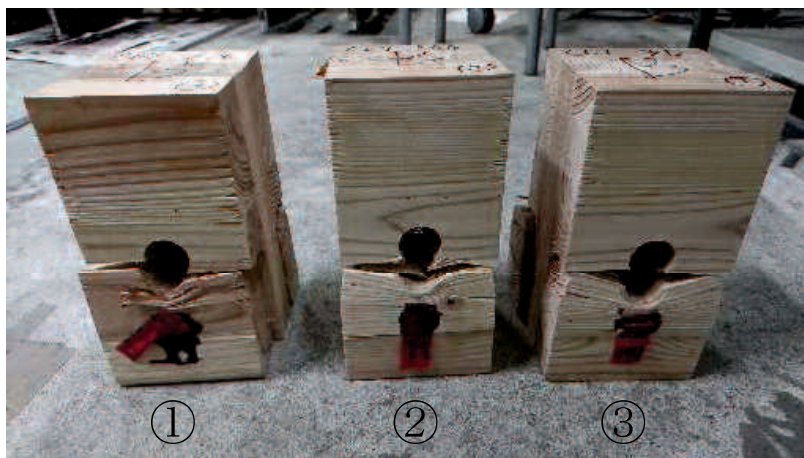


図 3.22 破壊性状

表 3.10 試験結果一覧

試験体	支圧面積 (mm ²)	最大荷重 (kN)	圧縮強度 (N/mm ²)
①	1980	35.0	17.7
②	1980	37.3	18.8
③	1980	42.9	19.7
平均	1980	38.4	18.7

3.2.2 破壊性状および接合部耐力

シリーズ1、2の試験体の破壊状況を図3.23、シリーズ3の試験体の破壊状況を図3.24に示す。各試験体の破壊性状は主にスタッドおよびボルトの曲げ変形とそれらと木質材料の接触部分での支圧破壊である。全ての試験体において、試験体中央のCSTS梁が載荷方向に沈み込むように変形したものの、CSTS梁とCLT床の木質材料には割裂破壊やせん断破壊は生じていない。

シリーズ1、2の試験体では、スタッド長さによって変形性状の差異が見られた。L100P100、L130P100のスタッドは主にCSTS梁側の集成材の内部で大きく変形していたが、L160P100においてはCSTS梁の内部とCLT床で大きな曲げ変形が確認された。スタッドによる木質材料の支圧破壊の位置は、CSTS梁においてスタッドの直上部、CLT床においてスタッドの直下部である。一方、スタッドの間隔の異なるシリーズ1とシリーズ2においては、同じスタッド長さを用いた試験体同士での差異はなかった。

シリーズ3の試験体では、全ての試験体においてCSTS梁の集成材の内部とCLT床でボルトの曲げ変形が確認された。CSTS梁とCLT床と接触面のボルトによる木質材料の支圧破壊がシリーズ1とシリーズ2どちらも生じている。また、ボルトの座金がCLT側へめり込む変形も生じていた。

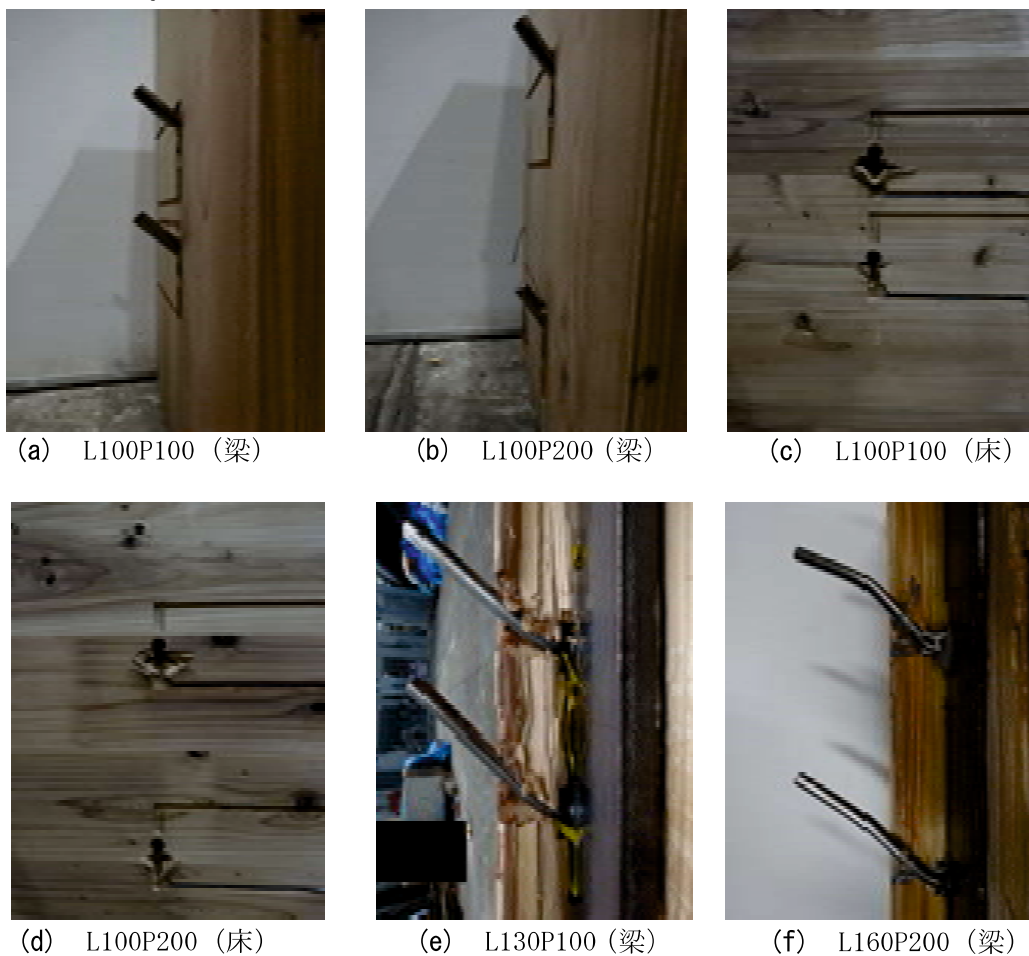
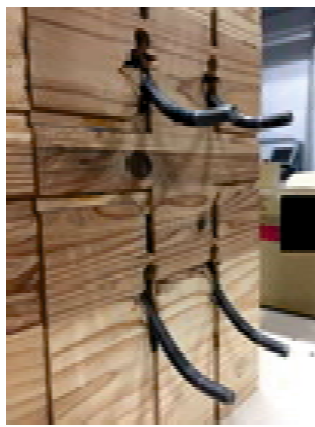


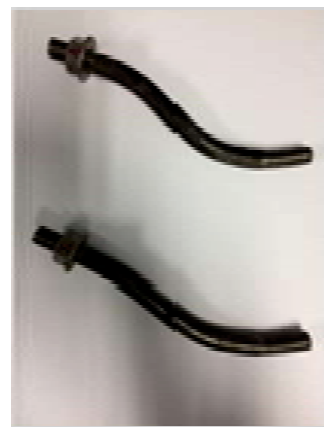
図 3.23 破壊状況 (シリーズ1、シリーズ2)



(a) L230P100 (梁)



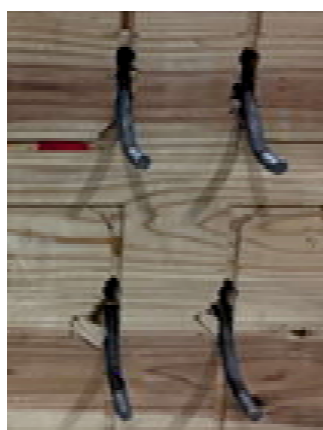
(b) L230P150 (床)



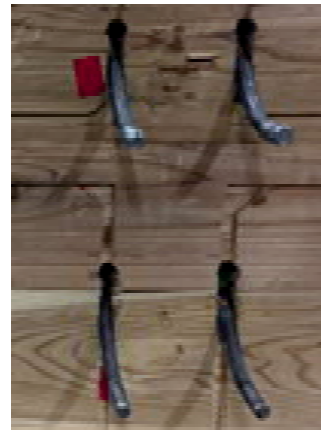
(c) L230P150 (ボルト)



(d) L230P150 (座金)



(e) L170P90 (床)



(f) L290P210 (床)

図 3.24 破壊状況 (シリーズ 3)

シリーズ1、2およびシリーズ3の試験体の実験結果一覧、各シリーズの代表的な荷重変位関係を表3.11、図3.25に各々示す。各試験体の接合部の降伏せん断耐力は、接合部の標準試験の算定方法によっているが、最大荷重が得られなかった試験体においては、荷重変位曲線の第一折れ点を採用している。ただし、シリーズ3はシリーズ1、2と比較のため、ボルト4本あたりの荷重としている。スタッドおよびボルトの降伏時の荷重は0.2%オフセット法によって算定している。

シリーズ1、2の降伏せん断耐力は、スタッドの降伏時の荷重の1.3~1.8倍である。シリーズ1において、スタッド長さ100mmおよび130mmの試験体は最大荷重に到達以降、荷重の低下が見られるが、スタッド長さ160mmの試験体は最大荷重後も荷重が低下せず変位が進む結果となった。また、スタッド間隔の異なるシリーズ1とシリーズ2において、同じスタッド長さの場合、スタッド間隔の違いによる降伏せん断耐力や終局耐力の差異は見られなかった。シリーズ3のボルト接合とした試験体では、降伏後に最大荷重に到達したものはL170T90のみで、他の試験体に関しては耐力の向上が見られた。荷重変位曲線においては、シリーズ1とシリーズ2と異なり、第一折れ点が明確に見られた。また、CSTS梁とCLT床の接合部の初期剛性はCLT床の厚さに伴い僅かに上昇する傾向となった。

表 3.11 実験結果一覧

シリーズ	試験体名	接合具		CSTS梁とCLTの接合部				接合具の降伏時の荷重(kN)
		間隔P (mm)	長さL (mm)	初期剛性 (kN/mm)	降伏せん断耐力 (kN)	最大荷重 (kN)	終局耐力 (kN)	
シリーズ1 (スタッド)	L100P100-1	100	100	3.3	19.1	30.2	27.5	-
	L100P100-2			4.5	20.2	31.9	29.5	15.5
	L130P100-1		130	2.5	25.9	49.3	44.8	-
	L130P100-2			4.7	26.7	53.5	48.1	18.3
	L160P100-1		160	4.3	35.3	65	58.7	-
	L160P100-2			4.8	31.9	55	51.3	17.8
シリーズ2 (スタッド)	L100P200-1	200	100	3.5	21.6	35.5	32.3	-
	L100P200-2			3.3	20.4	31.5	28.8	17.2
	L130P200-1		130	4.6	25.5	48.2	43.1	-
	L130P200-2			4.7	25.8	49.6	45.5	20.5
	L160P200-1		160	3.7	31.6	59.7	53.2	-
	L160P200-2			4.4	30.7	53.5	50	18
シリーズ3 (ボルト)	L170T90-1	200	170	2.9	24.1	79.1	60.4	-
	L170T90-2			2.6	31.1	76.7	58.6	26.1
	L230T150-1		230	2.8	29.0	-	-	-
	L230T150-2			2.8	35.0	-	-	32.2
	L290T210-1		290	3.4	34.7	-	-	-
	L290T210-2			4.0	28.9	-	-	34.2

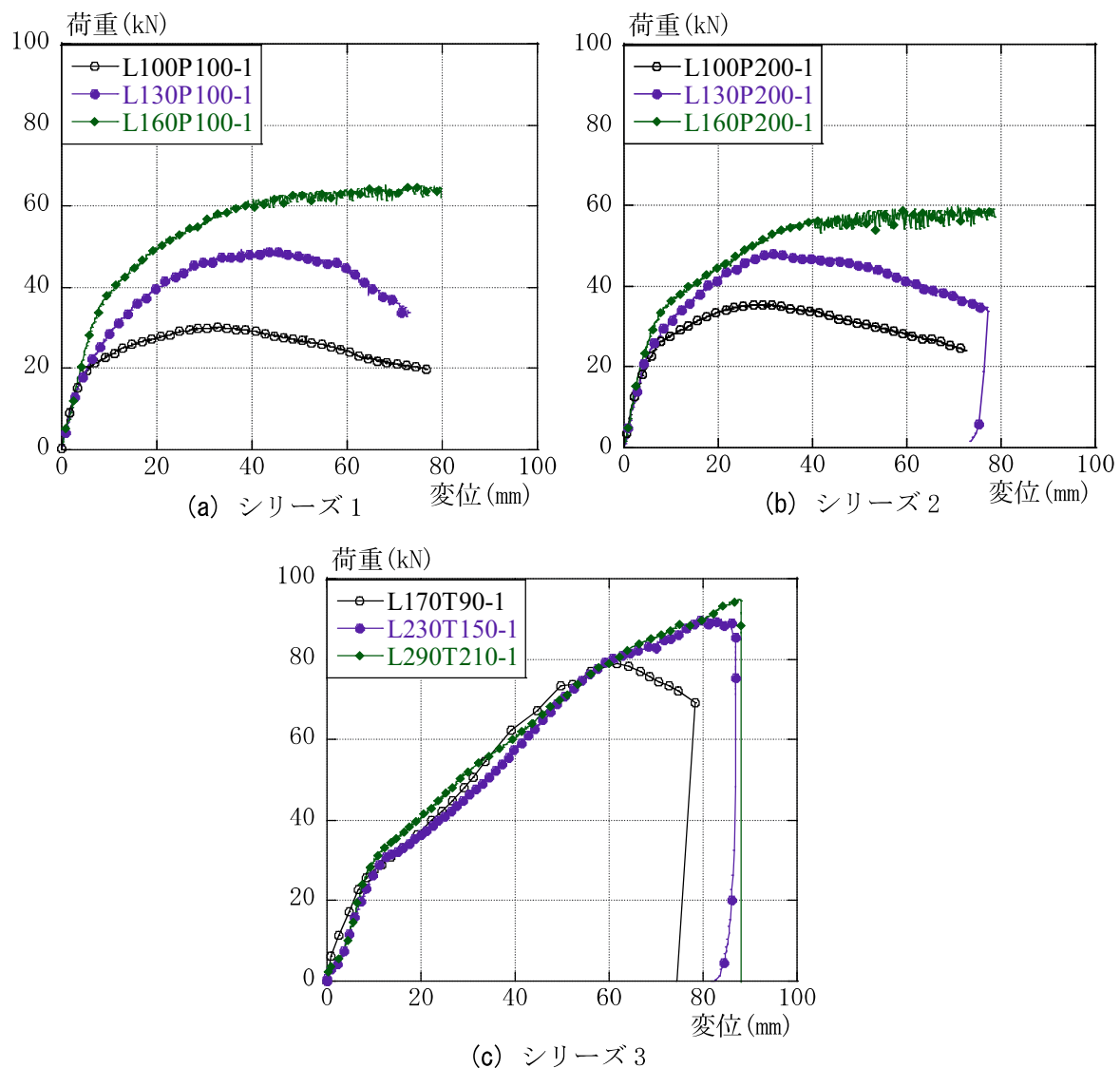


図 3.25 荷重変位関係

3.2.3 接合部の降伏せん断耐力の評価

シリーズ1とシリーズ2のCSTS梁とCLT床の接合部の降伏せん断耐力および接合具（スタッド、ボルト）の降伏時の荷重と接合具長さの関係を図3.26に示す。ここで、接合具長さはスタッドあるいはボルトの長さ、降伏せん断耐力は試験体2体の平均である。接合部の降伏せん断耐力は接合具長さが大きい程、増大する傾向にある。また、接合具の降伏時の荷重は接合具長さにかかわらず、変動は少ない。これらの傾向は接合具の間隔の異なるシリーズ1とシリーズ2において概ね同様の傾向を示す。シリーズ3の接合部の降伏せん断耐力は、接合具の降伏時の荷重と概ね同じ程度になっている。これは、ボルト接合の試験体においては、スタッド接合に比べ、ボルトの頭部および座金裏面の抵抗が生じたためと考えられる。

CSTS梁とCLT床の接合部の降伏せん断耐力をヨーロッパ型降伏理論(EYT)^{18),20)}により検討してみる。これは曲げ降伏型接合具を用いた接合部の降伏せん断耐力を推定したもので、

複数の降伏モードを用いてもたらせん断力の最小値をその接合部の降伏せん断耐力としている。このうち、CSTS梁とCLT床の接合部の一面せん断実験による降伏モードを図3.27に示す。接合形式と降伏モードによって定める係数Cは接合具（スタッド、ボルト）がCSTS梁側で降伏するモードⅢb、あるいはCSTS梁側とCLT側の両方が降伏するⅣに該当する。CSTS梁とCLT床の接合部の降伏せん断耐力は下式を用いる。

$${}_cP_y = C \cdot F_e \cdot d \cdot l \quad (3.1)$$

ここで、

${}_cP_y$: 接合部の降伏せん断耐力(N)

F_e 、 F_e' :主材(CSTS梁)、側材(CLT床)の基準支圧強度(N/mm²)

F : 接合具の基準材料強度(N/mm²)

C : 接合形式と降伏モードによって定める係数

d : 接合具径(mm)、 l 、 l' : 主材厚(mm)、側材厚(mm)

$$\alpha = \frac{l'}{l}, \quad \beta = \frac{F_e'}{F_e}, \quad \gamma = \frac{F}{F_e} \quad (3.2)$$

$$\text{降伏モードⅢb : } c = \sqrt{\frac{2\alpha^2\beta^2(1+\beta)}{(2\beta+1)^2} + \frac{e\beta\gamma\left(\frac{d}{l}\right)^2}{3(2\beta+1)} - \frac{\alpha\beta}{2\beta+1}} \quad (3.3)$$

$$\text{降伏モードⅣ : } c = \frac{d}{l} \sqrt{\frac{2\beta\gamma}{3(1+\beta)}} \quad (3.4)$$

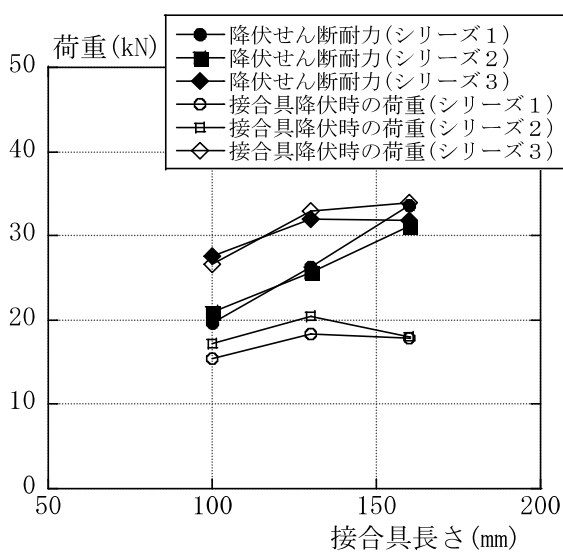


図 3.26 降伏せん断耐力と接合具長さ

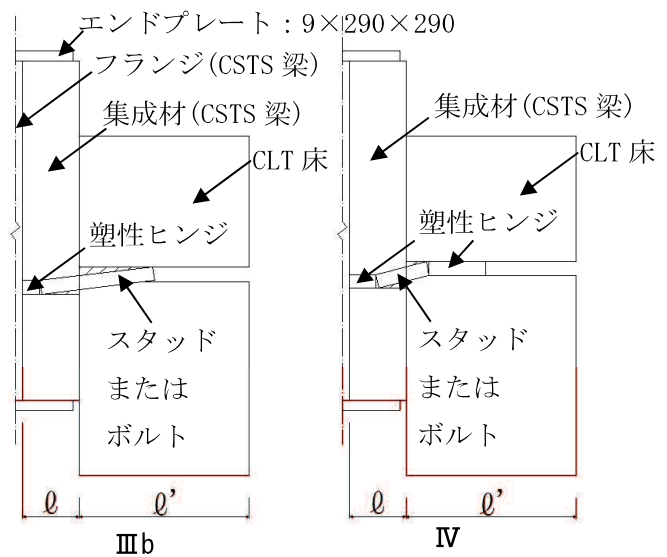


図 3.27 面内せん断実験による降伏モード

CSTS梁とCLT床の接合部の降伏せん断耐力の実験値と算定値の比較を表3.12に示す。ここで、各シリーズの試験体において、主材厚($t=50\text{mm}$)、側材厚($t'=70\text{mm}$ 、 130mm 、 190mm)は、接合具がCSTS梁の木質材料、CLT床と接触している部分を有効長さとする。木質材料の基準支圧強度は、製造ロットの異なる試験片の圧縮強度と支圧強度の比より求めた。なお、ここでは、スタッドまたはボルトに生じる塑性ヒンジの位置に着目してヨーロッパ型降伏理論の算定式を用いたが、スタッドまたはボルトの長さや境界条件の相違が接合部の降伏せん断耐力に与える影響の検討は今後の課題とする。

シリーズ1、シリーズ2の場合、接合具長さ 100mm 、 130mm の試験体(L100P100、L160P100、L100P200、L160P200)は降伏モードIIIb、スタッド長さ 160mm の試験体(L160P100、L160P200)は降伏モードIVに該当する。シリーズ3の場合、全て降伏モードIVに該当する。CSTS梁とCLT床の接合部の降伏せん断耐力の実験値は破壊モードIVにおいて、算定値と概ね一致するものの、破壊モードIIIbにおいて、低めの評価となる。

表 3.12 接合部の降伏せん断耐力の比較

シリーズ	接合具の長さ (mm)	接合部の降伏せん断耐力		eP_y/cP_y	破壊形式
		実験値 eP_y^{*1} (kN)	算定値 cP_y (kN)		
シリーズ1	100	19.7	26.3	0.7	III b
	130	26.3	34.1	0.8	III b
	160	33.6	32.4	1.0	IV
シリーズ2	100	21.0	26.3	0.8	III b
	130	25.7	34.1	0.8	III b
	160	31.2	32.4	1.0	IV
シリーズ3	100	27.6	31.3	0.9	IV
	130	32.0	31.3	1.0	IV
	160	31.8	31.3	1.0	IV

3. 3 CLT 床どうしの接合部のせん断実験

3.3.1 実験概要

試験体形状を図 3.28 に示す。ここでは、CLT 床どうしの接合部のせん断実験を行っている。(実験資料提供：ナイス株式会社) 試験体はあいじゃくり加工した CLT を、ビスを用いて接合したものとする。CLT はスギの Mx60 の 7 層 7 プライとし、ビスはシネジック(株)製の PX10-200 とする。(φ=10mm、長さ L=200) 試験体は計 6 体製作し、せん断耐力の評価は 6 体の試験体の平均値をとる。CLT の繊維方向はどの材も繊維方向に対して平行になるものとする。

変位測定位置を図 3.29 に示す。中央の床材 1 を下側に向かって加力する。加力速度は 3mm/min とする。変位計は中央の床材 1 に取り付け、床材 2 に先端を受けるアングルを取り付ける。

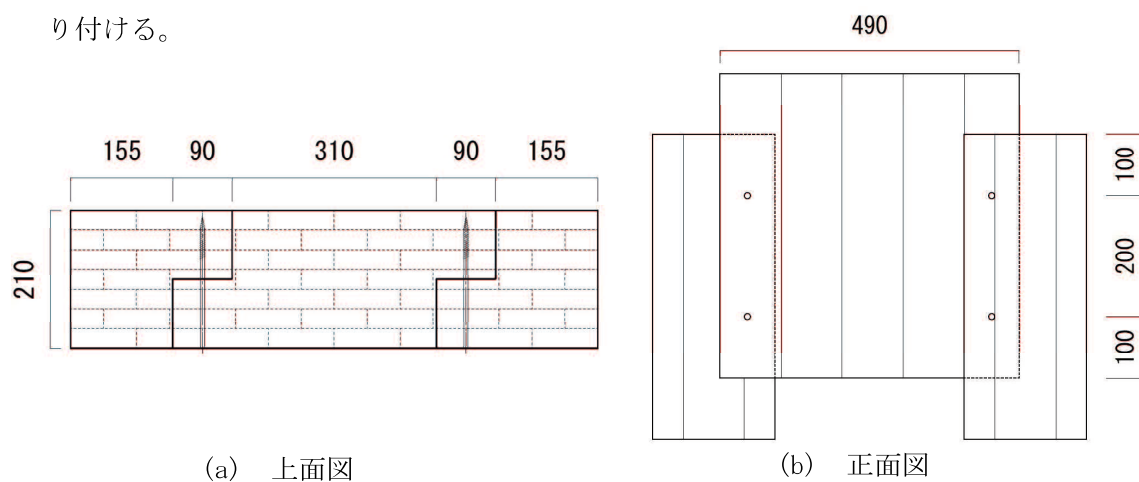


図 3.28 試験体形状

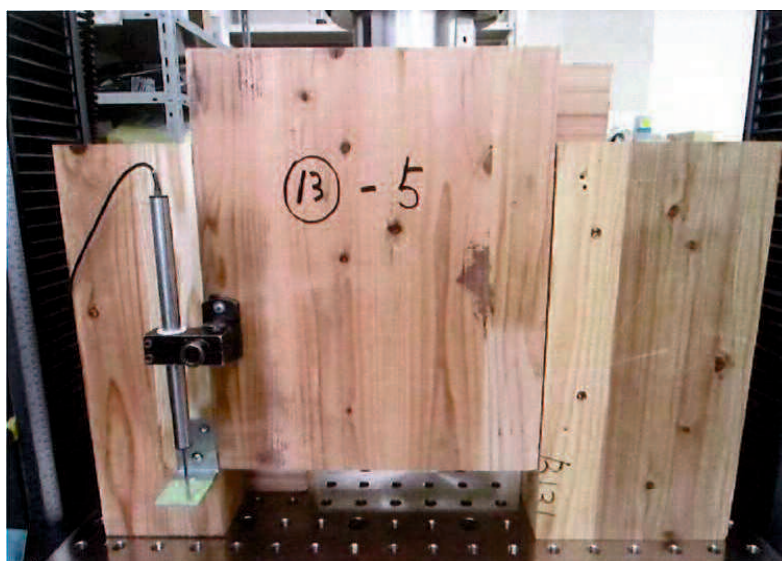


図 3.29 変位測定位置

3.3.2 破壊性状および接合部耐力

最大荷重および最大変位の一覧を表 3.13、試験体の破壊状況を図 3.30 に示す。試験体は全てビスの押し抜きによって変形が進み、最終的にビスがせん断破壊することによって耐力が低下した。

表 3.13 最大荷重と最大変位の一覧

	1mm時 荷重(kN)	3mm時 荷重(kN)	5mm時 荷重(kN)	10mm時 荷重(kN)	30mm時 荷重(kN)	最大荷重 (kN)	最大変位 (mm)
No.1	10.8	17.9	23.3	34.8	48.1	50.2	24.0
No.2	9.7	17.3	22.6	34.1	51.2	51.7	26.3
No.3	10.6	18.7	25.2	36.8	42.4	45.4	19.3
No.4	10.9	18.3	23.2	33.2	47.3	47.6	25.2
No.5	8.8	16.5	21.9	32.6	45.1	45.4	23.3
No.6	9.9	18.4	24.6	38.5	42.3	52.1	23.1
最小値	8.8	16.5	21.9	32.6	42.3	45.4	19.3
最大値	10.9	18.7	25.2	38.5	51.2	52.1	26.3
平均値	10.1	17.9	23.5	35.0	46.1	48.7	23.5



図 3.30 破壊状況

表 3.14 ビス 1 本の特性値一覧

	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	平均	標準偏差
降伏耐力(kN)	6.0	6.4	5.8	5.4	5.4	6.5	5.9	0.47
降伏変位(mm)	5.3	6.3	4.3	4.4	4.8	5.5	5.1	0.74
終局耐力(kN)	11.5	12	10.7	10.7	10.5	12.2	11.3	0.74
初期剛性(kN/mm)	1.1	1	1.4	1.2	1.1	1.2	1.2	0.11
降伏点変位(mm)	10.2	11.8	7.9	8.6	9.5	10.2	9.7	1.39
塑性率	2.95	2.53	3.81	3.48	3.18	2.94	3.15	0.45
構造特性係数	0.45	0.50	0.39	0.41	0.43	0.45	0.44	0.04

ビス 1 本の特性値一覧を表 3.14 に示す。耐力および変形において、各試験体は大きな差はなく結果が得られている。塑性率についてもビスの押し抜きによって 40mm 以上荷重が大きく低下することなく変形が進んでいるため、十分粘りのある変形性能を有していると考えられる。

CLT 告示においての床パネルどうしの接合部のせん断耐力に対する必要性能は、ルート 1,2 においては 54kN/m、ルート 3 においては解析によって得られた応力以上となっている。本実験で得られたビスの降伏せん断耐力が 5.9kN となっているため、1m 当たりに必要な本数を定め、ビス間隔を決定する。

3.3.3 接合部の降伏せん断耐力の評価

床どうしの接合部の降伏せん断耐力は、3.3.2 節で得られたビス 1 本当たりの降伏せん断耐力を P_a とすると、接合部全体の降伏せん断耐力 P_{sa} は、木質構造接合部設計マニュアル²⁰⁾より、下式で表すことができる。

$$P_{sa} = nP_a \quad (3.5)$$

n : 1 列に配置されているビスの本数

既往の研究^{21)~22)}より、CLT 床を非剛床モデルとする場合は、CLT の告示に基づき、せん断パネルとし X 字形ブレース要素としてモデル化する。このとき、X 字形ブレース要素の軸剛性は CLT 床のせん断剛性に基づいて設定する。CLT 床周囲の線材要素の軸剛性は、CLT 床の幅の 1/2 かつ 1m 以下の部分の線材要素方向の剛性とする。

3. 4 まとめ

第3章では、CSTSに適合するCLTを用いた床の構成について示し、CSTS梁とCLT床の接合部およびCLT床どうしの接合部の面内せん断実験を行った。以下に得られた知見を示す。

- 1) CSTS梁とCLT床の接合部は、CSTS梁とCLT床の接合部にはスタッドのピッチ100mmと200mmにおいて割裂破壊は生じておらず、スタッドの曲げ降伏に伴い、CSTS梁とCLT床の木質材料の接触部や座金裏面の支圧破壊である。
- 2) CSTS梁とCLT床の接合部の耐力は、スタッド間隔が100mmと200mmの場合、概ね同じである。
- 3) CSTS梁とCLT床の接合部の降伏せん断耐力は、スタッド接合の場合、接合具長さが長くなるに連れて増加する。また、CSTS梁とCLT床の接合部の降伏せん断耐力の実験値は破壊モードIVにおいて、算定値と概ね一致するものの、破壊モードIIIbにおいて、低めの評価となる。
- 4) CLT床どうしの接合部において、長ビスを用いたあいじゃくり形状のビスの耐力の特性値を示した。

第4章 CSTS の設計法

本章では、4.1 において、損傷制御構造の設計概念を基本的な枠組みとした CSTS の一般的な設計フローを示す。4.2 では、第2章の実験から得られた CSTS 部材の評価式を用いて曲げ、軸力に対する CSTS 部材の設計方法を示す。4.3 では CSTS に用いる座屈拘束ブレースの設計法を示す。4.4 では、3.2 の実験から得られた CLT 床接合部の降伏せん断耐力を用いて水平構面に対する設計法を示す。4.5 では、4.4 までの設計法を用いて、10 層 5 スパンの正形建物を対象とし試設計を行い、CSTS の設計法の検証を行う。

4.1 設計フロー

CSTS の設計フローを図 4.1 に示す。CSTS の設計法は、損傷制御構造の設計概念を基本的な枠組みとし、一般的な設計フローに、CSTS の主架構の設計と座屈拘束ブレースの設計を追加している。また、設計クライテリアを満たしているか、時刻歴応答解析において確認を行う。

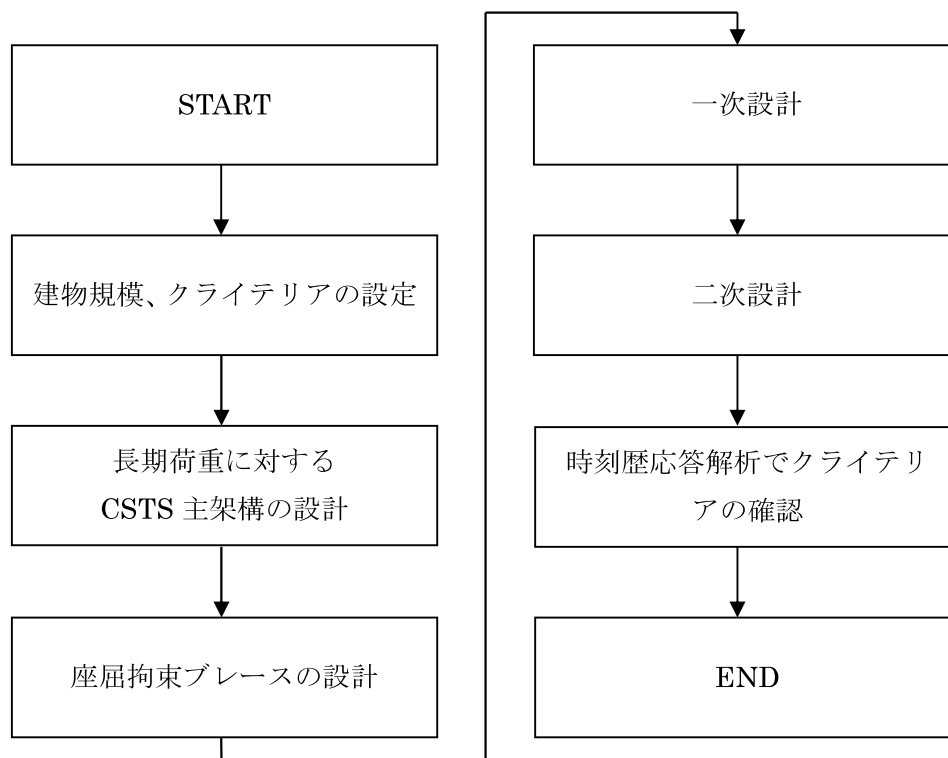


図 4.1 CSTS の設計フロー

4. 2 CSTS 部材の設計

4.2.1 曲げ材の設計

梁部材の曲げ耐力については、2.2 節で評価した最大曲げ耐力 M_c を用いる。

$$M_c = \beta \frac{2\sigma_w E_c I_c}{E_w h_w} \quad (2.11)$$

ここで、木質材料の曲げ強度 σ_w は、長期に対して基準強度 F_w の 1/3、短期に対して基準強度 F_w の 2/3 とする。

曲げモーメントに対する検定式は以下とする。

$$M_{max} \leq M_c \quad (4.1)$$

M_{max} : 最大曲げモーメント

M_c : CSTS 部材の最大曲げ耐力

また、最大曲げ耐力を確保するための条件として、横座屈細長比の制限(2.12) 式および鋼の先行降伏の条件(2.25) 式を満たすものとする。

$$\lambda_b = \sqrt{\frac{l_e h_e}{b_e^2}} \quad (2.12)$$

$$I_s < \frac{b_w h_w^3 \sigma_w (h_w - 2t_2)}{12\{h_w \sigma_{sy} + (h_w - 2t_2)\sigma_w\}} \quad (2.25)$$

ここで、本研究で行った実験では全て曲げ破壊で終了しているため、せん断破壊時の構造性能評価は行っていない。スパンが極端に短い場合はせん断力が卓越することが想定されるが、本研究においては曲げ応力が卓越する場合として適用するものとする。

4.2.2 軸力材の設計

CSTS の場合、外ダイアフラムを用いているため、柱梁接合部で一度木質材料どうしの縁が切れる。柱梁接合部の木質材料は形状が複雑なため、工場でプレカットしたものを現場で取り付けることとすると、引張力については木質材料どうしで応力を伝達することができない。そのため、引張力については鋼材のみで負担するものとする。

圧縮力については、2.4 節の実験結果より木質材料も応力を負担するものとし、(2.30) 式が最大圧縮力 N_{max} 以上であることを確認する。

$$N_{max} \leq C_c \quad (4.2)$$

N_{max} : 最大軸力

C_c : CSTS 部材の最大圧縮耐力

4. 3 座屈拘束ブレースの設計

4.3.1 座屈拘束ブレースの概要

CSTS の架構には、鋼モルタル板（溝形鋼にモルタルを充填したもの）を用いた座屈拘束ブレース^{13),14)}を使用する。座屈拘束ブレースを図 4.2 に示す。座屈拘束ブレースでは、鋼モルタル板で両側からサンドイッチ状に芯材を挟み込んで隅肉溶接により固定し、芯材の座屈を拘束する。この製作方法では、拘束材による芯材形状の制限を受けないため、芯材全体を比較的自由的な形状とすることが可能である。座屈拘束ブレースの芯材端部の接続部に増厚板や補強リブを設けることで、弾性域を確保し、芯材が十分な塑性変形能力を有するように芯材の塑性化長さおよび断面サイズを設定する。この場合、弾性部および接続部に増厚板や補強リブを設けることによって芯材の軸剛性を調節することができる。

ここでは、座屈拘束ブレースは塑性化部を絞り、弾性部には補強リブではなく増厚板を用いて剛性調節を行う。さらに、座屈拘束ブレースは全構面の全フレームに方杖状に配置することで各座屈拘束ブレースをコンパクトに納め、木質材料で覆ってもスマートな外観とすることが可能である。座屈拘束ブレースの各部詳細を図 4.3 に示す。

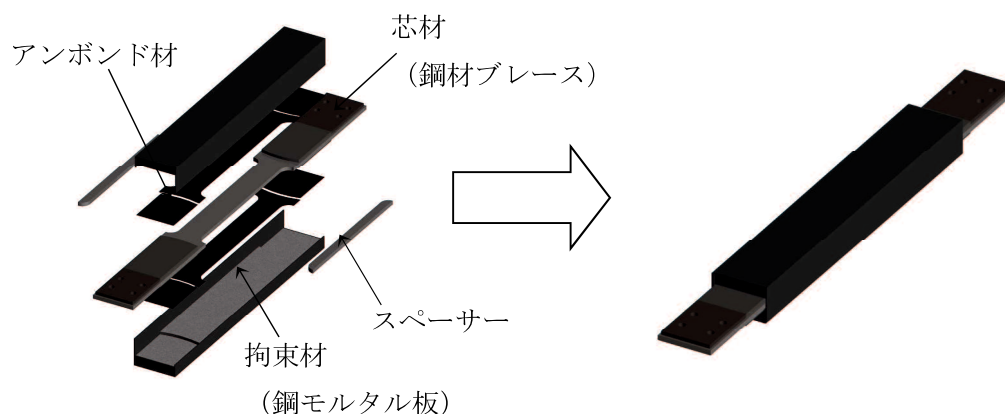


図 4.2 座屈拘束ブレース

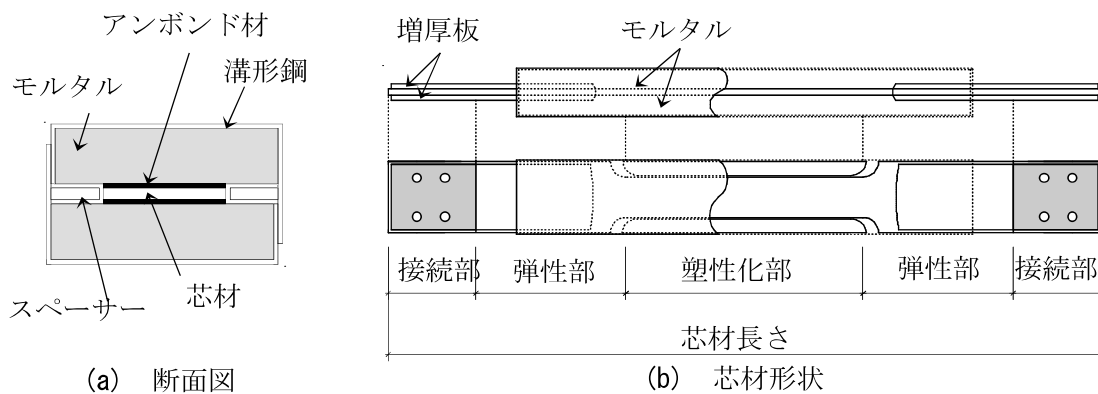


図 4.3 座屈拘束ブレースの各部詳細

4.3.2 芯材断面の設計

図 4.3.2(b)は座屈拘束ブレースの芯材形状である。方杖状に配置した座屈拘束ブレースが機能するために必要な考慮すべき芯材形状の条件を以下に述べる。

1) 塑性化部

塑性化部長さ比（塑性化部長さと芯材長さの比）は、0.2～0.8、芯材の幅厚比は 6～11 程度、弱軸細長比は 100 以上とする。

2) 弾性部および接続部

塑性化部断面と弾性部断面は、同厚または同幅とすることが望まれる。しかしながら、等価線形化法による芯材断面の設計で算定された必要軸剛性が確保できない場合は、弾性部および接続部を増厚または増幅し、軸剛性を調節する。

芯材断面の設計フローを図 4.4 に示す。主架構の一次モードは直線と仮定する。建物には、座屈拘束ブレース付加による剛性および減衰の効果を考慮する。

主架構のみのモデルを作成し、1 質点系に等価する。1 質点系に等価し得られた主架構の特性をもとに、必要な座屈拘束ブレースの耐力および剛性を算出する。

CSTS の主架構のみのモデルを等価線形化法によって 1 質点系に等価する。まず一次固有周期を算出する。主架構のみのモデルを作成し、固有値解析を行うか、または A_i 分布水平力に対する変形を用いた簡便式によって算出する。そして、地震動に対し、最大応答層間変形角および応答せん断力係数、座屈拘束ブレースの降伏応答層間変形角を設定する。本研究では、座屈拘束ブレースは $1/200\text{rad}$ で降伏するものとし、最大応答層間変形角は $1/100\text{rad}$ 以内に収めるものとする。1 質点系に等価した主架構の等価質量 m_{eq} は次式とする。

$$m_{eq} = M_x \times \sum w_i \quad (4.3)$$

M_x : 有効質量比

$\sum w_i$: 全層の建物重量

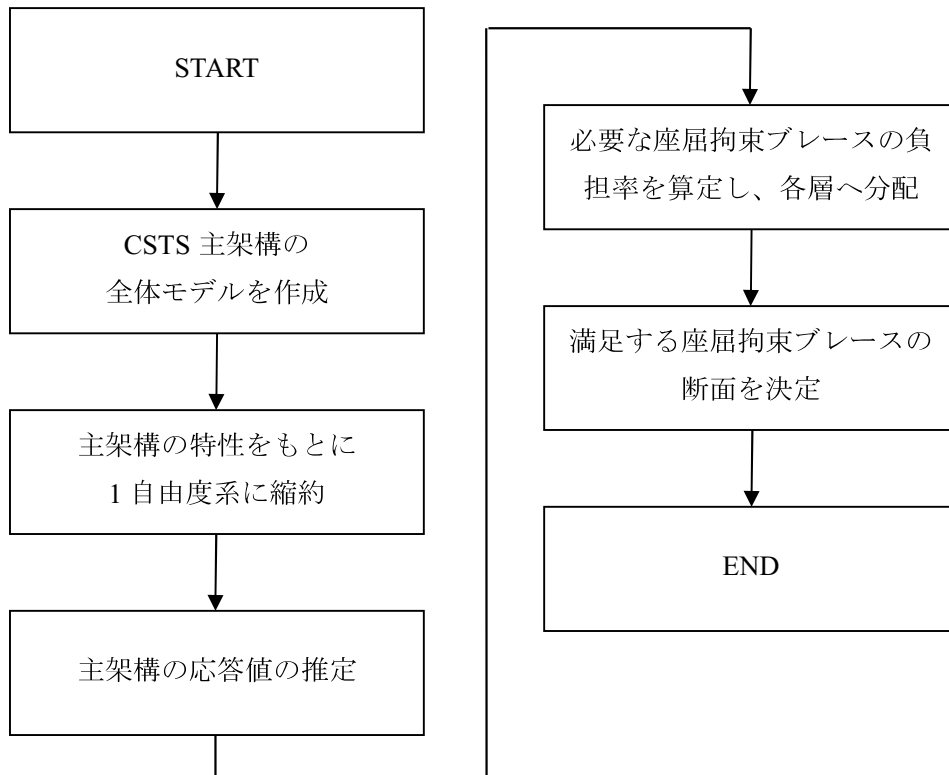


図 4.4 芯材断面の設計フロー

ここで、有効質量比 M_x は固有値解析によって算出する。

次に、1 質点系に等価した主架構の等価高さは h_{eq} は、次式とする。

$$h_{eq} = 0.7h \quad (4.4)$$

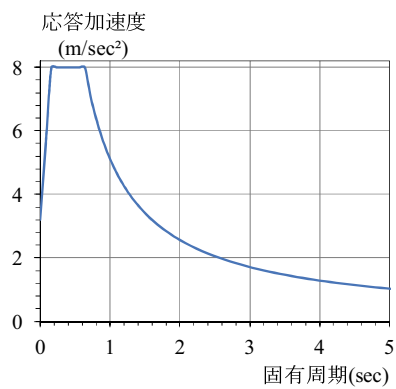
h : 建物高さ

等価せん断ばね剛性 k_f は次式とする。

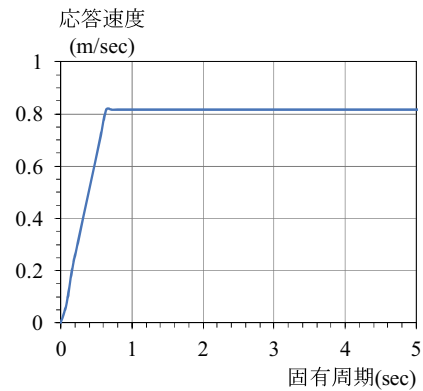
$$k_f = m_{eq} \times \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \quad (4.5)$$

T : 一次固有周期

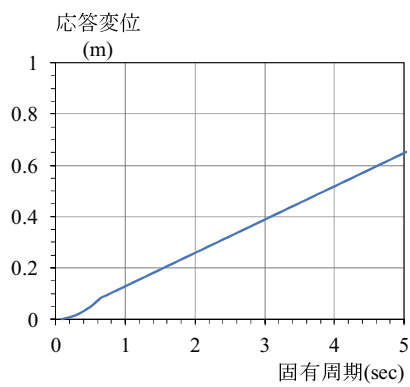
主架構の応答加速度 a 、応答速度 v 、応答変位 u については、設計用応答スペクトルにより算出する。工学的基盤面における設計用応答スペクトルを図 4.5 に示す。主架構の応答加速度 a は次式とする。



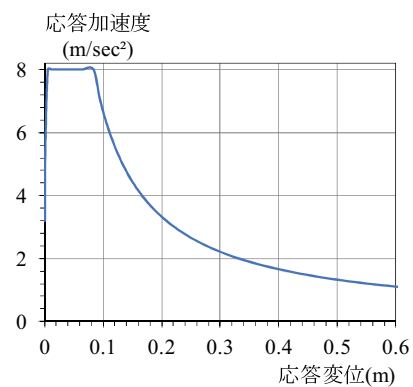
(a) 加速度応答スペクトル



(b) 速度応答スペクトル



(c) 変位応答スペクトル



(d) SA-SD 曲線

図 4.5 設計用応答スペクトル

$$a = \frac{4\pi}{T} \quad (4.6)$$

主架構の応答変位 d は、次式とする。

$$u = \frac{Q}{k_f} \quad (4.7)$$

Q : 主架構応答せん断力

ここで、主架構の応答せん断力 Q は次式とする。

$$Q = am_{eq} \quad (4.8)$$

主架構の応答層間変形角 θ は、

$$\theta = \frac{u}{H_{eq}} \quad (4.9)$$

ここで、基準階の応答層間変形角 θ_i は、次式とする。

$$\theta_i = h_s \theta \quad (4.10)$$

h_s : 基準階の高さ

これらの主架構の応答値を用いて、座屈拘束ブレースの塑性率 μ を算出する。座屈拘束ブレースの塑性率 μ は次式で表すものとする。

$$\mu = \frac{\theta}{\theta_i} \quad (4.11)$$

これらをもとに、主架構の剛性 k_d と座屈拘束ブレースの剛性 k_f の比を設定する。

層間変形角 $1/200\text{rad}$ 時の座屈拘束ブレースの塑性率と、1 質点系に等価された主架構の特性から、座屈拘束ブレースが層間変形角 $1/200\text{rad}$ 時に降伏するための、主架構と座屈拘束ブレースの剛性比を算定する。次に、主架構に座屈拘束ブレースを付加したモデルにおいて、層間変形角 $1/100\text{rad}$ 以内とするためのベースシアー係数を算出し、各層の座屈拘束ブレースの降伏耐力を算定する。これにより得られた各層の座屈拘束ブレースの降伏耐力および剛性から、座屈拘束ブレース 1 本に必要な降伏耐力および軸剛性を算定する。

次に、座屈拘束ブレースの耐力および剛性の調節方法について述べる。

1) 座屈拘束ブレースの耐力の調節

座屈拘束ブレースの降伏耐力 P_y は、芯材塑性化部の断面積 A が決定すれば、素材試験などから求められる降伏応力度 σ_y によって次式で表すことができる。

$$P_y = \sigma_y A \quad (4.12)$$

A : 芯材塑性化部の断面積

σ_y : 芯材に用いる鋼の降伏応力度

2) 座屈拘束ブレースの剛性の調節

次に、軸方向の断面積で変化する座屈拘束ブレースの軸剛性計算式を設定する。通常の設計では、座屈拘束ブレースの軸剛性 K_{BRB} は柱梁芯間の距離で評価される。しかしながら、柱梁芯間の距離は本体の設計に密接に関連し、一概に例を定めるのは難しい。また、通常ガセットプレートを含む躯体部分は、座屈拘束ブレースと比較すると非常に剛となっている。軸剛性の計算式²³⁾は、数個の直列弾性ばねの軸剛性を見なして部材レベルで考え、次式とする。

$$K_{BRB} = \frac{1}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{K_i}\right)} \quad (4.13)$$

$$K_i = E \frac{\beta_{i-1}}{\alpha_i L} \quad (4.14)$$

n : 軸方向の断面の異なる部位の数

K_i : 第 i 番要素の軸方向弾性剛性

E : 鋼のヤング係数

$\alpha_i L$: 第 i 番の要素の軸方向長さ

$\beta_{i-1} A$: 第 i 番要素の軸方向断面積 ($\beta_0=1$)

4. 4 CSTS 床の設計

4.4.1 梁と床の接合部の設計

梁と接合部に生じるせん断力は、鉛直構面がある通り・区間ごとの風圧力および地震力に対する負担水平力を用いた水平構面の面内応力計算方法²⁴⁾を用いる。水平構面の荷重状態を図 4.6 に示す。CSTS 床の面内せん断応力の計算方法は下式となる。

$$Q_{i,j,L} = \sum_{k=1}^j (V_{i,k} - V_{i+1,k} - P_{i,k}) - \sum_{k=1}^{j-1} p_{i,k} \quad (4.15)$$

$Q_{i,j,L}$: i 階 j 通りの水平構面が負担するせん断力

$V_{i,j}$: i 階 j 通りの鉛直工面が負担する水平力

$P_{i,j}$: i+1 階 j 通りに作用する地震力または風圧力

$p_{i,j}$: i+1 階の j 通り・j+1 通り間に作用する地震力または風圧力

ここで、 $V_{i,j}$ は各構面に存在する座屈拘束ブレースが負担する軸力の水平成分と主架構が負担する水平力の和となる。

$$V_{i,j} = \sum_{k=1}^j (N_B \sin \theta + Q_F) \quad (4.16)$$

N_B : 座屈拘束ブレースが負担する軸力

Q_F : 主架構が負担するせん断力

よって、3.2 節で評価した降伏せん断耐力を用いると、CSTS 梁と CLT 床の接合部に生じるせん断力に対する検定式は以下となる。

$$cP_y \geq Q_{i,j,L} \quad (4.17)$$

cP_y : 接合部の降伏せん断耐力

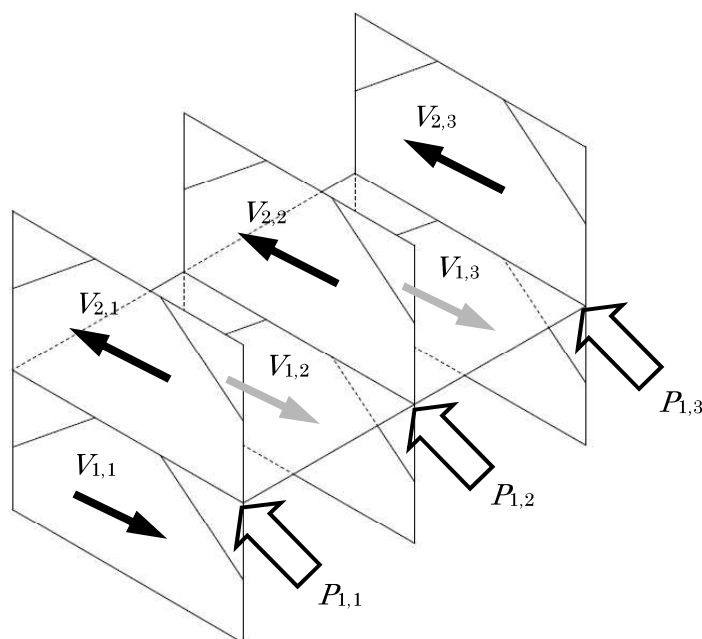


図 4.6 水平構面の荷重状態

4.4.2 床どうしの接合部の設計

1) せん断力に対する設計

ここでは、3.2 節で評価した接合法とは異なり、接合部の下側に CSTS 梁が配置されない位置での CLT 床どうしの接合となる。この場合、CLT および床どうしの接合部の面外曲げ性能が確保されていれば下側に梁の配置は必要ないが、ここでは CLT の告示に則り、床どうしの接合部の下側には集成材および鉄骨の梁が支持するものとする。

「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」の面材張り耐力要素の詳細計算法²⁴⁾を参考に、CLT 床どうしの接合部の評価を行う。面材張り耐力要素の詳細計算法におけるせん断力 Q_{max} と降伏曲げモーメント M_y の関係は以下となる。

$$Q_{max} = \frac{M_y}{D} \quad (4.18)$$

D : CLT の長手方向の長さ

降伏曲げモーメント M_y とビス配列係数 Z_{xy} およびビス接合部全体の降伏せん断耐力 P_{sa} の関係から、下式が成り立つ。

$$Q_{max} = \frac{A_{ws} \cdot Z_{xy} \cdot P_{sa}}{D} \quad (4.19)$$

A_{ws} : CLT1 枚の断面積

Z_{xy} : 単位面積当たりのビス配列係数

P_{sa} : ビス接合部全体の降伏せん断耐力

上式を変形すると、床どうしの接合部のせん断耐力に対する検定式は下式で表すことができる。

$$\frac{Q_{max}}{B \cdot Z_{xy}} \leq P_{sa} \quad (4.20)$$

2) 引張力に対する設計

CLT床を用いた水平構面の引張接合部について、CLTを用いた建築物の設計施工マニュアルに基づいて算定を行う。

$$T_j = \frac{M_j}{D_j} \quad (4.21)$$

T_j : CLT床の引張接合部に生じる引張応力

M_j : 接合部位置に生じる曲げモーメント

D_j : 接合部位置におけるCLT床の奥行き長さ

上式により、外周部においては引張応力が生じるため、告示のCLT床・床引張接合部金物またはそれに準ずるせん断耐力を有する金物を取り付けるものとする。

4. 5 試設計

CSTS および座屈拘束ブレースの設計法に基づき、座屈拘束方杖ブレースを有する CSTS の試設計を行う。10 層 5 スパンの中層建物の時刻歴応答解析を行い、応答性状を検討する。

4.5.1 解析モデル

解析モデルを図 4.7 に示す。解析モデルは、各構面とも 5 スパンで 10 層の CSTS の内側の 1 平面を抜き出したものとする。階高は、1 層のみ 4m として、その他の層は 3.5m とする。梁スパンは 6m とする。小梁は千鳥配置とする。座屈拘束ブレースは、各構面の各フレーム全てに方杖状に配置し、位置は高さ方向において上階梁芯から 1.5m、水平方向において取り付く柱芯から 2m とする。本試設計における詳細図は、図 2.8(a),(b)において示したものである。

解析モデルに用いる柱梁部材のパラメータ一覧を表 4.1 に示す。表 4.1 のパラメータは提案した設計式を用いて算定したものである。柱梁部材は横座屈細長比の条件である(2.12 式) および鋼の降伏先行の条件である(2.25 式)を満足している。また、等価細長比と座屈低減係数の関係式(2.33 式)により、座屈低減係数 η は 0.30 とする。ここで、第 2 章の実験結果から、梁部材は曲げおよびせん断力は複合部材として抵抗するものとする。柱部材は引張力は鋼のみ、圧縮力は複合部材として抵抗するものとする。鋼種は、H 形鋼と座屈拘束ブレースの拘束材は SS400、座屈拘束ブレースの芯材は SN400、角形鋼管は BCR295 とする。木質材料はスギの構造用集成材とし、JAS 規格においての強度等級は E75-F240 とする。梁端部の回転剛性は、木質材料は考慮せず、鋼の回転剛性と同値とする。CSTS の主架構のみのモデルを等価線形化法によって 1 質点系に等価する。これにより得られた主架構の特性から、主架構と座屈拘束ブレースの剛性比を 1:4 とする。CLT 床の合成効果は考慮しないものとし、解析は剛床として行う。

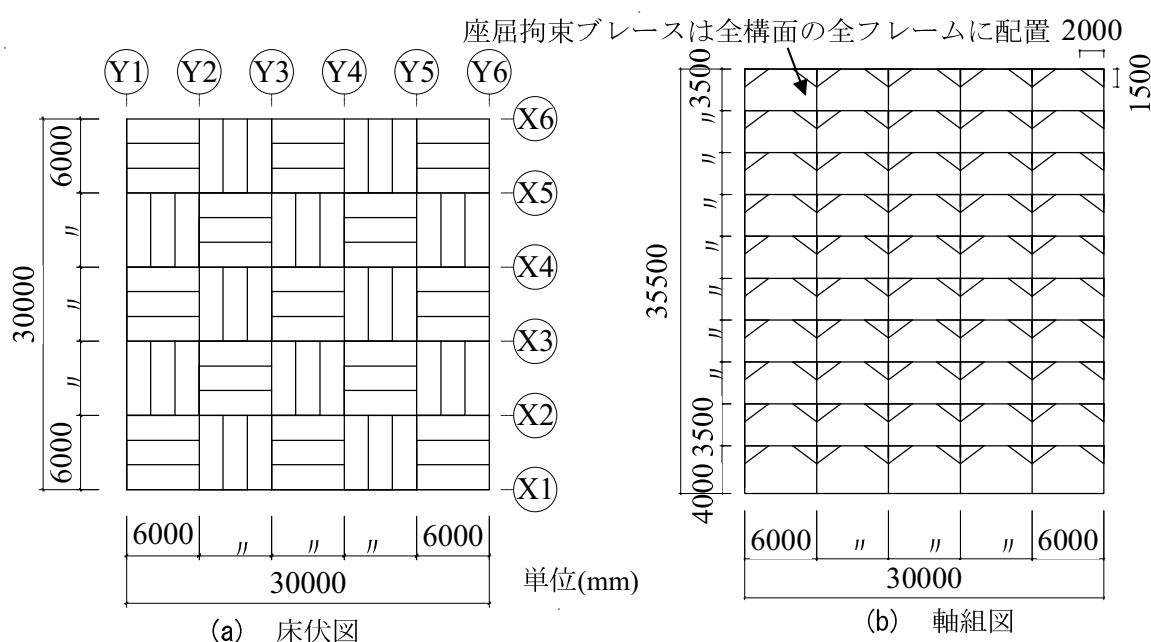


図 4.7 解析モデル

表 4.1 柱梁部材パラメータ一覧*1,2

部材	層	鋼材断面(mm)	CSTS部材断面(mm)			K_c (kN/m)	M_c (kN・m)	λ_b	判定 $\lambda_b \leq 10$	I_s ($\text{mm}^4 \times 10^8$)	(8)式 ($\text{mm}^4 \times 10^8$)	判定 $I_s < (8)$ 式	λ_e	判定 η	
			b_w	h_w	t										
梁	1~3	H-506×201×11×19	341	646	70	38695.5	1118.7	8.46	OK	5.47	8.00	OK	31.0	0.30	
	4~6	H-500×200×10×16	340	640		34393.0	1057.1	8.21	OK	4.60	7.74	OK	29.9		
	7~8	H-450×200×9×14	340	590		25373.8	881.0	7.72	OK	3.23	5.94	OK	31.6		
	9~10	H-346×174×6×9	314	486		10490.8	513.5	7.04	OK	1.07	2.88	OK	34.8		
柱	1~3	□-400×400×19	540	540	70	40965.5	1269.4	5.08	OK	6.66	7.04	OK	47.1		0.30
	4~6	□-400×400×16				36807.0	1187.0	4.91	OK	5.79	7.04	OK	44.1		
	7~8	□-400×400×14				33863.4	1126.3	4.78	OK	5.18	7.04	OK	41.9		
	9~10	□-400×400×12				30779.7	1061.9	4.64	OK	4.53	7.04	OK	39.5		

注) *1 表中の記号の定義を次に示す。

b_w : 木質材料の幅(mm), h_w : 木質材料のせい(mm), t : 木質材料の被り厚さ(mm)

K_c : CSTS 部材の初期剛性(kN/m), M_c : CSTS 部材の曲げ耐力(kN・m), λ_b : 横座屈細長比,

I_s : 鋼の断面 2 次モーメント(mm^4)

λ_e : 等価細長比, η : 座屈低減係数

*2 鋼材は SS400, 木質材料は梁は異等級構成集成材 E65-F225,

柱は同一等級構成集成材 E75-F270 を用いて算定している

4.5.2 解析条件

本試設計における主架構と座屈拘束ブレースそれぞれのクライテリアを表 4.2 に示す。許容応力度設計において、一次設計の標準せん断力係数 C_0 は 0.2 として各層の層せん断力を算定し、層間変形角は 1/200rad 以内に収める。その場合、主架構は無損傷、全ての部材において弾性域に留める。座屈拘束ブレースにおいても、全て弾性域に留めるものとする。

次に、許容応力度設計において、二次設計では、標準せん断力係数 C_0 は 1.0 として、保有耐力計算を行う。形状係数 F_{es} は 1.0 とする。本試設計では、第 2 章の実験結果から、CSTS 部材が最大耐力後に鋼の塑性変形能力を有しており、加えて座屈拘束ブレースを有していることから、部材ランク FB 以上の部材断面を使用することを条件に、構造特性係数 D_s 値は 0.3 とする。二次設計では、層間変形角は 1/100rad 以内に抑えるものとする。静的増分解析における外力分布は A_i 分布に従うものとする。減衰は瞬間剛性比例型とし、一次固有周期に対する減衰定数は 3% とする。 A_i 分布は以下の式で算出するものとする。

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \times \frac{2T}{1+3T} \quad (4.22)$$

時刻歴応答解析に用いる入力地震動は、観測地震動として El centro NS (EL CENTRO)、八戸 EW (HACHINOHE)、Taft EW (TAFT) を用いて、模擬地震動として、日本建築センター作成による BCJ を採用する。観測地震動については、レベル 1 地震動においては、地動最大速度 25cm/s とし、レベル 2 地震動においては、地動最大速度 50cm/s に基準化する。時刻歴応答解析に用いる地震動の速度および加速度の一覧を表 4.3、地震動の地震波を

図 4.8 に示す。

時刻歴応答解析においては、レベル 1 地震動時には層間変形角は $1/200\text{rad}$ 以内に抑えるものとする。主架構は無損傷、全ての部材において弾性域に留める。座屈拘束ブレースは、一部は塑性化することを許容するものの、全体としてはほぼ弾性域に抑える。

レベル 2 地震動時には、層間変形角は $1/100\text{rad}$ 以内に抑えるものとする。主架構は無損傷とし、基本的なエネルギー吸収は座屈拘束ブレースにより行うものとする。座屈拘束ブレースは塑性化することを許容し、地震エネルギーを吸収するための十分な履歴ループを描く。

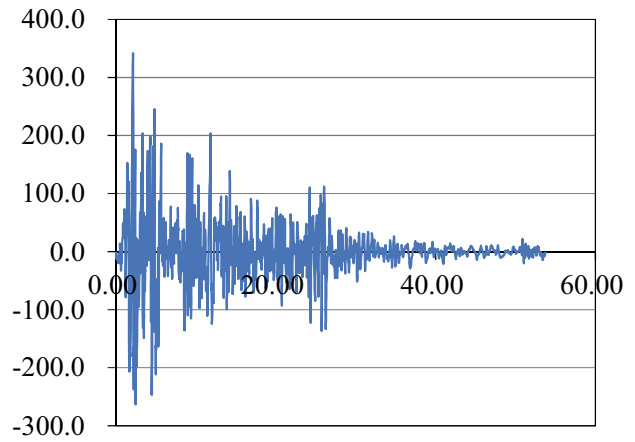
ここで、CSTS 部材の曲げ耐力、初期剛性、二次剛性は 2.6 節のモデル化を用いて行うが、本試設計では座屈拘束ブレースのエネルギー吸収効果を確認するため、主架構は無損傷とし CSTS 部材は弾性範囲とする。

表 4.2 設計クライテリア

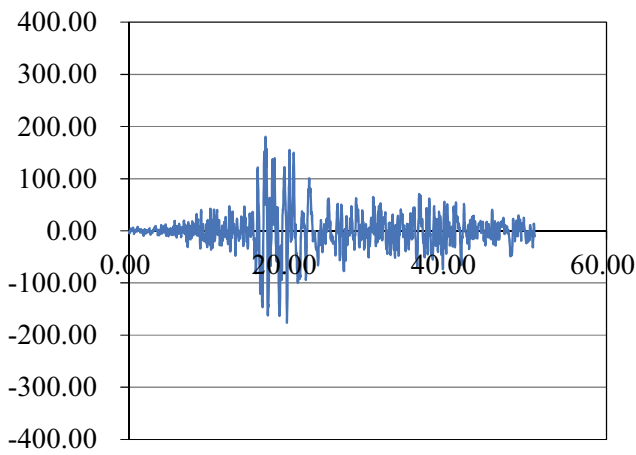
	許容応力度設計		時刻歴応答解析	
	1次設計	2次設計	レベル1	レベル2
地震力	$C_0=0.2$	$C_0=1.0$	最大速度 25cm/s	最大速度 50cm/s
層間変形角(rad)	$1/200$	$1/100$	$1/200$	$1/100$
主架構の損傷	無損傷	無損傷	無損傷	無損傷
座屈拘束ブレース	弾性域	塑性域	弾性域	一部塑性域

表 4.3 地震動一覧

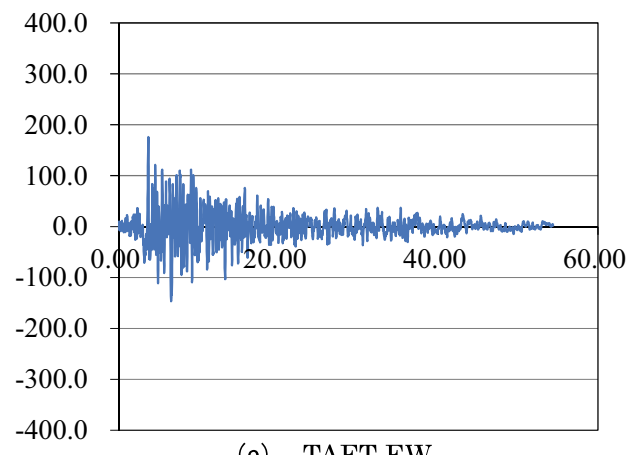
地震波	方向	最大加速度 (cm/s^2)	最大速度(cm/s)	
			レベル1	レベル2
ELCENTRO	NS	341.7	25	50
八戸	EW	180.2		
TAFT	EW	175.9		
BCJ L1	-	355.7		
BCJ L2	-	207.3		



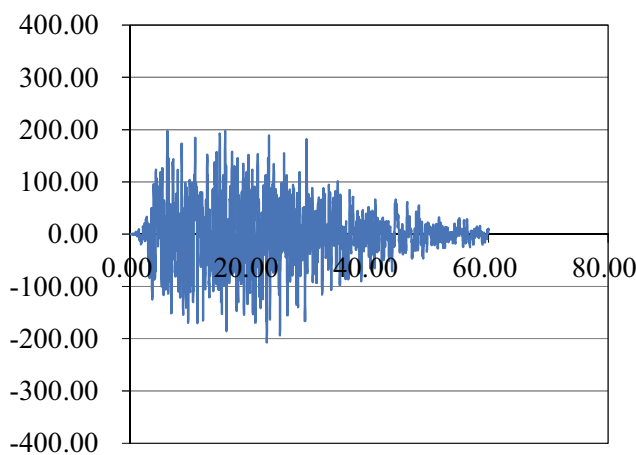
(a) EL CENTRO NS



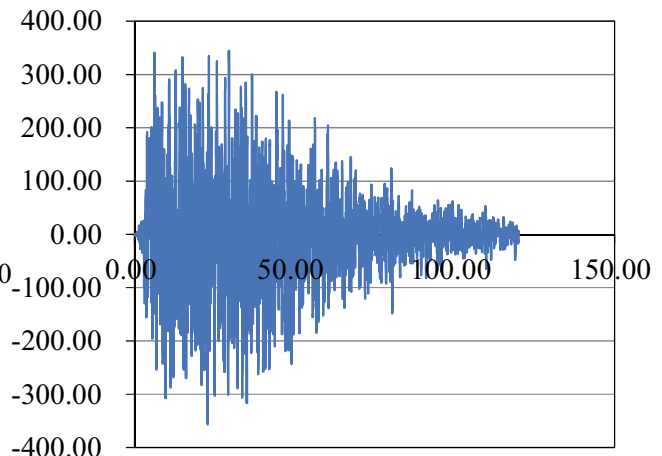
(b) 八戸 EW



(c) TAFT EW



(d) センター波 レベル 1



(e) センター波 レベル 2

図 4.8 地震波

4.5.3 座屈拘束ブレースの設計

座屈拘束ブレースの配置は、各階において柱梁接合部の柱上端から 1.5m、梁端から 2m とする。等価線形化法および応答制御構造設計法により算定した各階の座屈拘束ブレースの耐力および剛性を表 4.4 に示す。本試設計での座屈拘束ブレースの拘束指標 P_E/P_y は 3 とする。主架構と座屈拘束ブレースの剛性比は 1:4 とする。主架構のみの固有周期は 1.98 である。ベースシア係数は 0.391 とする。

算出したベースシア係数を用いて、 A_i 分布に従い、各層全体の座屈拘束ブレースの耐力および剛性を算出し、その後各層の 1 本の座屈拘束ブレースの耐力および剛性を算定する。座屈拘束ブレースは、1~3 層、4~6 層、7~8 層、9~10 層は同様の断面で設定する。芯材の幅厚比、塑性化部長さ比は設定条件の範囲内に収まるようにする。弾性部の断面は JIS 規格の平鋼の厚さを用いて、塑性化部の両面に平鋼を溶接した場合の厚さとする。弾性部の幅は R 部を考慮して設定する。座屈拘束ブレースの芯材形状は、塑性化部長さ比は 0.2 ~0.8、幅厚比は 6~11、弱軸細長比は 100 以上の範囲内で設定する。

表 4.4 座屈拘束ブレースの芯材断面の詳細

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	R
1本の剛性(kN/mm)	1469.8	1469.8	1469.8	1277.7	1277.7	1277.7	915.0	915.0	561.0	561.0
1本の降伏荷重(kN)	488.0	488.0	488.0	423.0	423.0	423.0	296.0	296.0	158.0	158.0
ガセット (mm)	450.0	450.0	450.0	450.0	450.0	450.0	450.0	450.0	450.0	450.0
芯材長さL (mm)	1600.0	1600.0	1600.0	1600.0	1600.0	1600.0	1600.0	1600.0	1600.0	1600.0
塑性化部断面 A_1 (mm ²)	2080.0	2080.0	2080.0	1800.0	1800.0	1800.0	1260.0	1260.0	675.0	675.0
厚 (mm)	16.0	16.0	16.0	15.0	15.0	15.0	12.0	12.0	9.0	9.0
幅 (mm)	130.0	130.0	130.0	120.0	120.0	120.0	105.0	105.0	75.0	75.0
幅厚比	8.1	8.1	8.1	8.0	8.0	8.0	8.8	8.8	8.3	8.3
弾性部仮定断面 A_z (mm ²)	6080.0	6080.0	6080.0	5580.0	5580.0	5580.0	3960.0	3960.0	2835.0	2835.0
厚 (mm)	32.0	32.0	32.0	31.0	31.0	31.0	24.0	24.0	21.0	21.0
幅 (mm)	190.0	190.0	190.0	180.0	180.0	180.0	165.0	165.0	135.0	135.0
幅厚比	5.9	5.9	5.9	5.8	5.8	5.8	6.9	6.9	6.4	6.4
塑性化部長さ L_1 (mm)	496.1	496.1	496.1	525.8	525.8	525.8	533.2	533.2	649.5	649.5
弾性部長さ L_2 (mm)	551.9	551.9	551.9	537.1	537.1	537.1	533.4	533.4	475.3	475.3
判定 $0.2 < a=L_1/L < L$	0.31	0.31	0.31	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.41	0.41

座屈拘束ブレースの鋼管へのモデル化を表 4.5 に示す。表 4.4 では、実際に満足しなければいけない座屈拘束ブレースの芯材の条件をクリアできるかを確認した。表 4.5 では、等価線形化法および応答制御構造設計法によって設計した座屈拘束ブレースを、解析ができるように、解析ソフトに入力するためのモデル化を行う。座屈拘束ブレースの芯材は鋼管に置換する。座屈拘束ブレースの剛性、降伏荷重、降伏変位から芯材に必要な断面積を求め、その断面積と鋼管の断面積が合うように鋼管のサイズを設定する。

表 4.5 座屈拘束ブレースの鋼管へのモデル化

層	座屈拘束ブレース				鋼管		
	1本の剛性 (kN/mm)	1本の降伏荷重 (kN)	降伏変位 (mm)	仮定断面積 (cm ²)	直径D (mm)	厚さt (mm)	鋼管断面積 (cm ²)
R	330.6	120.5	0.36	3.06	28.0	4.0	3.01
9	561.0	204.5	0.36	5.20	33.0	6.0	5.09
8	751.8	274.1	0.36	6.97	43.0	6.0	6.97
7	915.0	333.6	0.36	8.48	51.0	6.0	8.48
6	1056.3	385.1	0.36	9.79	57.0	6.0	9.61
5	1176.9	429.1	0.36	10.91	63.0	6.0	10.74
4	1277.7	465.8	0.36	11.84	68.0	6.0	11.68
3	1360.1	495.9	0.36	12.61	73.0	6.0	12.62
2	1424.1	519.2	0.36	13.20	76.0	6.0	13.19
1	1469.8	468.9	0.32	13.62	78.0	6.0	13.56

座屈拘束ブレースの芯材の断面性能を表 4.6 に示す。置換した鋼管の断面性能によって座屈拘束ブレースの剛性を表現する。さらに、表 4.4 の座屈拘束ブレースの降伏耐力を、入力することによって、軸剛性および降伏耐力をモデル化した。

表 4.6 芯材の断面性能

層	断面積	断面2次モーメント		
	A(mm ²)	I _y (mm ⁴)	I _z (mm ⁴)	I _x (mm ⁴)
R	301	22307	22307	44613
9	509	48643	48643	97285
8	697	122425	122425	244849
7	848	218414	218414	436829
6	961	316717	316717	633434
5	1074	440962	440962	881924
4	1168	566519	566519	1133038
3	1262	713977	713977	1427954
2	1319	813700	813700	1627399
1	1356	885103	885103	1770206

座屈拘束ブレースの芯材断面を表 4.7 に示す。座屈拘束ブレースの芯材形状は、塑性化部長さ比は 0.2~0.8、幅厚比は 6~11、弱軸細長比は 100 以上の範囲内で設定されている。主架構を半剛接合とした座屈拘束方杖ブレースの場合、塑性化部長さ比が比較的小さくなる傾向がある。剛性比が通常のブレース構造よりも大きくなるため、座屈拘束ブレースの弾性部が大きくなり、それにたいして塑性化部が小さくなるためである。弱軸細長比においても、方杖タイプの配置形式の場合、芯材長さが通常のブレース構造よりも短くなるため、弱軸細長比が小さくなる傾向にある。

表 4.7 芯材断面一覧

層	芯材長さ (mm)	塑性化部断面			
		芯材断面 (mm×mm)	幅厚比	塑性化部長さ比	弱軸細長比
R-F10	1600	PL-9×75	8.3	0.41	221.7
F10-F9					
F9-F8		PL-12×105	8.8	0.33	161.7
F8-F7					
F7-F6		PL-15×120	8.0	0.33	121.9
F6-F5					
F5-F4		PL-16×130	8.1	0.31	108.4
F4-F3					
F3-F2					
F2-F1					

4.5.4 静的増分解析

本解析モデルにおける建物重量の一覧表を表 4.8、1 次設計時および 2 次設計時における各々の必要層せん断力の算定を表 4.9 および表 4.10、静的増分解析結果の層せん断力-層間変位関係を図 4.9 に示す。表 4.8 より、本解析モデルの 1 階の重量は 9090.8kN である。

表 4.8 重量一覧表

階層	梁重量 (kN)	柱重量 (kN)	床重量 (kN)	壁重量 (kN)	wi (kN)	Σwi (kN)
11	61.9	19.9	630.0	71.4	783.2	783.2
10	61.9	39.8	630.0	142.8	874.5	1657.7
9	94.5	42.1	630.0	142.8	909.3	2567.1
8	94.5	44.4	630.0	142.8	911.7	3478.7
7	106.7	46.7	630.0	142.8	926.2	4404.9
6	106.7	48.9	630.0	142.8	928.5	5333.4
5	106.7	48.9	630.0	142.8	928.5	6261.9
4	115.6	52.3	630.0	142.8	940.7	7202.7
3	115.6	55.6	630.0	142.8	944.1	8146.7
2	115.6	55.6	630.0	142.8	944.1	9090.8

表 4.9 1 次設計時の必要層せん断力

階	wi (kN)	Σwi (kN)	C ₀	Z	R _t	a _i	A _i	C _i	Q _i (kN)	P _i (kN)
11	783.22	783.22	0.20	1.00	0.89	0.09	2.68	0.48	372.63	372.63
10	874.51	1657.73				0.18	2.09	0.37	615.78	243.15
9	909.34	2567.07				0.28	1.81	0.32	824.44	208.67
8	911.65	3478.72				0.38	1.62	0.29	1003.01	178.57
7	926.22	4404.94				0.48	1.48	0.26	1158.55	155.54
6	928.49	5333.43				0.59	1.36	0.24	1291.06	132.51
5	928.49	6261.92				0.69	1.26	0.22	1401.75	110.69
4	940.73	7202.65				0.79	1.17	0.21	1492.70	90.95
3	944.07	8146.72				0.90	1.08	0.19	1563.27	70.56
2	944.07	9090.79				1.00	1.00	0.18	1613.61	50.35

表 4.10 2次設計時の必要層せん断力

階	Σw_i (kN)	a_i	A_i	C_i	Q_i (kN)	P_i (kN)	F_{es}	D_s	Q_2 (kN)	P_2 (kN)
11	783.22	0.09	2.68	2.38	1863.15	1863.15	1.00	0.30	558.95	558.95
10	1657.73	0.18	2.09	1.86	3078.88	1215.73			923.66	364.72
9	2567.07	0.28	1.81	1.61	4122.22	1043.34			1236.67	313.00
8	3478.72	0.38	1.62	1.44	5015.05	892.83			1504.52	267.85
7	4404.94	0.48	1.48	1.32	5792.74	777.68			1737.82	233.30
6	5333.43	0.59	1.36	1.21	6455.29	662.55			1936.59	198.77
5	6261.92	0.69	1.26	1.12	7008.74	553.45			2102.62	166.04
4	7202.65	0.79	1.17	1.04	7463.52	454.77			2239.06	136.43
3	8146.72	0.90	1.08	0.96	7816.34	352.82			2344.90	105.85
2	9090.79	1.00	1.00	0.89	8068.07	251.73			2420.42	75.52

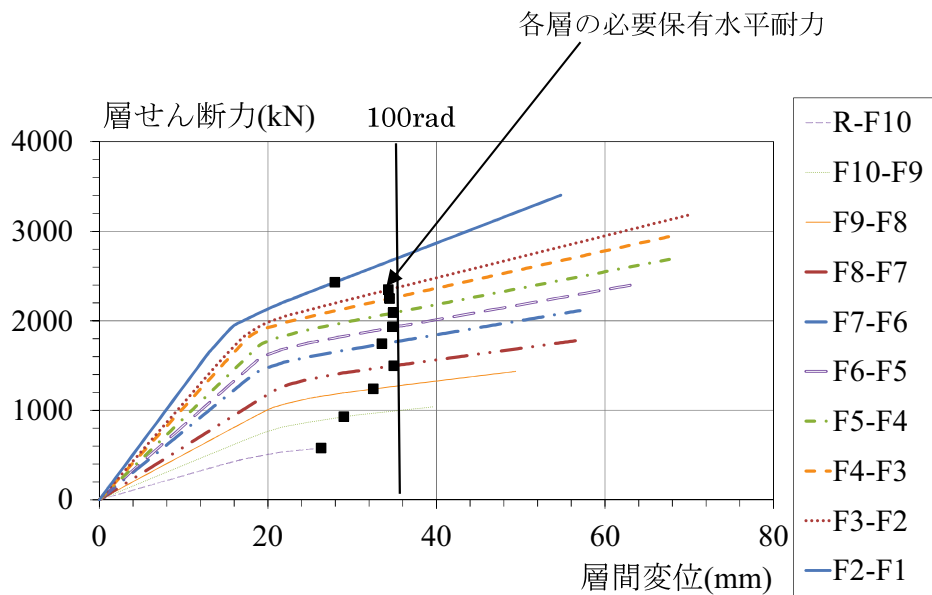


図 4.9 層せん断力-層間変位関係

増分解析によると、主架構と座屈拘束ブレースの剛性比が 1:4 の場合、各層の必要保有水平耐力は層間変形角 1/100rad 以内に分布しており、各層の保有水平耐力は必要保有水平耐力よりも上回っている。主架構は保有水平耐力時でも弾性域であり、設計クライテリアを満足している。

4.5.5 時刻歴応答解析

固有値解析より、本解析モデルの一次固有周期は 0.990s である。各地震波におけるレベル 1 とレベル 2 の最大応答時の層間変形角を図 4.10 に示す。全ての地震波において、レベル 1 とレベル 2 とともに設計クライテリアである層間変形角を満足している。

主架構および座屈拘束ブレースの塑性状況を表 4.11 に示す。表 4.11 中の主架構の梁端部は、解析モデルの最も外側のものである。全ての地震波において、2 層の塑性率 μ (以下、 μ と呼ぶ) が最大となっている。レベル 1 地震動時において、主架構と座屈拘束ブレースの μ はともに 1 以下である。レベル 2 地震動時の主架構においても梁端部の μ が一番大きい。しかし、座屈拘束ブレースが地震エネルギーを吸収しているため、座屈拘束ブレースの μ のみが大きくなり、梁端部の μ は 1 以下となっている。よって、全ての地震波において、主架構および座屈拘束ブレースの設計クライテリアを満足している。

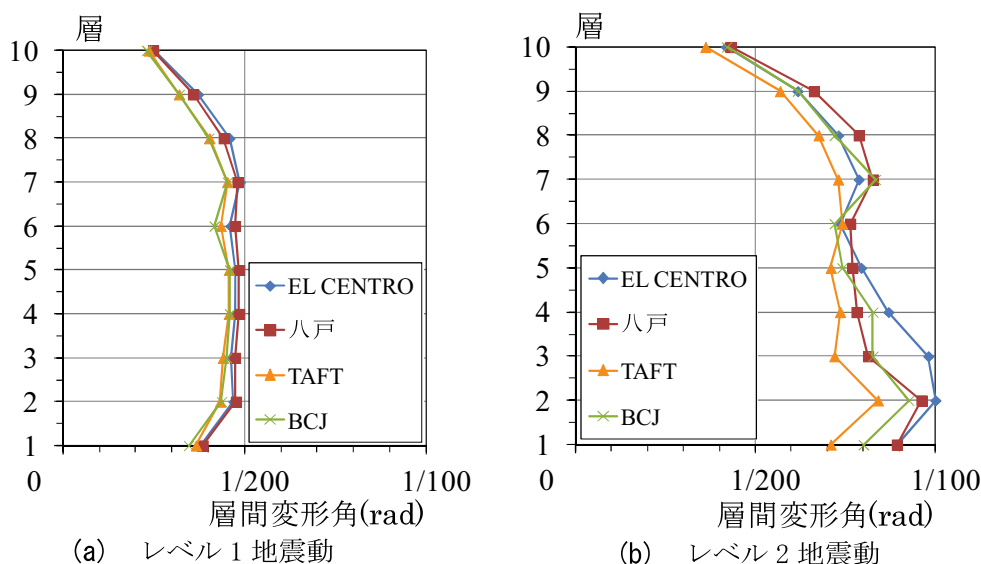


図 4.10 10 層最大応答層間変形角

表 4.11 主架構および座屈拘束ブレースの塑性状況

地震波	半剛接合										
	レベル1					レベル2					
	主架構			座屈拘束ブレース		主架構			座屈拘束ブレース		
	層	箇所	μ	θ (rad $\times 10^3$)	μ	層	箇所	μ	θ (rad $\times 10^3$)	μ	ω
EL CENTRO	2	梁端部	0.16	0.339	0.96	2	梁端部	0.34	0.476	2.85	66.8
HACHINOHE			0.15	0.318	0.91			0.32	0.445	2.68	60.8
TAFT			0.16	0.326	0.92			0.31	0.434	2.67	59.3
BCJ			0.17	0.347	0.93			0.33	0.492	3.01	107.6

剛接合の場合の主架構および座屈拘束ブレースの塑性状況を表 4.12 に示す。剛接合の場合と比較して、半剛接合の場合、主架構の μ は小さくなり、座屈拘束ブレースの μ は大きくなる。座屈拘束ブレースの累積塑性歪エネルギー率 ω においても、半剛接合の場合の方が剛接合の場合よりも大きくなっている。

半剛接合の場合と剛接合の場合の最大応答変位時の塑性ヒンジの一例を図 4.11 に示す。地震動は EL CENTRO の例である。半剛接合の場合、全層の座屈拘束ブレースが塑性化し、地震エネルギーを吸収している。そのため、主架構は全ての部材において弾性域に留まっている。しかしながら、剛接合の場合、上層部では座屈拘束ブレースが塑性化していない。表 4.11 および表 4.12 によると、座屈拘束ブレースの塑性率および累積塑性歪エネルギー率 ω も小さいため、剛接合の場合の 1 層の梁端部では、一部塑性化してしまっている。そのため、半剛接合とした場合の方が主架構の損傷を抑えることができる。

表 4.12 剛接合の場合の主架構および座屈拘束ブレースの塑性状況

地震波	剛接合										
	レベル1					レベル2					
	主架構			座屈拘束ブレース		主架構			座屈拘束ブレース		
	層	箇所	μ	θ (rad $\times 10^3$)	μ	層	箇所	μ	θ (rad $\times 10^3$)	μ	ω
EL CENTRO	1	梁端部	0.33	0.260	0.70	1	梁端部	0.69	0.570	1.95	55.8
HACHINOHE			0.34	0.270	0.76			0.78	0.610	1.99	58.1
TAFT			0.33	0.290	0.79			0.71	0.540	1.88	55.2
BCJ			0.35	0.300	0.77			1.01	0.590	2.28	96.2

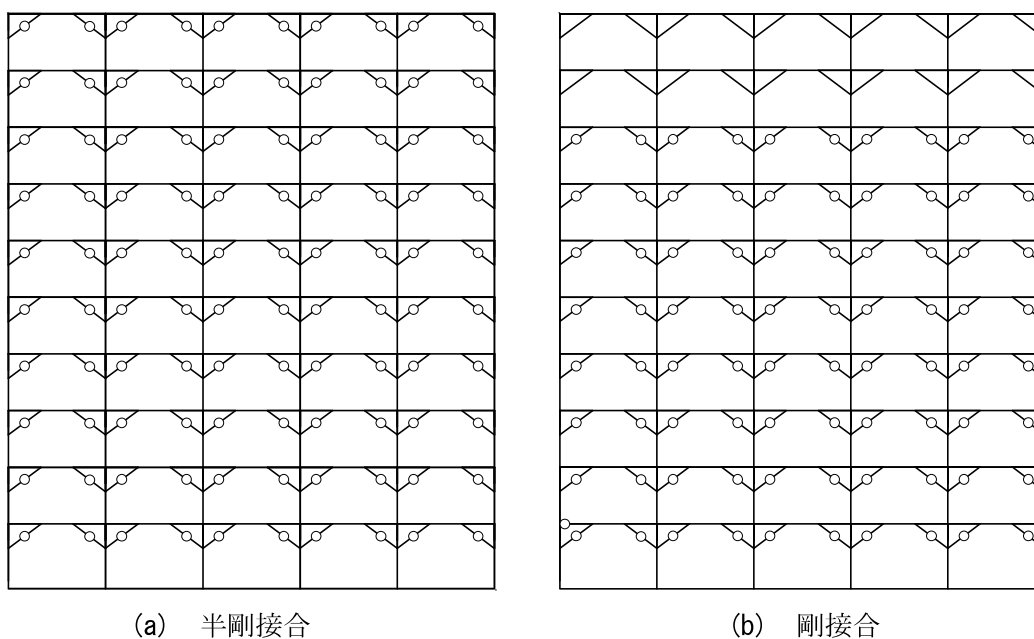
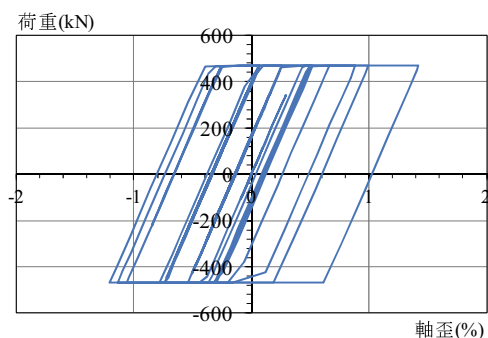
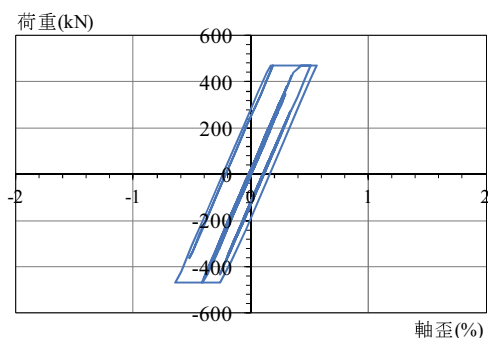


図 4.11 塑性ヒンジ図

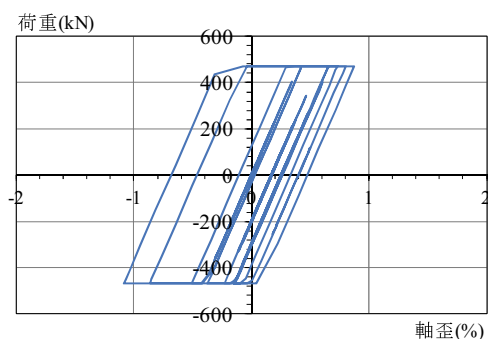
本解析モデルにおける半剛接合および剛接合の場合の累積塑性歪エネルギー率 ω が大きかった座屈拘束ブレースの復元力特性を図 4.12、図 4.13 に示す。



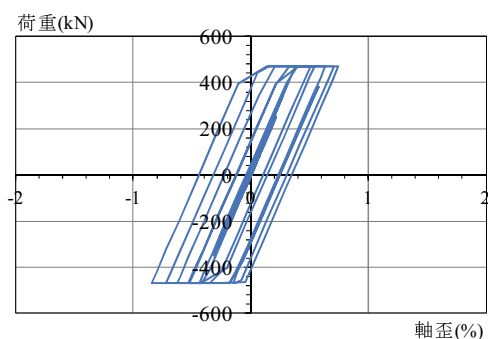
(a) EL CENTRO



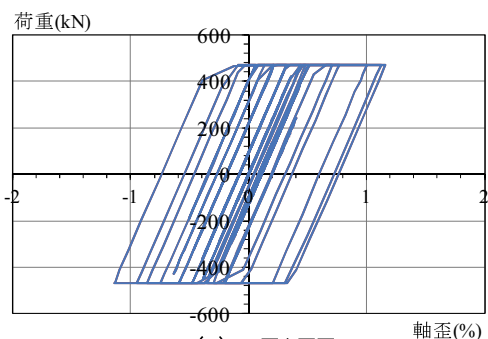
(a) EL CENTRO



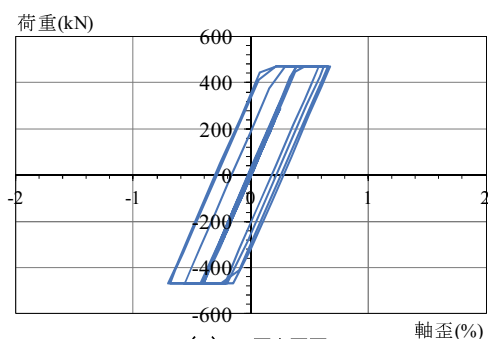
(b) 八戸



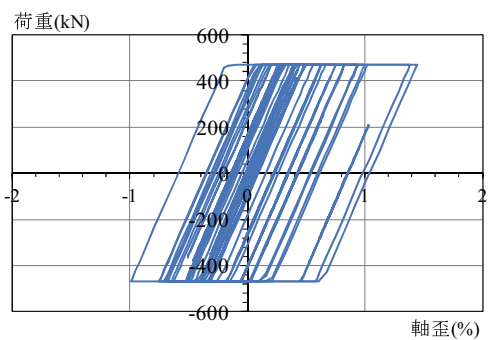
(b) 八戸



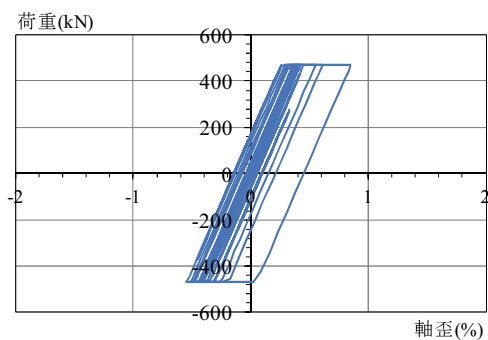
(c) TAFT



(c) TAFT



(d) センター波



(d) センター波

図 4.12 半剛接合の座屈拘束ブレースの復元力特性の例

図 4.13 剛接合の座屈拘束ブレースの復元力特性の例

4. 7 まとめ

4章では、2章および3章で行った実験結果をもとに、損傷制御構造の設計概念を基本的な枠組みとした設計フローに沿って、設計法を提示した。さらに、CSTS部材のモデル化および設計法に基づき、試設計を行った。

1) 座屈拘束方杖ブレースを有する中低層建物に適用するCSTSの設計に必要な諸情報として、CSTS部材の剛性・耐力、復元力特性、横座屈細長比および鋼の降伏先行の条件を満たす曲げ材の条件式および、CSTS梁とCLT床の接合部のスタッドの最小長さ、必要ピッチ、降伏せん断耐力を示した。

2) CSTS部材のモデル化および設計法に基づき、時刻歴応答解析によって、全構面の全フレームに座屈拘束方杖ブレースを有する10層5スパンの正形建物の場合、半剛接合の柱梁接合部のもとで、主架構を弾性域に押さえ、座屈拘束ブレースのみを塑性化することを検証した。

3) 全構面の全フレームに座屈拘束方杖ブレースを有する10層5スパンの正形建物の場合、柱梁接合部が半剛接合の場合、剛接合の場合と比較して、主架構の塑性率 μ は小さくなり、座屈拘束ブレースの塑性率は大きくなる。また、座屈拘束ブレースの累積塑性歪エネルギー率 ω においても、半剛接合の場合の方が剛接合の場合よりも大きくなる。

第5章 結論

本研究では、CSTS に関して CSTS 梁・柱部材の曲げ実験、短柱圧縮実験、柱梁接合部実験、CSTS 梁と CLT 床の接合部実験を行い、CSTS 柱・梁部材、CSTS 梁と CLT 床の接合部の構造性能を評価し、その設計法を提案した。さらに提案した設計法に基づき、試設計を行った。以下に各章の主な要点をまとめて示す。

第2章では、CSTS 梁・柱部材の曲げ実験、短柱圧縮実験、柱梁接合部実験により構造性能評価を行った。曲げ実験では、異なる接合法(接着接合、ボルト接合、接触接合)の構造性能を比較し、各接合法の破壊性状および最大耐力は異なるものの、最大耐力後の鋼の塑性変形能力を有していることを明らかにした。梁と柱の破壊性状および復元力特性をもとに、曲げ応力が卓越する場合の CSTS 部材について、曲げ耐力・初期剛性は既往の算定式が適用できることを確認し、二次剛性・鋼の先行降伏の条件は算定式を導出した。柱の短柱圧縮実験では、柱の基本的な圧縮性能および破壊性状を把握し、複合部材に関して既に示されている設計式の CSTS 柱部材への適用について示した。柱梁接合部実験では、柱梁接合部における鋼の応力は伝達されるものの、木質材料の応力伝達はディテールや施工精度などの影響により難しいことを示した。

第3章では、CSTS 梁と CLT 床の接合部および CLT 床どうしの接合部の面内せん断実験を行い、接合部の構造性能評価を行った。CSTS 梁と CLT 床の接合部にはスタッドのピッチ 100mm と 200mm において割裂破壊は生じておらず、スタッドの曲げ降伏に伴い、CSTS 梁部材のスタッドの直上部および CLT 床のスタッドの直下部の木質材料部分の支圧破壊となる。CSTS 梁と CLT 床の接合部の降伏せん断耐力は、スタッド間隔が 100mm と 200mm において概ね同じであり、スタッド長さが長くなるに連れて増加する。また、CSTS 梁と CLT 床の接合部の降伏せん断耐力の実験値は破壊モードⅣにおいて、算定値と概ね一致するものの、破壊モードⅢb において、低めの評価となる。CLT 床どうしの接合部のせん断実験では、長ビスを用いたあいじゃくり形状の接合部耐力の特性値を示した。

第4章では、損傷制御構造の設計概念を基本的な枠組みとした設計フローに沿って、2章および3章で行った実験結果をもとに、設計法を提示した。CSTS 部材の剛性・耐力の評価式、復元力特性、CSTS 梁と CLT 床の接合部のスタッドの最小長さ、必要ピッチ、降伏せん断耐力などである。CLT 告示を照らし合わせて、ビス接合の設計式をスタッドに代用する。CSTS 部材のモデル化および設計法に基づき、全構面の全フレームに座屈拘束方杖ブレースを有する 10 層 5 スパンの正形建物の時刻歴応答解析を行い、半剛接合の柱梁接合部のもとで、主架構を弾性域に押さえ、座屈拘束ブレースのみを塑性化することを検証した。対象とした解析モデルにおいて、柱梁接合部が半剛接合の場合、剛接合の場合と比較して、主架構の塑性率 μ は小さくなり、座屈拘束ブレースの塑性率は大きくなる。座屈拘束ブ

ースの累積塑性歪エネルギー率 ω においても，半剛接合の場合の方が剛接合の場合よりも大きくなることを示した。

今後の課題

本研究では、各部材の実験を行い、性能評価式を提示した。しかしながら、現状の鋼木質複合構造の開発には検討すべき事項が多く存在する。構造上の課題として、部材においてはせん断耐力の評価、柱の座屈補剛、建物全体においては主架構と座屈拘束ブレースの水平力分担率における応答性状があげられる。本研究ではせん断耐力については鋼材と木質材料のせん断耐力の足し合わせとしているが、実際には CSTS 部材のせん断性能については明確になっていない。接合法によるせん断性能の違い等も今後実験を通して明確化していく必要がある。また、本研究では短柱圧縮実験を行っているが、長柱に関しては実験を行っていない。細長比や木質材料の被り厚さの違いによる座屈性状について実験により検証を行う必要がある。CSTS 主架構と座屈拘束ブレースの水平力分担率については、地震力に対するせん断耐力および剛性をどちらにどれだけ分担させるか、分担率による応答性状の違いを検討することが、損傷制御構造を適用した CSTS に重要な事項と考えられる。

また、耐火性能に関しても重要な課題があげられる。木質材料をあらわしとすることが期待されている中で、高層ビルへ鋼木質複合構造を適用する場合、現在の建築基準法の 2 時間および 3 時間耐火性能が求められる。しかしながらその性能を木質材料をあらわしとして確保するためには、内側に石膏ボードまたはモルタル等で一度覆ってから木質材料を取り付けなければならない。その場合、本研究の目指す木質材料を構造部材として用いることができない。そのため、有効な木質材料の活用を実現するためには、石膏ボードやモルタルを必要としない、耐火塗料または薬剤注入技術の開発が必須となる。

施工面については、接着剤の使用についての課題があげられる。複合部材は鉄骨工場から木質材料製材工場へ納品され、製材工場で組み立ててから現場納品されるのが一般的である。柱梁接合部や部材継手部分の木質材料は工場での組み立て時に取り付けることができないため、現場で接着する必要がある。また、長期修繕・メンテナンスを考慮すると、木質材料が破壊または損傷した場合の解体・分離には接着剤ではなくボルト接合やビス接合が望ましい。また、解体・分離後に新たに木質材料を取り付ける場合、現場での接着接合には難がある。そのため、現場で取り付ける際の施工性も考慮した新たな接合ディテールの検討も今後必要である。

本論文において、実験では全てエンドプレートを用いて試験体を製作している。しかしながら、部材継手や座屈拘束ブレースの接合部においては木質材料の端部にエンドプレートがあるディテールではない。そのため、ディテールに合った実験による検証も今後の課題である。

参考文献

- 1)小野 徹郎, 田中 弘臣, 井戸田秀樹, 石田 和人: 鋼板及び炭素繊維シートを用いた木質ハイブリッド柱の座屈耐力評価: その1 鋼板及び炭素繊維シートを用いた木質ハイブリッド柱の圧縮実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 584 号, pp.119-124, 2004 年 10 月
- 2)小野 徹郎, 田中 弘臣, 井戸田秀樹: 鋼板及び炭素繊維シートを用いた木質ハイブリッド柱の座屈耐力評価: その2 ラグスクリー接合による鋼板補強柱及び炭素繊維補強柱の座屈応力度, 日本建築学会構造系論文集, 第 612 号, pp.141-146, 2007 年 2 月
- 3)田中 弘臣, 小野 徹郎: 鋼板及び炭素繊維シートを用いた木質ハイブリッド梁の剛性・耐力評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 621 号, pp.89-96, 2007 年 11 月
- 4)坂田 弘安, 上角 充広, 富本 淳, 中村 泰教: 摩擦接合型コネクタを用いたスギ・鋼板ハイブリッド部材の軸方向特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 627 号, pp.811-817, 2008 年 5 月
- 5)堀井 健史, 坂田 弘安, 竹内 徹, 鈴木 達人, 中村 博志: シアリング接合を用いた杉集成材と鋼板によるハイブリッド部材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 584 号, pp.125-132, 2004 年 10 月
- 6)坂田 弘安, 上角 充広, 富本 淳, 中村 泰教: 摩擦接合型コネクタを用いたスギ集成材と鋼板接合部のせん断性能に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, Vol.74, 第 643 号, pp.1659-1664, 2009 年 9 月
- 7)野口 昌宏, 坂田 弘安, 和田 章, 宮澤 健二: 木質鋼板単体ボルト接合の繊維方向荷重に対する強度算定法の提案, 日本建築学会構造系論文集, Vol.74, 第 638 号, pp.681-690, 2009 年 4 月
- 8)Mamoru Iwata, Masanori Fujita: A Damage-Controlled Structure Using Buckling-Restrained Knee Braces, Structural Engineering International, International Association for Bridge and Structural Engineering, SEI Volume 21, No.4, pp.462-470, 2011.11
- 9)島有希子, 古川純也, 加藤貴志, 前田親範, 岩田衛: サステナブル構造システムの設計法の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第 640 号, pp. 1179-1185, 2009 寝年 6 月
- 10)藤田正則, 前田親範, 村井正敏, 岩田 衛: 建築鋼構造のリユースシステムに関する研究 -サステナブルビル構造の試施工によるリユースの検証-, 日本建築学会環境系論文集, 第 656 号, pp.923-928, 2010 年 10 月
- 11)竹田浩彰, 藤田正則, 前田親範, 村井正敏, 岩田 衛: サステナブルビル構造に適合するファサードパネル構法の提案, 日本建築学会技術報告集, 第 18 巻, 第 39 号, pp.585-588, 2012 年 6 月
- 12) 日本建築学会: 鋼構造環境配慮設計指針(案)-部材リユース-, 2015 年 12 月
- 13) 田所敦志, 緑川光正, 村井正敏, 岩田 衛: 鋼モルタル板を用いた座屈拘束ブレースの

- 実験的研究 -芯材長さ・塑性長さ比・端部リブ長さの影響-、日本建築学会構造系論文集、第 641 号、pp.1363-1369、2009 年 7 月
- 14) 緑川光正、佐々木大輔、麻里哲広、村井正敏、岩田 衛：鋼モルタル板を用いた座屈拘束ブレースの実験的研究、-クリアランスの圧縮耐力への影響と圧縮耐力に応じた座屈モード数の評価-、日本建築学会構造系論文集、第 653 号、pp.1361-1368、2010 年 7 月
- 15) 松本芳紀、山田孝一郎、上嶋賢治：鋼板補強木造ばりの挙動に関する理論的研究 その 1 鋼板補強木造ばりの弾性挙動、日本建築学会構造系論文集、第 430 号、pp.19-29、1991 年 12 月
- 16) 松本芳紀、山田孝一郎、上嶋賢治：鋼板補強木造ばりの挙動に関する理論的研究 その 2 鋼板補強木造ばりの弾塑性解析、日本建築学会構造系論文集、第 436 号、pp.115-124、1992 年 6 月
- 17) 五十嵐規矩夫、小坂圭祐、藤田正則：面内圧縮力を受ける鋼板サンドイッチパネルの座屈特性鋼構造年次論文報告集、第 18 巻、pp.231-236、2010 年 11 月
- 18) 日本建築学会：木質構造設計規準・同解説 -許容応力度・許容耐力設計法-、2011 年 3 月
- 19) 日本鋼構造協会：鋼・木質ハイブリッド構造の設計施工技術資料、2012 年 3 月
- 20) 日本建築学会：木質構造設計マニュアル、2012 年 4 月
- 21) (公財) 日本住宅・木材技術センター：CLT 関連告示等解説書、2016 年 6 月
- 22) (公財) 日本住宅・木材技術センター：CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル、2016 年 10 月
- 23) 中村慎、山下哲郎、村井正敏、岩田衛：鋼モルタル板を用いた座屈拘束ブレースの実験的研究、日本建築学会構造系論文集、第 73 巻、第 629 号、pp.1143-1150、2008 年 7 月
- 24) (公財) 日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の許容応力度設計、2017 年 3 月

謝辞

本論文は、著者がナイス株式会社に在籍しながら、山口大学大学院創成科学研究科博士後期課程における研究をまとめたものです。本研究を進めるにあたり、学位論文の主査を務めていただいた山口大学大学院創成科学研究科の藤田正則教授には、日々熱心なご指導をいただき、企業に所属しているだけでは得られない貴重な知識や経験を得ることができました。ここに心より感謝申し上げます。

大変ご多忙な中、山口大学大学院創成科学研究科の稲井栄一教授、秋田知芳講師、合田公一教授、羽田野袈裟義教授には本論文の副査を引き受けていただき、研究内容ならびに論文のとりまとめについて、多くのご指導とご助言を賜りました。皆様に深く御礼申し上げます。

本研究でとりまとめた実験において、実験計画からデータのとりまとめまで、多大なるご指導とご助言をいただいた神奈川大学工学部の岩田衛教授に心より感謝申し上げます。また、鋼木質複合部材の実験の実施にあたり、神奈川大学大学院生の菊池剛和氏、神奈川大学工学部卒業生の小山聖仁氏、山口大学工学部卒業生の小田大貴氏、山口大学大学院理工学研究科修士課程の林伴導氏に多くのご協力をいただいたことを心より感謝申し上げます。さらに、スタッド・ボルトを用いた CLT 床のせん断実験の実施およびそのデータをとりまとめていただいた山口大学大学院創成科学研究科の大瀧麻世氏に御礼申し上げます。

著者が社会人学生として研究を進めている期間、ナイス株式会社の方々、特に木構造事業部設計部長の今泉隆之氏、田久保健一氏をはじめとする木構造事業部設計部の方々には、多忙な業務の中で多大なご支援を頂いたことを謹んで御礼申し上げます。

本研究を進めるにあたり、大変多くの方々にご協力いただき、本論文を作成することができました。ご協力いただきながらここにお名前を記すことができなかった方々に心より感謝申し上げます。

最後に、私事でございますが博士後期課程入学を心より応援してくださり、本論文の作成を陰ながら応援してくださった家族に心より感謝いたします。

2018年3月 大越 友樹