

# 博士論文

変形性能を確保した耐力壁の開発と構造設計手法の研究

宮田 雄二郎

# 目 次

## 第1章 序論

1. 1	問題提起	P1-	1
1. 2	本論文の目的と問題解決方法	P1-	2
1. 3	既往の研究	P1-	4
1. 4	本論文の構成と概要	P1-	7

## 第2章 高耐力、高靱性耐力壁の開発と設計手法

2. 1	高耐力壁の変形性能を確保するための設計手法	P2-	1
2. 1. 1	はじめに	P2-	1
2. 1. 2	高耐力面材耐力壁の靱性保証設計	P2-	2
2. 1. 3	変形性能を確保した面材耐力壁の設計手法	P2-	3
2. 2	LVLを用いた高強度真壁耐力壁の開発	P2-	5
2. 2. 1	はじめに	P2-	5
2. 2. 2	ビス2面せん断接合要素試験	P2-	6
2. 2. 2. 1	目的	P2-	6
2. 2. 2. 2	試験体概要	P2-	6
2. 2. 2. 3	試験方法	P2-	6
2. 2. 2. 4	試験結果	P2-	6
2. 2. 3	面内せん断試験（予備試験）	P2-	10
2. 2. 3. 1	試験体概要	P2-	10
2. 2. 3. 2	試験方法	P2-	17
2. 2. 3. 3	試験結果	P2-	18
2. 2. 4	面内せん断試験（本試験）	P2-	34
2. 2. 4. 1	試験体概要	P2-	34
2. 2. 4. 2	試験方法	P2-	36
2. 2. 4. 3	試験結果	P2-	37
2. 2. 4. 4	計算値との比較	P2-	47
2. 2. 4. 5	高耐力壁の設計法考察	P2-	49
2. 2. 5	まとめ	P2-	51
2. 3	CLTを用いた高耐力、高靱性耐力壁の開発と設計	P2-	53
2. 3. 1	CLTを用いた耐力壁の設計方針と設計法	P2-	53
2. 3. 1. 1	CLTを在来工法に採用した理由	P2-	53
2. 3. 1. 2	破壊をコントロールする設計手法	P2-	53
2. 3. 1. 3	許容耐力算定式	P2-	55
2. 3. 2	面内せん断試験（予備試験）	P2-	57
2. 3. 2. 1	試験体概要	P2-	57
2. 3. 2. 2	試験方法	P2-	58
2. 3. 2. 3	試験結果	P2-	59
2. 3. 2. 4	まとめ	P2-	67
2. 3. 3	ビス2面せん断試験	P2-	68
2. 3. 3. 1	目的	P2-	68
2. 3. 3. 2	試験体概要	P2-	68
2. 3. 3. 3	試験方法	P2-	68
2. 3. 3. 4	試験結果	P2-	68



2.3.4	面内せん断試験（本試験）	P2- 70
2.3.4.1	試験体概要	P2- 70
2.3.4.2	試験方法	P2- 74
2.3.4.3	試験結果	P2- 75
2.3.4.4	計算値との比較	P2- 89
2.3.4.5	まとめ	P2- 90
2.3.5	ビス1面せん断試験	P2- 91
2.3.5.1	目的	P2- 91
2.3.5.2	試験体概要	P2- 91
2.3.5.3	試験方法	P2- 91
2.3.5.4	試験結果	P2- 91
2.3.6	幅1.5m試験体面内せん断試験	P2- 94
2.3.6.1	目的	P2- 94
2.3.6.2	試験体概要	P2- 95
2.3.6.3	試験方法	P2- 98
2.3.6.4	試験結果	P2- 99
2.3.6.5	計算値との比較	P2-109
2.3.6.5	まとめ	P2-112
2.3.7	まとめ	P2-113
2. 4	厚物合板を用いた高耐力、高靱性耐力壁の開発と設計	P2-114
2.4.1	厚物合板を用いた耐力壁の設計方針と設計法	P2-114
2.4.2	面内せん断試験	P2-114
2.4.2.1	試験体概要	P2-116
2.4.2.2	試験方法	P2-116
2.4.2.3	試験結果	P2-117
2.4.2.4	計算値との比較	P2-127
2.4.3	まとめ	P2-130

### 第3章 エネルギー吸収部位拡散型耐力壁の開発と設計手法

3. 1	木材の材料特性を活かした耐力壁の設計手法	P3- 1
3. 2	マッシュホルツ耐力壁の開発と設計	P3- 3
3.2.1	マッシュホルツ耐力壁の設計方針と設計法	P3- 3
3.2.1.1	はじめに	P3- 3
3.2.1.2	設計コンセプト	P3- 3
3.2.1.3	許容耐力算定式	P3- 4
3.2.2	接合部試験	P3- 5
3.2.2.1	目的	P3- 5
3.2.2.2	試験体概要	P3- 5
3.2.2.3	試験方法	P3- 5
3.2.2.4	試験結果	P3- 5
3.2.3	面内せん断試験（予備試験）	P3- 10
3.2.3.1	試験体概要	P3- 10
3.2.3.2	試験方法	P3- 12
3.2.3.3	試験方結果	P3- 14
3.2.4	面内せん断試験（本試験）	P3- 20
3.2.4.1	試験体概要	P3- 20
3.2.4.2	試験方法	P3- 22
3.2.4.3	試験結果	P3- 22
3.2.5	計算値との比較	P3- 40
3.2.6	まとめ	P3- 44

3. 3	格子耐力壁の開発と設計	P3- 45
3.3.1	ビス留め併用格子耐力壁の設計方針と設計法	P3- 45
3.3.1.1	設計式	P3- 46
3.3.1.2	フレームの変形計算	P3- 48
3.3.2	ヒノキ材による格子耐力壁の面内せん断試験	P3- 49
3.3.2.1	試験体概要	P3- 49
3.3.2.2	試験方法	P3- 50
3.3.2.3	試験結果	P3- 51
3.3.3	スギ材による格子耐力壁の面内せん断試験	P3- 58
3.3.3.1	試験体概要	P3- 58
3.3.3.2	試験方法	P3- 59
3.3.3.3	試験方結果	P3- 59
3.3.4	まとめ	P3- 67

#### 第4章 開発耐震部材の適用

4. 1	CLT耐力壁を採用した建物の設計例	P4- 1
4.1.1	建物概要	P4- 1
4.1.2	耐震設計方針	P4- 1
4.1.3	耐力壁の目標性能	P4- 1
4.1.4	構造計画	P4- 1
4.1.5	接合詳細図	P4- 2
4.1.6	構造体の写真	P4- 3
4. 2	エネルギー吸収部位分散型設計手法による4階建て建物の設計例	P4- 4
4.2.1	はじめに	P4- 4
4.2.2	建物概要	P4- 4
4.2.3	構造計画	P4- 4
4.2.3.1	構造設計方針	P4- 4
4.2.3.2	構造上の課題	P4- 4
4.2.3.3	構造上の特徴	P4- 4
4.2.4	構造計算	P4- 8
4.2.4.1	構造設計ルート	P4- 8
4.2.4.2	4階建ての場合に配慮したポイント	P4- 8
4.2.5	まとめ	P4- 8
4.2.6	竣工写真および工事写真	P4- 9

#### 第5章 結論

5. 1	変形性能を確保した高耐力壁の開発と設計手法について	P5- 1
5. 2	エネルギー吸収部位分散型耐力壁の設計手法について	P5- 1
5. 3	本研究のまとめと今後の課題	P5- 2

参考文献	P6- 1
謝辞	P6- 3

## 第 1 章 序論

### 1.1 問題提起

国産木材の需要拡大を促進するため「公共建築物等における木材の利用の促進に関する法律」が平成 22 年 5 月 26 日公布され、同年 10 月 1 日に施行された。これにより、今まで鉄筋コンクリート造、鉄骨造で建設されてきた中大規模建築物を、木造で建設する事例が増加している。持続可能な循環型社会に向け、今後益々促進されるべきである。

ただし、鉄筋コンクリート造ではなく木造で建設する際に、耐震性能が低下するようなことがあってはならない。特に学校建築での採用が多くなっており、耐震性能を確保することが大変重要である。

鉄筋コンクリート造は十勝沖地震被害の経験から、震度 6 強を想定した大地震に対する倒壊安全性が確保するため、1981 年に新耐震設計法が整備された。そこでは保有水平耐力計算によって、耐力と変形性能を確保する設計法が示されている。更に、1994 年の阪神大震災を経験し、変形性能を確保するための設計法が補強され、現在も耐震設計法として発展している。

それに対して木造の耐震設計は、1981 年から 37 年経った 2018 年現在も、保有水平耐力計算が確立されていない。そのため、木造で保有水平耐力計算が行われる事例は極めて少ない状況である。学校等の中大規模木造、そして都市部では中高層木造の建設が促進されているが、震度 5 程度の中地震を想定した許容応力度設計しか行われていないようでは、木造の耐震性能が鉄筋コンクリート造と同等であると説明することが困難である。

また近年、1995 年の阪神大震災、2011 年東日本大震災、2017 年熊本地震と、震度 7 の地震が頻発し、そのような過酷な地震動を目の当たりした現在では、許容応力度計算というベースシア係数 0.2 程度の中地震に対する検討だけでは不足で、それだけでは大地震に対する検討が行われていないに等しい。

それでは木造の耐震性能が不足しているかという点、木造住宅の耐震性能については許容応力度計算のみでも耐震性能が満足されると考えられる。その理由は、木造住宅の耐力壁は、面内せん断試験の結果からエネルギー吸収量を考慮した上で許容耐力が定められているためである。つまり許容応力度計算ではなく、実験から得られた許容耐力で設計が行われていることで大地震に対するエネルギー吸収量を担保されている。この方法は、簡易でありながら大変実用的な設計法となっている。実大振動台実験等の研究成果からもその妥当性が示されている。したがって、木造住宅では大きな問題にならないのだが、現在の重要課題は、中大規模木造の倒壊安全性にある。

中大規模木造の設計では、建物に生じる地震力が大きくなるため、住宅用に開発された耐力壁よりも高い強度が耐震部材に必要な。住宅用の耐力壁は実験データの蓄積が豊富にあり、またそれに対応した接合部を固める金物が整備されているのに対して、高強度の耐震部材は実験データおよび設計法が整備されていないため、耐震部材そのものの耐力と変形性能が不明で、そしてそれに対応した接合部の設計法も定まっていない。そのため中大規模木造の構造設計が大変困難な状況にある。

ここで中大規模木造の設計の課題には、次のようなものである。

＜耐震部材の変形性能確保＞

木造の耐震部材で主に用いられるのは、筋かいか面材壁である。筋かいの場合、筋かい断面を太くし、接合部の接合具（ボルトまたはドリフトピン）本数を増やすことで、強度を向上できる。また面材壁の場合、面材を厚くし、それを接合する接合具（釘またはビス）の本数を増やすことで強度を向上できる。ただし、木造の耐震部材は強度を上げると、一般に変形性能が低下する傾向がある。その理由を私は鉄骨と木材の材料そのものの靱性にあると考えている。鋼材の終局ひずみ量は 25%程度であるのに対して、木材の終局ひずみ量は 2%程度であり、鋼材の 1/10 程度となる。そのため、鉄骨造はブレースにより集中的にエネルギー吸収する設計が可能である。それに対して木材は靱性がないため、集中的にエネルギー吸収させるとそこで吸収しきれず、脆性破壊を生じる可能性が高くなる。つまり鉄骨造の設計法は木造にそのまま

当てはまらない。木材の性能を引き出し、変形性能を確保するためには、鉄骨や鉄筋コンクリート造とは異なる設計手法が必要である。

#### ＜靱性保証設計法＞

鉄骨造では、変形性能を確保するために保有耐力接合を満足することが規定されている。筋交いの場合、鋼材の降伏応力度から算出した筋交いの全塑性耐力の 1.2 倍から 1.3 倍の応力に対して、接合部の終局耐力がこれを上回ることを確認する。筋かいを先行降伏させて十分なエネルギー吸収量を確保することで、保有水平耐力計算を満足させる設計法である。

鉄筋コンクリート造では、柱および梁の主筋量から計算した曲げ耐力と内法長さから、両端にヒンジが生じた時点（メカニズム時）のせん断力を算出し、さらに 1.2 倍程度の安全率を考慮した値に対して、せん断耐力がそれを上回ることを確認する靱性保証設計が行われている。

いずれの構造でも、建物の保有耐力に加えて、変形性能を確保するための靱性保証設計法が整備され規定されている。それに対して中大規模木造では靱性保証設計が示されておらず、現状で変形性能を保証することが大変困難な状況である。

たとえば木造の靱性保証設計を行う上での課題に、崩壊メカニズム時の応力算出方法がある。木造耐力壁の場合、終局耐力を計算により求めるのが現状では困難である。実験値から求める場合も、破壊がコントロールされていない試験体の場合、実験によるばらつきも大きくなる。終局耐力が定まらないうと、耐力壁に接合する柱、梁および接合部の保証設計ができない。

そして、そもそも中大規模木造、高層木造では、過酷な地震動に対して倒壊しないため、どの程度のエネルギー吸収量を確保する必要があるか検討が必要である。直下型地震の場合、海洋型地震と比較して地震エネルギーが瞬間的に入力されることが指摘されているが、木造耐力壁は復元力特性がスリップ型であるため、荷重-変形角曲線の面積が、その耐力壁のエネルギー吸収量そのものを示し、荷重-変形角曲線の面積が倒壊安全性に直結すると考えられる。

さらにスリップ型であることは、損傷するとエネルギー吸収量が回復せずに削られていくため、大地震に対して倒壊を免れても、熊本地震のように余震で再度大きなエネルギーが入力されると、吸収エネルギー量に余力がないと倒壊する危険性がある。余震も想定して、エネルギー吸収量を担保するには耐力壁のエネルギー吸収量を直接把握する必要がある。

また履歴減衰によるエネルギー吸収量も鉄骨ラーメン構造に対して少ないことから、そもそも鉄骨造と同じ保有水平耐力計算が当てはまるとはいえず、構造特性係数 $D_s$ などの検証が必要である。

建物全体でエネルギー吸収量を把握する必要もある。秋山らによりエネルギー法が示されたが、鉄筋コンクリート造、鉄骨造では崩壊形について規定されている。全体崩壊と局部崩壊では建物のエネルギー吸収量が大きく異なり、局部崩壊する場合は構造特性係数 $D_s$ の割増が定められている。それに対して、現状の木造では、震災被害でも 1 階の層崩壊が多く確認されているなど、崩壊形についての規定がない。高層木造を実現するには、層崩壊を防ぎ、エネルギー吸収を高さ方向に分散する設計法も必要である。

以上、中大規模木造の耐震設計における課題を挙げた。これらの課題をひとつずつ解決することで鉄筋コンクリート造、鉄骨造と同等の耐震性能を担保できると考える。

## 1.2 本論文の目的と問題解決方法

### ＜本論文の目的＞

本論文の目的は、中大規模木造に有効な耐力壁を開発し、その面内せん断試験結果と結果の考察から得られた力学モデルを示すことで、耐震設計に有効な基礎的データを提示することである。

中大規模木造の耐震設計において、変形性能を確保した高耐力壁の設計法が必要になる。木造の耐震部材は高強度にすると、変形性能が低下する傾向があるが、それを検証し、変形性能を確保するための設計法とその面内せん断試験結果を示す。

エネルギーの釣り合いに基づく耐震設計のためには、耐力壁のエネルギー吸収量を把握する必要がある。したがって面内せん断試験の荷重－変形角関係から直接得られたエネルギー吸収量を示す。

靱性保証設計のためには、耐力壁の終局耐力を把握する必要がある。したがって面内せん断試験で得られた終局耐力と、実験で得られた基礎的な力学モデルから算出した終局耐力を示し、靱性保証設計の基礎的データとする。

### ＜問題点と問題解決方法①＞

学校等の中大規模木造建築物の多くは、大断面集成材をドリフトピン接合またはボルト接合で一体化して建設されている。耐震要素は大断面集成材を筋交いとして用い、端部は鋼板挿入ドリフトピン接合としている。ドリフトピン接合は曲げ降伏する破壊モードになるように設計することで 30mm 程度の変形性能を示すが、筋かい端部で集中してエネルギー吸収させると変形性能が不足し、脆性破壊を生じる可能性が高くなる。また筋かいの強度は十分でも、柱および梁、その他接合部が筋交いの終局強度に対して保証設計計がされていないため、脆性破壊する可能性が高くなる。それに対して面材耐力壁は、筋交い耐力壁と比較して初期剛性は低下するが、面材接合具が変形することで変形性能は高い（図 1.2.1）。初期剛性が低いことで許容耐力は剛性で決定されるが、負担荷重は上昇を続け終局強度は許容耐力の 2 倍を超える結果となるため、柱および梁、その他接合部を許容応力度設計とした場合は、許容応力度設計の安全率が 1.5 倍程度であるため、壁が終局強度に達する前に脆性破壊を生じる可能性が高くなる。

また変形が大きくなると、面材壁特有の割裂破壊等が生じる。これは強度の余裕度だけでは解決できず、変形追随性の保証設計が必要になる。

そこで問題解決方法として、“変形性能の保証設計法”を示す。壁が終局耐力に達した時点の設計応力に対して耐力低下の要因となる部材および接合部破壊が生じないようことを確認し、変形追随性についての設計法を示す。また CLT および厚物合板を用いた耐力壁に適用し、せん断試験の結果から設計法の有効性を示す。

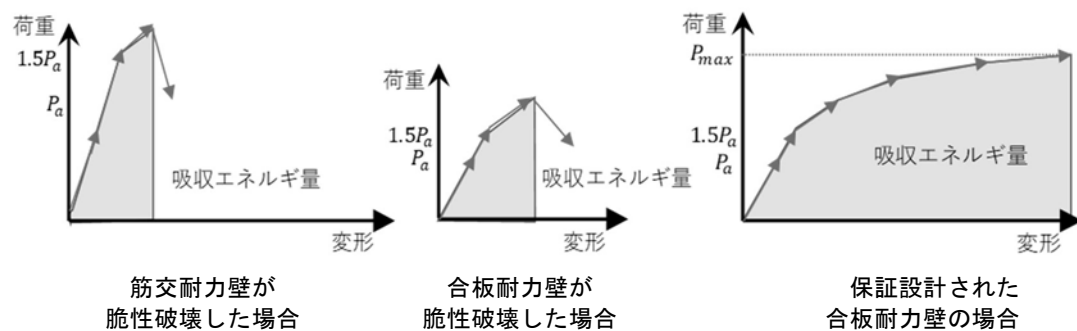


図 1.2.1 変形性能保証設計法と耐力壁のエネルギー吸収量

<問題点と問題解決方法②>

現在 CLT パネルによるマッシブホルツ工法の建設が多数進められている。CLT パネルは接着接合するため剛性と強度が高い。しかし大規模な設備投資が必要になるため、中小企業には大きな負担になる。そのため地域の木材を、地域の人々の手で有効活用するためには、電動工具のみで製造可能な非接着接合によるマッシブホルツ工法が有効と考える。また接着接合したパネルは強度が高く剛体変形するため、エネルギー吸収する部位が壁端部に集中する。特定部位で集中してエネルギー吸収させると、木材は終局ひずみ量が 2%で鉄骨の 1/10 程度であるため、変形性能を確保することが難しくなる。

そこで問題解決方法として、エネルギー吸収部位分散設計法”を示す(図 1.2.2)。木材は 1 か所あたりで吸収できるエネルギー量が鉄骨より低い。そのため一般的な鉄骨造とは異なる耐震設計の考え方が必要であり、エネルギー吸収する部位を分散することが木造では大変有効である、鉄骨造の考え方では非合理的と考えられる非接着接合マッシブホルツ耐力壁と格子耐力壁について、せん断試験結果を示し、木材の力学特性を活かし製材を有効活用した耐震部材に有効であることを示す。

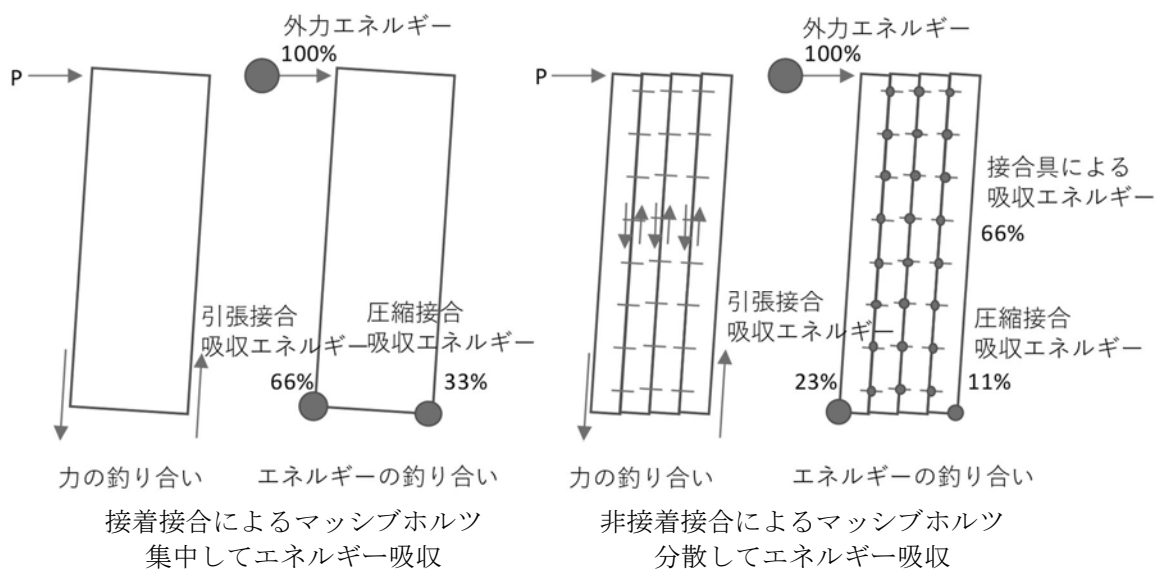


図 1.2.2 エネルギー吸収部位分散型設計法の概念図

### 1.3 既往の研究

第 1 章におけるエネルギーの釣り合いに基づく建築物の耐震設計法について既往の重要な文献として以下のものがある。

① 秋山 宏：建築物の極限耐震設計 第 2 版、東京大学出版会、1987.05

② 独立行政法人建築研究所他：エネルギーの釣合に基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例とその解説 第 2 版、2006.06

③ 佐藤 義也、桑村 仁：直下型地震に対する構造物の必要耐力、日本建築学会大会学術講演集、B-2、構造Ⅱ、pp241-242、1995.07

④ 桑村 仁、竹田 拓也、佐藤 義也：地震動の破壊力指標としてのエネルギー入力率：直下型地震と海洋型地震の比較を通して、日本建築学会構造系論文集 第 491 号、pp29-36、1997.01

⑤ 岩田 善裕、桑村 仁：地震エネルギー入力率の耐震規範における適用法、日本建築学会大会学術講演集、C-1、pp919-920、2002.08

⑥ 池田 勝利、青木 博文：スチールハウス構造体の地震入力エネルギー吸収性能に関する研究、日本建築学会構造系論文集 第 566 号、pp137-144、2003.04

⑦ 北村 俊夫、五十田 博、小林 研治、小谷 竜城：EYT 接合部による K 型筋かい構面の実験、日本建築学会大会学術講演集、構造Ⅲ、pp.159-160、2016.08

⑧ 八木 茂治、唐津 敏一、佐藤 篤司、五十嵐 規矩夫、小野 徹郎：異なる復元力特性が混在するハイブリッド構造の許容層間変形角と  $D_s$  値に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第 628 号、pp999-1006、2008.06

文献①は、地震地動により建物に入力されるエネルギーは建物重量と固有周期により一定値になること、および建物が吸収するエネルギーが入力エネルギーを上回ることによって倒壊を防止できることを示している。文献②は、文献①で示された耐震設計法を建築基準法と整合して告示化されたエネルギー法による耐震設計法の解説書である。具体的に建築基準法上、建物に入力される地震地動によるエネルギー量と、必要な塑性変形エネルギー量が示されている。文献③、④および⑤は、直下型地震と海洋型地震について、建物に入力されるエネルギー特性を比較し、直下型地震に対して必要な耐震性能が示される。文献⑥では、木造と同じく進行型スリップ特性を有するスチールハウスを対象にして、塑性吸収によるエネルギーの割合が、入力エネルギーのおよそ 6 割程度になること、塑性変形による吸収エネルギーのうち、履歴ループによるエネルギー吸収を除いたスケルトン部エネルギーの割合が直下型地震では大きくなることが示されている。これらから、例えば制振装置は海洋型地震には有効であるが、直下型地震に対しては有効性が低下すること、そして直下型地震に対する倒壊安全性については、静的加力試験の結果得られる荷重変形曲線の包絡線で囲まれた面積（スケルトン部エネルギー）が耐震性の指標として重要であることが確認される。

文献⑦では、一般に大断面集成材建築物で採用される端部を制作金物とドリフトピンで接合した筋交構面の実験結果が示されている。スケルトン部エネルギーは小さいが、エネルギー一定則による  $D_s$  評価では、変形性能が高い結果となることが確認される。文献⑧では文献①の耐震設計法で示された  $D_s$  評価式をもとに、履歴減衰の効果と許容層間変形角を考慮された  $D_s$  が示されている。ただし  $D_s$  自体がエネルギー一定則を前提としているため、吸収できるエネルギー量を直接評価した式にはなっていないため、現状の塑性率で計算する  $D_s$  値と結果は大きく変わらない。つまり、スケルトン部エネルギーの小さい筋交い壁と、初期剛性が低いスケルトン部エネルギーが大きい耐力壁の評価についての問題点は改善されていない。

第 2 章の靱性保証設計と面材を用いた高強度耐力壁の既往の研究は以下のものがある。近年、高耐力壁の研究が増加しているため主要なものについて示す。

- ① 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)、第 2 版、1990.10
- ② 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、第 2 版、2001.9
- ③ 日本建築学会：木質構造接合部設計マニュアル、第 1 版、pp.230-231、2009
- ④ 文部科学省：JIS A 3301 を用いた木造校舎に関する技術資料、参考資料試験データ、2015.3
- ⑤ 小山内博樹、稲山正弘：大規模木造建築物に用いる高倍率耐力壁の研究・開発、日本建築学会大会学術講演集、C-1、構造Ⅲ、pp.1-2、2014.9
- ⑥ 青木謙治他：厚物構造用合板を用いた高強度耐力壁の開発、日本建築学会技術報告集、第 44 号、pp.111-114、2014.2
- ⑦ 岡崎友也、三宅辰哉、麓 英彦、岡部実：Midply Wall System の構造性能に関する検討その 3 面材の枚数を増した多層 MPW の面内せん断性能、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、構造Ⅲ、pp.453-454、2016.8

文献①は新耐震設計法で定められた保有水平耐力計算法において、保有耐力と変形性能について各種構造についてそれぞれ示されている。また文献②は鉄筋コンクリート造の変形性能を保証するための設計法が示されている。木造における保証設計は、文献③に引きボルトラーメン接合部について、引きボルトの塑性変形量を確保するための保証設計が示されている。文献④および⑤は、JIS 改定の際に開発された大壁仕様の面材耐力壁であり、実験データと計算方法について確認できる。また高強度接合金物の実験データも示されている。また文献⑥は厚物構造用合板を用いた高強度耐力壁の報告で、釘ピッチと合板厚さをパラメーターにどの程度の耐力が得られるか参考になる試験データと計算値との比較が確認できる。文献⑦はツーバイフォー工法で採用される面材を多層にして釘せん断面を増やして釘耐力を向上する Midply Wall System の高耐力壁の報告である。高耐力と高い変形性能が確認できる。建物を建設する際の建築確認審査において、現状では壁倍率換算 7 倍を超える耐力壁を採用する場合は文献④と完全に同一仕様でなければ認めないという事例が多々ある。そのため文献④は唯一審査で許可される耐力壁といえる。ただし大壁仕様のため、柱をあらわしとして真壁としたい場合は、審査機関の多くで実験等を求められる。

第 3 章の非接着接合によるマッシュホルツ耐力壁および格子耐力壁の既往の研究は以下のものがある。

- ① 網野 禎昭、ナッテラー ユリウス、フルッグ ドウニ：板類を釘や木ねじにより積層させてつくる諸架構方式の開発、日本建築学会技術報告集、第 17 号、pp.359-363、2003.6
- ② 芳賀沼整ら：縦ログ構法の開発と 1 時間準耐火構造耐力壁の認定取得、住宅と木材、日本住宅・木材技術センター、38(447)、pp.18-21、2015.3
- ③ 小杉 大和、畠山 ほのか、釜田 恵里菜、板垣 直行：二次利用を考慮した木造応急仮設住宅の提案 -縦ログ耐力壁の適用の検討- 日本建築学会東北支部研究報告集、構造系(79)、C-03、2016.6



④ 萩生田 秀之、大浦和香子、野口 弘行：挽板接着壁構法(マッシュホルツ構法)の構造的可能性：その 1 アンカーボルト及び大径ボルトを使用した脚部接合部の性能、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、構造Ⅲ、pp.397-398、2001.7

⑤ 田村 純太朗、今江 諒、新谷 真人、松野 浩一：ロッキング抵抗する厚板耐力壁の水平挙動に関する研究：その 1 実大面内せん断試験による性能検証、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、構造Ⅲ、pp.593-594、2013.8

⑥ 岩田 聖司、竹村 雅行、稲山 正弘、村上雅英：在来軸組工法木造住宅の構造設計手法の開発：(その 60)面格子壁の面内せん断試験、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、構造Ⅲ、pp.377-378、2002.8

⑦ 岩崎 敏之、竹村 雅行、稲山 正弘、村上 雅英：在来軸組工法木造住宅の構造設計手法の開発：その 61 直交面格子壁の剛性・耐力算定式、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、構造Ⅲ、pp.379-380、2002.8

⑧ 小原 勝彦、福本 満夫、高橋 明日香、今西 亨、河本 和義：間伐材利用耐力壁の耐力性能とエネルギー吸収性能に関する研究：その 5. 辺材利用の面格子耐力壁の静的加力実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、構造Ⅲ、pp.411-412、2008.7

⑨ 木下 昌也、福本 満夫、高橋 明日香、小原 勝彦：間伐材利用耐力壁の耐力性能とエネルギー吸収性能に関する研究：その 7. パネル型面格子耐力壁の実験結果と理論値の検証、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、構造Ⅲ、pp.341-342、2009.7

⑩ 北守 顕久、鄭 基浩、南 宗和、小松 幸平：相欠き格子耐力壁の剛性算定に係わる隙間の影響評価：長期的試験における検証、構造工学論文集、第 55B 巻、pp.109-116、2009.3

近年 CLT を用いた接着パネル工法の研究は大変盛んにおこなわれているが、非接着接合のマッシュホルツ工法の研究は少ない。文献①はドイツで開発された非接着マッシュホルツ工法の開発事例である。また文献②、文献③は平角材を縦に並べて接合具で一体とする作り方が、本研究の工法と同一のものである。本研究が異なる点は、ビスまたは釘で接合したほぼ同一の工法について、力学モデルを考察し、許容耐力を算出する設計式まで提案している点である。また接着接合によるマッシュホルツ工法の研究には文献④、文献⑤等がある。接着パネルの特徴であるロッキング変形を示す点について力学モデルの考察が示されている。非接着接合としている本論文との特徴比較のため参考となる内容である。

格子耐力壁の研究には、文献⑥、文献⑦がある。相欠き接合による面格子壁の剛性および耐力計算式の提案と、面内せん断試験結果が確認できる。文献⑧は格子壁のエネルギー吸収性能についての報告と、交点をビスで補強している点が本研究と同一の構成となっている。文献⑨は剛性計算の理論式を示し実験結果との比較が報告されている。ただし許容耐力の計算は行われていない。文献⑩は、面格子耐力壁の乾燥収縮によるすきまを考慮した剛性低下について報告されている。隙間が生じると剛性が大幅に低下することが示されており、この報告を参考にして、ビス接合によって必要な剛性を担保する仕様を本論では採用し、また許容耐力の計算まで示す。

## 1.4 本論文の構成と概要

本論文は 5 章から構成されている（図 1.4.1）。

第 1 章では、本研究の目的を示す。現状では、木造の保有水平耐力計算が設計法として確立されていないため、許容応力度計算しか行われていない。許容応力度計算は終局耐力と変形性能を検討していないため、近年繰り返し生じている震度 7 の大地震に対して安全性を担保できていない。特に中大規模木造、高層木造の倒壊安全性を確保するためには、保有水平耐力計算が必要である。

この問題点を指摘し、本研究では、保有水平耐力計算を設計法として確立するために重要となる、変形性能をどのように確保するかについて、耐力壁を対象として実験的に検証し、基礎的な力学モデルを示し、設計上の取り扱いの一例を示す。

木質構造の構造設計において大地震に対する倒壊安全性を確保するための地震入力エネルギーと建物が吸収するエネルギーの釣り合いに基づく耐震設計法において、建物の倒壊安全性は建物の塑性吸収エネルギー量によること、そして直下型地震の倒壊安全性において、塑性吸収エネルギーのうち繰り返しによるエネルギー吸収の割合は低下し、静的加力試験で得られる荷重変形曲線の面積（スケルトン部エネルギー）の割合が増加するため、スケルトン部エネルギー量確保が重要であることを述べた。

スケルトン部エネルギーを確保するためには、耐震部材の強度だけでなく変形性能が重要である。鉄筋コンクリート造および鉄骨造では靱性保証設計法が確立されているが、木造では変形性能の保証設計法が整備されていない。そのため破壊がコントロールされておらず、弾性範囲を超えた荷重増分に対して脆性破壊を生じる可能性が高くなる問題点を述べた。また現状では、耐力壁のせん断試験結果で得られた塑性率とエネルギー一定則による  $D_s$  値で靱性を評価しているが、木造の場合は降伏点変位が筋交耐力壁と面材耐力壁や格子壁では大きく異なり、降伏点変位が小さい筋交耐力壁は靱性が高く評価され、エネルギー吸収量を直接評価できていない問題点を述べた。

耐力壁の変形性能を確保するためには、木質材料を用いた高耐力壁において靱性保証設計が有効であること、および製材の有効活用を目的とした耐力壁ではエネルギー吸収部位分散設計が有効であることを述べた。

第 2 章では、中大規模木造で有効な木質面材を用いた高耐力壁の設計と開発結果を示す。

2.1 では、実験で確認された耐力低下の要因となる破壊を列挙し、それら破壊を生じさせないための靱性保証設計法を示す。

2.2 では、中大規模木造で有効な壁倍率換算 15 倍の耐力を有する真壁面材耐力壁を、LVL 面材を用いて開発した事例を示す。主な特徴は以下である。①柱、梁および土台と LVL を嵌合してビス 2 面せん断接合とすることで耐力を向上した。②LVL は厚 30mm の直交層を有する B 種とし、端ぬけ破壊を防止した。③柱脚接合は高耐力ビス接合金物を採用した。面内せん断

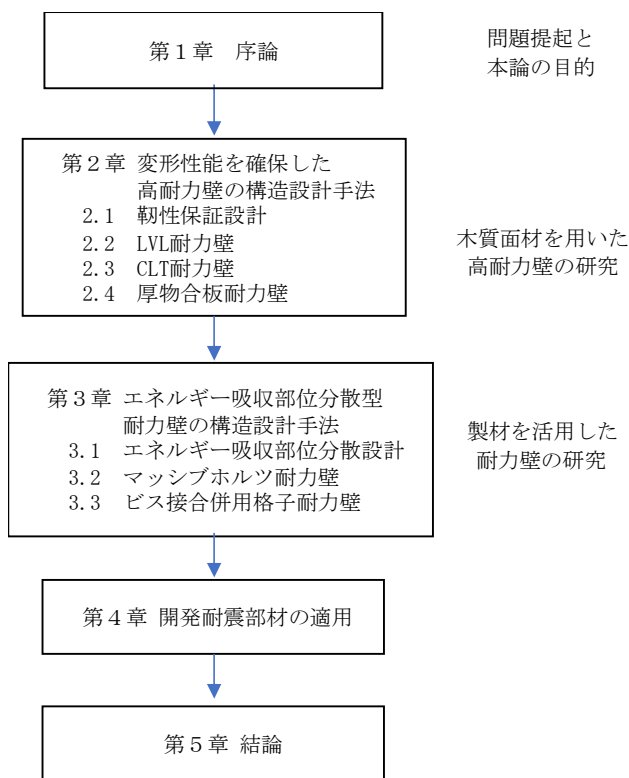


図 1.4.1 本論文の章立て

試験の結果を示し、終局時の破壊状況について考察する。特に柱が引張破壊した試験体が確認されたため、靱性保証設計法の必要性を示す。

2.3 では、CLT を面材に用いた真壁耐力壁について、靱性保証設計法を適用して開発した事例を示す。面内せん断試験を実施し、壁倍率換算 20 倍程度の高耐力と 1/20rad まで脆性破壊しない変形性能結果を確認した結果を示し、試験の結果から靱性保証設計法の有効性について考察する。

2.4 では、流通材の厚物合板を面材に用いた真壁耐力壁について、靱性保証設計法を適用して開発した事例を示す。面内せん断試験を実施し、壁倍率換算 20 倍程度の高耐力と 1/20rad まで脆性破壊しない変形性能結果を確認した結果を示し、試験の結果から靱性保証設計法の有効性について考察する。

第 3 章では、製材の有効活用を目的とした耐力壁の開発に有効な、エネルギー吸収分散設計と 2 種類の耐力壁の開発結果を示す。

3.1 では、鉄骨造のように特定の部位で集中的にエネルギー吸収させるのではなく、エネルギー吸収する部位を分散することで変形性能を確保することが可能であることを述べる。

3.2 では、平角材を積層し、ビスで非接着接合したマッシュホルツ耐力壁と、間柱材を積層し、釘で非接着接合したブレットシュタッペル耐力壁の設計法を示す。また面内せん断試験の結果を実施し、低層建築で有効な耐力と高い変形性能を確認した結果を示す。試験結果と計算値を比較することで設計式の妥当性について示し、また試験の結果からエネルギー吸収部位分散設計の有効性について考察する。

3.3 ではビス接合併用格子耐力壁の設計と面内せん断試験結果を示す。面内せん断試験の結果と計算値の比較から設計法の妥当性について示し、試験の結果からエネルギー吸収部位分散設計の有効性について考察する。

第 4 章では、本論文で開発した耐力壁がそれぞれ実物件に十分適用可能であり、設計上有効であることを、建設事例で示す。

第 5 章は、本論文のまとめと、本研究における今後の課題を示す。

## 第2章 高耐力、高靱性耐力壁の開発と設計手法

---

### 2.1 高耐力壁の変形性能を確保するための設計手法

#### 2.1.1 はじめに

木質構造による建築物の倒壊安全性を確保するには、保有耐力に加えて変形性能が重要である。これまで中大規模の集成材建築物は、大断面集成材建築物設計マニュアルを参考にし、許容応力度計算によって構造安全性が確認されてきた。この設計は長期および中地震を想定したベースシ係数で0.2の地震力に対して、それぞれ部材に生じる応力を計算し、各部材および接合部の短期許容耐力を超えないことを確認する設計法である。柱と梁、そして筋交いはボルトまたはドリフトピンで接合されている。この設計法は中地震に対して部材と接合部が損傷しないことの検証になるが、大地震に対する倒壊安全性を確認しているとはいえない。

大地震に対する倒壊安全性の確認は、建築基準法では保有水平耐力計算として定められている。保有水平耐力計算は、エネルギー一定則を根拠にしており、建物の保有耐力に加えて変形性能が必要になる。これまで集成材建築物では、大断面筋交いによる耐震要素が採用されてきた。その設計では終局耐力を確保することは可能であるが、筋交いの座屈、接合部のせん断破壊、割裂破壊など変形性能の低い脆性的な破壊性状を示すことが問題である。その場合、 $D_s$ 値が大きくなるが、 $D_s$ 値に相当する応力に対して接合部の保証設計は必ずしも行われていない。つまり靱性保証設計法が未整備の状態である。

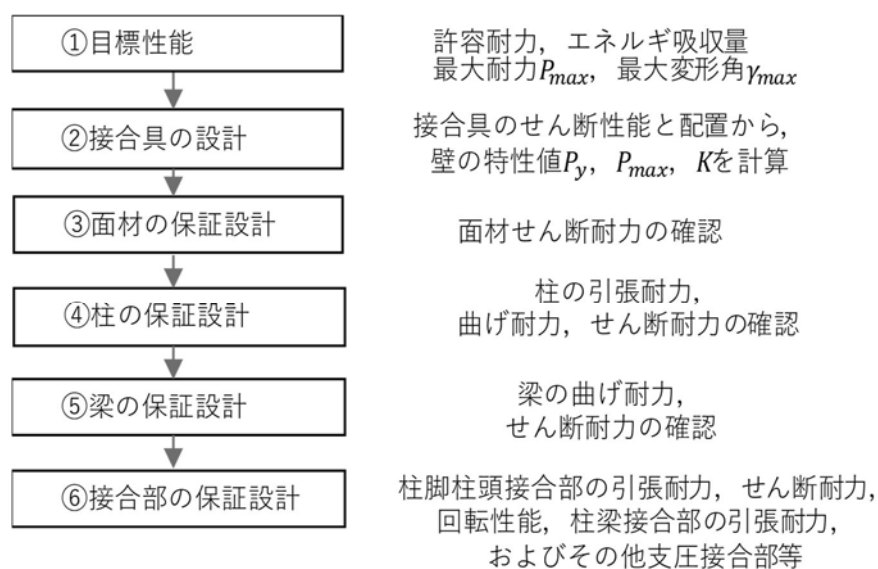
それに対して鉄筋コンクリート造では梁の曲げ降伏後、最大耐力まで耐力上昇し、変形が1/50radに達した終局時に、せん断破壊、付着割裂破壊が生じないことを確認する靱性保証設計が整備されている。したがって木質構造の耐震性能が、鉄筋コンクリート造、鉄骨造と同等であることを保証するには、終局時の変形性能を確保するための靱性保証設計法が必要である。

本研究では、面材耐力壁について破壊をコントロールすることによって変形性能を確保する設計法を考案し、高強度高靱性耐力壁の開発事例と面内せん断試験による性能検証結果を示す。

### 2.1.2 高耐力面材耐力壁の靱性保証設計

面材耐力壁は、面材と柱および横架材を接合する接合具本数を増やすことで耐力を向上できる。しかし強度が高くなると、変形が十分に進行する前に接合具の破壊、柱、桁の引張破壊、曲げ破壊、割裂破壊、そして接合具破壊など耐力低下の要因となる脆性破壊が生じる可能性は高くなる。

そこで目標変形角まで脆性破壊を生じないための保証設計法について設計フローを示す（図2.1.1）。脆性破壊の要因を列挙し、それぞれ壁終局時の設計応力と変形に対して破壊しないことを確認する。



注1) 保証設計は、壁が最大耐力、最大変形角に達した時点の設計応力に対して設計する。

図 2.1.1 面材耐力壁の靱性保証設計フロー

### 2.1.3 変形性能を確保した面材耐力壁の設計手法

面材耐力壁は、面材を柱および横架材に接合する釘またはビスの接合本数を増やすことで高強度にすることが可能である。ただし面材耐力壁は高強度になるほど、釘またはビスの破壊や桁の曲げ破壊および接合部のせん断破壊または割裂破壊など脆性破壊を生じる可能性が高くなる。そこで面材を接合する釘またはビスの塑性変形により地震エネルギーを吸収させて変形性能を確保し、その他の脆性破壊を生じさせない設計法を考案し、面材に CLT を用いた耐力壁と厚物合板を用いた耐力壁に適用した開発結果を示す。

#### <破壊をコントロールする設計手法>

面材耐力壁の変形性能を確保するためには、まず耐力壁が終局耐力に達した時点で生じている各部の応力に対して、塑性化を許容した部位以外で終局強度を下回っている必要がある。これを“応力に対する保証設計”と考える。さらに耐力壁が終局変形角に達した時点で生じている各部の変位に対して、各部が変形追随性を有している必要がある。これを“変形に対する保証設計”と考える。つまり応力と変形、それぞれに対する保証設計が必要なことが木造面材耐力壁の特徴である。

応力に対する保証設計は、壁が終局耐力に達した時点で各部に生じている応力を算出し、それぞれ終局耐力を超えないことを確認する。このとき、壁の終局耐力を予測することが重要になる。たとえば、許容応力度設計において壁倍率が与えられた壁の最大耐力 $P_{max}$ は、実験値が示されていない場合、短期許容耐力の1.5倍以上の値で与えられる。また合板耐力壁の終局耐力は文献 17 の計算法によると、面材釘の完全弾塑性特性、面材形状と釘配列等から終局耐力 $P_u$ を計算することが可能である。ただし、それぞれ算出した終局耐力は実験値の終局耐力に対して過小評価になる傾向が認められる。例えば、本論 2.2 の LVL 耐力壁の事例では、文献 17 の計算法で最大耐力を計算して試験体を設計した結果、実験における終局耐力は計算値を大きく上回ったことで、柱が先行破壊する結果となった。そのため応力に対する保証設計を行うには、終局耐力を予測するための計算式が必要になる。本論 2.2 の LVL 耐力壁において柱が先行破壊した結果から、本論 2.3 の CLT 耐力壁では、力学モデルを単純化することで壁の終局耐力をより精度よく予測することが可能な壁を考案し、終局耐力算定式を示した。つまり高耐力壁の靱性確保のためには、終局耐力を予測可能であることが求められる。

変形に対する保証設計は、木造に特徴的なものといえる。たとえば本論 2.2 の LVL 耐力壁の実験結果では、面材を柱および横架材をビス一体にした結果、柱、横架材側の割裂が確認された。これは面材が回転すると、接合具が柱、横架材の繊維方向に対して直交方向に変位を生じ、これにより柱、横架材に割裂を生じることが要因である。これは大壁形式の合板耐力壁で確認される現象である。また本論 2.2 の LVL 耐力壁では、梁に大きな曲げ変形が生じていることが確認された。真壁形式として面材を柱梁枠材にはめ込む場合、壁の変形が進行すると面材の隅部が桁を押し上げることで桁に曲げ変形を生じることが要因である。これら面材壁の変形に対する破壊特性を考察した結果、面材を剛強に接合した場合の破壊想定図を示す(図 2.1.2)。特に面材が厚く剛性が高い場合は、面材が土台および桁にめりこむ量が少なくなるため、隅角部が桁を持ち上げる変形量が増加し桁の曲げ破壊が生じる可能性が高くなる。

そこで終局変形時の各部の追随性能を確保するため、それぞれ本論では以下の方法を考案した。本論 2.3 CLT を用いた耐力壁では、CLT の剛性が高いことが懸念されたため、①隅角部を切り欠くことで桁の曲げ破壊を防止することを考案した(図 2.1.3)。隅角部を切り欠くことで、桁を持ち上げることを防止し、桁の曲げ破壊や柱梁接合部の破壊を生じさせない設計とした。また隅角部に釘またはビスを配置しないことで、隅角部の最も変位が大きくなる接合具での割裂破壊を生じさせないことを意図した。また②水平せん断力を柱大入れ接合部の側面支圧接合により伝達する方法を採用した(図 2.1.3)。これにより面材の上下辺を桁および土台と接合する必要がないため、桁、土台の繊維直交方向割裂を防止する効果を得ている。また面材と柱に生じる相対変形角を低減する効果が得られるため、柱側の割裂破壊を防止し、さらに力学モデルが単純化され、簡易な計算式で壁の終局耐力を精度よく予測することを可能にしている。本論 2.4 厚物合板耐力壁では、面材と桁および土台との間に最小限のクリアランスを設けることで、CLT 耐力壁で試みた桁の破壊防止の効果を確認した。また受材を介して面材を桁および土台に接合することで、桁および土台の割裂破壊が生じないことを確認した。柱を大入れする接合方法は CLT 耐力壁と同様とした。

以上の設計法により柱、横架材と面材を接合するビス、または釘接合部でエネルギー吸収

桁の折れ

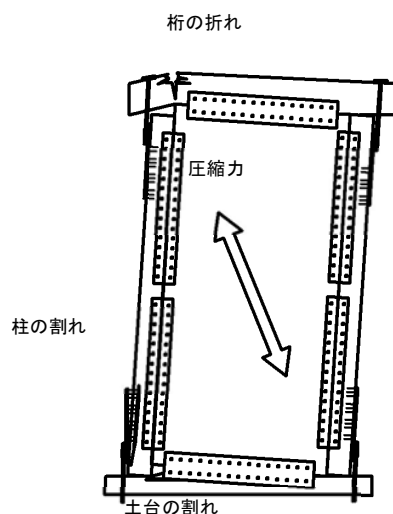


図 2.1.2 強度型の耐力壁

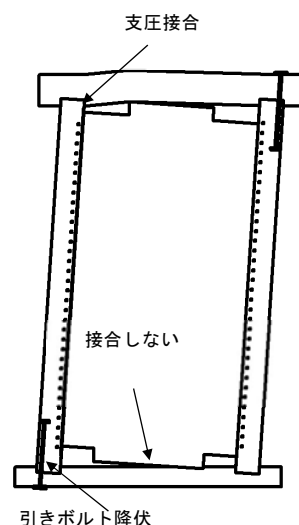


図 2.1.3 靱性型の耐力壁

さらに耐力壁の変形性能に加えて重要なのが、柱脚の変形性能である。面材壁の耐力は、鉄骨造と異なり降伏後の2次剛性が大きいと、荷重が上昇を続ける。これに対して耐力壁の終局時も柱脚を弾性範囲内に納めてかつ  $1/15\text{rad}$  の変形性能を持たせることは困難である。そのため、③柱脚の変形性能を確保するため、引きボルト接合として回転変形が生じた場合にボルトが降伏して伸びることで変形追従性を確保できる設計法を考案した。

その他本論 2.3 で開発した CLT 耐力壁には以下の特徴がある。接合部が大入れ+引きボルトで接合するため、柱脚以外の制作金物が不要である。また面材の上下辺を接合しないで、柱をピン接合しているため梁が鉄骨の場合も復元力特性が変化せず、鉄骨梁を採用できる。そして高耐力を確保するため、CLT を柱に嵌合させて 2 面せん断または 3 面せん断接合としてビス接合部のせん断耐力を増大している。本論 2.3.6 幅 1.5mCLT 耐力壁では、壁終局時にビスの変形性能が不足するため、途中から CLT 面材と柱との支圧接合に切りかえてエネルギー吸収する設計法を示している。

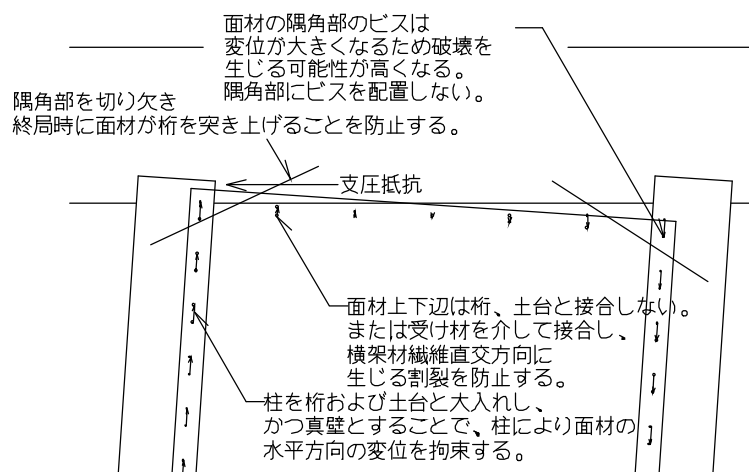


図 2.1.4 ビスの変位モードと設計手法

## 2.2 LVL を用いた高強度真壁耐力壁の開発

### 2.2.1 はじめに

中大規模木造に有効な耐力壁の設計法を検証するため、LVL 面材を用いた耐力壁を開発した。LVL の材料特性と製造可能寸法を考慮し、以下の方針で設計を行った。

- ① LVL 面材は、厚さ 30mm または 50mm、幅は最大 1,200mm、長さは 12,000mm まで製造可能である。したがって、構造用合板の流通寸法が、厚さ 28mm まで、幅が 910 または 1000mm、長さが 2730 または 3000mm であることと比較して、設計上の自由度が高くなる。特に、流通している構造用合板の長さは一般に 1820mm であるため、上下に面材を分割し、高さ方向の中間で継目を設ける必要があるのに対して、LVL 面材を用いては継ぎ目なしで耐力壁を構成した。これにより面材の圧縮筋交い効果が考慮できる。
- ② LVL 面材は、合板と同様にその構成内に直交単板を有する B 種を採用した。これによって、ビス接合具での面材端抜け破壊を防止できる。
- ③ 柱にスリット加工を施し、面材の LVL を嵌合させた上でビス打ちすることにより、2 面せん断接合としてせん断耐力の向上を試みた。また嵌合させることにより面材の面外座屈を防止する効果も得られる。
- ④ ビス接合部のせん断試験を実施し、ビス接合部のせん断性能をもとに、文献 17)による真壁耐力壁の計算を適用し、許容耐力を推測する。
- ⑤ 中大規模木造では住宅と比較して、設計荷重および耐力壁線間距離が大きくなるため、耐力壁の負担せん断力も増加し、告示で示されている住宅用の耐力壁では強度が不足する。その結果、必要壁長が長くなり平面計画の自由度を確保することが難しくなる。そこで学校で有効な耐力壁の強度を試算し、目標耐力を壁倍率換算 15 と設定した。



## 2.2.2 ビスの2面せん断試験

### 2.2.2.1 目的

稲山らによって、構造用合板を釘で接合した真壁耐力壁の許容耐力算定式が示されている。その算定式の理論によると、主に面材釘の完全弾塑性モデルから許容耐力を算出することが可能であるため、LVL面材を接合するビスの2面せん断試験を実施した。その結果からLVL耐力壁の許容耐力を推測し、面内せん断試験結果との適合性を検証することを目的とする。

### 2.2.2.2 試験体概要

試験体は主材を厚さ30mmのLVL(B種、70E、樹種カラマツ)とし、側材を120mm角の同一等級集成材(E65-F255、樹種スギ)とした。側材には、スリット状の溝(幅30mm、深さ40mm)を加工し、LVLを嵌合させてビス接合した(図2.2.1)。ビスは径6mm、長さ110mmとし、2面せん断接合となるように長さを決定した。ビスの性能は製造方法および材質等によってそれぞれ異なることため、パネリードⅡ+((株)東日本パワーファスニング)とXポイントビス((株)若井産業)の2種類を選択し、それぞれ6体ずつ試験を行い、各性能値を比較した。パネリードⅡ+の選定理由は、過去の実験で高い変形性能を確認済であったためである。またXポイントビスは、同寸法が入手可能であったため、パネリードⅡ+との比較のため選定した。

### 2.2.2.3 試験方法

加力は一方向の単調加力とし、最大荷重の80%に荷重が低下するか、もしくは変形量が30mmに達するまで加力を行った。加力速度は4mm/minとした。試験体図を図2.2.1に、試験体を写真2.2.1に示す。

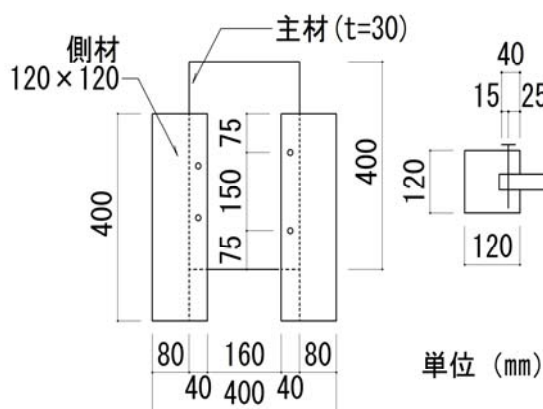


図 2.2.1 ビス 2 面せん断試験試験体図



写真 2.2.1 ビス 2 面せん断試験試験体

### 2.2.2.4 試験結果

ビス1本あたりの荷重-変位曲線をそれぞれ図2.2.2、図2.2.3に示す。パネリードⅡ+は変位が30mmに達しても耐力低下しない安定した変形性能を示した。それに対してXポイントビスは、15mmを超えた時点から耐力が低下した。

文献2)を参考に、荷重-変位曲線を完全弾塑性モデル化し、各特性値を算出した。それぞれの特性値一覧を表2.2.1、表2.2.2に示す。降伏耐力 $P_y$ (kN)、終局耐力 $P_u$ (kN)および剛性 $K$ (kN/mm)の平均値(1本あたり)は、パネリードⅡ+がそれぞれ3.80kN、6.09kN、3.27kN/mmであった。それに対してXポイントビスは、それぞれ3.44kN、5.33kN、2.70kN/mmとなった。したがって、パネリードⅡ+がXポイントビスの性能を、降伏耐力で10.4%、終局耐力が14.2%、剛性が21.1%上回ることが確認された。

加力終了時の試験体を写真2.2.2、写真2.2.3に示す。どちらも変形が進むとビス頭がめりこみロープ効果を生じていることが確認された。また加力終了後、試験体を解体してビスの状態を確認した。パネリードⅡ+は大きく曲げ変形を生じていたが、ビスの破断は生じていなかった。

本試験結果より、ビスは同一径、同一長であっても、材質および製造方法により性能が変わ

ることが明らかになった。パネリドⅡ+の性能がXポイントビスを上回ったため、耐力壁にはパネリドⅡ+を選択することとした。

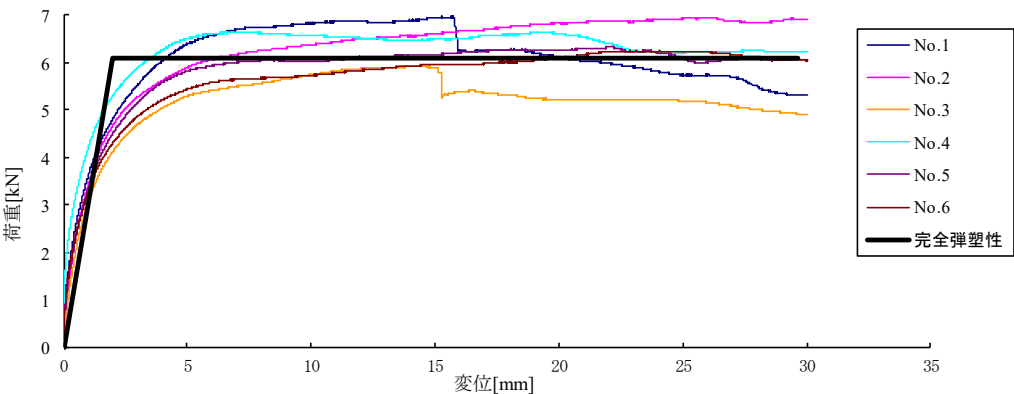


図 2.2.2 ビス2面せん断試験 荷重－変位曲線（パネリドⅡ+）

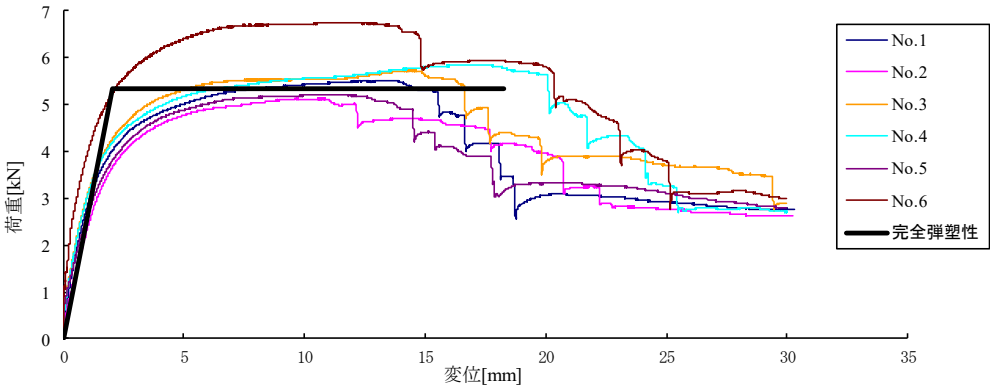


図 2.2.3 ビス2面せん断試験 荷重－変位曲線（Xポイントビス）

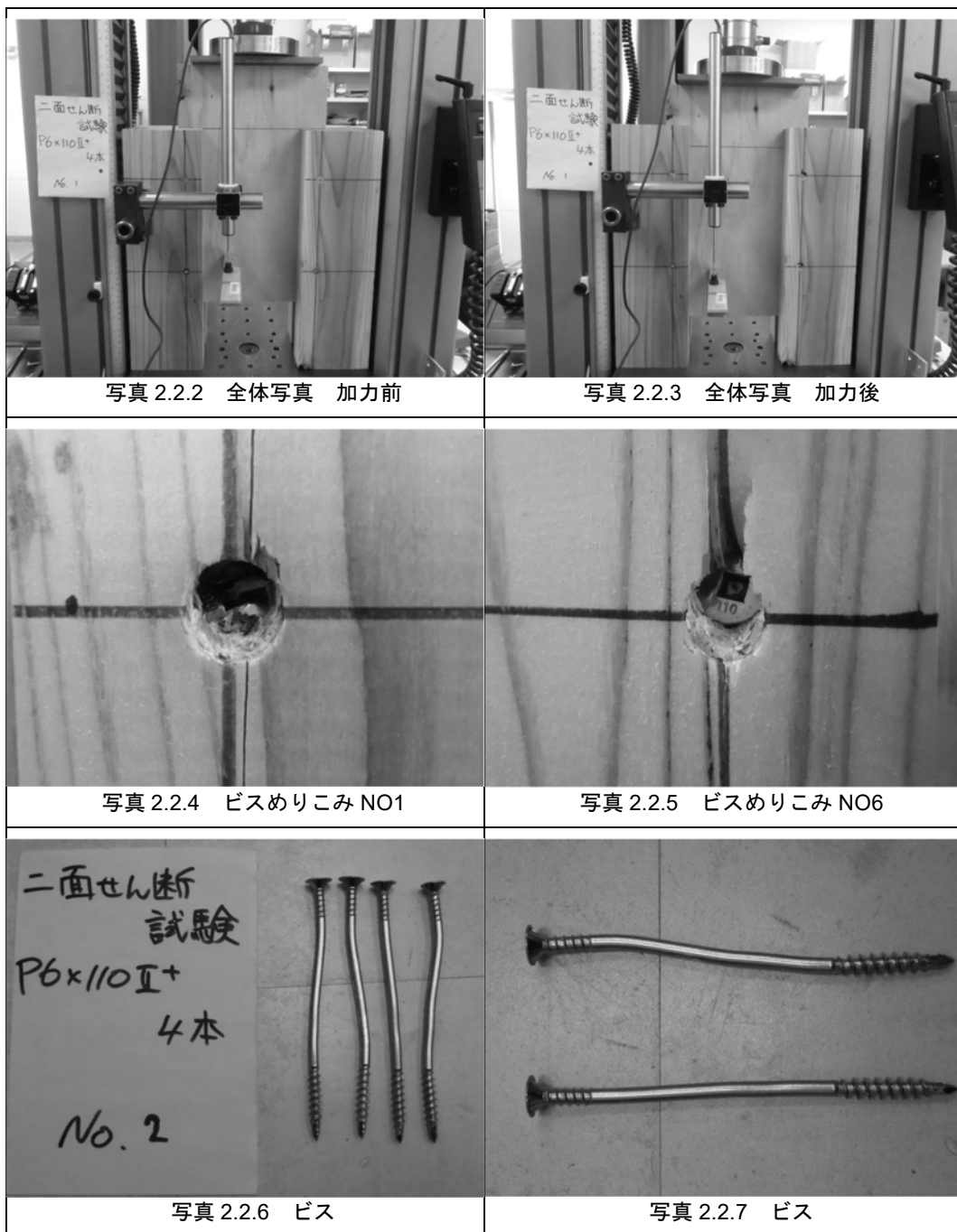
表 2.2.1 ビス2面せん断試験（1本あたり） 特性値一覧（パネリドⅡ+）

試験体 項目	パネリドⅡ (P6×110Ⅱ <sup>+</sup> )						平均	標準偏差
	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6		
降伏耐力 $P_y$ [kN]	3.85	4.39	3.48	3.66	3.62	3.80	3.80	0.319
降伏変位 $\delta_y$ [mm]	1.15	1.68	1.30	0.70	1.19	1.40	1.24	0.324
終局耐力 $P_u$ [kN]	6.30	6.56	5.35	6.38	6.05	5.89	6.09	0.433
終局変位 $\delta_u$ [mm]	27.7	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	29.6	0.959
初期剛性 $K$ [kN/mm]	3.36	2.61	2.68	5.22	3.05	2.71	3.27	1.00
降伏点変位 $\delta_v$ [mm]	1.87	2.51	2.00	1.22	1.99	2.18	1.96	0.426
塑性率 $\mu$	14.8	12.0	15.0	24.6	15.1	13.8	15.9	4.43
構造特性係数 $D_s$	0.190	0.210	0.190	0.180	0.180	0.190	0.190	0.0110


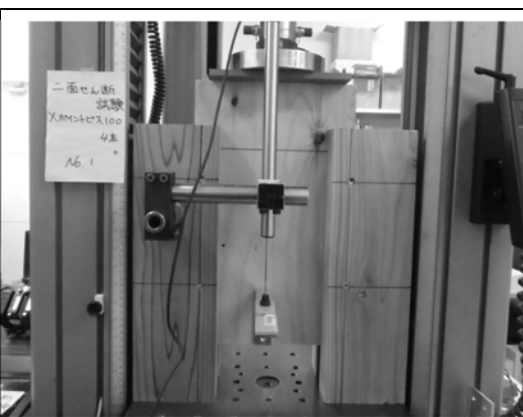

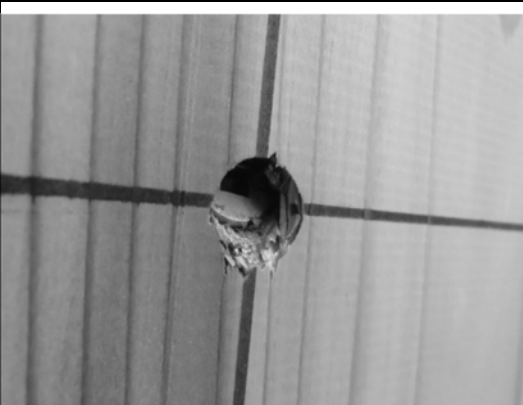
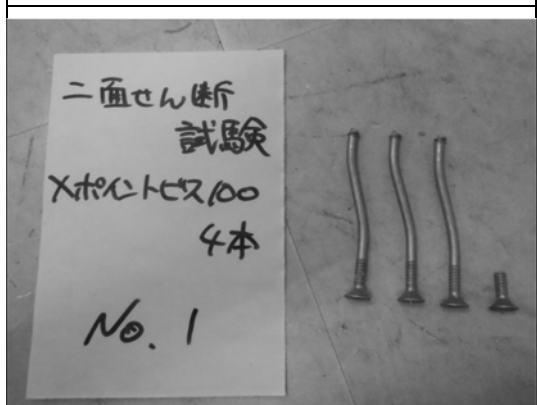
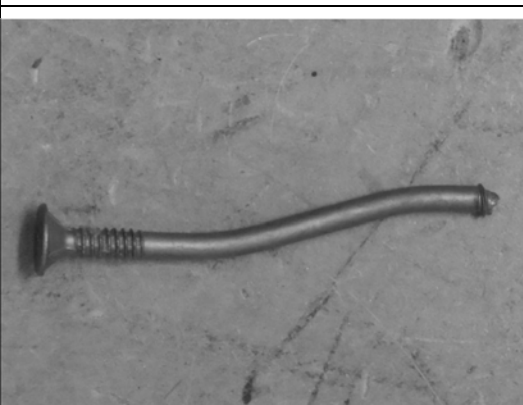
表 2.2.2 ビス2面せん断試験（1本あたり） 特性値一覧（Xポイントビス）

試験体 項目	Xポイントビス (6.0×100)						平均	標準偏差
	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6		
降伏耐力 $P_y$ [kN]	3.39	3.16	3.43	3.65	3.09	3.91	3.44	0.309
降伏変位 $\delta_y$ [mm]	1.37	1.53	1.24	1.42	1.32	0.970	1.31	0.192
終局耐力 $P_u$ [kN]	5.19	4.72	5.40	5.46	4.94	6.30	5.33	0.548
終局変位 $\delta_u$ [mm]	16.6	19.3	17.6	21.7	15.4	20.3	18.5	2.37
初期剛性 $K$ [kN/mm]	2.47	2.06	2.78	2.58	2.34	4.01	2.70	0.684
降伏点変位 $\delta_v$ [mm]	2.11	2.28	1.94	2.12	2.11	1.57	2.02	0.246
塑性率 $\mu$	7.90	8.45	9.07	10.2	7.27	13.0	9.31	2.06
構造特性係数 $D_s$	0.260	0.250	0.240	0.270	0.270	0.200	0.248	0.0264

＜ビス一面せん断 パネリード 試験結果写真＞



＜ビス一面せん断 Xポイントビス 試験結果写真＞

	
<p>写真 2.2.8 全体写真 加力前</p>	<p>写真 2.2.9 全体写真 加力後</p>
	
<p>写真 2.2.10 ビスめりこみ NO1</p>	<p>写真 2.2.11 ビスめりこみ NO6</p>
	
<p>写真 2.2.12 ビス</p>	<p>写真 2.2.13 ビス</p>

## 2.2.3 面内せん断試験（予備試験）

### 2.2.3.1 試験体概要

まず LVL 面材を用いた耐力壁の基本性能を確認するため予備試験を行った。試験体は 4 種類とし、それぞれ名称を LW-1、LW-2、LW-3、LW-4 とした。まず LW-1、LW-2 の 2 種類の試験を実施し、次にその結果をもとに LW-2 を補強した LW-3、LW-4 の試験を実施した。各試験体概要とそれぞれの特徴を以下に示す。

試験体の仕様を表 2.2.3 に示す。

**表 2.2.3 試験体の仕様**

試験体名	柱	桁	土台	面材
LW-1	150×150 (E65-F225スギ)	150×150 (E65-F225スギ)	150×150 (E65-F225スギ)	t=30 LVL B種 80E
LW-2,3,4	120×120 (E65-F225スギ)	120×150 (E65-F225スギ)	120×120 (E65-F225スギ)	t=30 LVL B種 80E

試験体名	柱-土台 接合	柱-桁 接合	面材-柱 接合	面材-桁 接合	面材-土台 接合	割裂防止ビス
LW-1	M24(SNR490B)	座金 150×150 t=22	嵌合 + P6-135@150	受材2×60×60 P6-135@150	受材2×60×60 P6-135@150	無し
LW-2	ビス接合作金物, H.T.B 2-M20(F10T)	ホルダ <sup>※</sup> 25kN	嵌合 + P6-110@150 (片面打ち)			無し
LW-3	ビス接合作金物, H.T.B 2-M20(F10T)	ホルダ <sup>※</sup> 25kN 接合ビスPR115	嵌合 + P6-110@150 (片面打ち)			有り
LW-4	ビス接合作金物, H.T.B 2-M20(F10T)	ホルダ <sup>※</sup> 25kN 接合ビスPR115	嵌合 + P6-110@150 (両面打ち千鳥)			有り

# <LW-1 試験体>

試験体概要を図 2.2.4 に示す。柱、桁および土台は 150×150mm(E65-F225、樹種：スギ)、面材は厚さ 30mm の LVL(B 種、80E、樹種：カラマツ)とした。試験方法は柱脚固定式とし、柱内にタイバー1-M24(SNR490B)を配置し、鉄骨架台と土台を座金 150×150mm を介して接合した(図 2.2.6)。部材断面を 150×150mm とした理由は、タイバーを柱内に納めるためである。LVL と柱は、柱側に 75×30mm のスリット加工を行い、LVL を箆合してビス(パネリードⅡ+径 6mm、長さ 135mm、ピッチ 150mm)で接合した。接合詳細を図 2.2.7、ビス配置を図 2.2.5 に示す。桁、土台とは、受け材(60×60mm、樹種：スギ)を介してビスで接合した(図 2.2.8)。

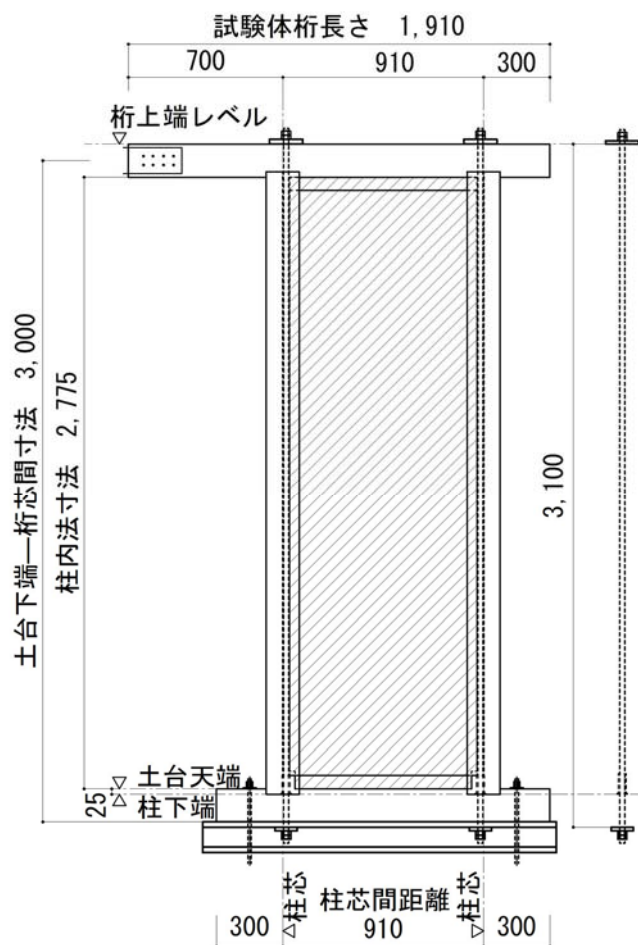


図 2.2.4 LW-1 試験体図

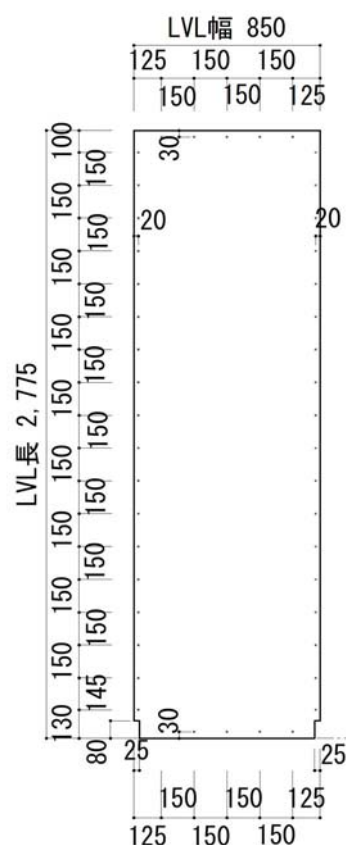


図 2.2.5 LW-1 ビズ配列図

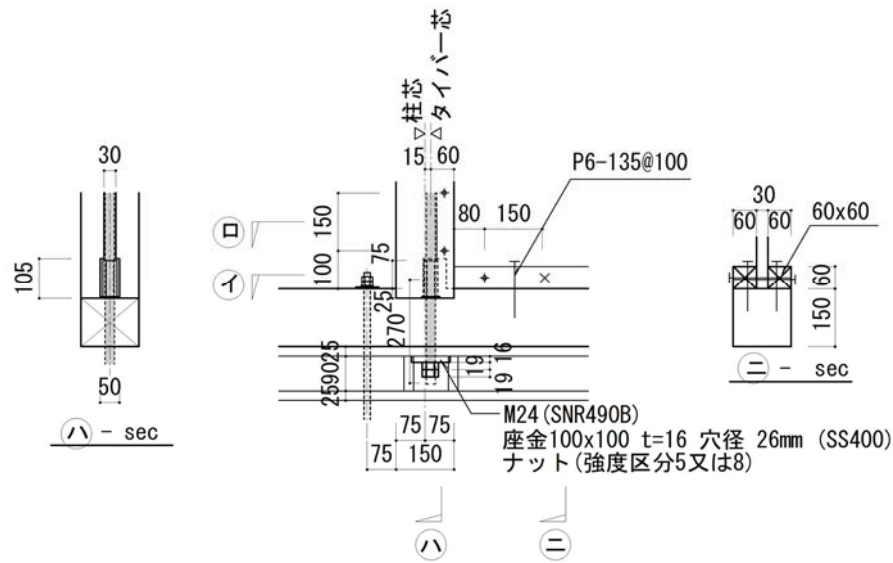


図 2.2.6 LW-1 接合詳細図（柱-土台、LVL-土台）

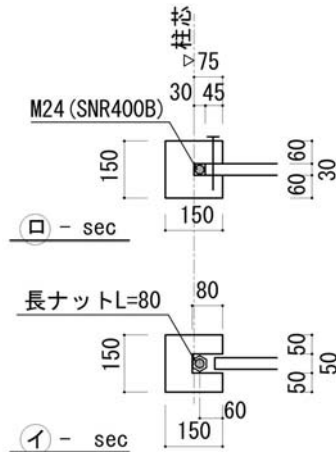


図 2.2.7 LW-1 接合詳細図（柱-LVL）

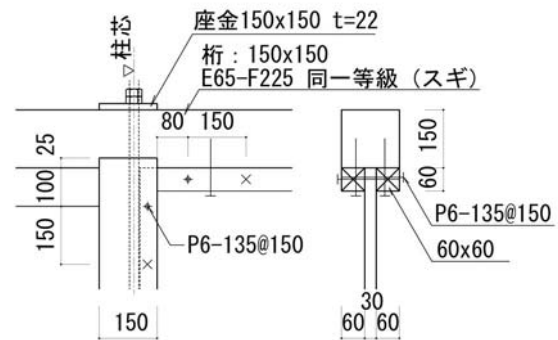


図 2.2.8 LW-1 接合詳細図（柱-桁、桁-LVL）

試験体は壁倍率 15 倍を目標に各仕様を設計した。以下ここでの設計手順を示す。

①目標とする壁の降伏耐力 $P_y = \text{壁倍率} \times 1.96(\text{kN/m}) \times \text{壁長さ}(\text{m})$ を算出する。

壁倍率 15 倍、壁長さ 0.91m とすると、

$$P_y = 15 \times 1.96 \times 0.91 = 26.8 \text{ kN}$$

②壁降伏耐力時に柱脚に生じる引張力 $T_1 = P_y \times h \times B$ を算出する。

ここで  $h$  : 桁芯から柱下端までの距離、 $B$  : 柱芯間距離

$h=2.90\text{m}$ 、 $B = 0.91\text{m}$ とすると、

$$T_1 = 26.8 \times 2.90 / 0.91 = 85.4 \text{ kN}$$

③タイバーの短期許容耐力 $T_a = A_e \times F$ を算出する。

ここで  $A_e$  : タイバーのねじ部断面積、 $F$  : タイバーの短期許容応力度

タイバーを 1-M24(SNR490B)とすると、 $A_e=12^2 \times 3.1415 \times 0.75 = 339\text{mm}^2$ 、 $F = 325\text{N/mm}^2$

$$T_a = 339 \times 325 / 10^3 = 110 \text{ kN}$$

④タイバーの短期許容耐力 $T_a > T_1$ を確認する。

$$T_a = 110 \text{ kN} > T_1 = 85.4 \text{ kN} \text{ OK}$$

⑤壁終局耐力時に柱脚に生じる引張力 $T_2 = 2 \times T_1$ を設定する。  
ここで、真壁耐力壁の終局耐力が降伏耐力の2倍程度と仮定した。  
 $T_2 = 2 \times 110 = 220 \text{ kN}$

⑥タイバーの破断耐力 $T_u = A_e \times \sigma_u$ を算出する。  
ここで  $\sigma_u$  : タイバーの破断強度  
 $\sigma_u = 490 \text{ N/mm}^2$   
 $T_u = 339 \times 490 / 10^3 = 166 \text{ kN}$

⑦タイバーの破断耐力 $T_u > T_2$ を確認する。  
 $T_u = 166 \text{ kN} > T_2 = 220 \text{ kN}$  NG  
ここで、タイバーの降伏耐力に対して破断耐力は1.50倍(=166/110)であるため、十分な塑性変形性能を有しているため、本試験体では破壊にはいとらないと判断し、断面は変更しないこととした。

⑧LVLの許容せん断耐力 $Q_a = f_s \times t \times L$ を算出する。  
ここで  $f_s$  : LVLの許容せん断応力度( $\text{kN/mm}^2$ )、 $F_s$  : LVLのせん断基準強度( $\text{kN/mm}^2$ )、  
 $t$  : LVLの厚さ(mm)、 $L$  : LVLの幅(mm)  
LVLの水平せん断性能50V-33H、平使いとすると、 $F_s = 2.2 \text{ N/mm}^2$ 、 $t = 30 \text{ mm}$ 、 $L = 850 \text{ mm}$   
 $Q_a = (2/3) \times 2.2 \times 30 \times 850 / 10^3 = 37.4 \text{ kN}$

⑨LVLのせん断耐力 $Q_u = F_s \times t \times L$ を算出する。  
 $Q_u = 2.2 \times 30 \times 850 / 10^3 = 56.1 \text{ kN}$

⑩LVLの耐力がせん断力を上回ることを確認する。  
 $Q_a = 37.4 \text{ kN} > P_y = 26.8 \text{ kN}$  OK  
 $Q_u = 56.1 \text{ kN} > P_u = 2 \times P_y = 53.6 \text{ kN}$  OK



# <LW-2 試験体>

試験体概要を図 2.2.9 に示す。柱、および土台は 120×120mm(E65-F225、樹種：スギ)、桁は 120×150mm(E65-F225、樹種：スギ)、面材は LW-1 と同じく厚さ 30mm の LVL(B 種、80E、樹種：カラマツ)とした。試験方法は柱脚固定式とし、柱脚は JIS 木造校舎の標準仕様で示されている接合金物で鉄骨架台と接合した (図 2.2.10)。LW-1 と異なりタイバーを柱内に納める必要がなかつたため、柱断面を 120×120mm としている。LVL と柱は、柱側に 40×30mm のスリット加工を行い、LVL を箠合してビス(パネリドⅡ+径 6mm、長さ 110mm、ピッチ 150mm)で接合した。接合詳細を図 2.2.11、ビス配置を図 2.2.13 に示す。LW-1 と異なり桁、土台との接合も、受け材を設けず箠合して同様のビス接合とした (図 2.2.12)。

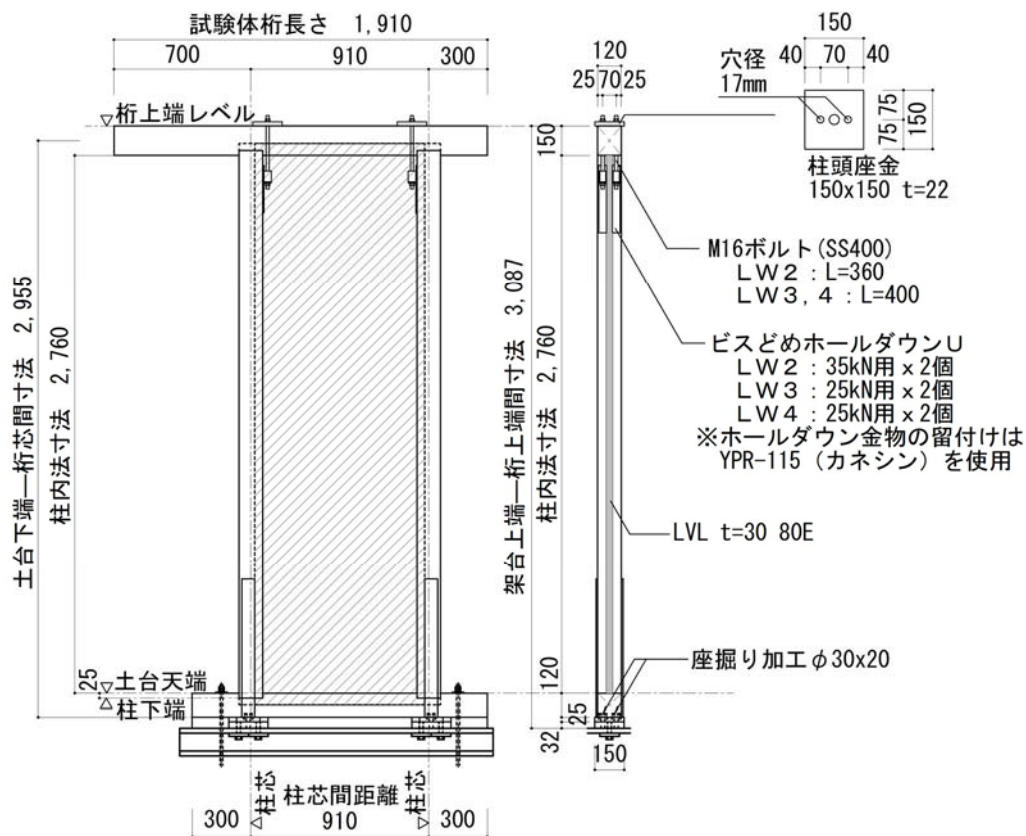


図 2.2.9 LW-2 試験体図

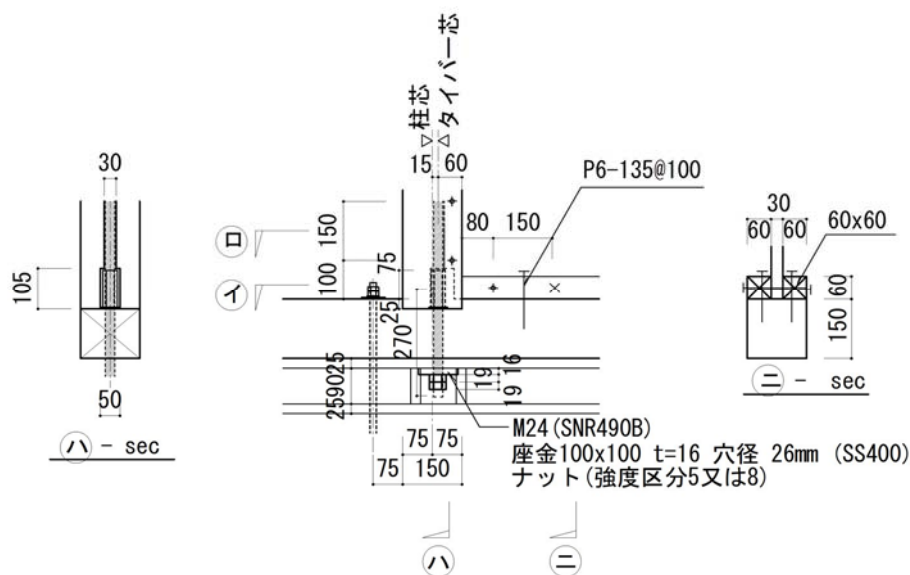


図 2.2.10 LW-2 接合詳細図 (柱-土台、LVL-土台)

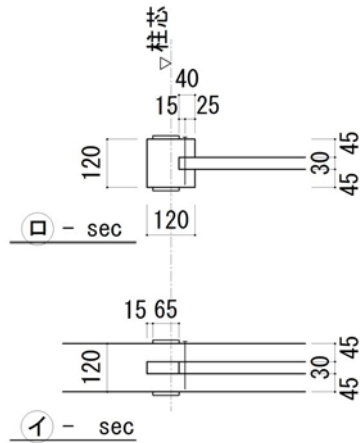


図 2.2.11 LW-2 接合詳細図（柱-LVL）

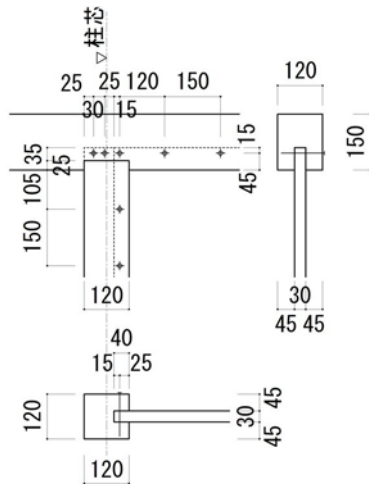


図 2.2.12 LW-2 接合詳細図（柱-LVL）

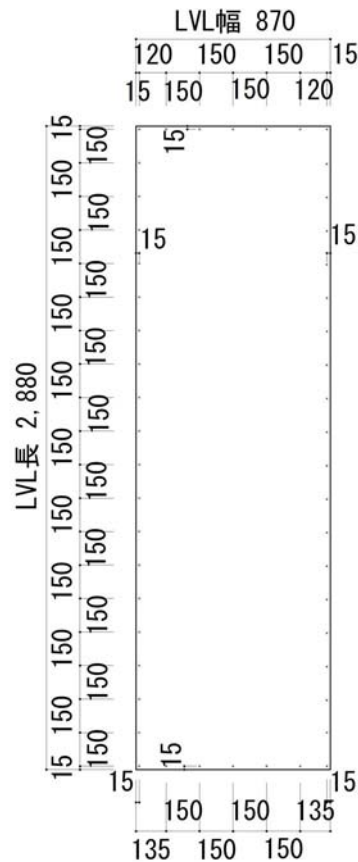


図 2.2.13 LW-2,3,4 ビス配列図

試験体は LW-1 と同様に、壁倍率 15 倍を目標に各仕様を設計した。

以下ここでの設計手順を示す。

①目標とする壁の降伏耐力 $P_y = \text{壁倍率} \times 1.96(\text{kN/m}) \times \text{壁長さ}(\text{m})$ を算出する。

壁倍率 15 倍、壁長さ 0.91m とすると、

$$P_y = 15 \times 1.96 \times 0.91 = 26.8 \text{ kN}$$

②壁降伏耐力時に柱脚に生じる引張力 $T_1 = P_y \times h \times B$ を算出する。

ここで  $h$  : 桁芯から柱下端までの距離、 $B$  : 柱芯間距離

$h=2.90\text{m}$ 、 $B = 0.91\text{m}$ とすると、

$$T_1 = 26.8 \times 2.90 / 0.91 = 85.4 \text{ kN}$$

③柱脚金物の短期許容耐力 $T_a$

文献(2) 試験成績書より  $T_a = 160 \text{ kN}$

④柱脚接合金物の短期許容耐力 $T_a > T_1$ を確認する。

$$T_a = 160 \text{ kN} > T_1 = 85.4 \text{ kN} \text{ OK}$$

⑤壁終局耐力時に柱脚に生じる引張力 $T_2 = 2 \times T_1$ を設定する。

ここで、真壁耐力壁の終局耐力が降伏耐力の 2 倍程度と仮定した。

$$T_2 = 2 \times 110 = 220 \text{ kN}$$

⑥柱脚接合金物の終局耐力 $T_u$

文献(2) 試験成績書より  $T_u = 307\text{kN}$  (平均値)

⑦柱脚接合金物の破断耐力  $T_u > T_2$  を確認する。

$T_u = 307\text{kN} > T_2 = 220\text{kN}$  OK

⑧LVL の許容せん断耐力  $Q_a = f_s \times t \times L$  を算出する。

ここで  $f_s$  : LVL の許容せん断応力度( $\text{kN}/\text{mm}^2$ )、 $F_s$  : LVL のせん断基準強度( $\text{kN}/\text{mm}^2$ )、  
 $t$  : LVL の厚さ(mm)、 $L$  : LVL の幅(mm)

LVL の水平せん断性能 50V-33H、平使いとすると、 $F_s = 2.2\text{N}/\text{mm}^2$ 、 $t = 30\text{mm}$ 、 $L = 850\text{mm}$   
 $Q_a = (2/3) \times 2.2 \times 30 \times 850/10^3 = 37.4\text{kN}$

⑨LVL のせん断耐力  $Q_u = F_s \times t \times L$  を算出する。

$Q_u = 2.2 \times 30 \times 850/10^3 = 56.1\text{kN}$

⑩LVL の耐力がせん断力を上回ることを確認する。

$Q_a = 37.4\text{kN} > P_y = 26.8\text{kN}$  OK

$Q_u = 56.1\text{kN} > P_u = 2 \times P_y = 53.6\text{kN}$  OK

#### <LW-3 試験体>

LW-2 と断面および寸法等は同一である。LW-2 と異なる点は、柱頭と桁を接合するビス止めホルダウン U(短期許容耐力 25kN、カネシン)を柱に固定するビスを長さ 115mm のビス(YPR-115、カネシン)に変更し、柱の割裂防止するビスを中間に追加したことのみである。

LW-2 の試験で、壁の水平変位が大きくなると柱と LVL を接合しているビスの水平変位が増大することが確認された。これにより引張側柱の割裂を誘発することが明らかになった。そこで繊維が直交方向に離れることを防止するビスを配置し、また柱頭に接合するホルダウン金物のビス長を長くすることで、割裂をその位置より進行させない補強法を考案し、その効果を検証した。

#### <LW-4 試験体>

LW-2、LW-3 と断面および寸法等は同一である。LW-3 と同様に、柱頭と桁を接合するビス止めホルダウン U(短期許容耐力 25kN、カネシン)を柱に固定するビスを長さ 115mm のビス(YPR-115、カネシン)に変更し、柱の割裂防止するビスを中間に追加した。

LW-3 と異なる点は、柱と面材を接合するビスを LW-3 が意匠性に配慮して片側からのみ接合していたのに対して、LW-4 は両側から千鳥にビス接合した。これにより、LW-3 と比較して柱の割裂に対する補強効果が向上するか検証した。

### 2.2.3.2 試験方法

面内せん断試験は、柱脚固定式で行った。タイダウン式としなかったのは、柱脚接合部の性能を同時に検証することを意図したためである。

土台は鉄骨架台に載せ、水平方向は鉄骨架台と一体としたストッパーで拘束した。タイバーまたは柱脚接合金物と接合するボルトは、鉄骨架台と緊結してダブルナットで固定した。

変位計設置位置を図 2.2.14 に示す。変位計の計測結果から変形角をそれぞれ次式で算出した。

$$\text{みかけのせん断変形角} = (\text{変位計①} - \text{変位計②}) / 2,895\text{mm}$$

$$\text{真のせん断変形角} = (\text{変位計①} - \text{変位計②}) - (\text{変位計④} - \text{変位計③}) / 2,895\text{mm}$$

桁とアクチュエータをボルト接合し、みかけのせん断変形角が 1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50rad 毎にそれぞれ正負 3 回繰り返し加力した。その後は最大荷重の 80% に荷重低下するか、見かけのせん断変形角が 1/15rad に達するまで加力した。

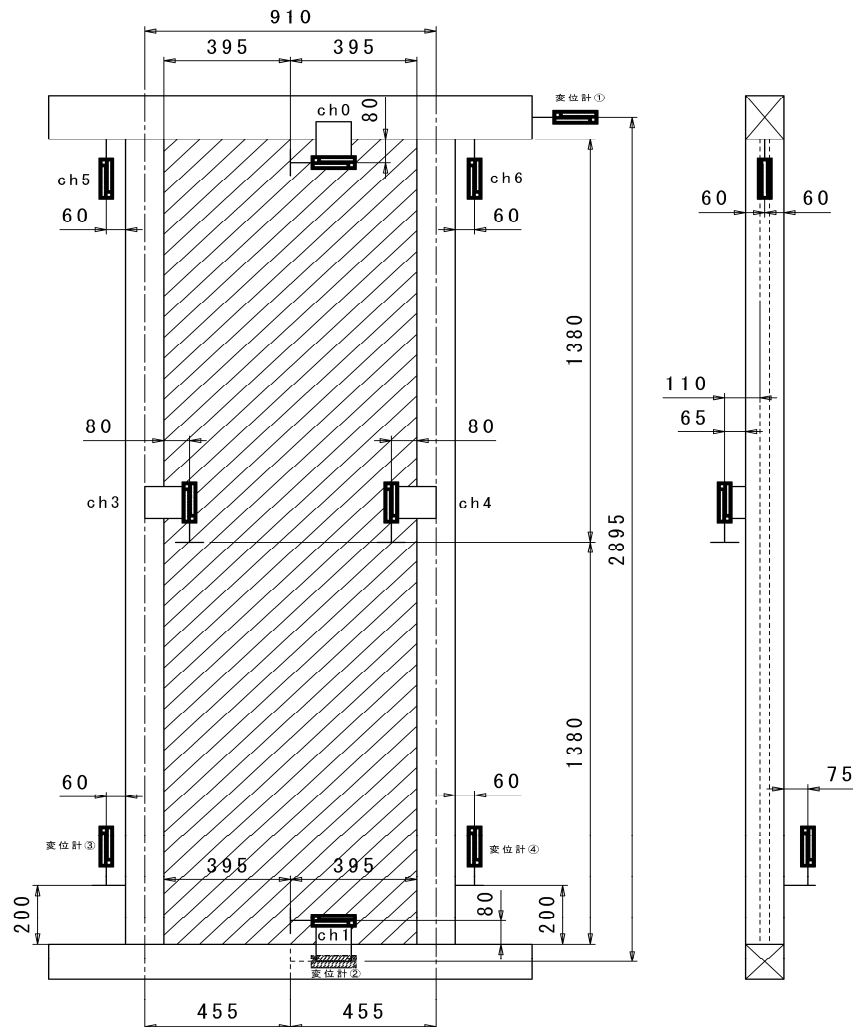


図 2.2.14 変位計位置図

### 2.2.3.3 試験結果

#### <試験体 LW-1 荷重—変形角曲線>

試験体 LW-1 の荷重—変形角曲線を図 2.2.15 に示す。見かけの変形角で  $1/15\text{rad}$  まで耐力低下しない結果が確認された。ただし、真の変形角による曲線とグラフを重ねると、柱脚の浮き上がりによる回転成分が大きいと、面材を接合するビスではなく、タイバーの塑性変形によるエネルギー吸収の割合が高いことが明らかな結果となった。またタイバーの変形により壁剛性が低下している。復元力特性はスリップ型を示し、履歴減衰が小さい構造的性状を確認した。

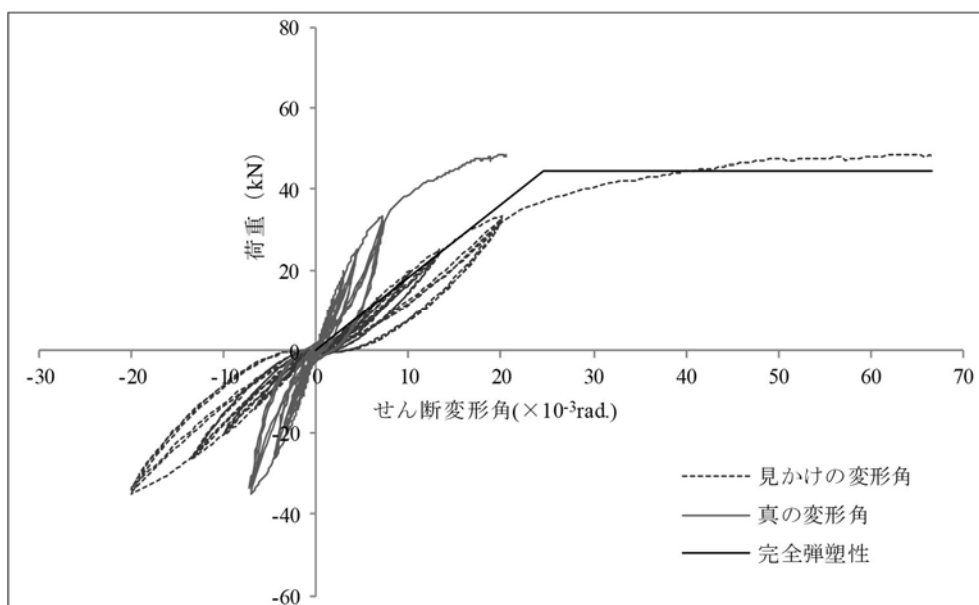


図 2.2.15 LW-1 の荷重—変形角曲線

#### <試験体 LW-1 写真>

つぎに試験体写真とその考察を示す。

写真 2.2.14：試験体 LW-1 の加力前の状況である。柱内にタイバーを配置しているため、柱脚を接合する金物等は露出せず意匠性に優れる。

写真 2.2.15：加力後、せん断変形角が  $1/15\text{rad}$ 、最大荷重  $P_{max} = 48.5\text{kN}$  に達した時点の状況を示す。柱断面内に配置したタイバーが伸び、壁全体の回転変形が大きくなっているが、柱と LVL を接合したビス接合部での損傷は確認されなかった。

写真 2.2.16：壁脚について加力後の状況を示す。

写真 2.2.17：引張側柱脚を示す。タイバーが伸びたことで、柱脚の浮き上がりが目視で確認された。柱が浮き上がることで、LVL と土台を接合する受材も持ち上がっている。ただしビスが引き抜けることで土台に割裂は生じていない。

写真 2.2.18：引張側柱脚を示す。タイバーを継いでいる長ナットが側面から確認されている。

写真 2.2.19：圧縮側柱脚を示す。圧縮側柱の土台へのめりこみが確認された。また柱と土台の大入れ接合部で、土台の余長部分にせん断破壊が確認された。

写真 2.2.20：壁頭について加力後の状況を示す。

写真 2.2.21：最終加力側柱頭は、柱が傾くことで桁との大入れ部のかかりが少なくなっていることが確認された。

写真 2.2.22：最終加力反対側柱頭は、柱の大入れ部に桁との離れは生じていない。また桁の余長部でのせん断破壊は確認されていない。

写真 2.2.23：タイバーと桁を接合する座金が桁にめりこんでいることが確認された。

写真 2.2.24：柱に通しで溝加工を施し、LVL を嵌合させ、柱側面よりビス 2 面せん断接合している。タイバーは柱の溝加工内に配置し、桁上端および土台下端の座金を介してナットで固定している。

写真 2.2.25：土台と LVL は受材を介してビス接合している。LVL を受材で表裏から挟み込み、

片面からビス2面せん断接合し、土台と受材はビスの1面せん断接合としている。  
 写真 2.2.26：加力後試験体を解体し、ビスを抜いた状況である。ビス接合部で柱側に割裂は生じていない。ビス接合部で LVL にも損傷は生じていない。



写真 2.2.14 試験体 LW-1 加力前

写真 2.2.15 試験体 LW-1 加力後

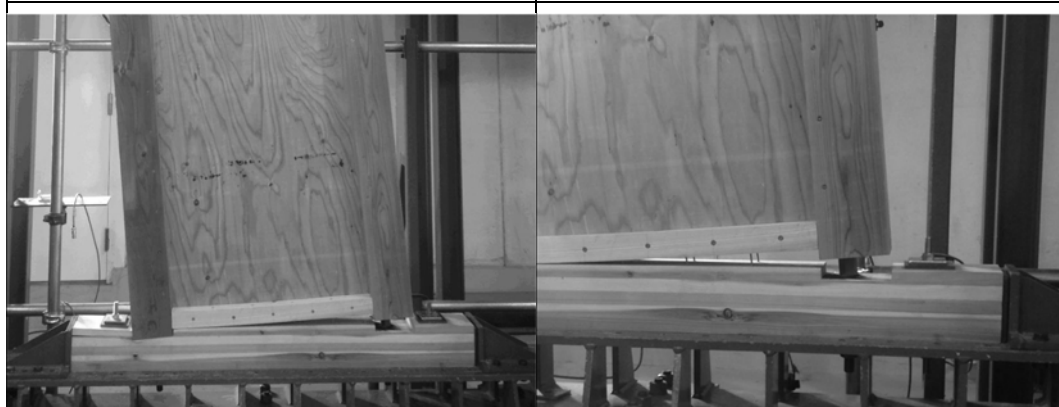


写真 2.2.16 壁脚

写真 2.2.17 引張側柱脚



写真 2.2.18 引張側柱脚

写真 2.2.19 圧縮側柱脚



写真 2.2.20 壁頭

写真 2.2.21 加力側柱頭

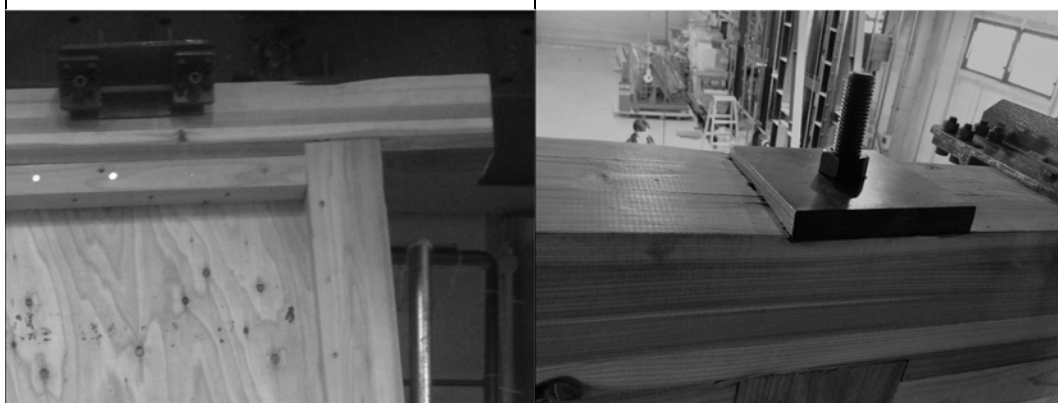


写真 2.2.22 加力反対側柱頭

写真 2.2.23 タイバー座金接合部

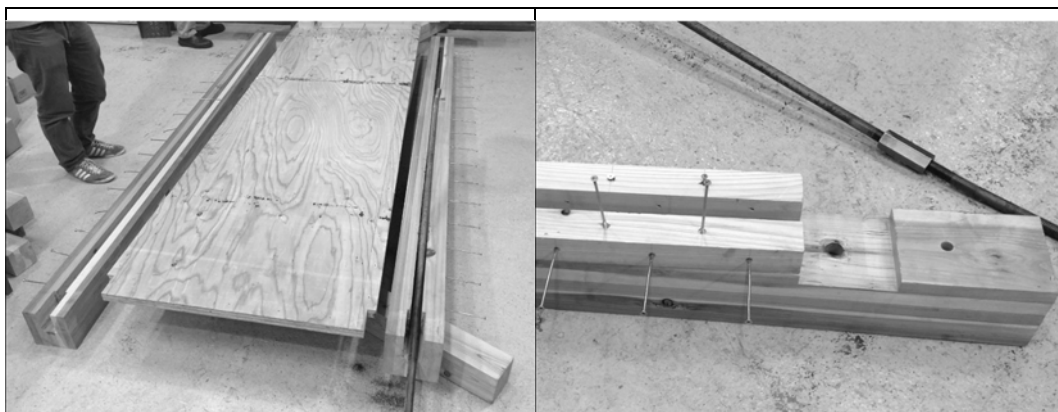


写真 2.2.24 柱および LVL 加工形状

写真 2.2.25 壁脚 LVL 受材ビス接合

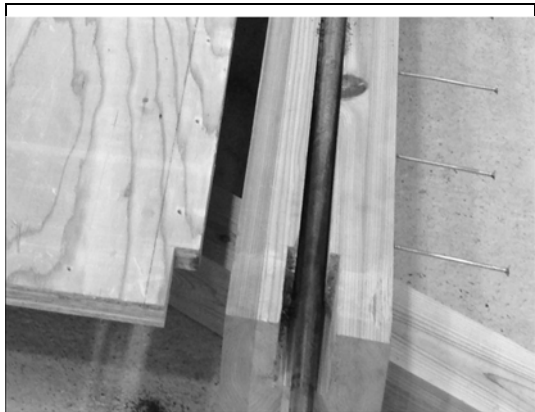


写真 2.2.26 柱-LVL 接合部

#### ＜試験体 LW-2 荷重—変形角曲線＞

試験体 LW-2 の荷重—変形角曲線を図 2.2.16 に示す。見かけの変形角で  $1/20.8\text{rad}$  に達した時点で、柱と LVL を接合するビス位置で、柱側の繊維方向に割裂が伸展し耐力低下した。真の変形角による曲線とグラフを重ねると、柱脚の浮き上がりによる回転成分が試験体 LW-1 よりも小さいことが示された。柱脚を接合するビス金物の剛性が、試験体 LW-1 のタイバーに比べて大きいことが原因である。これにより、壁の塑性変形において、ビスの変形による割合が多くなっている。ビスの変形が大きくなったが、そのことで面材の回転中心から離れた柱頭、柱脚で特に水平変位が大きくなり、それによって割裂を誘発したと考えられる。

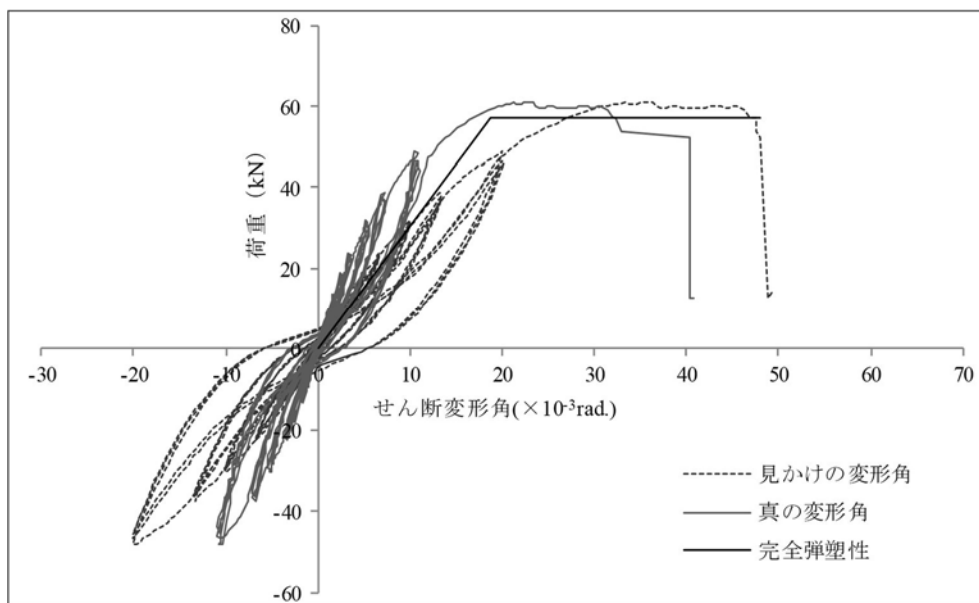


図 2.2.16 LW-2 の荷重—変形角曲線

#### ＜試験体 LW-2 写真＞

つぎに試験体写真とその考察を示す。

写真 2.2.27：試験体 LW-2 の加力前の写真である。柱内にタイバーを配置しているため、柱脚を接合する金物等は露出せず意匠性に優れる。

写真 2.2.28：加力後、せん断変形角が  $1/20.8\text{rad}$ 、最大荷重  $P_{max} = 61.2\text{kN}$  に達した時点の状況を示す。柱と LVL を接合するビス位置で、柱側に割裂が生じて耐力低下した。

写真 2.2.29：壁脚について加力前の状況を示す。

写真 2.2.30：壁脚について加力後の状況を示す。

写真 2.2.31：加力後の引張側柱脚を示す。枠内の LVL が回転することにより、回転中心から離



れた柱脚、柱頭では、ビスに鉛直変位に加えて水平変位が生じる。これにより、柱の繊維直交方向に割裂が生じることが明らかになった。

写真 2.2.32：加力後の圧縮側柱脚を示す。ビスの水平方向の変位は確認されない。これは LVL と柱が接触し、支圧により水平せん断力が伝達されているためと考えられる。土台側にせん断による割れが生じている。

写真 2.2.33：LVL を土台に嵌合させて側面からビス接合している。これによって 2 面せん断接合となり、せん断耐力を向上しているが、終局時に LVL が土台に対して持ち上がることで、土台側に割裂を生じることが確認された。これは受材を介して接合した LW-1 では見られなかった破壊である。

写真 2.2.34：壁頭について加力後の状況を示す。

写真 2.2.35：最終加力側柱頭は、柱が傾くことで桁との大入れ部のかかりが少なくなっていることが確認された。ビスの水平変位は目視では確認されなかった。

写真 2.2.36：最終加力反対側柱頭は、柱の大入れ部から桁の余長にかけてせん断破壊が確認された。また LVL と桁を嵌合してビス接合したが、土台と同様に桁にも割れが確認された。そして柱側ビス接合部で生じた割裂は、ホールダウン金物のビス接合部で一度止まり、柱中央に迂回して割裂が頂部まで伸長している。

写真 2.2.37：タイバーと桁を接合する座金が桁にめりこんでいることが確認された。

写真 2.2.38：柱に通しで溝加工を施し、LVL を嵌合させ、柱側面よりビス 2 面せん断接合している。タイバーは柱の溝加工内に配置し、桁上端および土台下端の座金を介してナットで固定している。

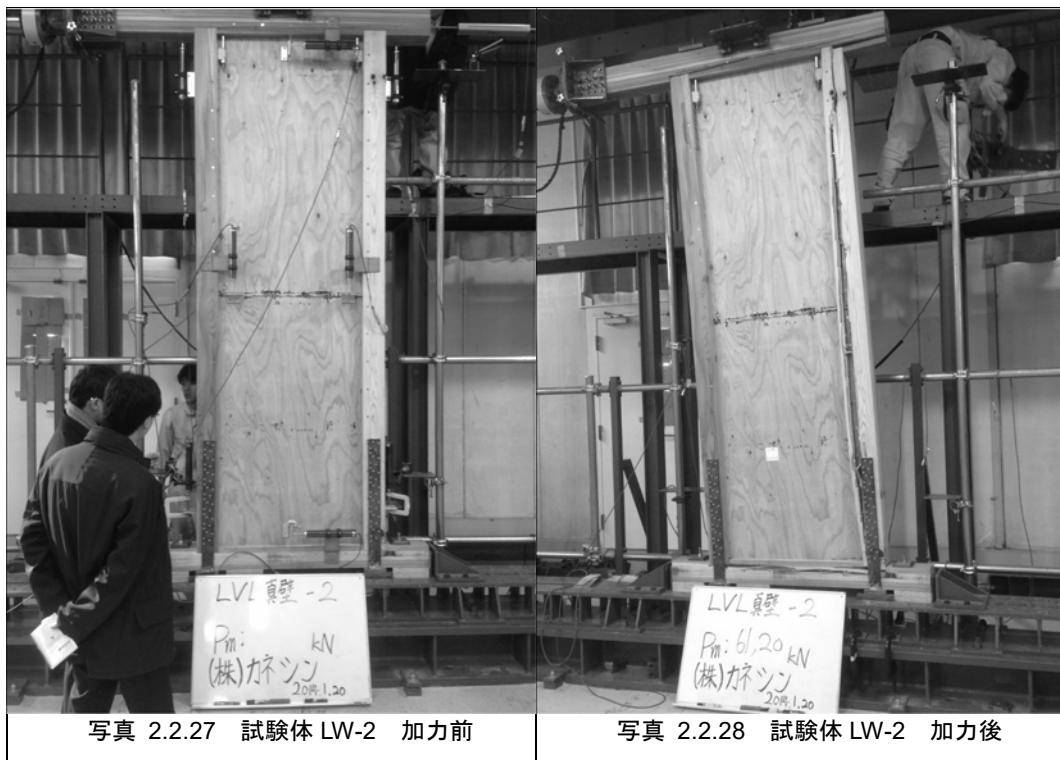




写真 2.2.29 壁脚 加力前



写真 2.2.30 壁脚 加力後



写真 2.2.31 引張側柱脚



写真 2.2.32 圧縮側柱脚



写真 2.2.33 土台の割裂



写真 2.2.34 壁頭 加力後



写真 2.2.35 加力側柱頭



写真 2.2.36 加力反対側柱頭



写真 2.2.37 柱脚割裂破壊

写真 2.2.38 金物上部での割裂破壊

### ＜試験体 LW-3 荷重—変形角曲線＞

試験体 LW-3 の荷重—変形角曲線を図 2.2.17 に示す。見かけの変形角で  $1/16.3\text{rad}$  に達した時点で柱が引張破壊して耐力低下した。ただし柱と LVL を接合するビス位置での、割裂は生じていないため、割裂補強ビスの効果は確認された。ビスが割裂を生じずに十分に塑性変形したことで、粘り強い性能が示された。

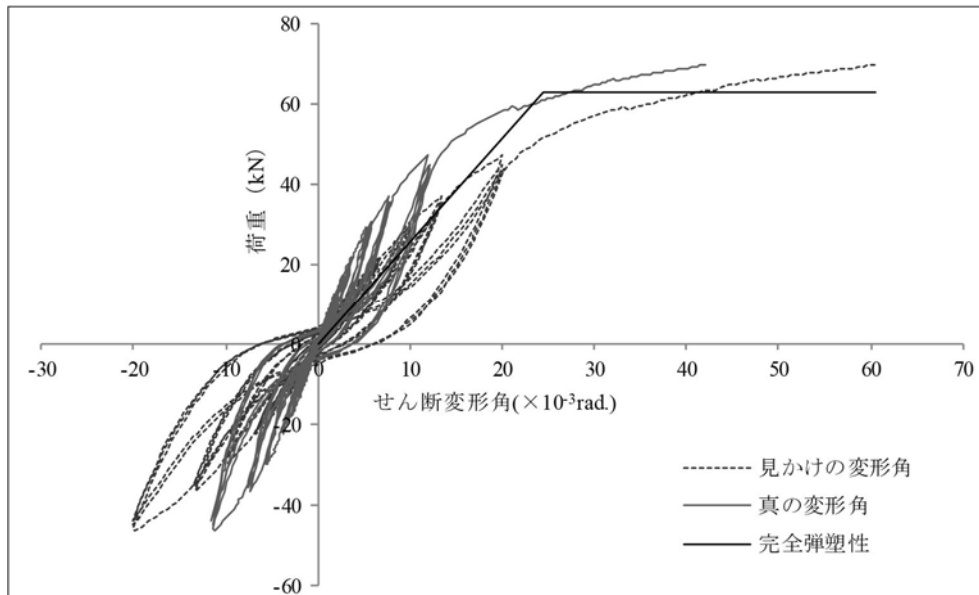


図 2.2.17 LW-3 の荷重—変形角曲線

### ＜試験体 LW-3 写真＞

つぎに試験体写真とその考察を示す。

写真 2.2.39：試験体 LW-3 の加力前の写真である。LW-2 試験体でビス接合部の柱側に割裂が確認されたため、柱と LVL を接合するビスと直交する割裂防止のビスを配置して、割裂が伸展しないように補強した。その他は試験体 LW-2 と同一仕様とした。

写真 2.2.40：加力後、せん断変形角が  $1/16.3\text{rad}$ 、最大荷重  $P_{max} = 69.6\text{kN}$  に達した時点の状況を示す。柱と LVL を接合するビス位置で、柱側に割裂は生じていないため、割裂防止ビスの効果が確認された。柱の引張破壊により急激に柱および LVL が持ち上がったことで土台の割裂を生じた。

写真 2.2.41：割裂防止ビスの設置状況を示す。柱脚接合金物の上部にビスを配置した。

写真 2.2.42：壁脚について加力前の状況を示す。

写真 2.2.43：壁脚について加力後の状況を示す。

写真 2.2.44：加力後の引張側柱脚を示す。柱が引張破壊した。柱脚上部のビス接合部での割裂は見られない。

写真 2.2.45：加力後の引張側柱脚を側面から示す。

写真 2.2.46：加力後の引張側柱脚を背面から示す。

写真 2.2.47：壁頭について加力前の状況を示す。

写真 2.2.48：壁頭について加力後の状況を示す。LW-2 で確認された柱頭部の割裂および桁余長部のせん断破壊は生じていない。ホールダウン金物を接合するビス長さを  $110\text{mm}$  に長くした効果と考えられる。



写真 2.2.39 試験体 LW-3 加力前



写真 2.2.40 試験体 LW-3 加力後



写真 2.2.41 割裂防止ビスの配置

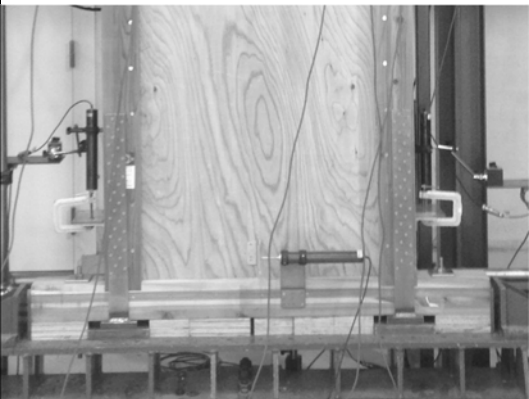


写真 2.2.42 壁脚 加力前



写真 2.2.43 壁脚 加力後

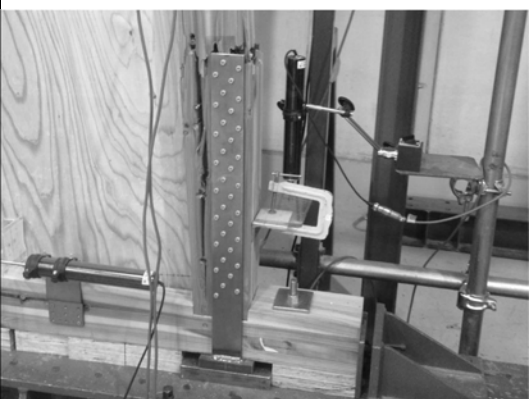


写真 2.2.44 柱引張破壊 正面

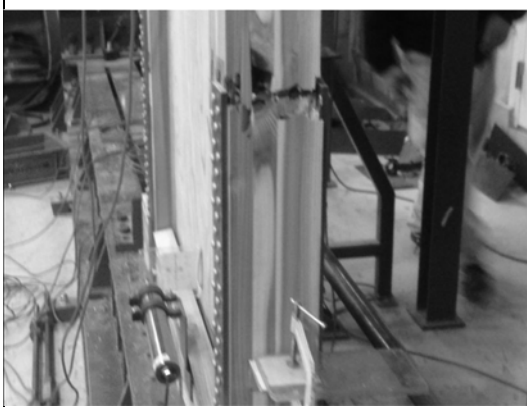


写真 2.2.45 柱引張破壊 側面



写真 2.2.46 柱引張破壊 背面

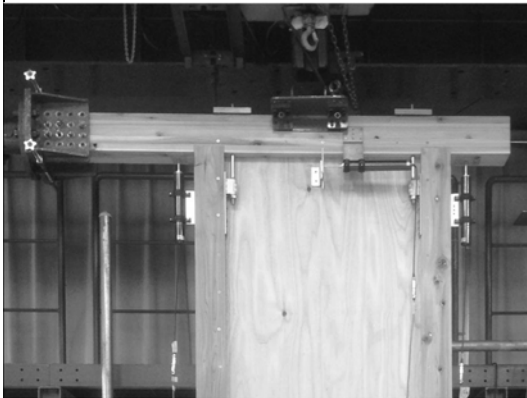


写真 2.2.47 壁頭 加力前



写真 2.2.48 壁頭 加力後

#### <試験体 LW-4 荷重—変形角曲線>

試験体 LW-4 の荷重—変形角曲線を図 2.2.18 に示す。見かけの変形角で  $1/15\text{rad}$  に達しても耐力低下しない粘り強い結果が確認された。さらに加力を継続すると  $1/13.7\text{rad}$  時点で柱が引張破壊して耐力低下した。LW-3 と同様に柱と LVL を接合するビス位置での、割裂は生じていないため、割裂補強ビスの効果は確認された。ビスが割裂を生じずに十分に塑性変形したことで、粘り強い性能が示された。

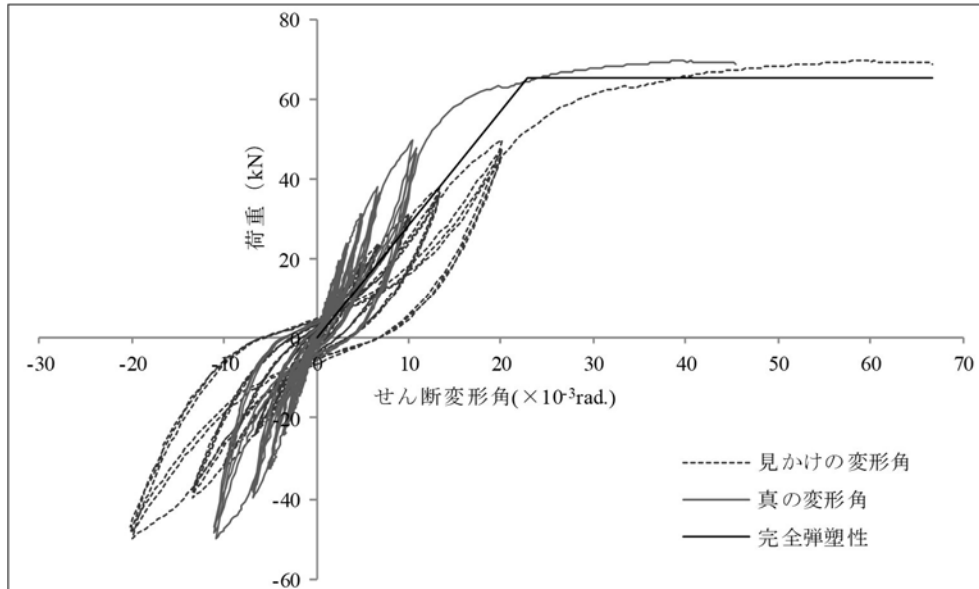


図 2.2.18 LW-4 の荷重—変形角曲線

#### <試験体 LW-4 写真>

つぎに試験体写真とその考察を示す。

写真 2.2.49：試験体 LW-4 の加力前の写真である。LW-3 試験体と同様に柱と LVL を接合するビスと直交する割裂防止のビスを配置して、割裂が伸展しないように補強した。LW-3 との違いは LVL を柱に接合するビスを表面と裏面から千鳥に配置した点である。これによって LW-3 よりもさらに割裂を防止することを意図した。

写真 2.2.50：加力後、せん断変形角が  $1/13.7\text{rad}$ 、最大荷重  $P_{\max} = 69.4\text{kN}$  に達した時点の状況を示す。柱と LVL を接合するビス位置で、柱側に割裂は生じていないため、割裂防止ビスの効果は確認された。柱の引張破壊で耐力低下した。

写真 2.2.51：壁脚について加力前の状況を示す。

写真 2.2.52：壁脚について加力後の状況を示す。LW-4 では土台に割裂を生じなかった。

写真 2.2.53：加力後の引張側柱脚を正面から示す。

写真 2.2.54：加力後の圧縮側柱脚を正面から示す。

写真 2.2.55：加力後の引張側柱脚を側面から示す。

写真 2.2.56：加力後の引張側柱脚を背面から示す。柱が引張破壊した衝撃で金物の溶接部も破断している。

写真 2.2.57：壁頭について加力前の状況を示す。

写真 2.2.58：壁頭について加力後の状況を示す。LW-2 で確認された柱頭部の割裂および桁余長部のせん断破壊は生じていない。ホールダウン金物を接合するビス長さを  $110\text{mm}$  に長くした効果と考えられる。

写真 2.2.59：加力後の引張側柱頭を示す。LW-2 で確認された柱頭部の割裂および桁余長部のせん断破壊は生じていない。ホールダウン金物を接合するビス長さを  $110\text{mm}$  に長くした効果と考えられる。

写真 2.2.60：加力後の柱脚接合金物を示す。引張破断している。

写真 2.2.61：柱脚接合金物を示す。

写真 2.2.62：柱脚接合金物の溶接状況等を示す。隅肉溶接であった。



写真 2.2.49 試験体 LW-3 加力前

写真 2.2.50 試験体 LW-3 加力後

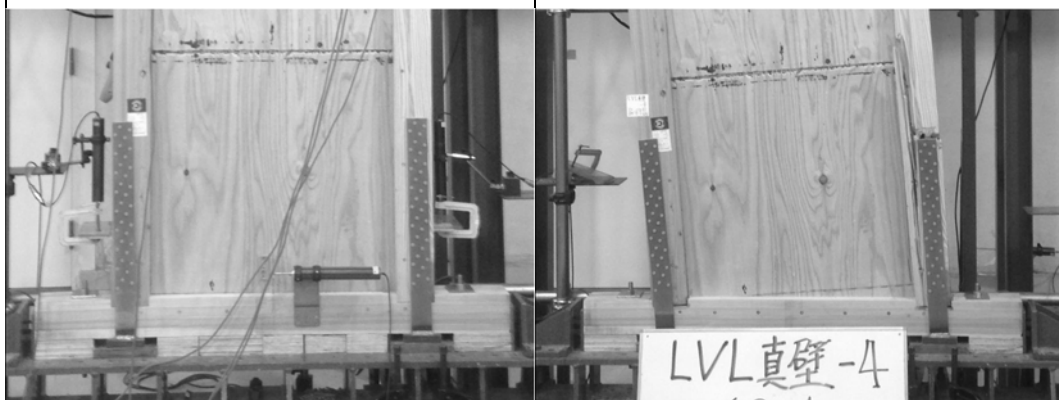


写真 2.2.51 壁脚 加力前

写真 2.2.52 壁脚 加力後

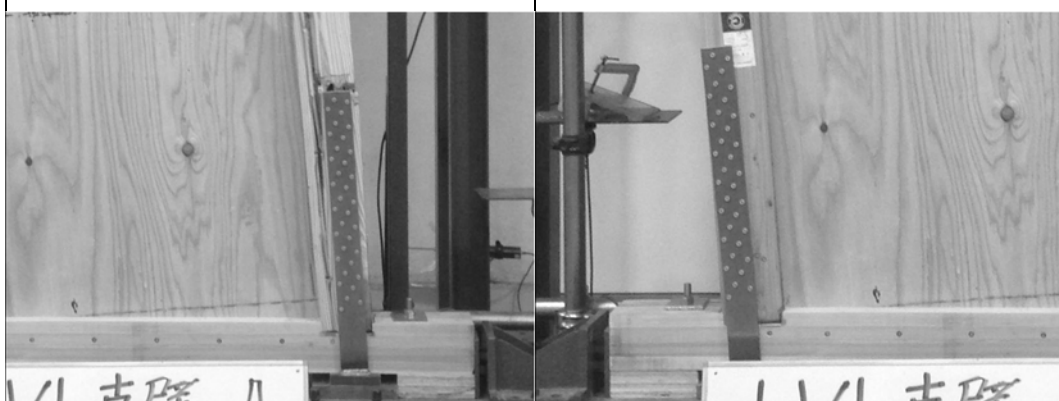


写真 2.2.53 柱引張破壊 正面

写真 2.2.54 圧縮側柱脚 正面





写真 2.2.55 試験体 LW-3 加力前



写真 2.2.56 試験体 LW-3 加力前



写真 2.2.57 壁頭 加力前



写真 2.2.58 壁頭 加力後



写真 2.2.59 壁頭 加力前



写真 2.2.60 壁頭 加力後



写真 2.2.61 試験体 LW-3 加力前

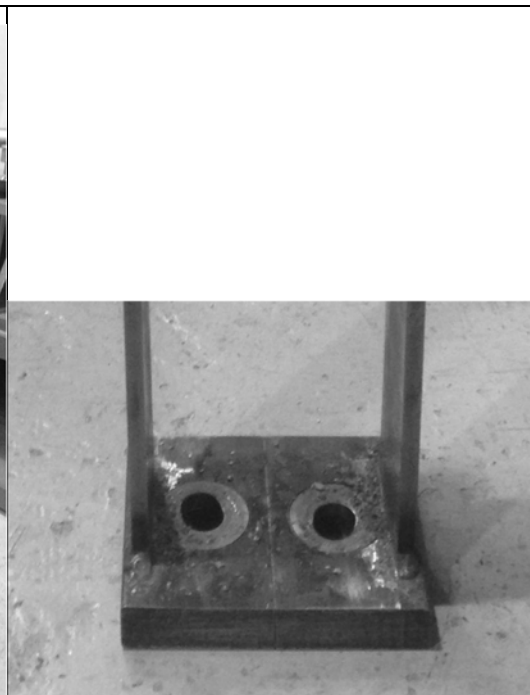


写真 2.262 壁頭 加力後

### <特性値一覧>

各試験体の荷重 - 変形角曲線を完全弾塑性モデル化し、算出した特性値を表 2.2.4 に示す。

最大耐力 $P_{max}$ を比較すると、LW-1 が 48.5kN で最も比較結果となった。これは柱と LVL を接合するビス耐力よりも、柱の浮き上がりに抵抗するタイバーの降伏耐力が下回ったため、その耐力で最大耐力が決まったためである。LW-2 は 61.2kN であり、LW-3、LW-4 の 69.6kN、69.4kN に対して、11%ほど低い結果となった。LW-2 は、柱側に割裂を生じて耐力低下したのに対して、LW-3、LW-4 は割裂補強を行い、割裂破壊を生じなかったことで最大耐力が増加した。

剛性 $K$ を比較すると、LW-1 はタイバーの変形が大きくなったことで、剛性が最も低い値となった ( $K = 1.81 \times 10^3 \text{ kN/rad}$ )。柱脚をビス金物で接合した LW-2~4 の剛性の平均値 ( $=2.81 \times 10^3 \text{ kN/rad}$ ) と比較すると、64.4%に低下しているため、タイバーを用いるには剛性にその影響を考慮する必要があることが明らかとなった。LW-2 と LW-3 の剛性を比較すると、LW-3 の剛性が 16.1%低い結果となっている。割裂補強以外の仕様は同一としているため、材料と試験体制作精度によるばらつきと考えられる。

靱性を示す $D_s$ を比較すると、LW-4 が最も小さく ( $D_s=0.456$ )、LW-3 が最も大きい値となった ( $D_s=0.504$ )。LW-3 の初期剛性が LW-2、LW-4 と比較して低い値となり、降伏点変形角が大きくなったことが、 $D_s$ に影響しているが、概ね $D_s=0.45 \sim 0.50$  程度になることが確認された。

表 2.2.4 LVL 耐力壁 特性値一覧

試験体名	最大耐力 $P_{max}$ (kN)	終局耐力 $P_u$ (kN)	剛性 $K$ ( $10^3 \text{ kN/rad}$ )	塑性率 $\mu$	降伏点変形角 $\gamma_v$ ( $10^{-3} \text{ rad}$ )	終局変形角 $\gamma_u$ ( $10^{-3} \text{ rad}$ )	構造特性 $D_s$
LW-1	48.5	44.5	1.81	2.72	24.5	66.7	0.475
LW-2	61.2	57.1	3.04	2.56	18.8	48.1	0.493
LW-3	69.6	62.6	2.55	2.47	24.6	60.6	0.504
LW-4	69.4	65.0	2.83	2.91	22.9	66.7	0.456

### <壁倍率評価>

各試験体の特性値から基準耐力 $P_0$ を算出した。その一覧を表 2.2.5 に示す。

$$P_0 = \min \left( P_y, 0.2P_u\sqrt{2\mu-1}, \frac{2}{3}P_{max}, P_{120} \right)$$

ここで、 $P_{120}$ ：みかけの変形角で  $1/120 \text{ rad}$  時の荷重値

各 1 体のみの試験であるため、ばらつきは考慮していない。

施工のばらつき等を考慮して定める壁倍率の低減係数 $\alpha$ は 1.0 としている。

目標壁倍率を 15 倍として設計を行ったが、LW-1 はタイバーの軸変形により剛性が低下したことで壁倍率 9.3 倍となり、目標値を 38%下回る結果となった。LW-2 は柱が割裂したことで、最大耐力が小さくなったことで壁倍率 13.0 倍となり、目標値を 13.3%下回る結果となった。LW-3、LW-4 の平均した壁倍率が 14.7 倍となり、目標とした耐力が得られることを確認した。

表 2.2.5 LVL 耐力壁 壁倍率評価

試験体名	試験特性値 (kN)				基準耐力 (kN)	壁倍率
	$P_y$	$0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$	$(2/3)P_{max}$	$P_{120}$	$P_0$	
LW-1	28.2	18.7	32.3	16.6	16.6	9.3
LW-2	32.7	23.2	40.8	27.5	23.2	13.0
LW-3	40.5	24.8	46.4	25.4	24.8	13.9
LW-4	37.7	28.5	46.3	27.6	27.6	15.5

### ＜予備試験結果まとめ＞

LVL 面材をビス接合した耐力壁を設計し、4 種類の仕様（LW-1、LW-2、LW-3、LW-4）で面内せん断試験を実施した。

試験体 LW-1 は、柱にスリット加工してタイバーを内蔵し、鉄骨架台と桁を座金を介して直結した。柱と LVL はスリットに嵌合し、ビス 2 面せん断接合した。桁および土台と LVL は嵌合せず、受け材を介してビス接合した。

その試験結果は、最大耐力 $P_{max} = 48.5\text{kN}$ 、基準耐力 $P_0$ は、せん断変形角  $1/120\text{rad}$  時の耐力が最小となり、壁倍率換算で 9.3 倍となった。タイバーの軸変形が付加され、その他の試験体に比べて剛性が低い結果となった。ただし、割裂等が確認されず変形性能は高いことが示された。

試験体 LW-2 は、LW-1 と次の仕様を変えた。柱脚を JIS 木造校舎の技術資料で示されている接合金物で接合し、柱と同様に桁および土台にもスリット加工して LVL と嵌合し、ビス 2 面せん断接合した。

その試験結果は、最大耐力 $P_{max} = 61.2\text{kN}$ 、基準耐力 $P_0$ は、 $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$ の耐力が最小となり、壁倍率換算で 13.0 倍となった。柱脚の接合金物の剛性が高いことで、LW-1 に比べて $P_0$ が 1.4 倍になった。ただし、せん断変形角が  $1/20.8\text{rad}$  に達し他時点で、柱のビス接合部で割裂が柱脚から柱まで進展し、耐力低下した。土台および桁にもビス接合部で割裂が確認された。

試験体 LW-3 は、LW-2 で柱に割裂が確認されたため、柱頭と桁を接合するビス止めホールダウン U(短期許容耐力 25kN、カネシン)を柱に固定するビスを長さ 115mm のビス(YPR-115、カネシン)に変更し、柱の割裂防止するビスを土台天端から 775mm の位置に追加する補強を行った。この変更以外は LW-2 と同仕様とした。

その試験結果は、最大耐力 $P_{max} = 69.6\text{kN}$ 、基準耐力 $P_0$ は、 $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$ の耐力が最小となり、壁倍率換算で 13.9 倍となった。割裂補強の効果で、柱に割裂が生じないことを確認した。これによって、LW-2 に対して最大耐力が 13.7%向上した。 $1/16.5\text{rad}$  に達した時点で柱が引張破壊して耐力低下する結果となった。

試験体 LW-4 は、その他の試験体では LVL を片面から柱にビス接合しているのに対し、柱の表面と裏面から千鳥に接合した。その他は LW-3 と同一仕様とした。

その試験結果は、最大耐力 $P_{max} = 69.4\text{kN}$ 、せん断変形角  $1/120\text{rad}$  時の耐力が最小となり、壁倍率換算で 15.5 倍となった。LW-3 と同様に割裂補強の効果で、柱に割裂が生じないことを確認した。これによって、LW-2 に対して最大耐力が 13.3%向上した。 $1/15\text{rad}$  に達して耐力低下しなかったため、更に加力を継続したところ  $1/13.7\text{rad}$  時、LW-3 と同様に柱が引張破壊して耐力低下する結果となった。

以上、LW-3、LW-4 の試験結果から、壁倍率換算 15 倍程度の耐力が確保できることが明らかになった。

仕様一覧を以下に示す。

- ①柱、桁および土台は  $120 \times 120\text{mm}$ (E65-F210、樹種スギ)、LVL 面材は  $t=30\text{mm}$ (B 種、80E、カラマツ)
- ②LVL 面材を柱、桁および土台に嵌合させてビス 2 面せん断接合(ビス  $\phi 6\text{mm}$ 、 $L=110\text{mm}$ 、@150)
- ③JIS 木造校舎の技術資料に示されている金物で柱脚を固定
- ④柱の割裂を防止するため、割裂補強ビスを追加

## 2.2.4 面内せん断試験（本試験）

予備試験にて、試験体 LW-3 は壁倍率 14 倍相当の十分な耐力が得ることが確認された。また柱の割裂を防ぐための補強ビスを配置することで、十分な変形性能が得られることを明らかにした。LW-4 は LW-3 を上回る性能が確認されたが、柱の両面からビス接合するため意匠上好ましくない。そのため、LW-3 試験体を採用し、同仕様で 3 体の本試験を行った。

### 2.2.4.1 試験体概要

本試験体を LW-5 とし、試験体概要を図 2.2.19 に示す。LW-3 と同一仕様としているが、柱の内法長さ  $h$  を  $h=2760\text{mm}$ (LW-3) から、 $h=3060$ (LW-5) へ変更している。これによって、 $h$  が 10.9% 増加し、それによる柱に生じる引張力も同様に 10% 程度増加する。

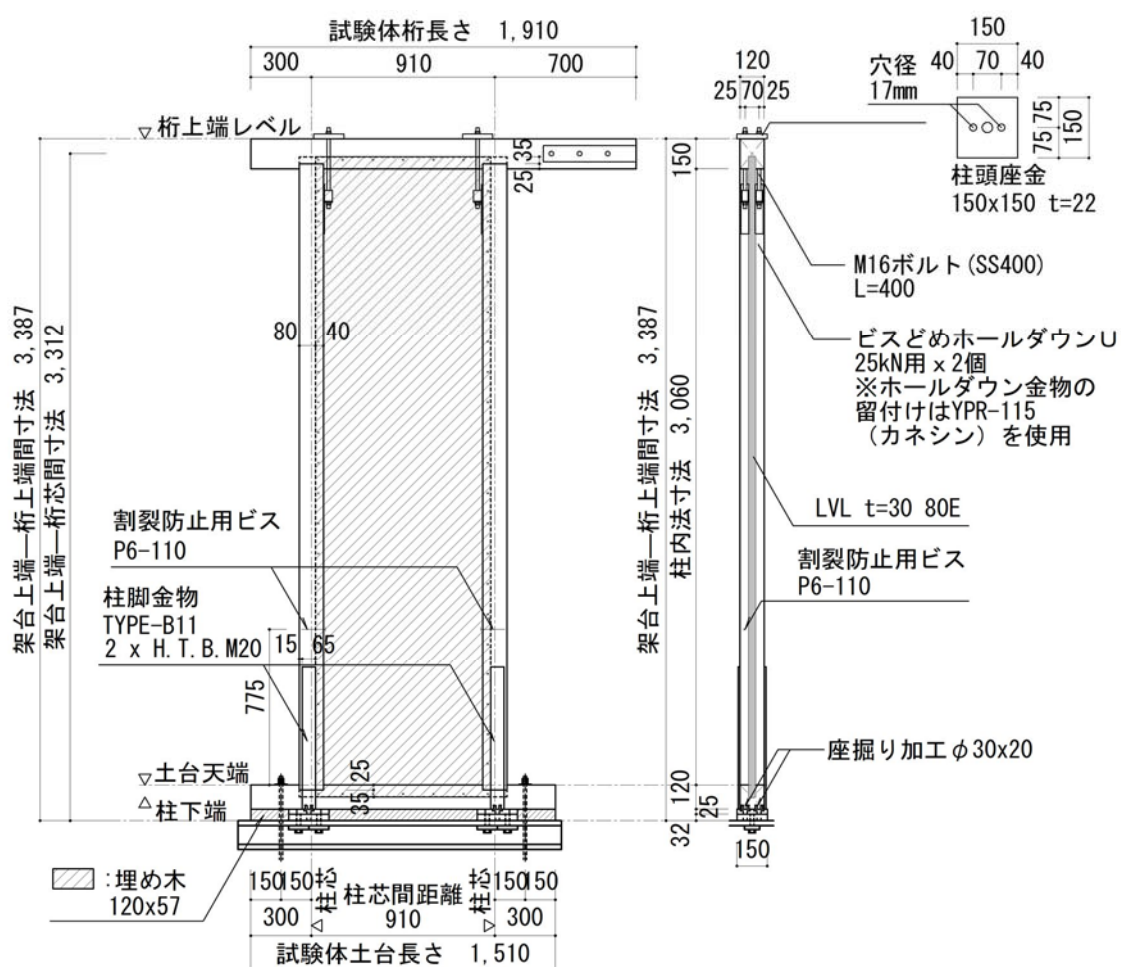
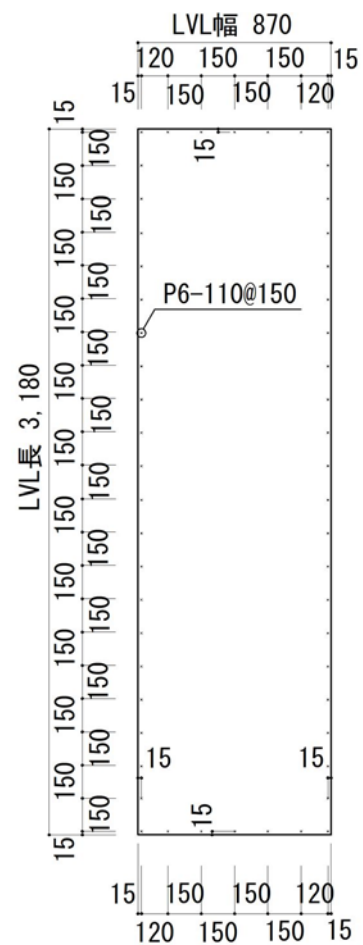
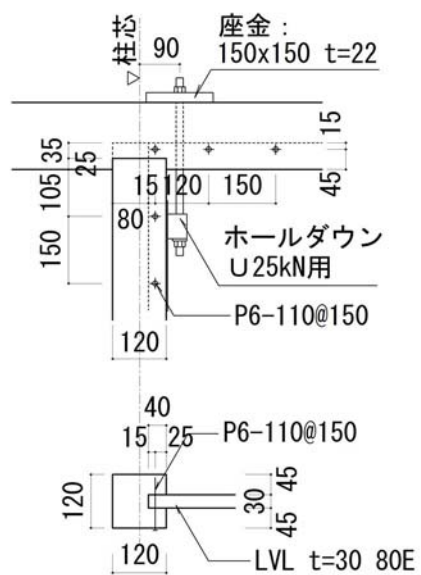


図 2.2.19 LW-5 試験体図



#### 2.2.4.2 試験方法

面内せん断試験は、予備試験と同様に柱脚固定式でおこなった。土台を座金を介して鉄骨架台に緊結した。水平方向は鉄骨架台と一体としたストッパーで拘束した。

変位計設置位置を図 2.2.22 す。変位計の測定値から変形角をそれぞれ次式で算出した。

$$\text{みかけのせん断変形角} = (\text{変位計③} - \text{変位計④}) / 3,195\text{mm}$$

$$\text{真のせん断変形角} = (\text{変位計①} - \text{変位計⑨}) - (\text{変位計④} - \text{変位計⑩}) / 3,195\text{mm}$$

桁とアクチュエータをボルト接合し、みかけのせん断変形角が  $1/450$ 、 $1/300$ 、 $1/200$ 、 $1/150$ 、 $1/100$ 、 $1/75$ 、 $1/50\text{rad}$  毎にそれぞれ正負 3 回繰り返し加力した。その後は最大荷重の 80% に荷重低下するか、見かけのせん断変形角が  $1/15\text{rad}$  に達するまで加力した。

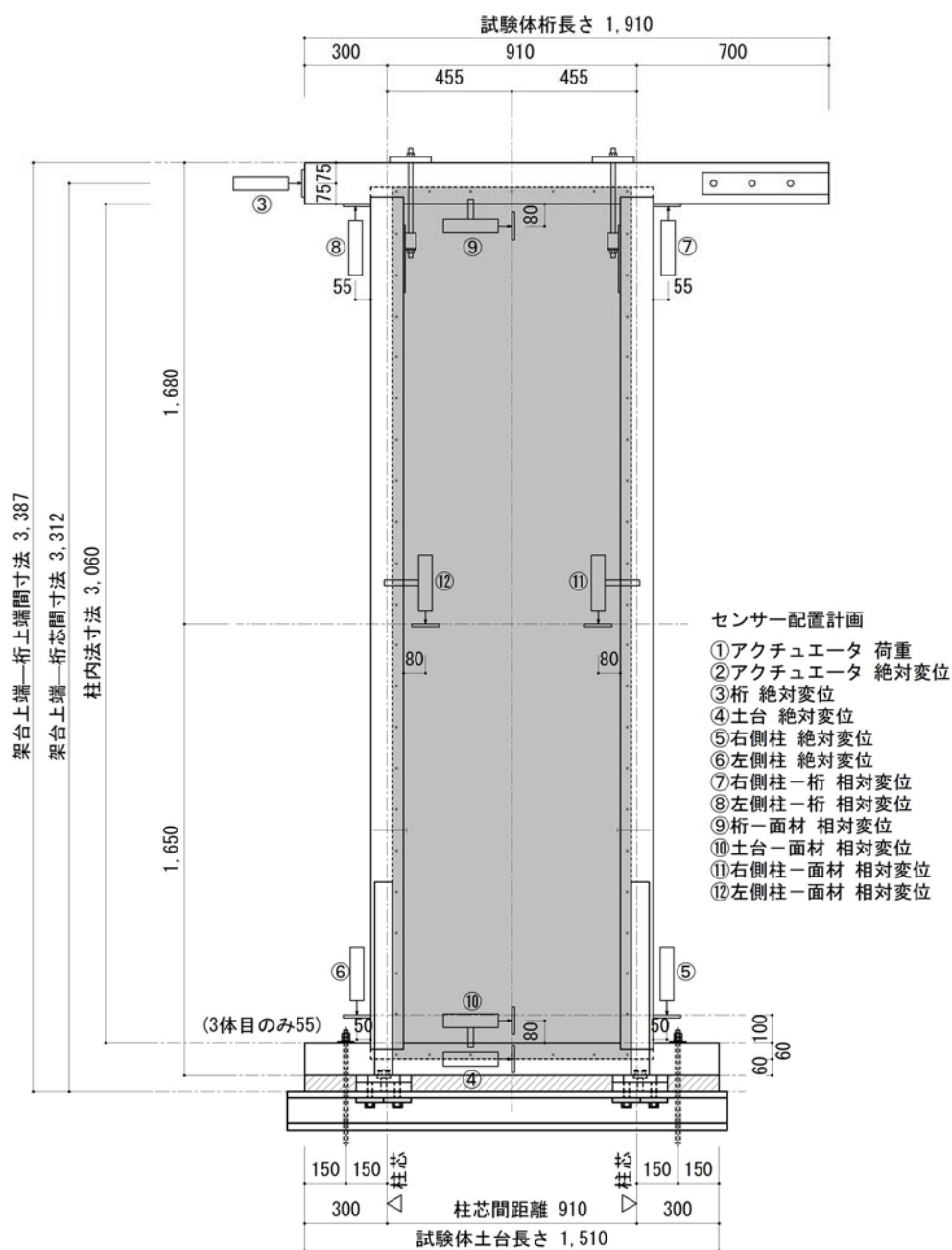


図 2.2.22 変位計設置図

### 2.2.4.3 試験結果

#### <試験体 LW-5-1 荷重—変形角曲線>

試験体 LW-5-1 の荷重—変形角曲線を図 2.2.23 に示す。見かけの変形角で  $1/36.2\text{rad}$  に達した時点(最大耐力  $P_{\max} = 58.3\text{kN}$ )で、柱が引張破壊を生じて耐力低下した。予備試験では、試験体 LW-3 が、みかけの変形角で  $1/16.3\text{rad}$  ( $P_{\max} = 69.6\text{kN}$ )、また試験体 LW-4 が  $1/13.7\text{rad}$  ( $P_{\max} = 69.4\text{kN}$ )に達するまで破壊が生じなかったのに対して、変形性能が低い結果となった。

その要因は、予備試験から本試験で壁高さ（桁芯から土台芯の寸法）が、2,895 から 3,195mm へ 10.3%増加したことで、引張力も 10%程度増加したことが考えられた。予備試験の  $P_{\max}$  をおよそ 69kN とすると、10%低減した 62kN 程度で柱が引張破壊を生じることが推測される。

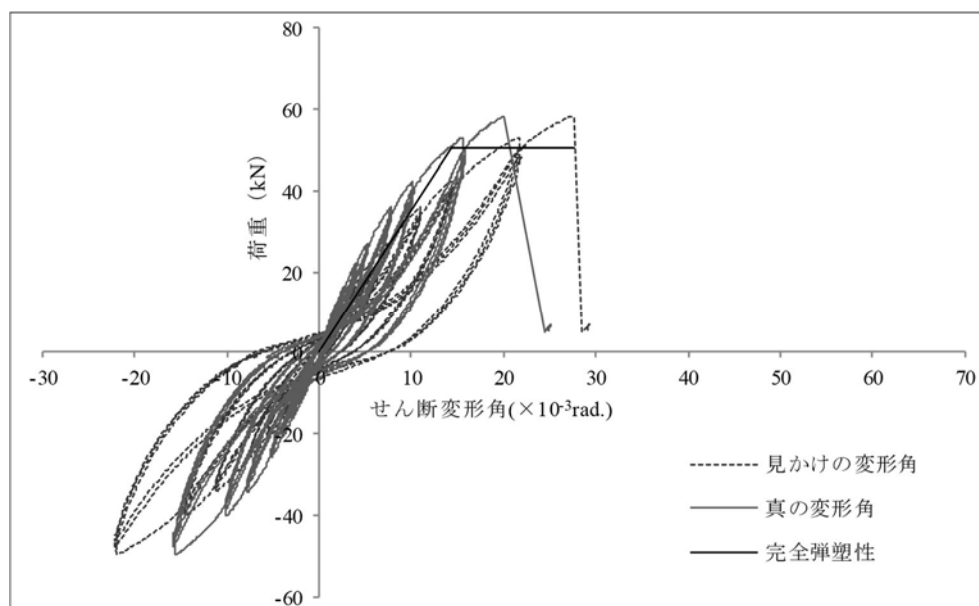


図 2.2.23 LW-5-1 の荷重—変形角曲線

#### <試験体 LW-5-1 写真>

つぎに試験体写真とその考察を示す。

写真 2.2.63：試験体 LW-5 の加力前の写真である。試験体 LW-3 と同様の仕様としているが、柱の内法長さ  $h$  を  $h=2760\text{mm}$ (LW-3)から、 $h=3060$ (LW-5)へ変更している。

写真 2.2.64：加力後、せん断変形角が  $1/36.2\text{rad}$ 、最大荷重  $P_{\max} = 58.3\text{kN}$  に達した時点で、柱が引張破壊を生じて耐力低下した。

写真 2.2.65：壁脚について加力前の状況を示す。

写真 2.2.66：壁脚について加力後の状況を示す。正面から確認すると引張側柱脚付近で、土台に割れを確認できる。まだ LVL の回転変形量が小さい段階であるため、土台に生じる割れが小さいと考えられる。

写真 2.2.67：加力後の引張側柱脚を正面から示す。接合金物の上端位置で柱が引張破壊していることが確認できる。柱に生じる引張力は土台との接合位置で最大となるのに対して、引張破壊が生じた位置が接合金物上部であるため、ビスによる柱の断面欠損を考慮し、有効断面で引張耐力を検討する必要があると考えられる。

写真 2.2.68：加力後の圧縮側柱脚を正面から示す。土台にめりこみが生じていない。これは柱の圧縮力が接合金物を介して鉄骨架台に伝達されていることを示している。つまりこの接合金物は圧縮力を伝達する効果も有することが明らかになった。土台のめりこみ耐力が不足する場合、柱勝ちとして直接基礎に軸力を伝達する方法が採用されるが、この接合金物を採用すると土台勝ちで設計可能である。ただし、長期軸力が大きい柱の柱脚に採用する際、その影響を考慮して接合金物を設計する必要があると考えられる。

写真 2.2.69：加力後の引張側柱脚を側面から示す。



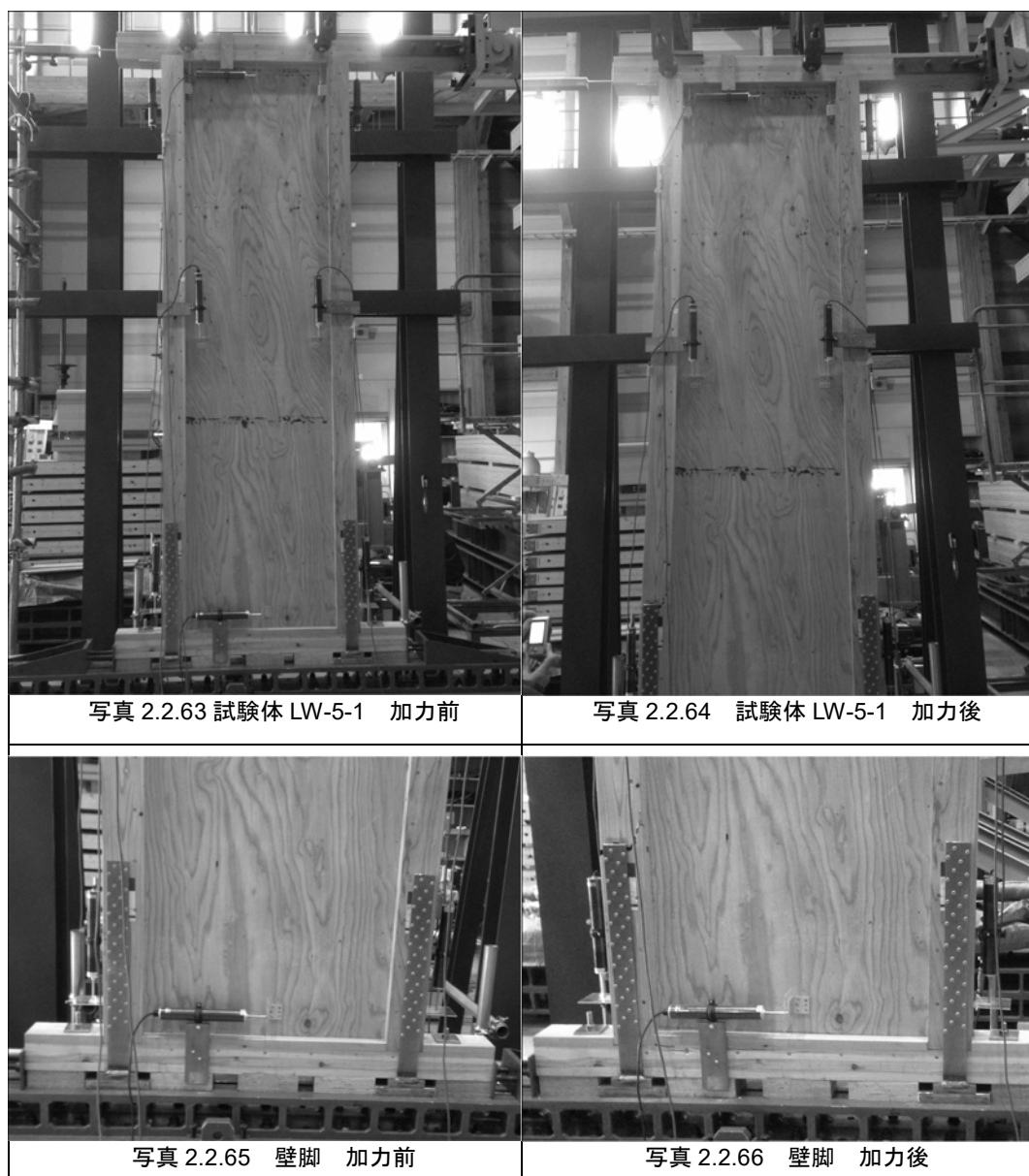
写真 2.2.70 : 加力後の引張側柱脚を背面から示す。土台に割裂が確認された。

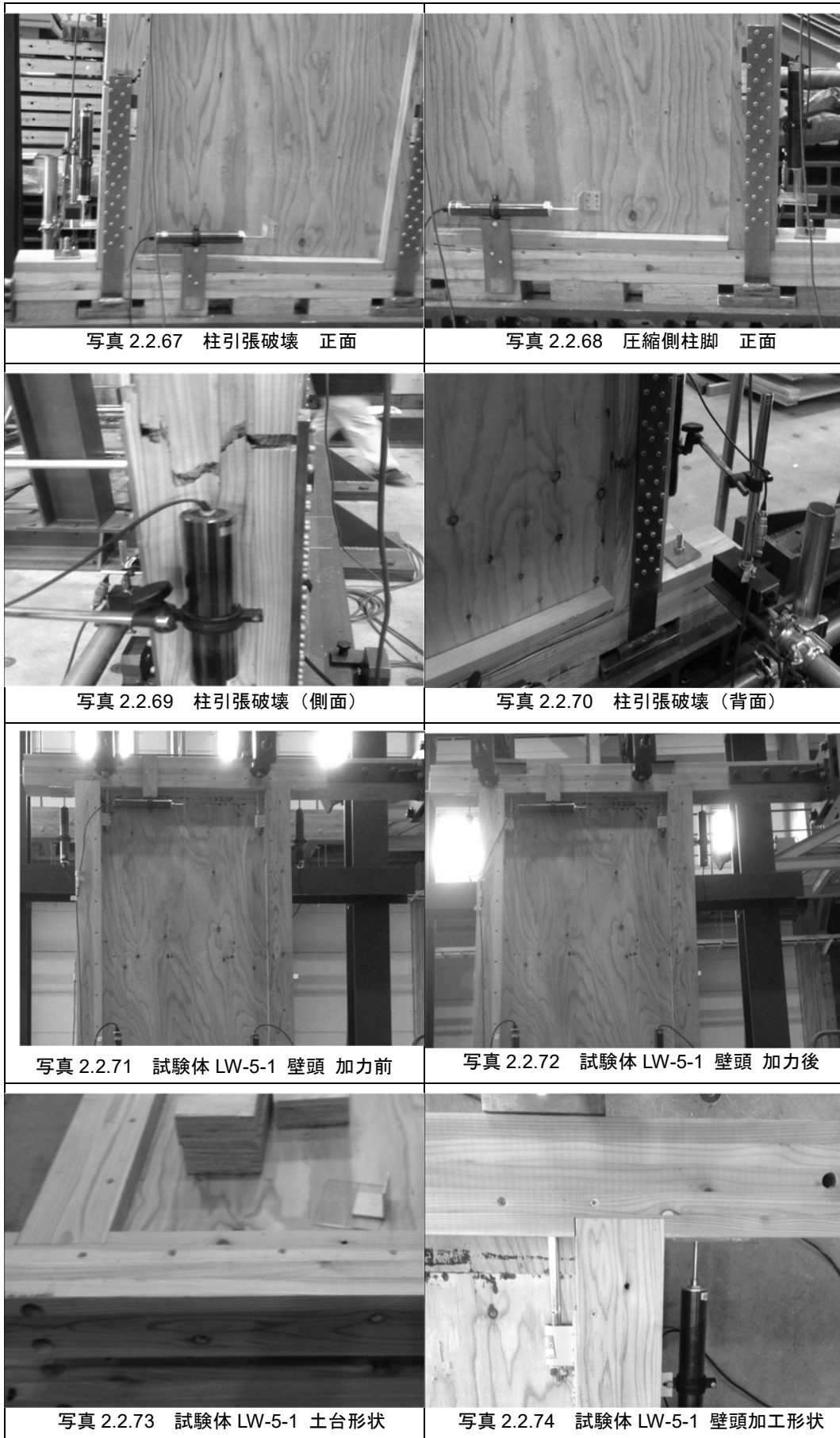
写真 2.2.71 : 壁頭について加力前の状況を示す。

写真 2.2.72 頭について加力後の状況を示す。桁に割裂等の損傷は確認されなかった。

写真 2.2.73 力前の土台加工状況を示す。柱を大入れすることで、柱側面の支圧により水平せん断力を伝達する設計とした。LVL が終局時に持ち上がり、土台に割裂が生じるとビスの負担する水平せん断力が減少することが想定されたため、終局時の補強としてそのような接合方法を採用した。

写真 2.2.74 力前の桁と柱頭の接合部を示す。柱頭も柱脚と同様に、桁に大入れしている。桁と柱頭をホールダウン金物で接合している。柱脚固定式の試験では、柱頭には引張力が生じないと考えられるが、真壁耐力壁の圧縮筋交効果を発揮するには、面材と桁との間で生じた圧縮力によって、桁が持ち上がることを防止する必要があるため、ここではホールダウン金物を接合した。





#### <試験体 LW-5-2 荷重—変形角曲線>

試験体 LW-5-2 の荷重—変形角曲線を、図 2.2.24 に示す。見かけの変形角で  $1/15\text{rad}$  に達するまで耐力低下を生じなかった。最大耐力は  $71.9\text{kN}$  であった。最終的な破壊性状を確認するため、更に加力を継続したところ、 $1/14.3\text{rad}$  に達した時点で、引張側柱柱頭の大入れ接合部にて、桁余長部がせん断破壊した。そして  $1/12.1\text{rad}$  の時点で、引張側柱の上部で破壊が生じた。

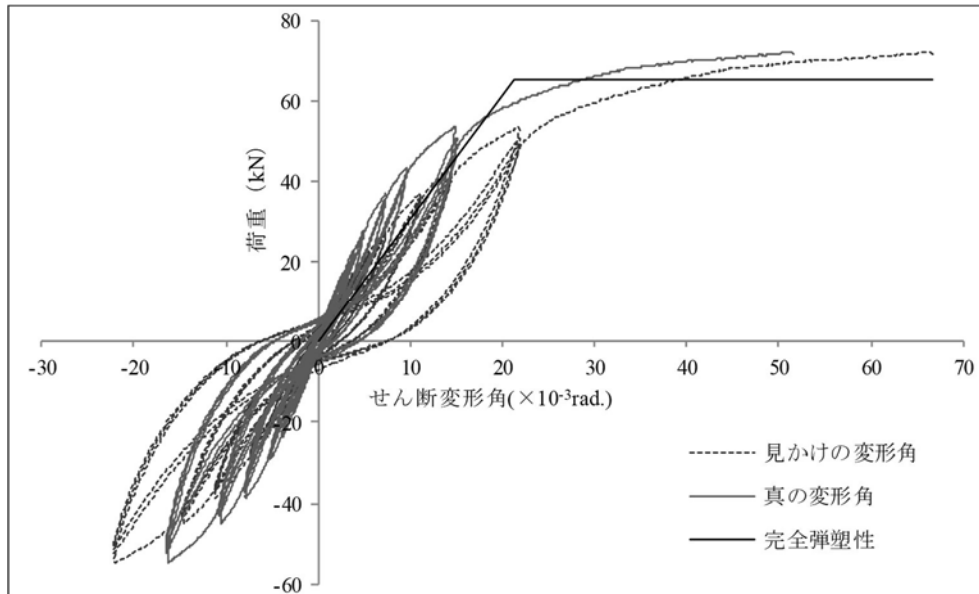


図 2.2.24 LW5-2 の荷重—変形角曲線

#### <試験体 LW-5-2 写真>

つぎに試験体写真とその考察を示す。

写真 2.2.75：試験体 LW-5-2 の加力前の写真。

写真 2.2.76：試験体 LW-5-2 の加力後( $1/12.1\text{rad}$  時)の写真。せん断変形角が  $1/15\text{rad}$  に達しても耐力低下せず、 $1/14.1\text{rad}$  で桁余長部がせん断破壊し耐力低下した。さらに  $1/12.1\text{rad}$  で柱折損が確認された。

写真 2.2.77：加力後の引張側柱脚を正面から示す。耐力低下の要因となる柱脚の破壊は確認されなかった。

写真 2.2.78：加力後の圧縮側柱脚を正面から示す。土台にめりこみが生じていない。耐力低下の要因となる柱脚の破壊は確認されなかった。土台に割裂が生じていない。

写真 2.2.79：壁頭について加力後の状況を示す。桁に割裂は確認されなかったが、引張側柱頭大入れ接合部から桁余長がせん断破壊している。このことにより、水平せん断力は LVL と桁を接合するビスよりも、大入れ接合によって主に伝達されていたことが明らかになった。またその後、柱頭から少し下がった位置で柱が折れたが、これは桁余長部で伝達されていたせん断力が、急に開放されて柱にエネルギーが伝達されたと考えられるが、現時点でメカニズムは判明していない。

写真 2.2.80：桁余長部のせん断破壊（斜め側面）を示す。

写真 2.2.81：桁余長部のせん断破壊（側面）を示す。

写真 2.2.82：せん断破壊した桁の破片を示す。

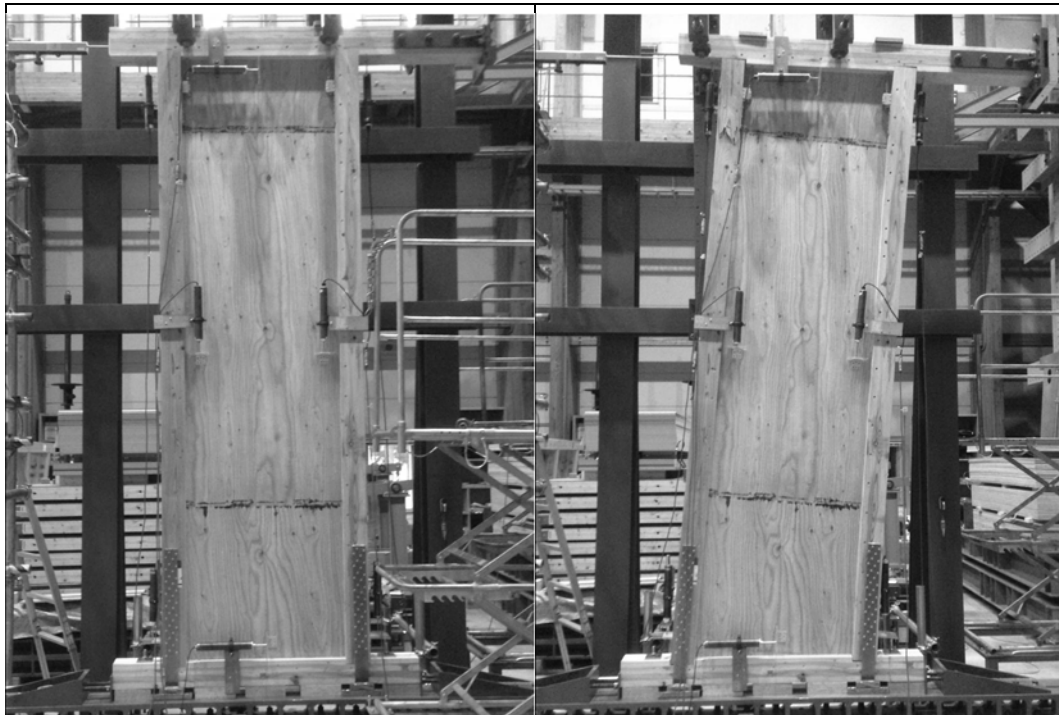


写真 2.2.75 試験体 LW-5-2 加力前

写真 2.2.76 試験体 LW-5-2 加力後

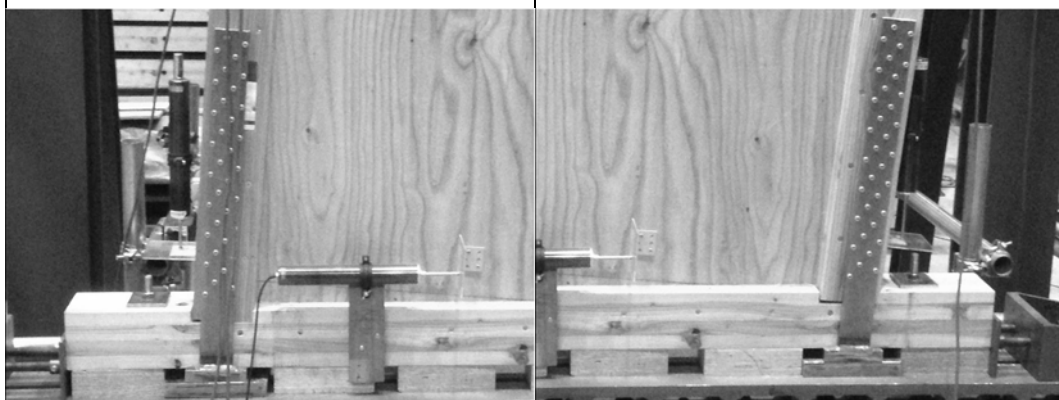


写真 2.2.77 引張側柱脚 正面

写真 2.2.78 圧縮側柱脚 正面

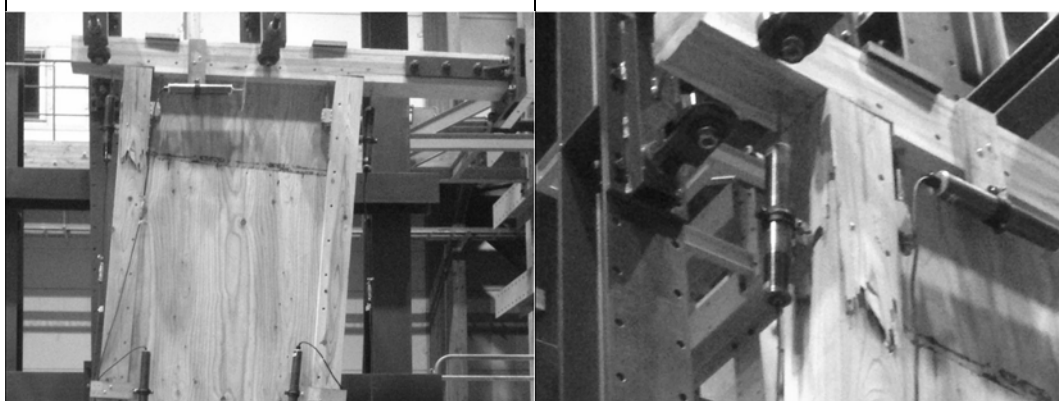
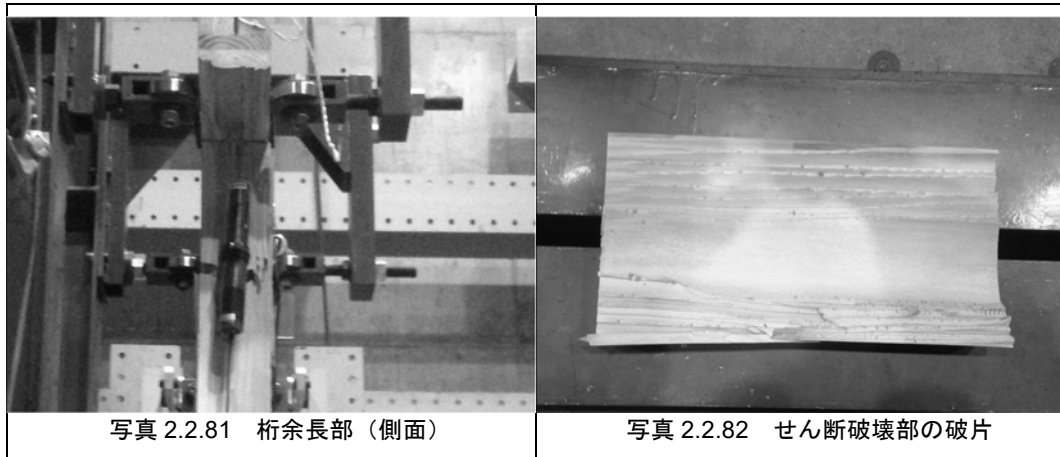


写真 2.2.79 壁頭 加力後

写真 2.2.80 桁余長部のせん断破壊



#### ＜試験体 LW-5-3 荷重—変形角曲線＞

LW-5-3 の荷重—変形角曲線を、図 2.2.25 に示す。1/16.0rad に達した時点で、引張側柱柱頭の大入れ接合部から桁余長部がせん断破壊し、耐力低下した。最大耐力は 72.1kN も LW-5-2 とほぼ同じ値であった。最終的な破壊性状を確認するため、更に加力を継続したところ、1/12.0rad に達した時点で、引張側柱脚接合金物の溶接部が破断した。

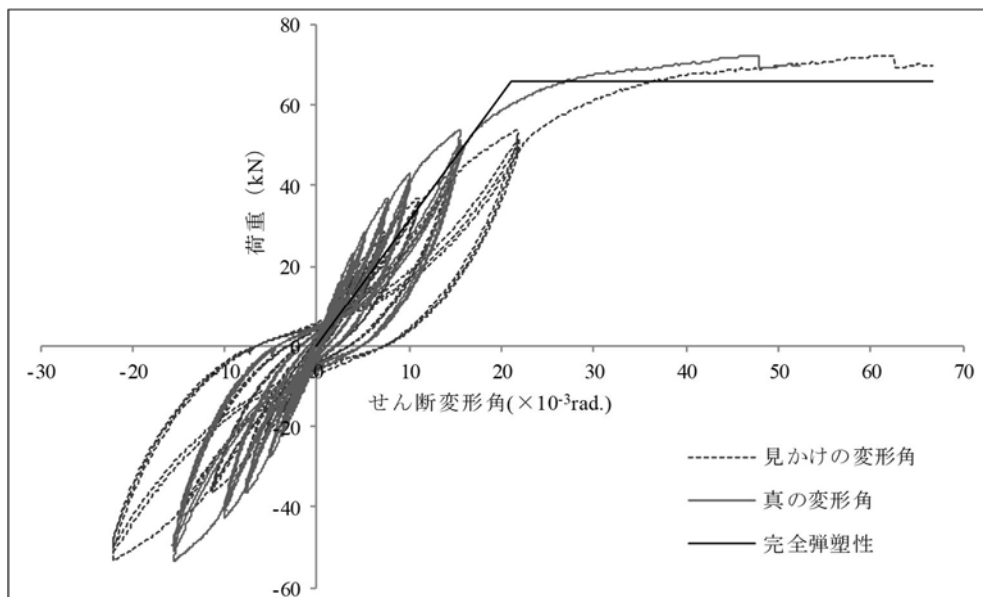


図 2.2.25 LW5-3 の荷重—変形角曲線

#### ＜試験体 LW-5-3 写真＞

つぎに試験体写真とその考察を示す。

写真 2.2.83：試験体 LW-5 の加力前の写真。

写真 2.2.84：試験体 LW-5 の加力後(1/12.1rad 時)の写真。せん断変形角が 1/15rad に達しても耐力低下せず、1/14.1rad で桁余長部がせん断破壊し耐力低下した。さらに 1/12.1rad で柱折損が確認された。

写真 2.2.85：加力後の引張側柱脚を正面から示す。耐力低下の要因となる柱脚の破壊は確認されなかった。

写真 2.2.86：加力後の引張側柱脚を背面から示す。

写真 2.2.87：加力後の圧縮側柱脚を正面から示す。土台にめりこみが生じていない。耐力低下の要因となる柱脚の破壊は確認されなかった。土台に割裂が生じていない。

写真 2.2.88：壁頭について加力後の状況を示す。桁に割裂は確認されなかったが、引張側柱頭大

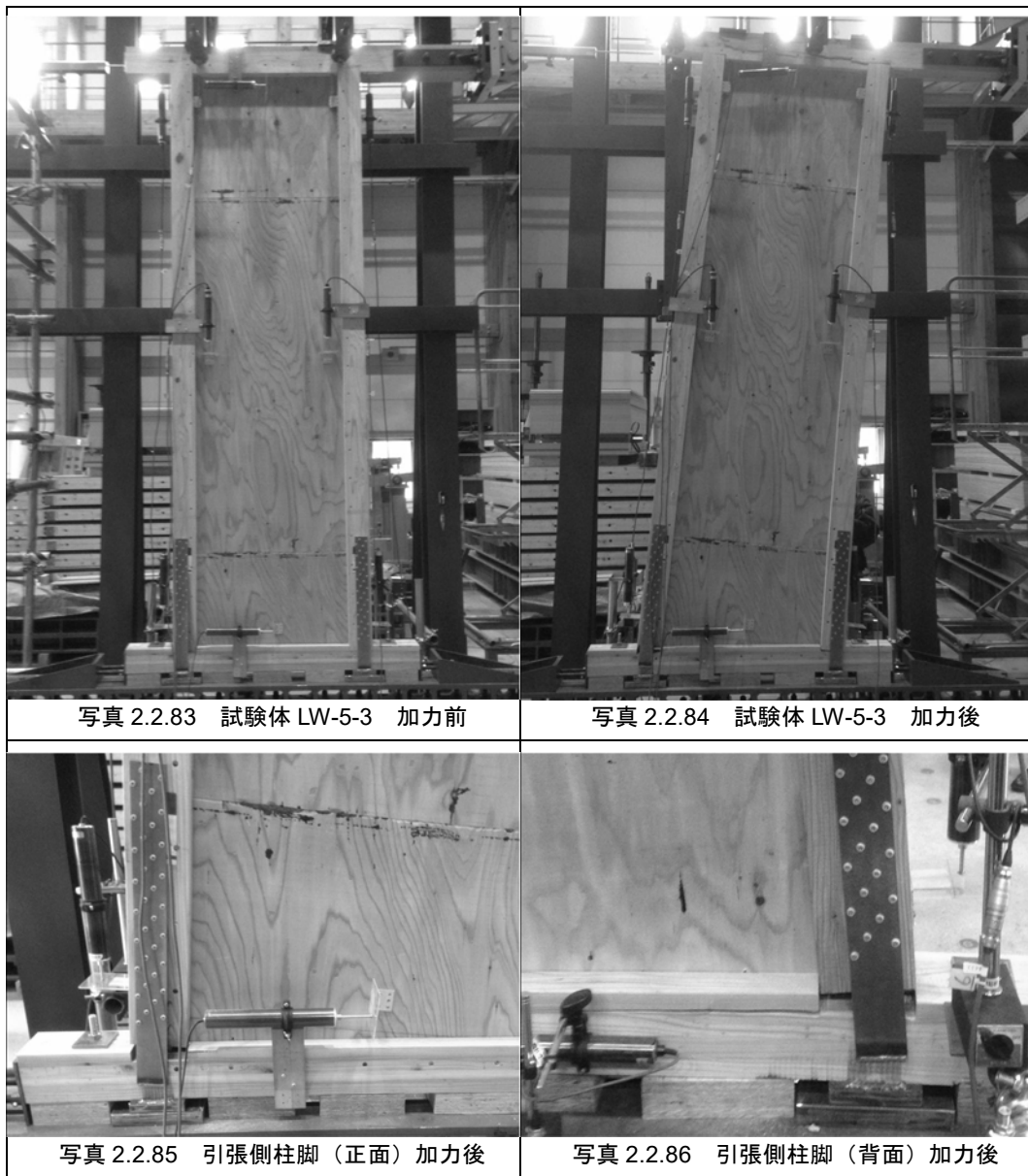
入れ接合部から桁余長がせん断破壊している。このことにより、水平せん断力は LVL と桁を接合するビスよりも、大入れ接合によって主に伝達されていたことが明らかになった。またその後、柱頭から少し下がった位置で柱が折れたが、これは桁余長部で伝達されていたせん断力が、急に開放されて柱にエネルギーが伝達されたと考えられるが、現時点でメカニズムは判明していない。

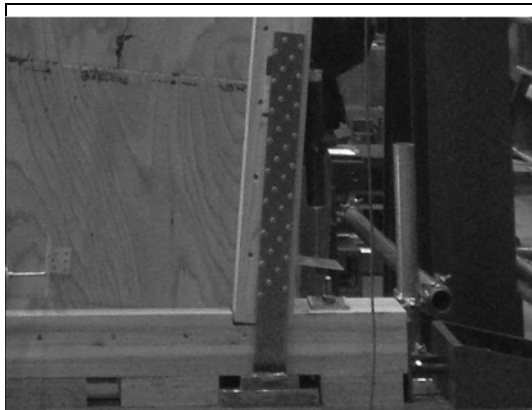


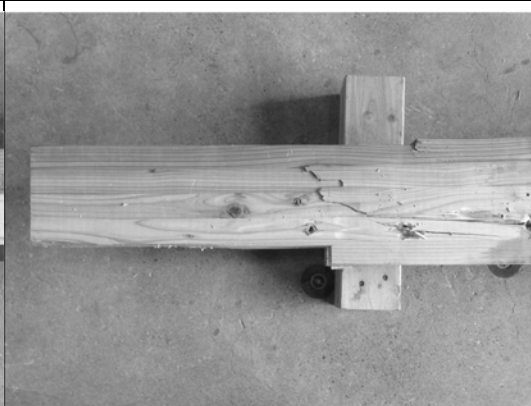
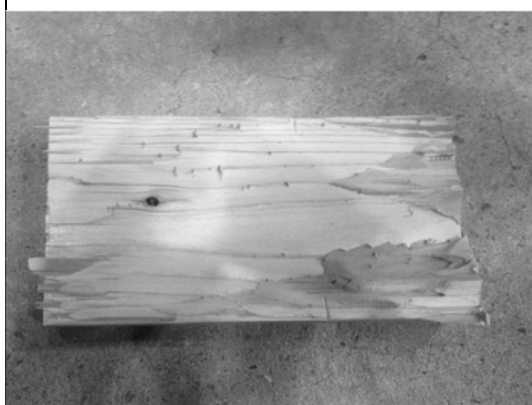

写真 2.2.89：桁余長部のせん断破壊（斜め側面）を示す。

写真 2.2.90：桁余長部のせん断破壊（側面）を示す。

写真 2.2.91：せん断破壊した桁の破片を示す。

写真 2.2.92：柱の材料規格



	
<p>写真 2.2.87 圧縮側柱脚柱脚</p>	<p>写真 2.2.88 壁頭 加力後</p>
	
<p>写真 2.2.89 桁の割裂破壊</p>	<p>写真 2.2.90 桁余長部せん断破壊</p>
	
<p>写真 2.2.91 せん断破壊部の破片</p>	<p>写真 2.2.92 柱材料規格</p>



### <特性値一覧>

各試験体の荷重－変形角曲線を完全弾塑性モデル化し、算出した特性値を表 2.2.6 に示す。

最大耐力 $P_{max}$ を比較すると、試験体 LW-5-2 と LW-5-3 はそれぞれ 71.9kN、72.2kN でありほぼ同じ値となったが、試験体 LW-5-1 は柱が引張破壊したため、58.3kN で最も低い結果となった。19.4%低い結果となった。

各試験体の荷重－変形角曲線を重ねて示す(図 2.2.26)。荷重－変形角関係は、ほぼ重なっており、剛性のばらつきが小さい結果が確認された。ただし LW-5-1 は脆性破壊を生じたことで、明らかに終局までの吸収エネルギー量が少ないことがわかる。LW-5-1 は塑性率が 1.91 となり、LW-2、LW-3 の 3.16 (平均値) に対して、39.6%低い結果となった。

剛性 $K$ を比較すると、LW-5-1 が最も大きく ( $K = 3.51 \times 10^3 \text{ kN / rad}$ )、LW-5-2、LW-5-3 の剛性 ( $= 3.11 \times 10^3 \text{ kN / rad}$  平均値) と比較すると、12.9%高くなっている。ただし、荷重－変形角曲線で剛性に違いは見られず、これは完全弾塑性モデル化における降伏点変位が小さくなったことが理由と考えられる。つまり終局変位が小さいと、完全弾塑性モデルにおいて剛性が大きくなる問題点が確認された。

靱性を示す $D_s$ を比較すると、LW-5-2、LW-5-3 の値は 0.433(平均値)となった。それに対して、LW-5-1 は、0.595 となり 37.4%大きい値となった。柱の脆性破壊を生じさせない保証設計の必要性が確認された。

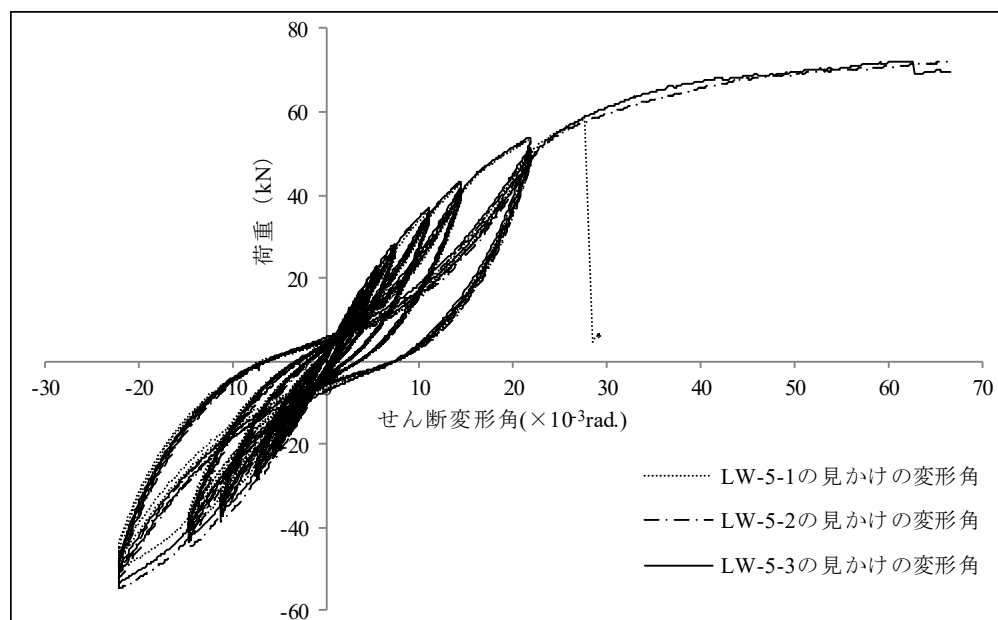


図 2.2.26 LW5-1~5-3 の見かけの荷重－変形角曲線

表 2.2.6 LW5-1~5-3 耐力壁特性値一覧

試験体名	最大耐力 $P_{max}$ (kN)	終局耐力 $P_u$ (kN)	剛性 $K$ ( $10^3 \text{ kN/rad}$ )	塑性率 $\mu$	降伏点変形角 $\gamma_v$ ( $10^{-3} \text{ rad}$ )	終局変形角 $\gamma_u$ ( $10^{-3} \text{ rad}$ )	構造特性 $D_s$
LW-5-1	58.3	50.5	3.51	1.91	14.4	27.6	0.595
LW-5-2	71.9	65.3	3.08	3.15	21.2	66.8	0.434
LW-5-3	72.2	65.9	3.13	3.17	21.1	66.7	0.433
平均	67.4	60.6	3.24	2.74	18.9	53.7	0.487



# <壁倍率評価>

各試験体の特性値から基準耐力 $P_0$ を算出した。その一覧を表 2.2.7 に示す。

$$P_0 = \min \left( P_y, 0.2P_u\sqrt{2\mu-1}, \frac{2}{3}P_{max}, P_{120} \right)$$

ここで、 $P_{120}$ ：みかけの変形角で  $1/120\text{rad}$  時の荷重値

平均値および 3 体のばらつき係数を考慮した値を示している。

施工のばらつき等を考慮して定める壁倍率の低減係数 $\alpha$ は 1.0 としている。

目標壁倍率を 15 倍として設計を行ったが、試験体 LW-5-1-1 が柱の引張破壊によって、靱性が大きく低下して、 $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$ の値が最小値となり 17.0kN となった。壁倍率換算では 9.5 倍である。したがって、3 体のばらつきを考慮すると、壁倍率は 12.5 倍となった。

試験体 LW-5-2 と LW-5-3 で平均をとると、短期許容耐力は 30.2kN、壁倍率換算で 17.0 倍(33.2kN/m)となる。これより、柱が脆性破壊を生じなければ、目標とした壁倍率換算で 15 倍相当の耐力が得られることを示した。

表 2.2.7 LW5-1~5-3 壁倍率評価

試験体名	試験特性値 (kN)			
	$P_y$	$0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$	$(2/3)P_{max}$	$P_{120}$
LW-5-1	30.4	17.00	38.9	29.48
LW-5-2	41.7	30.06	47.9	30.30
LW-5-3	39.8	30.41	48.1	30.67
平均	37.3	25.82	45.0	30.15
標準偏差	6.05	7.65	5.29	0.612
変動係数	0.162	0.296	0.118	0.020
ばらつき係数	0.924	0.861	0.945	0.990
基準耐力 (kN/m)	34.43	22.22	42.5	29.86
壁倍率	12.5			

#### 2.2.4.4 計算値との比較

表 2.2.8 に文献 3 の面材真壁詳細計算法による計算結果を示す。ビスのせん断性能値は 2.2 要素試験結果の値を採用した。また真の荷重変形曲線と計算値を重ねた結果を図 2.2.27 に示す。計算値は剛性および降伏耐力と概ね推定できている。ただし終局耐力が過小評価となっている。耐力計算では安全側となるが、柱および接合部の保証設計では危険側となる。柱の引張破壊は計算値の終局耐力を超えた時点で生じており、文献の詳細計算法による終局耐力を保証設計に採用する場合は、詳細計算で得られた値に応力割増を考慮する必要がある。

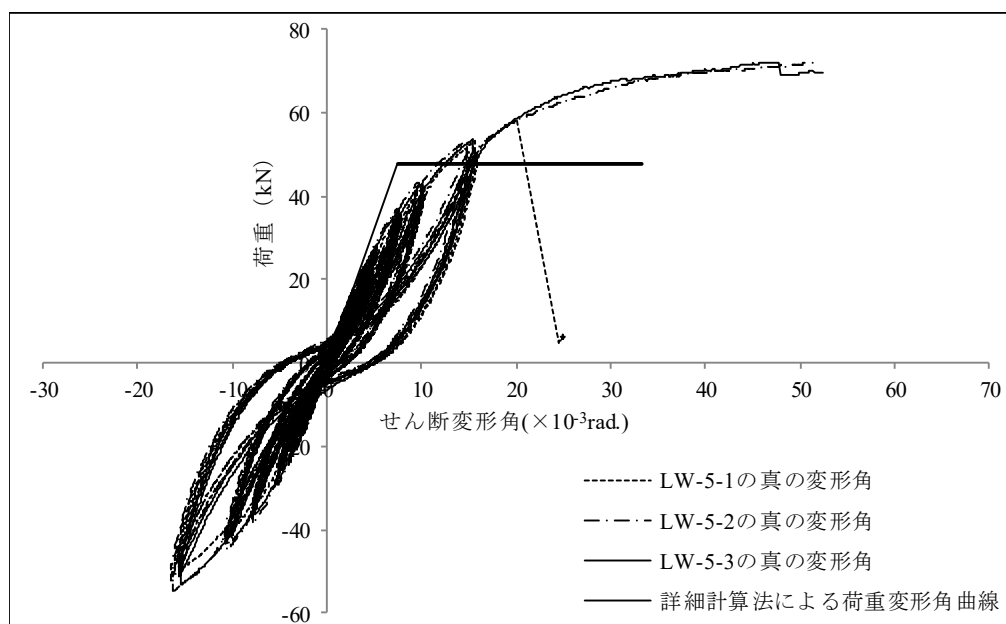



図 2.2.27 見かけの荷重－変形角曲線と計算値との比較

表 2.2.8 真壁の詳細計算法による耐力の計算

			LW-1	LW-2	LW-3	LW-4	LW-5
0)	横架材天端間高さ	H (cm)	292.5	321.0	321.0	321.0	321.0
	軸組の内法幅	W (cm)	85.0	87.0	87.0	87.0	87.0
	軸組の内法高さ	h (cm)	277.5	306	306	306	306
	面材の幅	w (cm)	84.8	86.8	86.8	86.8	86.8
	柱芯間距離	L (cm)	91	91	91	91	91
	めり込み接触面の長さ =w/2	$x_p$ (cm)	42.4	43.4	43.4	43.4	43.4
	めり込み接触面の幅 =t	$y_p$ (cm)	3	3	3	3	3
	横架材のヤング係数	E (kN/cm <sup>2</sup> )	700	700	700	700	700
	横架材の全面横圧縮ヤング係数	$E_{\perp}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	14	14	14	14	14
	繊維方向に対する繊維直行方向の置換係数	n ( )	5	5	5	5	5
		$y_1$ (cm)	6.0	4.5	4.5	4.5	4.5
		$y_2$ (cm)	6.0	4.5	4.5	4.5	4.5
		$Z_0$ (cm)	15.0	6.0	6.0	6.0	6.0
	めり込み基準強度	$F_{cy}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
	絶縁距離を無限大にしたときのめり込み降伏応力度 =2.4/3× $F_{cy}$	$F_m$ (kN/cm <sup>2</sup> )	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48
	面材釘のピッチ	$l_{面}$ (cm)	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0
	受材釘のピッチ	$l_{受}$ (cm)	15.0	1.0	1.0	1.0	1.0
1)	受材釘の仕様		バネP6	バネP6	バネP6	バネP6	バネP6
	面材釘のせん断剛性	$k_{面}$ (kN/cm)	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
	面材釘の降伏耐力	$\Delta P_{v面}$ (kN)	6.085	6.085	6.085	6.085	6.085
	面材釘のせん断降伏変位	$\delta_{v面}$ (cm)	0.196	0.196	0.196	0.196	0.196
	面材釘のせん断限界変位	$\delta_{面}$ (cm)	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
	受材釘の仕様		バネP6	-	-	-	-
	受材釘のせん断剛性	$k_{受}$ (kN/cm)	32.7	100000.0	100000.0	100000.0	100000.0
	受材釘の降伏耐力	$\Delta P_{v受}$ (kN)	6.085	30.00	30.00	30.00	30.00
	受材釘のせん断降伏変位	$\delta_{v受}$ (cm)	0.196	0.100	0.100	0.100	0.100
	受材釘のせん断限界変位	$\delta_{受}$ (cm)	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000
2)	面材の面積 =w×(h- $\Delta_p$ )	$A_w$ (cm <sup>2</sup> )	23515	26543	26543	26543	26543
	面材の厚さ	t (cm)	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
	面材のせん断弾性係数	$G_R$ (kN/cm <sup>2</sup> )	58.8	58.8	58.8	58.8	58.8
	柱材に対するクリアランス	$\Delta_1$ (cm)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
	横架材に対するクリアランス	$\Delta_2$ (cm)	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
3)	単位面積あたりの釘配列2次モーメント	$I_{xy}$ (cm <sup>2</sup> /cm <sup>2</sup> )	2.57	2.45	2.45	2.45	2.45
	単位面積あたりの釘配列係数	$Z_{xy}$ (cm <sup>2</sup> /cm <sup>2</sup> )	0.064	0.065	0.065	0.065	0.065
	釘配列降伏終局比	$C_{xy}$ ( )	1.04	1.04	1.04	1.04	1.04
	面材の縦横比による剛性調整係数	$\beta$ ( )	0.162	0.143	0.143	0.143	0.143
4)	面材釘と受材釘の直列バネによる等価な釘のせん断剛性	$k_{等釘}$ (kN/cm)	16.35	32.70	32.70	32.70	32.70
	等価な釘の降伏耐力	$\Delta P_{v等釘}$ (kN)	6.085	6.085	6.085	6.085	6.085
	等価な釘のせん断降伏変位	$\delta_{v等釘}$ (cm)	0.37	0.19	0.19	0.19	0.19
	等価な釘のせん断限界変位	$\delta_{等釘}$ (cm)	3.18	2.99	2.99	2.99	2.99
5)	クリアランスによる初期遊び	$R_0$ (rad)	0.00307	0.00295	0.00295	0.00295	0.00295
6)	面材の圧縮筋かい効果による弾性時圧縮合力による剛性	$C_v$ (kN/rad)	5706	10096	10096	10096	10096
		$C_v$ ( )	2.27	1.53	1.53	1.53	1.53
7)	面材の圧縮側隅部分が降伏するときの壁体の降伏変形角	$R_{vJE}$ (rad)	0.00505	0.00325	0.00325	0.00325	0.00325
	面材の横架材へのめり込み降伏変形角	$\theta_v$ (rad)	0.00435	0.00284	0.00284	0.00284	0.00284
		$C_{vm}$ ( )	2.33	1.53	1.53	1.53	1.53
		$C_{vm}$ ( )	1.47	1.18	1.18	1.18	1.18
7-2)	面材の圧縮筋かい効果による $R_{v等釘}$ 変形時圧縮合力	$C$ (kN/cm <sup>2</sup> )	0.232	-	-	-	-
		k (kN/cm <sup>2</sup> )	2.12	3.57	3.57	3.57	3.57
		a ( )	0.125	0.125	0.125	0.125	0.125
		$\delta_v$ (cm)	0.184	0.123	0.123	0.123	0.123
		$\delta$ (cm)	0.226	-	-	-	-
8)	等価な釘が降伏するときの壁体の降伏変形角	$R_{v等釘}$ (rad)	0.0093	0.0049	0.0049	0.0049	0.0049
	等価な釘による壁体の終局変形角	$R_{等釘}$ (rad)	0.0791	0.0793	0.0793	0.0793	0.0793
9)	終局変形角	$R_n$ (rad)	0.0333	0.0333	0.0333	0.0333	0.0333
	終局変位	$\delta_n$ (cm)	1.283	1.319	1.319	1.319	1.319
10)	面材の圧縮筋かい効果による終局変形時圧縮合力	$C_n$ (kN/cm <sup>2</sup> )	0.486	0.662	0.662	0.662	0.662
11)	等価な釘のせん断剛性	$K_{等釘}$ (kN・cm/rad)	988090	2126481	2126481	2126481	2126481
	面材の圧縮筋かい効果による第一勾配時のせん断剛性	$K_{JE}$ (kN・cm/rad)	-	510970	510970	510970	510970
11-2)	$R_{等釘}$ 時の面材の圧縮筋かい効果による抵抗モーメント	$M_{JE}$ (kN・cm)	1669	-	-	-	-
	面材の圧縮筋かい効果による第二勾配時のせん断剛性	$K'_{JE}$ (kN・cm/rad)	180060	-	-	-	-
12)	$R_0+R_{vJE}$ (rad)		0.0081	0.0062	0.0062	0.0062	0.0062
		$R_{v等釘} > R_0+R_{vJE}$ の時	10827	-	-	-	-
		$R_{v等釘} \leq R_0+R_{vJE}$ の時	-	11513	11513	11513	11513
	a) $R_{v等釘} > R_0+R_{vJE}$ の時 $M_p=(K'_{JE}+K_{等釘}) \cdot R_{v等釘}$		10827	-	-	-	-
	b) $R_{v等釘} \leq R_0+R_{vJE}$ の時 $M_p=K_{JE}(R_{v等釘}-R_0)+K_{等釘} \cdot R_{v等釘}$		-	11513	11513	11513	11513
13)	降伏モーメント	$M_v$ (kN・cm)	10827	11513	11513	11513	11513
	降伏変形角 ※ $R_p=R_{v等釘}+M_p/(A_n \cdot G_R \cdot t)$	$R_v$ (rad)	0.0119	0.0074	0.0074	0.0074	0.0074
			$R_y > 1/150$	$R_y > 1/150$	$R_y > 1/150$	$R_y > 1/150$	$R_y > 1/150$
	$R_p$ (降伏変形角)に達するまでの見かけの回転剛性	$K_0$ (kN・cm/rad)	911468	1556708	1556708	1556708	1556708
14)	1/150rad時のモーメント	$M_{1/150}$ (kN・cm)	6076	10378	10378	10378	10378
15)	等価な釘による終局モーメント	$M_{n等釘}$ (kN・cm)	9524	10919	10919	10919	10919
	面材の圧縮筋かい効果による終局モーメント	$M_{nJE}$ (kN・cm)	3061	4365	4365	4365	4365
	終局モーメント	$M_n$ (kN・cm)	12585	15284	15284	15284	15284
	終局耐力 = $M_n/H$	$P_n$ (kN)	43.0	47.6	47.6	47.6	47.6
16)	塑性率	$\mu$ ( )	2.81	4.51	4.51	4.51	4.51
	$0.2(2\mu-1)^{0.5} \times \mu$		5406	8653	8653	8653	8653
17)	耐力壁全体としてのせん断剛性	K (kN/rad)	3116	4850	4850	4850	4850
18)	面材張り真壁の許容せん断耐力	$P_{2-48}$ (kN)	18.48	26.96	26.96	26.96	26.96
	面材張り真壁の壁倍率	倍	10.4	15.1	15.1	15.1	15.1

## 2.2.4.5 高耐力壁の設計法考察

LVL を用いた真壁耐力壁を設計において要点となる箇所について考察を行う。

### ① 試験体 LW-5-1 の柱引張破壊についての考察

一般に木造住宅の構造設計でも用いられているグレー本<sup>り</sup>では、壁の許容耐力時に柱脚接合部が短期許容耐力を超えないことを要求しており、またN値計算法も同様の設計法となっている。

そこで本試験では、目標壁倍率から許容耐力を設定し、それに対して各部を許容耐力以上となるように設計を行った。しかし本試験では、試験体 LW-5-1 で柱の引張破壊による耐力低下した。

そこで柱の引張耐力を検証してみる。

$$\text{柱の引張耐力 } N_{tu1} = A_e \cdot F_t = 120 \times 120 - (41 \times 31) \times 18/10^3 = 236\text{kN}$$

ここで  $A$  : 柱断面積、 $F_t$  : 引張に対する材料強度(E65-F255)

それに対して、

$$\text{柱に生じる引張力 } T = P_{max} \times H/B = 58.5 \times 2.55/0.91 = 164\text{kN} \quad (\text{試験体 LW-5-1})$$

$$\text{柱に生じる引張力 } T = P_{max} \times H/B = 72.2 \times 2.55/0.91 = 202\text{kN} \quad (\text{試験体 LW-5-2})$$

ここで  $P_{max}$  : 壁最大耐力、 $H$  : 桁芯から引張破壊の生じた接合金物上端までの距離、 $B$  : 柱芯間距離である。

引張耐力の計算値は引張耐力を上回った。そこで柱の引張破壊が最大となる土台上部ではなく、ビス接合部上部から生じているため、ビスによる柱の断面欠損が影響したと考えられる。ビスはネジ山部で径 7mm、長さが 65mm である。これが 4 列並ぶ。また両側から千鳥で接合されるため、欠損長さを径×柱幅とすると、

$$A_{e2} = 120 \times 120 - 7 \times 120 \times 4 - 41 \times 31 \\ - 6 \times (110 - 30) = 9,289\text{mm}^2$$

$$\text{柱の引張耐力 } N_{tu2} = A_{e2} \cdot F_t = 9,289 \times 18/10^3 = 167\text{kN}$$

その場合柱の余裕度は以下となる。

$$\text{柱の余裕度 } T/N_{tu} = 167/164 = 1.02 \quad (\text{試験体 LW-5-1 柱引張破壊})$$

$$\text{柱の余裕度 } T/N_{tu} = 167/202 = 0.83 \quad (\text{試験体 LW-5-3 柱引張破壊なし})$$

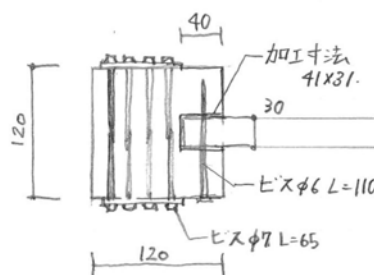


図 2.2.28 柱の有効断面

以上から引張破壊した試験体 LW-5-1 で、ビスによる断面欠損も考慮すると余裕度が 1.02 となり、柱が引張破壊した要因となった可能性が示された。ただし、試験体 LW-5-2 および LW-5-3 の余裕度は 0.83 で 1.0 を 17%も下回るにも関わらず、引張破壊を生じていないため、その他要因としては、ビス打ち施工の影響や柱材の材料としてのばらつき、また柱脚金物と柱の傾斜の違いが影響した可能性等も考えられ、試験体数を増やすなど今後より詳細な検討が必要である。

### ② 試験体 LW-5-2、LW-5-3 の柱頭桁大入れ接合部での桁余長部のせん断破壊について

桁余長部せん断耐力の計算

$$\text{せん断耐力 } Q_u = A_s \cdot F_s = 120 \times 240 \times 2.7/10^3 = 77.8\text{kN}$$

ここで  $A_s$  : 桁余長部の有効断面積(mm<sup>2</sup>)、 $F_s$  : せん断に対する材料強度(E65-F255) (N/mm<sup>2</sup>)

その場合柱の余裕度は以下となる。

$$\text{せん断の余裕度 } Q_u / P_{max} = 77.8/71.9 = 1.08 \quad (\text{試験体 LW-5-2})$$

$$\text{せん断の余裕度 } Q_u / P_{max} = 77.8/72.2 = 1.08 \quad (\text{試験体 LW-5-3})$$

余裕度は 1.0 倍を超えているため、計算上はまだせん断破壊に至らないことになるが、結果としてせん断破壊したということは、余長部のせん断余裕度を 1.1 以上確保することが望ましいことが明らかになった。また LVL と桁を接合するビスは、水平せん断力を伝達す

るには効いていないと考えられる。となると、柱を大入れすることで水平せん断力は伝達可能であることが確認された。

③ 変形性能の保証設計について 終局耐力の計算予測

文献3の面材真壁詳細計算法による最大耐力 $P_u$ は計算値で47.6kNとなったが、実験値は65.6kN(試験体 LW-5-2、LW-5-3 の平均値)となった。そのため、実験値は計算値を37.8%上回る結果となっている。この要因は、桁余長部のせん断破壊で確認されたが、水平せん断力を柱大入れ部で伝達しているため、ビスが水平方向のせん断力を負担していないこと等が影響していると考えられる。ただし、ここでは圧縮筋交効果の影響なども複合的に影響することから、現時点では主要な原因を確認できていない。

また次に短期基準耐力 $P_0$ に対する最大耐力 $P_{max}$ の倍率を計算する。最大耐力が72.1kN(試験体 LW-5-2 と LW-5-3 の平均値)より、1m 当りに換算すると、 $P'_{max}=72.1/0.91=79.2\text{kN/m}$ となる。それに対して短期基準耐力 $P_0=30.2\text{kN/m}$ (試験体 LW-5-2 と LW-5-3 の平均値)であるため、 $P'_{max}/P_0=79.2/30.2=2.62$ 倍となる。したがって、集成材の短期許容耐力に対する終局耐力の余裕度1.5倍よりも大きい値になる。そのため、試験で得られた $D_s$ 値を用いて設計をする場合は、壁以外の枠材および接合部の保証設計が必要であり、保証設計を行う際の壁終局耐力を予測する必要があることが明らかになった。

④ 変形性能の保証設計について 変形追随性の考察

試験を考察した結果、破壊性状に以下の特徴が見られた。

- ・ 桁および土台が、LVL 面材の回転によって繊維直交方向に割裂を生じる。
- ・ 柱と LVL を接合するビスのうち、引張側柱頭で水平方向に変位する。これによって柱側に割裂が誘発される。
- ・ 柱を桁に大入れすると、水平せん断力は大入れ接合部で伝達され、桁の余長が短いとそこでせん断破壊する。しかし、ビスが水平せん断力を負担しないため、ビス接合部での損傷は見られなかった。
- ・ LVL 面材が枠内で圧縮筋交効果を生じることで、桁が持ち上がることを確認された。

⑤ タイバーによる回転変形の増加について

タイバーを用いるとその軸変形により、壁剛性が低下する。そのため、タイバーを用いる場合は、その影響を考慮する必要がある。タイバーを積極的に降伏させてエネルギー吸収させるか、降伏させない場合は、弾性変形によるエネルギーの割合が増えるため、その影響を考慮する必要がある。ただし、これらは現在の設計法とは異なるため今後設計法自体の開発が必要と考えられる。

## 2.2.5 まとめ

LVL 面材を柱、梁および土台にビス接合した面材耐力壁を開発した。目標耐力を壁倍率換算で 15 倍として耐力壁を設計し、面内せん断試験を実施した結果以下の内容が確認された。

- ①予備試験体 LW-1 は、柱に生じる引張力をタイバーで拘束して試験を行った。タイバーの伸びにより壁の剛性が低下し、その他ビス接合金物で拘束した試験体に対して 40%以上剛性が低下した。
- ②予備試験体 LW-2 は、柱と面材を接合するビスの柱側で割裂が生じ、柱が縦に割れて耐力低下した。
- ③予備試験体 LW-3 は、柱と面材を接合するビスの柱側に生じる割裂を防止するため、割裂防止ビスを設けた。補強の結果、割裂破壊は生じず終局変形角が  $1/16\text{rad}$  まで耐力低下せず、十分な変形性能を確認した。
- ④予備試験体 LW-4 は、面材を接合するビスを柱の表面と裏面の両側から千鳥に配置した。割裂破壊は生じず終局変形角が  $1/15\text{rad}$  まで耐力低下せず、十分な変形性能を確認した。
- ⑤本試験体 LW-5-1 は、 $P_{max} = 58.3\text{kN}$ ,  $\delta_u = 1/36\text{rad}$  時点で柱が引張破壊を生じて耐力低下した。許容耐力の値は  $0.2P_u\sqrt{2\mu - 1}$  が最小値となり、壁倍率換算で 9.5 倍が確認された。
- ⑥本試験体 LW-5-2 および LW-5-3 は、耐力低下せず、 $1/15\text{rad}$  まで耐力低下しない変形性能を確認した。許容耐力の値は  $0.2P_u\sqrt{2\mu - 1}$  が最小値となり、壁倍率換算で 16.9 倍が確認された。

### < 靱性保証設計について >

- ⑦柱と面材を接合するビスが、水平方向に変位すると柱が割裂破壊して耐力が低下する。これに対して割裂防止ビスを柱の繊維方向に対して直交する方向に配置することが有効である。
- ⑧面材壁特有の面材と桁および土台接合部での割裂破壊を確認した。面材の回転変形が大きくなり、接合具が鉛直変位することで横架材に割裂を誘発した結果である。この破壊は応力に対する保証設計では防ぐことが困難であり、変形追随性についての保証設計を行う必要があると考えた。
- ⑨15 倍壁の短期許容耐力  $P_a$  は壁倍率換算から計算すると  $P_a = 15 \times 1.96 \times 0.91 = 26.8\text{kN}$  となる。通常の許容応力度設計では、壁が短期許容耐力に達した時点で引張柱の耐力が短期許容耐力引張耐力以下であることを確認している。この場合、柱の引張終局耐力は材料強度から 1.5 倍の余裕度を有している。ただし、壁の最大耐力  $P_{max} = 72.2\text{kN}$  であり、 $P_{max}/P_a = 72.2/26.8 = 2.69$  となり、1.5 倍を超えるため、柱の設計が 1 次設計を満足していたとしても、本設計例のように終局時は引張破壊する可能性があることになる。  
そのため、 $P_{max}$  の値を計算により予測した上で、 $P_{max}$  相当の引張力に対して、柱の終局耐力以下であることを確認する保証設計が必要であることを確認した。

## 2.3 CLT を用いた高耐力、高靱性耐力壁の開発と設計

### 2.3.1 CLT を用いた耐力壁の設計方針と設計法

#### 2.3.1.1 CLT を在来工法に採用した理由

新しい木質材料である CLT(Cross Laminated Timber)を構造材料として活用できるようになったことで、現在 CLT の活用法について多数の研究開発が進められている（引用入れる？）。また CLT 工法の構造計算法が告示化されたことで、CLT 工法による建設実績も徐々に増えている。それに対して本研究では CLT を在来軸組工法の耐力壁面材に活用することを考えた。在来工法に採用する利点には以下のものが考えられる。

①柱梁の軸組内で面材がエネルギー吸収するため、既存の在来軸組工法の耐震設計法である許容応力度計算が適用できる。

②CLT 工法とすると新しい工法に対する熟練が必要になるが、在来軸組工法であれば一般の工務店でも施工できる。

③CLT はラミナがクロスされて構成されるため、繊維直交方向のラミナの影響を考慮する必要があり、特に地震荷重時の壁端部接合部に生じる引抜き力に対して、せん断破壊しないための詳細な検討か実験による耐力確認が必要になる。また壁を高強度にすると壁端部接合部に生じる引抜き力も大きくなるが、接合部の補強が難しいと考えられる。また圧縮耐力も繊維直交層が効かないため、在来軸組工法よりも小さくなる。

④耐力壁の塑性変形による吸収エネルギーを確保するためには、変形性能が重要である。接着パネル工法である CLT 工法の場合、壁端部にエネルギーが集中する。つまり終局時の変形量が大きくなる。そのため接合部には高耐力でかつ高い変形性能が必要になる。これに対して在来軸組工法は、柱と面材を接合する接合具が塑性変形してエネルギーを吸収するため、壁端部のエネルギーを分散する効果が得られる。このことは塑性変形によるエネルギー吸収量を確保するために利点である。結果として接合部の負担は小さくなり接合を簡素化できる。

したがって、地震国日本で CLT を活用することを考えた場合、耐力壁端部に補強のための柱を建て、CLT 本来の性能を発揮して高耐力を負担させることは合理的な方法であると考えた。

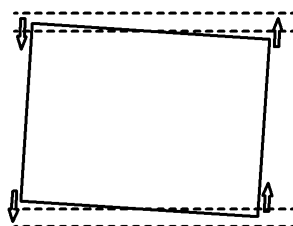


図 2.3.1 接着パネル工法

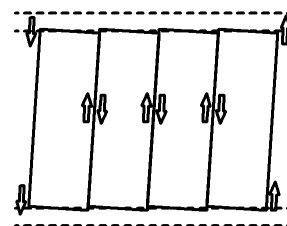


図 2.3.2 在来軸組工法

#### 2.3.1.2 破壊をコントロールする設計手法

CLT を耐力壁に採用する場合に、まず懸念されたのが床梁の曲げ破壊である。CLT は大判の面材を製造できることが大きな特徴であるが、接着パネルを大判で用いると面材が剛体として回転変形し、壁幅が大きいほど、端部の浮き上がり量が大きくなる。これに追従できないと床梁が曲げ破壊する。これは LVL 真壁耐力壁の終局状況を観察する中で確認されていた。そこで CLT を柱および梁に金物等で剛に接合する場合の破壊想定図を考えた(図 2.3.3)。特に CLT が圧縮筋交い効果を生じることにより、隅角部が桁を持ち上げることで桁の曲げ破壊を生じる可能性が高くなる。そのため以下の設計法を考案した(図 2.3.4)。

①CLT の隅角部を切り欠く

②水平せん断力を柱大入れ接合部の側面支圧接合により伝達する

③柱脚の変形性能を確保するため、引きボルト接合とする

①の隅角部を切り欠くことで、面材に圧縮力が生じなくなることから面外座屈も防ぐことができる。また面材を接合する釘またはビスの変位は隅角部で最も大きくなるが、隅角部に釘またはビスを配置しないことは、それらの

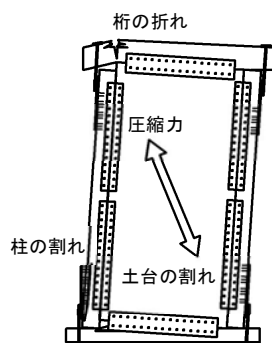


図 2.3.3 強度型の耐力壁

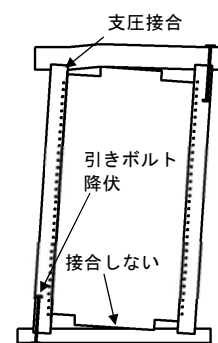


図 2.3.4 靱性型耐力壁

接合部破壊を防止することに有効である。さらに、②の水平せん断力を柱大入れ接合部の側面  
 支圧接合により伝達することで、面材の上下辺を桁および土台と接合する必要がないため、  
 桁、土台の繊維直交方向割裂を防止する効果が得られる。また柱と面材の水平変位を拘束する  
 効果が得られるため、ビスは主に鉛直方向にのみ変形する。このことは終局時に面材が柱と離  
 れることでビス接合部の柱側に繊維直交方向の割れを誘発することを防止し、柱に対して水平  
 方向の支圧力を生み面材の回転剛性を高める。さらにビスの変位が鉛直方向にのみ考慮するこ  
 とで、計算モデルの単純化に大変有効である。そして、壁の変形性能に加えて重要なのが柱脚  
 の変形性能である。面材壁の耐力は、鉄骨造と異なり降伏後の2次剛性が大きいいため、荷重が  
 上昇を続ける。これに対して壁の終局時も柱脚を弾性範囲内に納めてかつ  $1/15\text{rad}$  の変形性能を  
 持たせることは困難である。そのため、③の柱脚接合部を引きボルト接合として回転変形が生  
 じた場合にボルトが降伏して伸びることで変形追随性を確保できる設計法を考案した。

その他の特徴に、

④接合部は大入れ+引きボルトで接合するため、柱脚以外の制作金物が不要であること

⑤面材の上下辺を接合しないで、柱をピン接合しているため梁が鉄骨の場合も復元力特性に変  
 化せず、鉄骨梁を採用できること

⑥高耐力を確保するため、CLT を柱に嵌合させて2面せん断または3面せん断接合としてビス  
 接合部のせん断耐力を増大していることがある

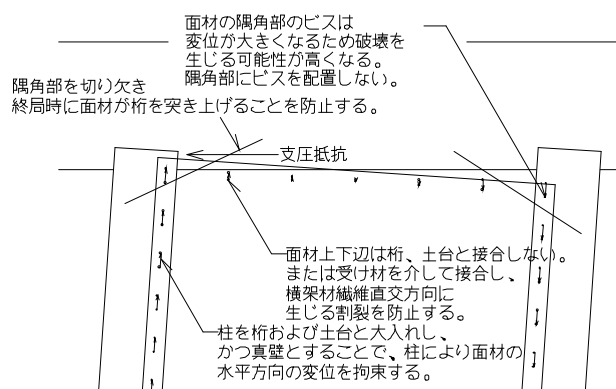


図 2.3.5 変形性能を確保する方法

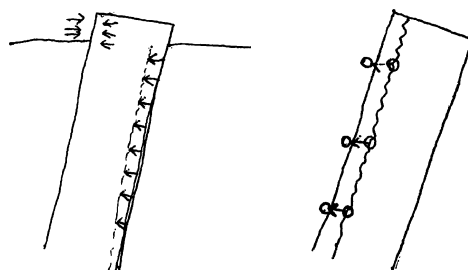


図 2.3.6 水平せん断力の応力伝達

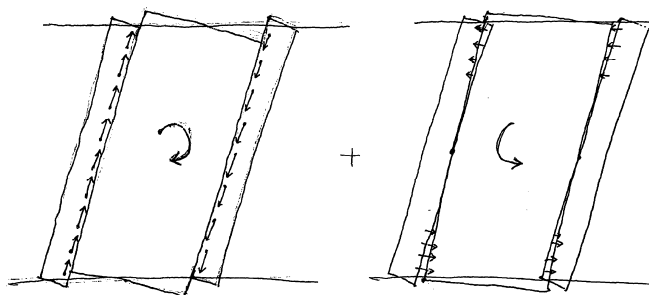


図 2.3.7 面材の釣り合い条件

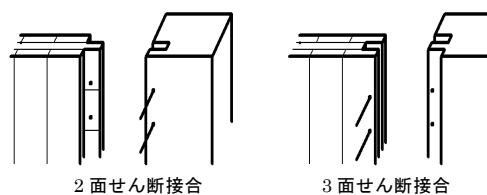


図 2.3.8 柱と CLT 接合方法



### 2.3.1.3 許容耐力算定式

①CLT は桁および土台と接合せずに柱とのみ接合する、②隅角部を切り欠くことで圧縮筋交効果を考慮しない、③柱と CLT は嵌合してビス打ちとする、④柱と桁、土台とは大入れとする、以上の条件のもと壁の特性値をビスの要素試験結果と壁形状から以下の計算式で算出する。

降伏耐力 $P_{y壁}$ 、終局耐力 $P_{u壁}$ 、最大耐力 $P_{max壁}$ 、ビス接合部剛性 $K_{\theta 1}$ 、引きボルトの剛性 $K_{\theta 2}$ 、耐力壁の剛性 $K_{\theta}$

$$P_{y壁} = P_{yビス} \times n \times \frac{B}{H} \quad (2.3.1)$$

$$P_{u壁} = P_{uビス} \times n \times \frac{B}{H} \quad (2.3.2)$$

$$P_{max壁} = P_{maxビス} \times n \times \frac{B}{H} \quad (2.3.3)$$

$$K_{\theta 1} = n \cdot k_{ビス} \frac{B^2}{2H} \quad (2.3.4)$$

$$K_{\theta 2} = \frac{EA}{l} \cdot \frac{L^2}{H} \quad (2.3.5)$$

$$K_{\theta} = \frac{K_{\theta 1} K_{\theta 2}}{(K_{\theta 1} + K_{\theta 2})} \quad (2.3.6)$$

ここで、

$B$	: 縦列ビスの間隔(mm)
$H$	: 桁芯から柱脚までの高さ(mm)
$L$	: 柱芯間距離(mm)
$E$	: 鋼材のヤング係数(N / mm <sup>2</sup> )
$A$	: アンカーボルトの断面積(mm <sup>2</sup> )
$l$	: アンカーボルトの長さ(mm)
$n$	: 柱と CLT を接合するビス本数

実験値を簡易な式で予測することを目的にしているため、耐力壁の剛性計算にはビスと引きボルトの変形のみ考慮している。したがって柱の曲げ、せん断変形、CLT の柱側面へのめりこみ変形およびボルト座金のめりこみ変形は影響が少ないと判断し考慮していない。

終局変形角 $\delta_{u壁}$ 、塑性率 $\mu$ は(2.3.7)式および(2.3.8)式で算出する。

$$\delta_{u壁} = 1/20 \quad (2.3.7)$$

$$\mu = \delta_{u壁} / \delta_{v壁} = \delta_{u壁} / (P_{u壁} / K_{\theta}) \quad (2.3.8)$$

また水平力は柱を介して伝達する設計としているため、圧縮側柱脚および引張側柱頭の柱せん断耐力 $Q_{u1}$ と大入れ側面の支圧耐力 $Q_{u2}$ が $P_{u壁}$ を上回ることを確認する。

$$Q_{u1} = F_s \cdot b \cdot d \quad (2.3.9)$$

$$Q_{u2} = F_{\perp} \cdot d \cdot t \quad (2.3.10)$$

$F_s$	: 材のせん断基準強度(N / mm <sup>2</sup> )
$b$	: 柱幅(mm)
$d$	: せい(mm)
$F_{\perp}$	: 柱材の繊維直交方向支圧強度(N / mm <sup>2</sup> )
$t$	: 入寸法または柱脚金物のリブプレート高さ(mm)

柱脚の引きボルト接合はボルトの降伏耐力 $T_{ybolt}$ に対して座金の柱繊維方向への圧縮耐力 $N_{u1}$ と座金から柱木口へのせん断耐力 $N_{u2}$ が上回る設計とする。 $N_{u2}$ の計算方法は文献(9)による。

$$T_{ybolt} = A_{bolt} \cdot F_{ty} \quad (2.3.11)$$

$$N_{u1} = x_b \cdot y_b \cdot F_e \quad (2.3.12)$$

$$N_{u2} = A_s \cdot F_s \quad (2.3.13)$$

$$A_s = (2 \cdot x_b + y_b) \cdot \frac{l_1}{2} \quad (2.3.14)$$

$A_{\text{bolt}}$	: 引きボルトの断面積(N/mm <sup>2</sup> )
$F_{ty}$	: 引きボルトの降伏応力度(N / mm <sup>2</sup> )
$x_b$	: 座金の短辺(mm)
$y_b$	: 座金の長辺(mm)
$F_e$	: 柱材の繊維方向支圧強度(N / mm <sup>2</sup> )
$A_s$	: 座金から柱木口までのせん断面積(N / mm <sup>2</sup> )
$l_1$	: 座金から柱木口までの長さ(mm)

## 2.3.2 面内せん断試験（予備試験）

### 2.3.2.1 試験体概要

CLT 面材による高耐力壁を開発するため予備試験を行った。試験体は 2 種類とし、それぞれ名称を CW-2、CW-3 とした。

#### <試験体設計方針>

- ① 引きボルト接合としボルトが先行降伏する設計とする。
- ② 梁と柱は大入れし、水平せん断力は柱を介して伝達させる。
- ③ 面材と梁、土台を接合しない。これは割れを防止するためである。
- ④ 桁を突き上げることで、桁の曲げ破壊など生じる可能性があるため、その原因となる隅角部は CLT を欠きこむ。
- ⑤ 柱と CLT を銕合してビス接合することで、2 面せん断、3 面せん断とし、接合強度を高める。
- ⑥ 柱脚に生じる引張軸力が大きくなると想定されたため、梁の曲げ戻しによる引張軸力を低減できる試験体とした。
- ⑦ コスト削減のため、溶接が必要な制作金物を使用しない。

#### <試験体概要>

試験体概要を図 2.3.9 に示す。柱および土台は 150×150mm のヒノキ集成材(E95-F315)、桁は 150×300mm のヒノキ、スギハイブリッド集成材(E105-F300)とした。CLT は厚さ 90mm、強度等級 Mx60（ラミナ構成 L60,L30,L60、3 層 3 プライ、幅はぎ接着あり）、樹種スギとした。L60 の層は壁高さ方向が繊維方向となっており、L30 の層は水平方向が繊維方向となっている。柱と CLT は銕合してビス接合した。試験体 CW-2 および CW-3 は、柱と CLT の接合以外は同一の仕様とし、CW-2 は 2 面せん断接合になる仕様とした。ビス径 6mm、長さ 110mm で、ピッチ 78mm で接合した。CW-3 は 3 面せん断接合になる仕様とした。ビス径 6mm、長さ 135mm で、ピッチ 100mm で接合した。柱との嵌合方法をそれぞれ図 2.3.10、図 2.3.11 に示す。

また CW-2 は、L30 の水平方向の層にビス打ちされるように、CW-3 は L60 の壁高さ方向の層にビス打ちされるように、試験体で違いを設けている。CLT は隅角部を切り欠いた形状とし、予備試験では CLT の上下辺を受材 60×60mm を介して桁および土台にビス接合した。CLT と受材および受材と桁、土台の接合方法は構造用ビス径 6mm、長さ 120mm、ピッチ 75mm とした。

柱脚に生じる引張力を低減するため、壁端部から 910mm の位置に柱を立てる試験体とした。柱頭、柱脚は引きボルト M16(SNR490B)で桁、架台にそれぞれ接合している。

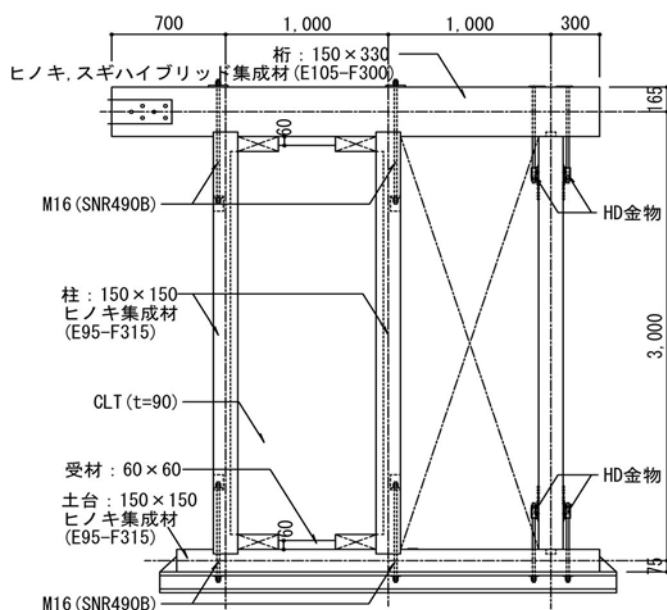


図 2.3.9 CW-2, CW-3 試験体図 (単位: mm)

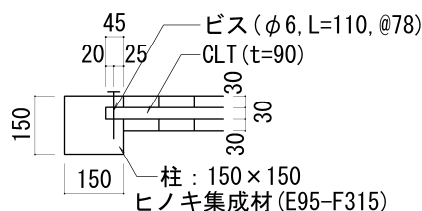


図 2.2.10 CW-2 ビス接合部

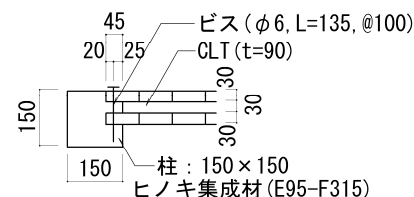


図 2.2.11 CW-3 ビス接合部

### 2.3.2.2 試験方法

面内せん断試験は、柱脚固定式で行った。土台は鉄骨架台に載せ、水平方向は鉄骨架台と一体としたストッパーで拘束した。引きボルトは、鉄骨架台と緊結してダブルナットで固定した。

変位計設置位置を図 2.3.12 に示す。変位計の計測結果から変形角をそれぞれ次式で算出した。

$$\text{みかけのせん断変形角} = (\text{変位計①} - \text{変位計②}) / 2,895\text{mm}$$

$$\text{真のせん断変形角} = ((\text{変位計①} - \text{変位計②}) - (\text{変位計④} - \text{変位計③})) / 2,895\text{mm}$$

変位計は、変位計 1 が DP-1000E（東京測器研究所製）、変位計 2～6 が SDP100（東京測器研究所製）、変位計 7～10 が CDP50（東京測器研究所製）を使用した。

加力には実大せん断試験機（株）理研機器社製、容量押し 500kN、引き 250kN）を用いた。みかけのせん断変形角が 1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50rad 毎にそれぞれ正負 3 回繰り返し加力した。その後は最大荷重の 80%に荷重低下するか、見かけのせん断変形角が 1/15rad に達するまで加力した。

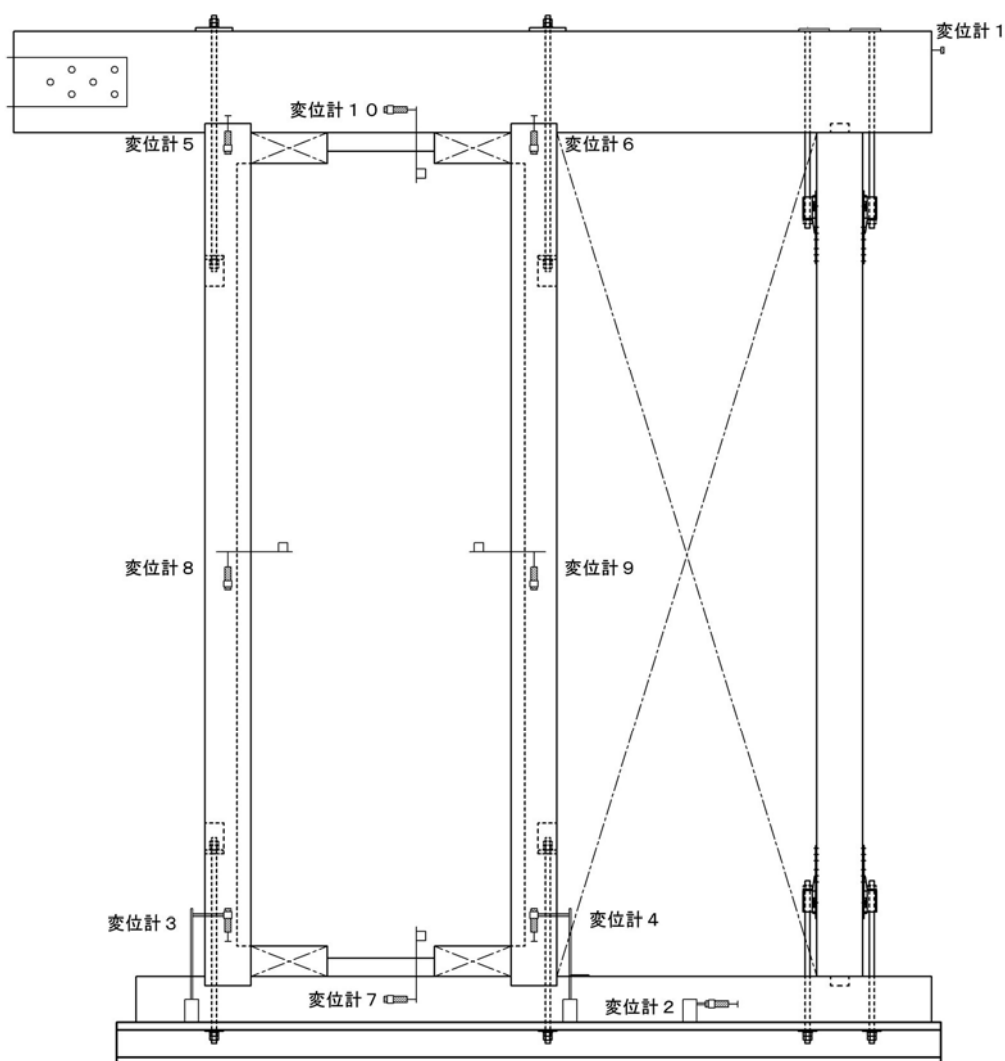


図 2.3.12 変位計位置図

### 2.3.2.3 試験結果と考察

#### <試験体 CW-2 荷重—変形角曲線>

試験体 CW-2 の荷重—変形角曲線を図 2.3.13 に示す。見かけの変形角で  $1/15\text{rad}$  に達しても耐力低下せず、更に  $1/10\text{rad}$  まで荷重が上昇した。ビスが水平方向のラミナにめりこむことで剛性が緩やかに低下するが、ビスのめりこみ量が大きくなる終局時も、上下のビス間で割裂が連続することはなく脆性破壊は生じなかった。柱、桁、土台、及び接合部の脆性破壊も確認されなかった。復元力特性はスリップ型を示し、履歴減衰が小さい構造的性状を確認した。

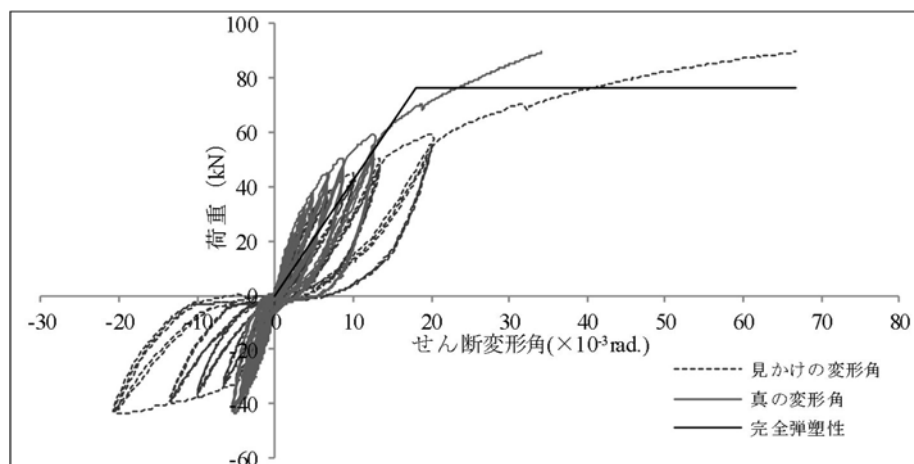


図 2.3.13 CW-2 の荷重—変形角曲線

#### <試験体 CW-2 写真>

つぎに試験体写真とその考察を示す。

写真 2.3.1：試験体 CW-2 の加力前の状況を示す。

写真 2.3.2：加力後、せん断変形角が  $1/10\text{rad}$ 、最大荷重  $P_{\max} = 89.5\text{kN}$  に達した時点の状況を示す。耐力低下の要因となるような損傷は確認されなかった。

写真 2.3.3：壁脚について加力前の状況を示す。

写真 2.3.4：壁脚の加力後の状況を示す。

写真 2.3.5：壁脚の裏面は、受材を介して CLT と土台をビスで接合している。受材を接合しているビスの最大耐力(1 面せん断)は、既存の実験データ  $3\text{kN/本}$  程度である。したがって 5 本で  $15\text{kN}$  しか伝達できず、水平せん断力を土台に伝達するには耐力が不足している。そのため、大入れ接合の補強と、面外の倒れ止め程度の意図で設けた。

写真 2.3.6：引張側柱脚接合部を示す。終局時に引きボルトが降伏し、柱脚の浮き上がりが確認された。変位計④の計測結果で、 $1/15\text{rad}$  時  $29.4\text{mm}$ 、 $1/10\text{rad}$  時  $53.5\text{mm}$  となっている。したがって、試験で得られた壁の塑性変形における、引きボルトの塑性変形の割合が大きいことが示された。

写真 2.3.7：引張側柱脚接合部(背面)を示す。柱が浮き上がり、大入れ接合が外れ、土台から柱が浮いてしまっている。

写真 2.3.8：圧縮側柱脚を示す。圧縮側柱の土台へのめりこみが確認された。また柱と土台の大入れ接合部で、柱側面のめりこみも確認された。圧縮側柱脚は浮いていて、土台にはかかっていないため、水平せん断力は圧縮側柱のみで伝達されていることが明らかになった。

写真 2.3.9：圧縮側柱脚接合部（背面）を示す。柱が傾きながら土台にめりこんでいる状況を確認できる。

写真 2.3.10：独立柱の加力後の状況を示す。柱が傾き外側のボルトの負担が大きくなっていることが確認された。

写真 2.3.11：外側のボルトの負担が大きくなり、座金が変形してナットが金物内にめりこんでいる状況を確認された。

写真 2.3.12：ビスの外観では損傷は確認されなかった。鉛筆によるケガキから目視でせん断変位が確認された。測定結果は、引張側柱で  $22.4\text{mm}$  (変位計⑧)、圧縮側柱で  $18.7\text{mm}$

(変位計⑨)であった。

写真 2.3.13：壁頭について加力後の状況を示す。

写真 2.3.14：引張側柱柱頭の大入れ接合部を示す。水平せん断力が伝達されていることが確認された。柱側面がめりこんでいる。

写真 2.3.15：圧縮側柱の柱頭は、桁との大入れ部のかかりがなくなり外れている。桁のかかり部で押し下げられたことが影響したためか、割れが生じている。圧縮側柱頭の柱側面と CLT とは隙間が生じていることが確認された。

写真 2.3.16：試験体解体後を示す。破断しているビスは確認されなかった。

写真 2.3.17：CLT 端部のビス接合部を示す。CLT 側に割れを生じているが、幅はぎ部分であるため、割れが繊維方向に連続せず耐力低下しないことが明らかになった。

写真 2.3.18：ビス接合部の柱側には、繊維に沿って割れが生じている。

写真 2.3.19：CLT-柱嵌合接合部の加工状況を示す。

写真 2.3.20：圧縮側柱脚解体後のビスを示す。ビスは破断していない。



写真 2.3.1 試験体 CW\_2 加力前

写真 2.3.2 試験体 CW\_2 加力後



写真 2.3.3 壁脚 加力前

写真 2.3.4 壁脚 加力後



写真 2.3.5 壁脚（背面） 加力後



写真 2.3.6 引張側柱脚接合部

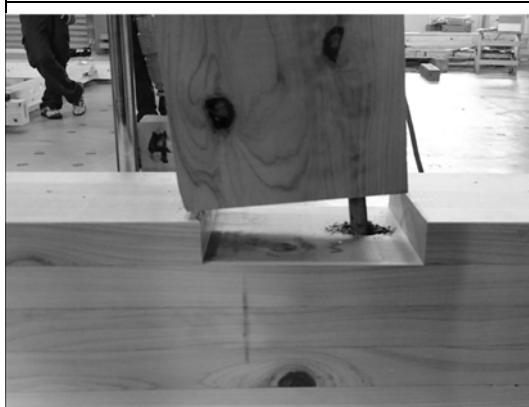


写真 2.3.7 引張側柱脚接合部（背面）



写真 2.3.8 圧縮側柱脚接合部

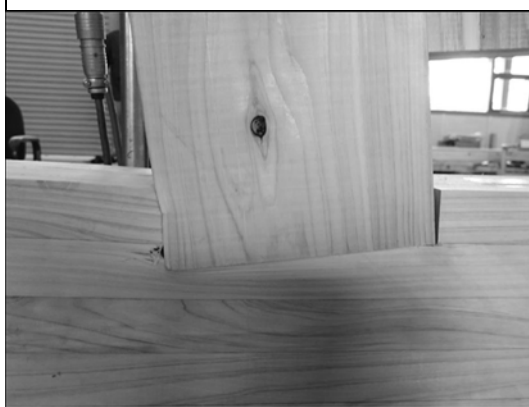


写真 2.3.9 圧縮側柱脚接合部（背面）



写真 2.3.10 独立柱柱脚

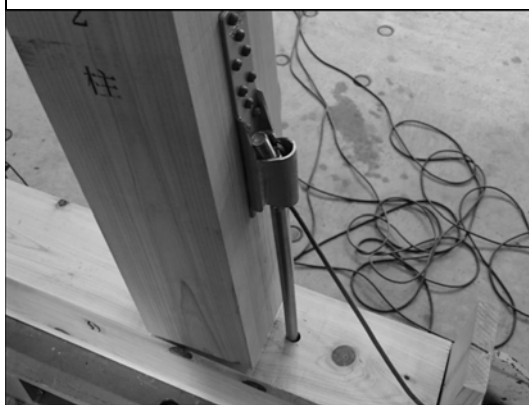


写真 2.3.11 柱脚接合部 加力後

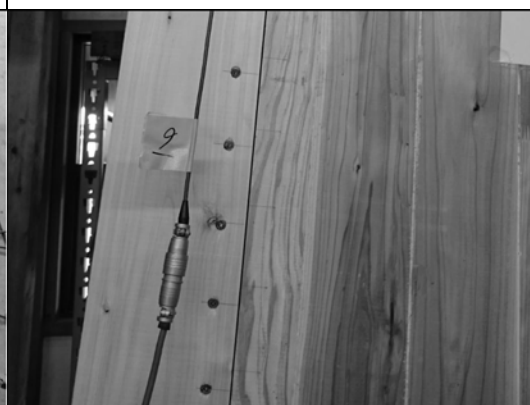
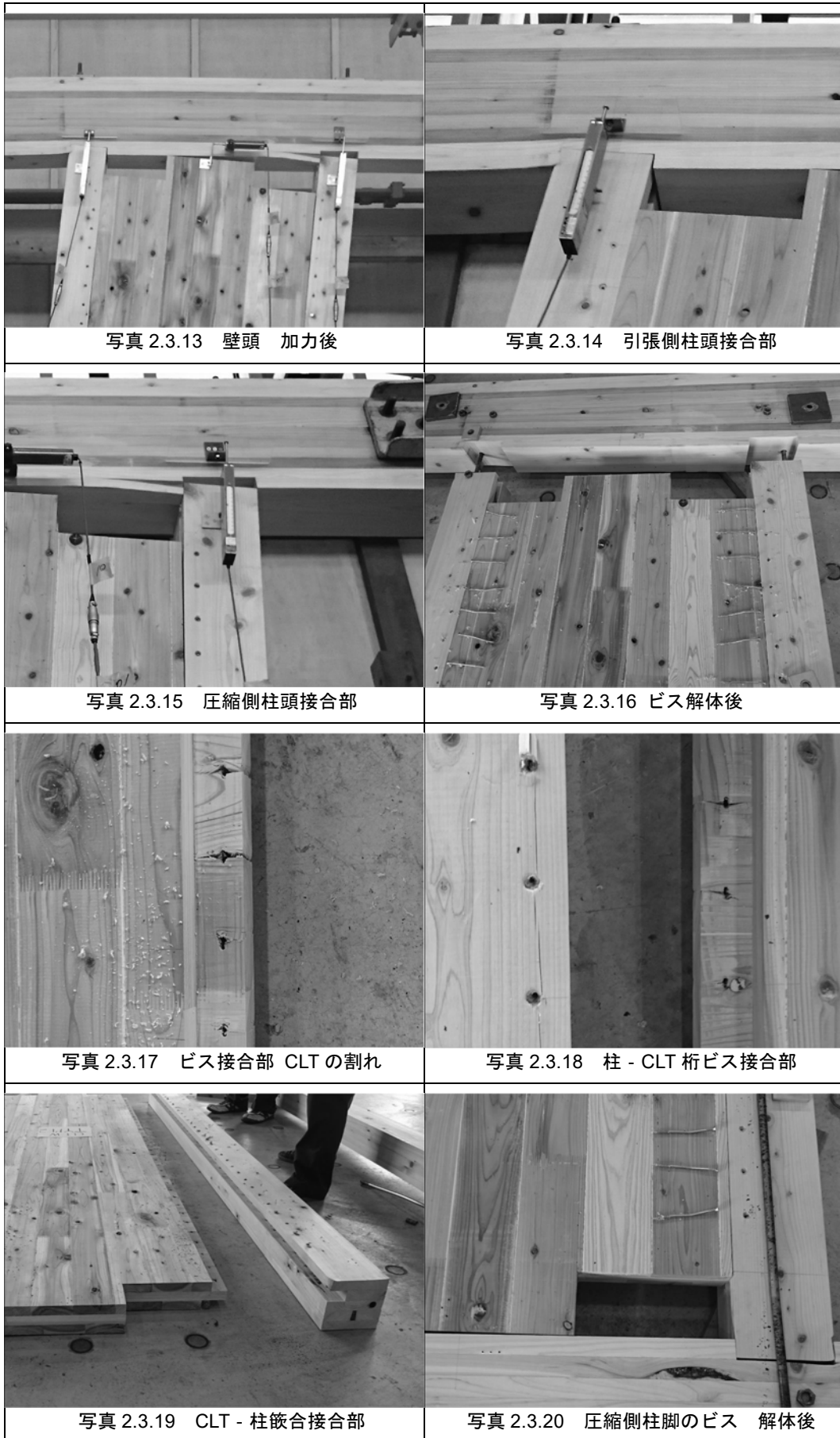


写真 2.3.12 ビスの変位





#### <試験体 CW-3 荷重—変形角曲線>

試験体 CW-3 の荷重—変形角曲線を図 2.3.14 に示す。見かけの変形角で  $1/15\text{rad}$  に達した時点で、CLT のビス接合部に割れを生じて耐力低下した。CW-2 と異なり、ビスを接合で CLT の繊維方向が壁高さ方向となっており、割裂がつながって耐力低下している。復元力特性はスリップ型を示し、履歴減衰が小さい構造的性状を確認した。真の変形角の曲線から、 $20 \times 10^{-3}\text{rad}$  から  $50 \times 10^{-3}\text{rad}$  までほぼ荷重が横ばいになっており、ビスによる塑性変形が十分に行われていることが確認できる。CW-2 の曲線は荷重が緩やかに上昇を続けていて、まだビスの変形量に余力があるのに対して、CW-3 はビスの塑性変形が進行したと推測される。

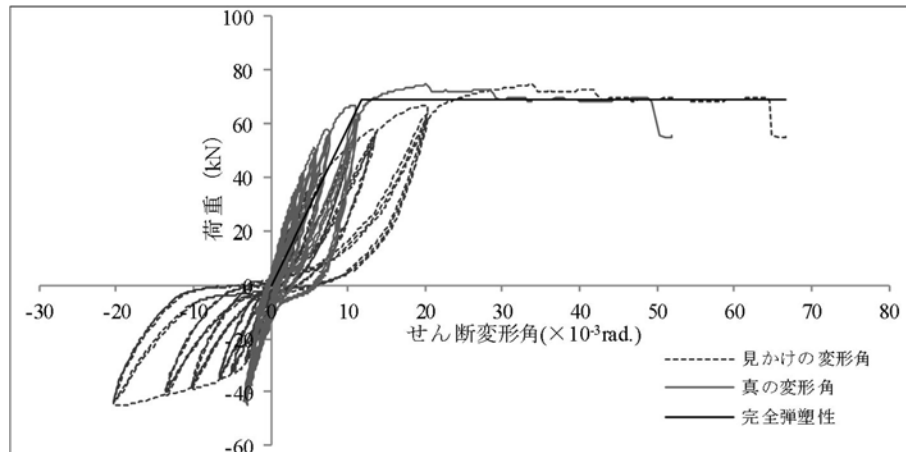


図 2.3.14 CW-3 の荷重—変形角曲線

#### <試験体 CW-3 写真>

つぎに試験体写真とその考察を示す。

写真 2.3.21：試験体 CW-3 の加力前の状況を示す。

写真 2.3.22：加力後の状況を示す。せん断変形角が  $1/15\text{rad}$ 、最大荷重  $P_{max} = 74.7\text{kN}$  に達した時点で引張側柱に接合している CLT のビス接合部に割れが生じて耐力低下した。

写真 2.3.23：壁脚の加力後の状況を示す。

写真 2.3.24：引張側柱脚接合部を示す。終局時に引きボルトが降伏し、柱脚の浮き上がりが確認された。変位計④の計測結果で、 $1/15\text{rad}$  時  $13.3\text{mm}$  である。CW-2 が  $29.4\text{mm}$  であったため、45%小さい値となっている。

写真 2.3.25：圧縮側柱脚を示す。圧縮側柱の土台へのめりこみが確認された。変位計③の計測結果で  $1/15\text{rad}$  時に  $0.1\text{mm}$  である。また柱と土台の大入れ接合部で、柱側面のめりこみも確認された。引張側柱脚は浮いていて、土台のかかりが小さいため、水平せん断力は圧縮側柱のみで伝達されていることが明らかになった。

写真 2.3.26：壁頭について加力後の状況を示す。

写真 2.3.27：引張側柱の CLT ビス接合部で割裂を生じた。ビス間の割裂が繋がっている。

写真 2.3.28：引張側柱のビス変位状況を示す。引張側柱のビスの変位量は、変位計⑨の計測結果より、 $1/15\text{rad}$  時で  $27.0\text{mm}$  である。

写真 2.3.29：圧縮側柱のビス変位状況を示す。圧縮側はビスの変位は引張側と比較して小さいため、割裂は生じていない。

写真 2.3.30：圧縮側柱のビス変位状況を示す。柱が曲げ変形し、CLT と柱に隙間が生じている。

圧縮側柱のビスの変位量は、変位計⑧の計測結果より、 $1/15\text{rad}$  時で  $19.7\text{mm}$  である。

写真 2.3.31：CLT の浮き上がり状況を示す。浮き上がりを生じるが、大壁のように土台、桁の側面から接合していないため、割裂は生じていない。

写真 2.3.32：圧縮側柱脚の傾きを示す。変位計③による計測結果のめりこみ量は  $0.1\text{mm}$  と小さいが、傾きながらめりこんでいることが確認された。スケールで測定し  $7\text{mm}$  程度となっている。

写真 2.3.33：独立柱の浮き上がり量を示す。柱芯で  $7\text{mm}$  程度となっている。

写真 2.3.34：CLT の割裂を斜め下から示す。



写真 2.3.21 試験体 CW-3 加力前



写真 2.3.22 試験体 CW-3 加力後



写真 2.3.23 壁脚 加力後



写真 2.3.24 引張側柱脚



写真 2.3.25 圧縮側柱脚



写真 2.3.26 壁頭 加力後



### <特性値一覧>

試験体 CW-2、CW-3 の荷重 - 変形角曲線を完全弾塑性モデル化し、算出した特性値を表 2.3.1 に示す。

最大耐力 $P_{max}$ を比較すると、CW-2 が 89.5kN で CW-3 の 74.7kN に対して 19.8%上回る結果となった。終局耐力 $P_u$ も同様に、CW-2 が 76.3kN に対して CW-3 が 69.0kN で 10.6%上回る結果となっている。

完全弾塑性モデルの剛性 $K$ を比較すると CW-2 が  $4.21 \times 10^3$  kN/rad に対して、CW-3 が 5.92kN/rad となり、CW-3 の剛性が 40.6%高い結果となった。

降伏点変形角 $\gamma_v$ を比較すると、CW-2 の  $18.1 \times 10^3$  に対して CW-3 は  $11.7 \times 10^3$  となり 35.3%小さくなる。終局変形角を  $66.7 \times 10^3$  を上限とすると、塑性率 $\mu$ および構造特性係数 $D_s$ は、それぞれ CW-2 が 3.68、0.397、CW-3 が 5.55、0.315 となる。よって、構造特性係数は CW-3 が CW-2 に対して 20.7%小さいため、靱性が高いことが明らかになった。

靱性を示す $D_s$ を比較すると、CW-2( $D_s=0.397$ )が、CW-3( $D_s=0.315$ )に対して、20.7%大きくなった。CW-2 の初期剛性が CW-3 と比較して低い値となり、降伏点変形角が大きくなったことが、 $D_s$ に影響している。

表 2.3.1 耐力壁特性値一覧

試験体名	最大耐力 $P_{max}$ (kN)	終局耐力 $P_u$ (kN)	剛性 $K$ ( $10^3$ kN/rad)	塑性率 $\mu$	降伏点変形角 $\gamma_v$ ( $10^{-3}$ rad)	終局変形角 $\gamma_u$ ( $10^{-3}$ rad)	構造特性 $D_s$
CW-2	89.5	76.3	4.21	3.68	18.1	66.7	0.397
CW-3	74.7	69.0	5.92	5.55	11.7	64.6	0.315

### <壁倍率評価>

各試験体の特性値から基準耐力 $P_0$ を算出した。その一覧を表 2.3.2 に示す。

$$P_0 = \min \left( P_y, 0.2P_u\sqrt{2\mu-1}, \frac{2}{3}P_{max}, P120 \right)$$

ここで、 $P120$ ：みかけの変形角で  $1/120$  rad 時の荷重値

各 1 体のみの試験であるため、ばらつきは考慮していない。

施工のばらつき等を考慮して定める壁倍率の低減係数 $\alpha$ は 1.0 としている。

目標壁倍率を 16 倍として設計を行ったが、CW-2 が 21.6 倍、CW-3 が 24.2 倍となり、目標値をそれぞれ 35%、50.1%上回る結果となった。

CW-2 は CW-3 と比較して、最大耐力 $P_{max}$ が 20.0%大きい、剛性が 12.2%低い、倍率が 12.2%低い結果となっている。どちらも  $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$  と  $P120$  の値がほぼ同じ値となり、その値で基準耐力が決定されている。

表 2.3.2 耐力壁壁評価

試験体名	試験特性値 (kN)				基準耐力 (kN)	壁倍率
	$P_y$	$0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$	$(2/3)P_{max}$	$P120$	$P_0$	
CW-2	46.2	38.5	59.7	42.0	38.5	21.6
CW-3	43.2	43.8	49.8	46.5	43.2	24.2

#### 2.3.2.4 まとめ

CLT 面材を柱にビス接合した面材耐力壁を開発した。目標耐力を壁倍率換算で 16 倍として耐力壁を設計し、面内せん断試験を実施した結果以下の内容が確認された。

- ①予備試験体 CW-2 は、 $P_{max} = 89.5\text{kN}$ 、終局変形角が  $1/15\text{rad}$  まで耐力低下せず、十分な変形性能を確認した。許容耐力の値は  $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$  が最小値となり、壁倍率換算で 21.6 倍が確認された。
- ②予備試験体 CW-3 は、 $P_{max} = 74.7\text{kN}$ 、終局変形角が  $1/15\text{rad}$  に達した時点で、CLT がビス接合部で割裂を生じて耐力低下した。許容耐力の値は  $P_y$  が最小値となり、壁倍率換算で 24.2 倍が確認された。柱と CLT を嵌合させ、3 面せん断接合としたが、ビス接合部の初期剛性と耐力が高まりその有効性が確認された。

#### <試験結果の考察>

- ③終局時も桁および土台に CLT がめりこむことがないため、桁の脆性破壊を生じず、隅角部を切り欠くことの有効性が確認された。
- ④柱と土台および桁との大入れ接合部で水平せん断力を伝達可能なことが確認された。
- ⑤耐力壁の荷重は増加をつづけたため、引きボルトの降伏耐力と壁形状から推測すると、荷重が 40kN 付近から引きボルトは降伏しており、ボルトの塑性変形量が大きくなっている。木造の耐力壁は柱脚が先に降伏しないことが原則だが、柱脚の変形性能が十分であれば耐力壁の変形性能も確保されることを確認した。

### 2.3.3 ビス 2 面せん断試験

#### 2.3.3.1 目的

ビス接合部のせん断性能を確認するため、せん断試験を実施した。この試験で得られたデータをもとに、耐力壁の耐力と剛性を算出し、面内せん断試験結果との適合性を検証することを目的とする。

#### 2.3.3.2 試験体概要

試験体は主材を 90mm 厚の CLT（強度等級 Mx60（ラミナ構成 L60,L30,L60）、3 層 3 プライ、幅はぎ接着あり）とした。L60 の層は高さ方向が繊維方向となっており、L30 の層は水平方向が繊維方向となっている。側材の断面は 150×150mm とし、集成材 E65-F255（スギ）と集成材(E95-F315)（ヒノキ）の 2 種類で試験した。150mm 角の側材に幅 30mm 深さ 40mm のスリット加工を行い、LVL を嵌合させて、パネリードⅡ+（(株)東日本パワーファスニング、径 6mm、長さ 110mm）を用いてビス打ちした。ビスピッチは 150mm とした。試験体図を図 2.3.15 に示す。それぞれ 6 体試験を行った。

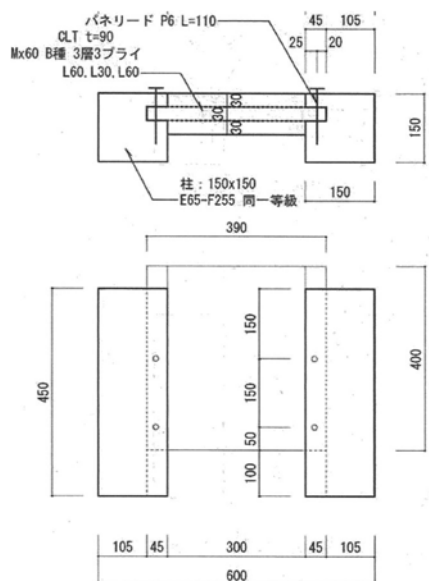


図 2.3.15 ビス 2 面せん断試験試験体図

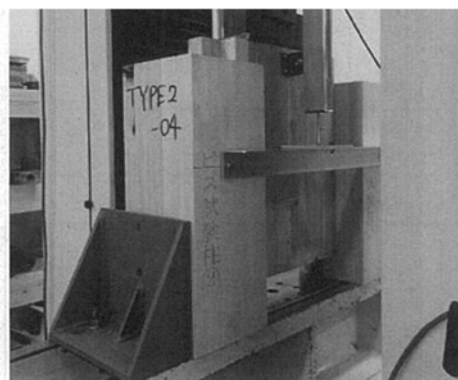


写真 2.3.35 ビス 2 面せん断試験試験体

#### 2.3.3.3 試験方法

加力は一方向の単調加力とし、最大荷重の 80%に低下するか、もしくは変形量が 30 mmに達するまで行った。加力速度は 4mm/min とした。試験体を写真 2.3.1 に示す。

#### 2.3.3.4 試験結果

側材ヒノキ試験体と、側材スギ試験体の荷重－変位曲線(ビス 1 本あたり)をそれぞれ図 2.3.16、図 2.3.17 に示す。パネリードⅡ+は変位が 30mm に達しても耐力低下しない安定した変形性能を示した。

文献 2)を参考に、荷重－変位曲線を完全弾塑性モデル化し、各特性値を算出した。荷重-変位曲線は変位 45mm まで示しているが、30mm を終局変位として算出した。特性値一覧を表 2.3.3、表 2.3.4 に示す。側材がヒノキの場合、終局耐力 $P_u = 8.60\text{kN/本}$ (平均値)、剛性 $K = 1.21\text{kN/mm/本}$ (平均値)となった。それに対してスギの場合、終局耐力 $P_u = 5.90\text{kN/本}$ (平均値)、剛性 $K = 1.31\text{kN/mm/本}$ (平均値)となった。終局耐力はヒノキがスギよりも 45.8%上回ることが確認された。初期剛性に違いは見られなかった。

加力終了時の試験体を写真 2.3.36 に示す。どちらも変形が進むとビス頭がめりこみロープ効果を生じていることが確認された(写真 2.3.38)。また加力終了後、試験体を解体してビスの状態を確認した(写真 2.3.37)。パネリードⅡ+は大きく曲げ変形を生じていたが、ビスの破断は生じていなかった(写真 2.3.39)。

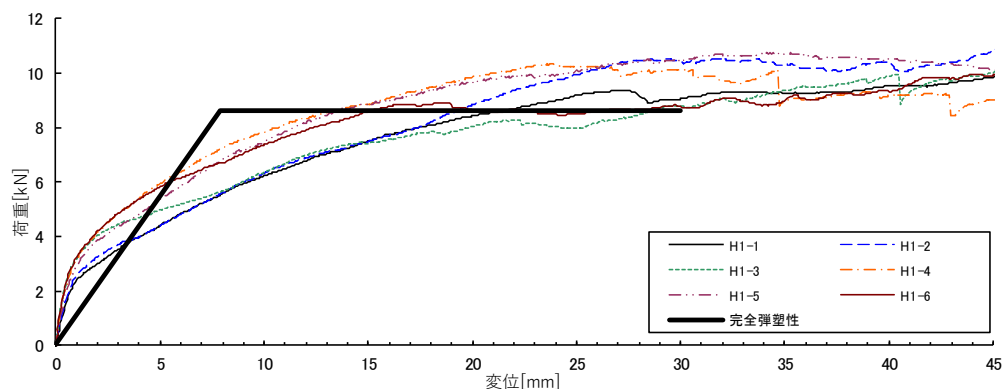


図 2.3.16 ビス 2 面せん断試験（ヒノキ）荷重－変形曲線

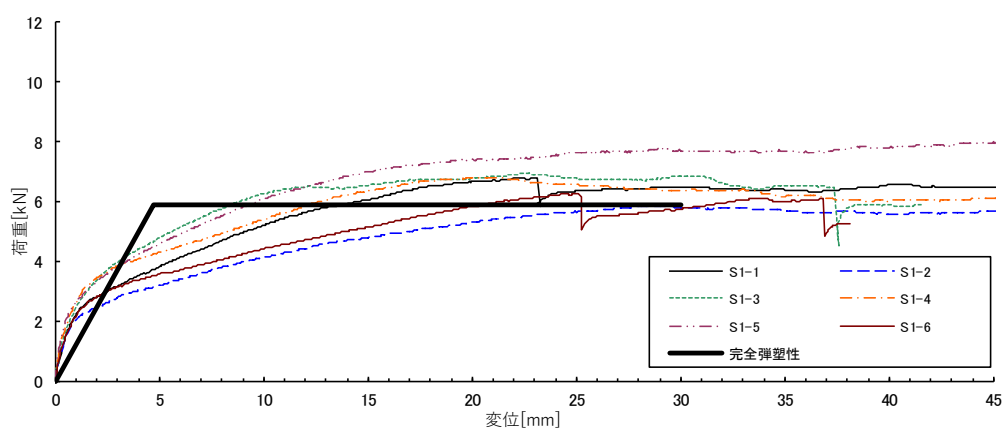


図 2.3.17 ビス 2 面せん断試験（スギ）荷重－変形曲線

表 2.3.3 ビス 2 面せん断試験（ヒノキ） 試験結果

試験体 項目	ヒノキ材-ビス						平均	標準偏差
	H1-1	H1-2	H1-3	H1-4	H1-5	H1-6		
降伏耐力 $P_y$ [kN]	4.70	5.10	4.50	5.45	5.48	4.53	4.96	0.446
降伏変位 $\delta_y$ [mm]	5.70	6.68	3.11	4.10	5.23	2.47	4.55	1.61
終局耐力 $P_u$ [kN]	8.28	9.03	7.43	9.30	9.43	8.15	8.60	0.780
終局変位 $\delta_u$ [mm]	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	0.00
初期剛性 $K$ [kN/mm]	0.825	0.763	1.45	1.33	1.05	1.83	1.21	0.408
降伏点変位 $\delta_v$ [mm]	10.0	11.8	5.13	6.98	9.00	4.45	7.89	2.87
塑性率 $\mu$	3.00	2.54	5.85	4.30	3.33	6.74	4.29	1.68
構造特性係数 $D_s$	0.447	0.495	0.306	0.363	0.420	0.283	0.386	0.0828

表 2.3.4 ビス 2 面せん断試験（スギ） 試験結果

試験体 項目	スギ材-ビス						平均	標準偏差
	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6		
降伏耐力 $P_y$ [kN]	3.28	2.88	3.48	3.43	3.85	3.00	3.32	0.352
降伏変位 $\delta_y$ [mm]	3.22	3.17	2.12	1.95	3.01	2.43	2.65	0.56
終局耐力 $P_u$ [kN]	6.00	4.95	6.40	6.00	6.93	5.15	5.90	0.746
終局変位 $\delta_u$ [mm]	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	0.00
初期剛性 $K$ [kN/mm]	1.02	0.908	1.65	1.76	1.28	1.23	1.31	0.337
降伏点変位 $\delta_v$ [mm]	5.91	5.47	3.89	3.42	5.40	4.19	4.71	1.01
塑性率 $\mu$	5.08	5.48	7.71	8.77	5.56	7.16	6.63	1.48
構造特性係数 $D_s$	0.331	0.317	0.263	0.246	0.314	0.274	0.291	0.0343

<ビス 2 面せん断試験写真 >

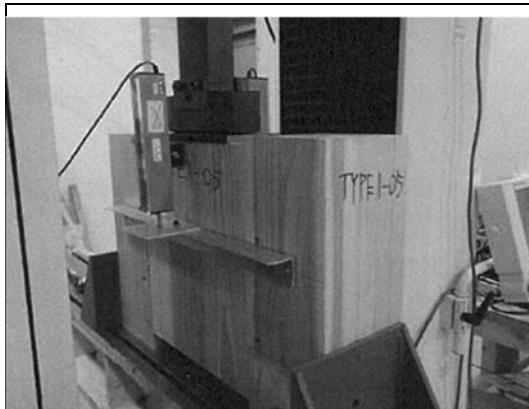


写真 2.3.36 側材スギ試験体 58mm 変形時

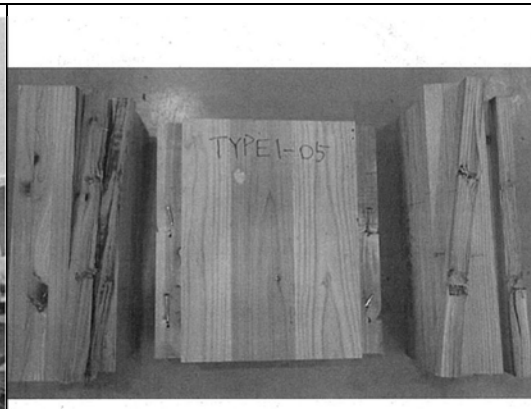


写真 2.3.37 側材スギ試験体 解体後



写真 2.3.38 ビス頭のめりこみ

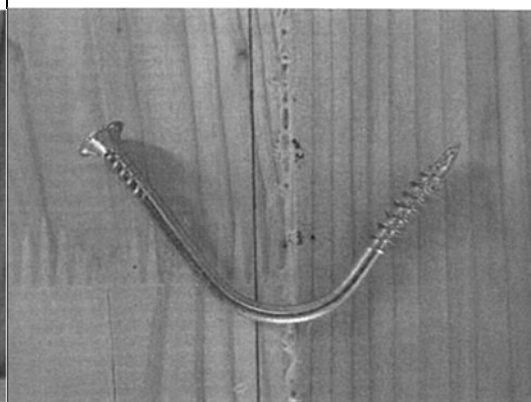


写真 2.3.39 ビスの曲げ変形



#### 2.3.4 面内せん断試験（本試験）

予備試験にて、CW-2、CW-3 ともに目標壁倍率 16 倍を超える十分な耐力が得られることを示した。CW-3 は CW-2 に対して、剛性が高く、降伏点変形角が小さい。そのため、塑性率が大きくなり  $D_s$  が 20%低いことが確認された。ただし、CW-3 は終局時にビス接合部で CLT に割裂を生じることが確認された。これは LVL を用いた耐力壁で、柱にスギ集成材を用いた場合にも確認された破壊現象である。この破壊は割裂であるため、試験体によるばらつきが大きくなることが懸念された。そこで、ばらつきが少ないと考えられる CW-2 の試験体を採用し、試験体名を CW-5 として同仕様で 3 体の本試験を行った。加えて柱脚の接合を LSB(ラグスクリーボルト)に変えた試験体 CW-6 を 1 体実施した。

#### 2.3.4.1 試験体概要

試験体図を図 2.3.18 に示す。柱は 150×180mm のヒノキ集成材(E95-F315)、桁は 150×330mm のヒノキ、スギハイブリッド集成材 (E105-F300)、面材は 90mm 厚の CLT(Mx60、3 層 3 プライ)とした。

予備試験では柱脚に生じる引抜力を低減する目的で桁をつなぐ柱を配置したが、本試験では耐力壁の性能評価で定められている柱脚固定に変更した。

CLT と柱の接合方法は、ビス接合部で終局時も耐力低下を生じていない試験体 CW-2 と同一とした。柱に接合する CLT のラミナ(L30)は繊維方向が水平方向となるため、ビスは壁の変形とともに繊維直交方向にめり込むことになる。

また予備試験において桁および土台と柱との大入接合のみで水平力を伝達可能であることを確認したため、面材の上下辺は桁および土台と接合しない設計とした。柱と桁の大入れ寸法は 50mm とし、最終加力で圧縮側となる柱脚には柱脚金物を想定した厚 50mm のヒノキ製材を配置した。

柱脚は土台のめりこみを防止するため柱勝ちに変更し、柱と鉄骨架台とは引きボルト 2-M22(SNR490B)で接合した。

### ＜試験体設計方針＞

以下設計方針を示す。

①引きボルト接合とし、ボルトが先行降伏する設計とした。

②梁と柱は大入れとして柱を介して水平力を伝達させる。

③面材と梁および土台は接合しない。

④真壁耐力壁で脆性破壊の原因となる隅角部は、CLT を欠きこす。

⑤柱と支圧プレートの支圧接合でせん断をベースプレートに伝達。試験では繊維方向を水平に向けた木片で代用。

⑥土台は柱脚をつなぐために配置しており、鉄骨架台とは接合しない。

⑦ストッパー。実施設計では圧縮側柱脚のアンカーボルトで水平せん断力を基礎に伝達する。

⑧端部の通し柱となる箇所は梁と柱を引きボルトで接合し、水平力を柱に伝達する。回転剛性に配慮して梁芯に引き、ボルトを配置。

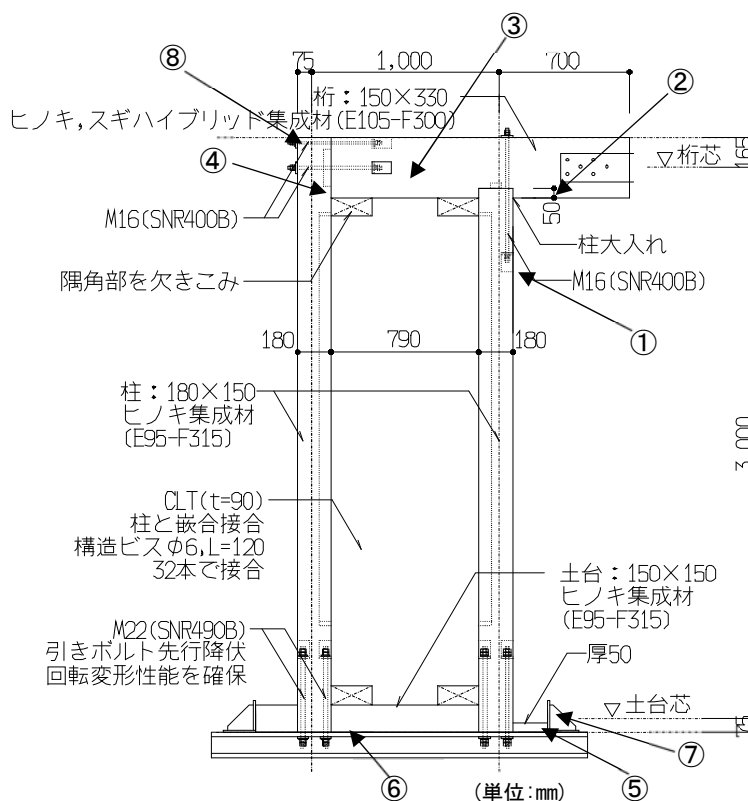


図 2.3.18 試験体図

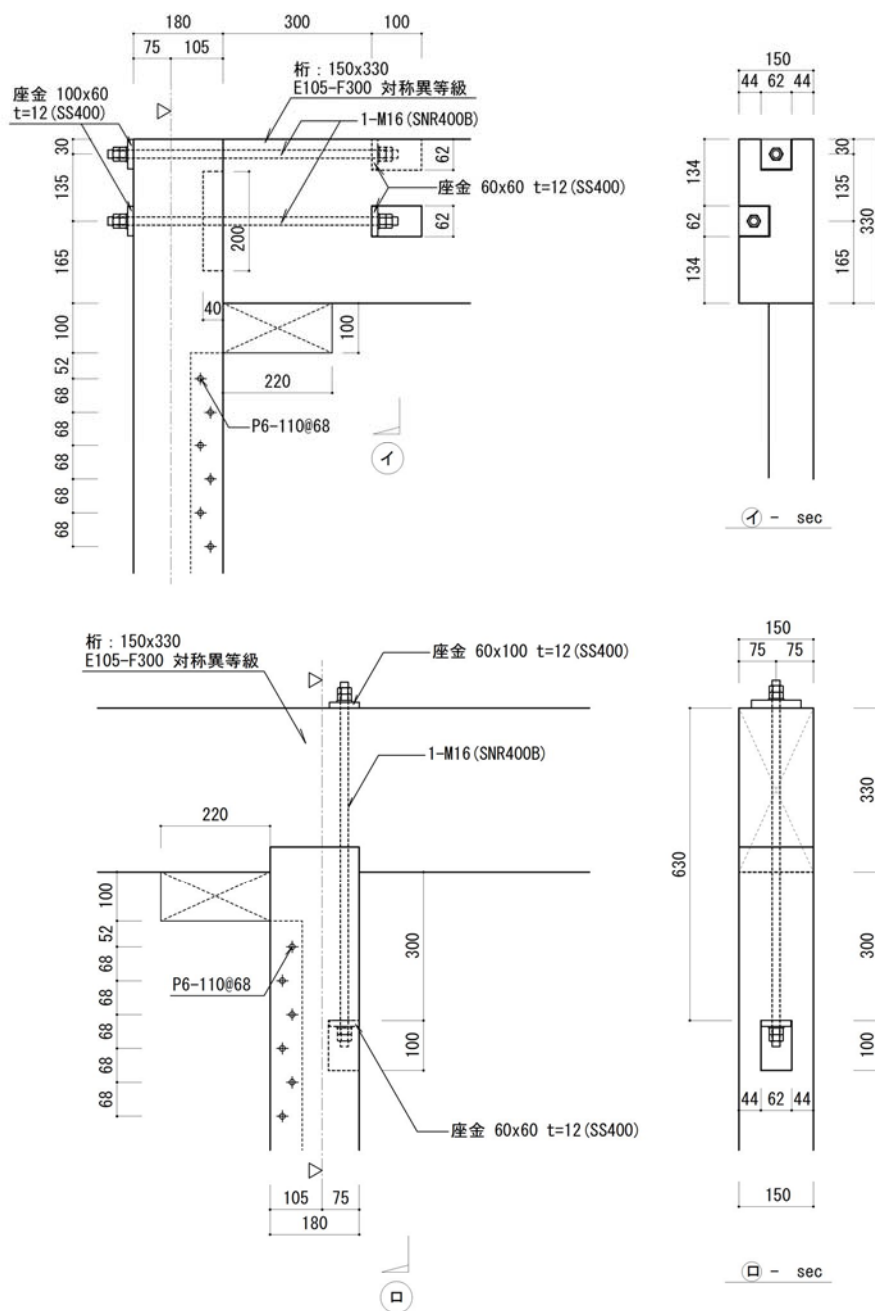


图 2.3.19 CW-5、6 柱頭接合部

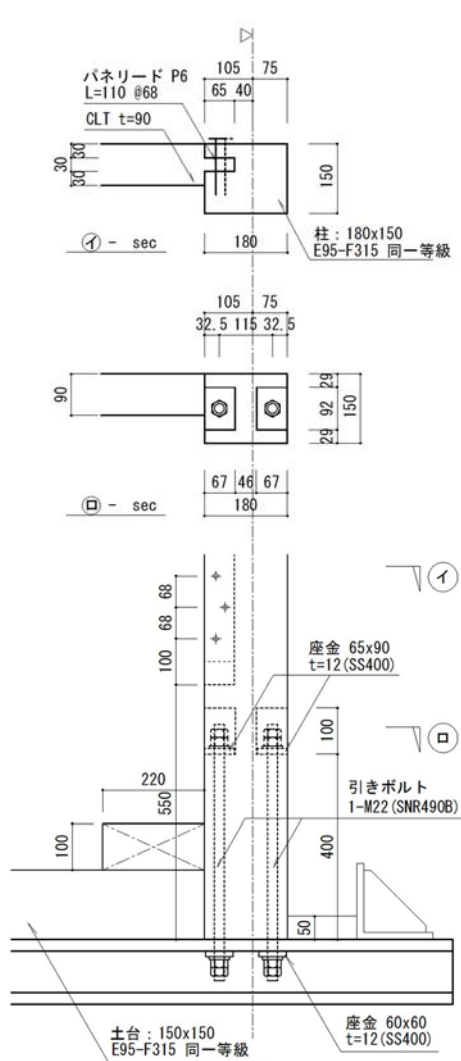


図 2.3.20 CW-5 柱脚接合部

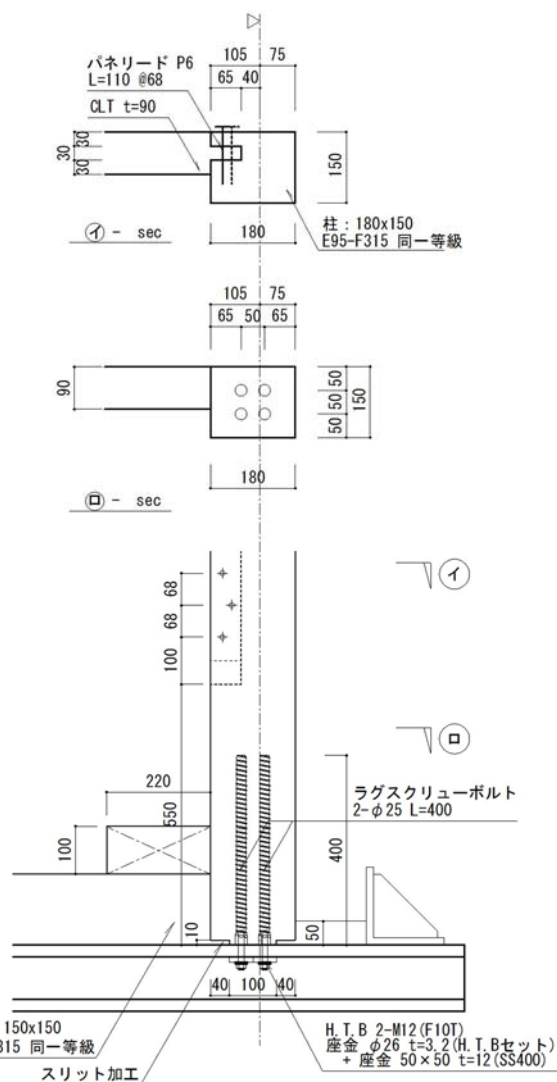


図 2.3.21 CW-6 柱脚接合部

### <試験体許容耐力の算定>

目標壁倍率を 18 倍として設計した。2.3.1.3 に示した許容耐力算定式により、ビスの要素試験結果と壁形状から以下に算出した。

$B$	: 縦列ビスの間隔(mm)
$H$	: 桁芯から柱脚までの高さ(mm)
$L$	: 柱芯間距離(mm)
$E$	: 鋼材のヤング係数(N / mm <sup>2</sup> )
$A$	: アンカーボルトの断面積(mm <sup>2</sup> )
$l$	: アンカーボルトの長さ(mm)
$n$	: 柱と CLT を接合するビス本数
縦列ビスの間隔	$B = 860\text{mm}$
桁芯から柱脚までの高さ	$H = 3000\text{mm}$
芯間距離	$L = 1000\text{mm}$
鋼材のヤング係数	$E = 205\text{kN/mm}^2$
アンカーボルトの断面積	$A = 380\text{mm}^2$
アンカーボルトの長さ	$l = 400\text{mm}$
柱と CLT を接合するビス本数	$n = 32 \text{ 本}$

$P_{y\text{ビス}}$ 、 $P_{u\text{ビス}}$ 、 $k_{y\text{ビス}}$ の値は表 3 の平均値とする。

$$\text{ビス接合部剛性 } K_{\theta 1} = n \cdot k_{\text{ビス}} \cdot B^2 / 2H = 32 \times 1.2 \times 860^2 / 2 / 3000 = 4.73 \times 10^3 \text{ (kN/rad)}$$

式(2.3.1)より、

引きボルトの剛性

$$K_{\theta 2} = EA / l \cdot L^2 / H = 205 \times (380 \times 2) / 400 \times 1000^2 / 3000 = 129 \times 10^3 \text{ (kN/rad)}$$

耐力壁の剛性

$$K_{\theta} = K_{\theta 1} K_{\theta 2} / (K_{\theta 1} + K_{\theta 2}) = 4.73 \times 129 \times 10^3 / (4.73 + 129) = 4.57 \times 10^3 \text{ (kN/rad)}$$

$$P_{1/120} = 4.57 \times 10^3 \times (1/120) = 38.1 \text{ (kN)}$$

$$\text{降伏耐力 } P_{y\text{壁}} = P_{y\text{ビス}} \times n \times B / H = 32 \times 4.95 \times 860 / 3000 = 45.4 \text{ (kN)}$$

$$\text{終局耐力 } P_{u\text{壁}} = P_{u\text{ビス}} \times n \times B / H = 32 \times 8.60 \times 860 / 3000 = 78.9 \text{ (kN)}$$

$$\text{最大耐力 } P_{\text{max壁}} = P_{\text{maxビス}} \times n \times B / H = 32 \times 9.75 \times 860 / 3000 = 89.4 \text{ (kN)}$$

$$\text{降伏点変形角 } \delta_{v\text{壁}} = P_{u\text{壁}} / K_{\theta} = 78.9 / 4.57 \times 10^{-3} = 17.3 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\text{終局変形角 } \delta_{u\text{壁}} = 1 / 20$$

$$\text{塑性率 } \mu = (1/20) / (17.3 \times 10^{-3}) = 2.89$$

圧縮側柱脚および引張側柱頭の柱せん断耐力 $Q_{u1}$ と大入れ側面の支圧耐力 $Q_{u2}$ が $P_{u\text{壁}}$ を上回ることを確認する。

$F_s$  柱材のせん断基準強度(N / mm<sup>2</sup>)

$b$  柱幅(mm)

$d$  柱せい(mm)

$F_{\perp}$  柱材の繊維直交方向支圧強度(N / mm<sup>2</sup>)

$t$  大入寸法または柱脚金物のリブプレート高さ(mm)

$F_s = 3.6\text{N/mm}^2$ 、 $b = 180\text{mm}$ 、 $d = 150\text{mm}$ 、 $F_{\perp} = 11.2\text{N/mm}^2$ 、 $t = 50\text{mm}$  より、 $Q_{u1} = F_s \cdot b \cdot d = 97.2\text{kN}$ 、 $Q_{u2} = F_{\perp} \cdot d \cdot t = 84.0\text{kN} > P_{u\text{壁}} = 78.9\text{kN}$  となる。

柱脚の引きボルト接合はボルトの降伏耐力 $T_{y\text{bolt}}$ に対して座金の柱繊維方向への圧縮耐力 $N_{u1}$ と座金から柱木口へのせん断耐力 $N_{u2}$ が上回る設計とする。

$$T_{y\text{bolt}} = A_s \cdot F_s \quad (2.3.15)$$

$$N_{u1} = x_b \cdot y_b \cdot F_e \quad (2.3.16)$$

$$N_{u2} = A_s \cdot F_s \quad (2.3.17)$$

$$A_s = (2 \cdot x_b + y_b) \cdot \frac{l_1}{2} \quad (2.3.18)$$

$A_{\text{bolt}}$  : 引きボルトの断面積(N/mm<sup>2</sup>)

$F_{ty}$  : 引きボルトの降伏応力度(N / mm<sup>2</sup>)

$x_b$  : 座金の短辺(mm)

$y_b$  : 座金の長辺(mm)

$F_e$  : 柱材の繊維方向支圧強度(N / mm<sup>2</sup>)

$A_s$  : 座金から柱木口までのせん断面積(N / mm<sup>2</sup>)

$l_1$  : 座金から柱木口までの長さ(mm)

$A_t = 380\text{mm}^2$ 、 $F_{ty} = 325\text{N/mm}^2$ 、 $x_b = 65\text{mm}$ 、 $y_b = 95\text{mm}$ 、 $F_e = 22.4\text{N/mm}^2$ 、 $l_1 = 400\text{mm}$  より、

$$T_{y\text{bolt}} = A_{\text{bolt}} \cdot F_{ty} = 124\text{kN}、N_{u1} = x_b \cdot y_b \cdot F_e = 138\text{kN}、N_{u2} = A_s \cdot F_s = 162\text{kN} \text{ となる。}$$

$$\text{よって } \min(N_{u1}, N_{u2}) / T_{y\text{bolt}} = 1.11$$

### 2.3.4.2 試験方法

土台は鉄骨架台に載せ、水平方向は鉄骨架台と一体としたストッパーで拘束した。引きボルトは、鉄骨架台と緊結してダブルナットで固定した。

変位計設置位置を図 2.3.22 に示す。変位計の計測結果から変形角をそれぞれ次式で算出した。

みかけのせん断変形角= $((\text{変位計①}-\text{変位計②}))/2,895\text{mm}$

真のせん断変形角= $((\text{変位計①}-\text{変位計②})-(\text{変位計④}-\text{変位計③}))/2,895\text{mm}$

変位計は、変位計 1 に DP-1000E（東京測器研究所製）、変位計 2～5 に SDP100（東京測器研究所製）、変位計 6～9 に CDP50（東京測器研究所製）を使用した。

加力には実大せん断試験機（株）理研機器社製、容量押し 500kN、引き 250kN）を用いた。みかけのせん断変形角が 1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50rad 毎にそれぞれ正負 3 回繰り返し加力した。その後は最大荷重の 80%に荷重低下するか、見かけのせん断変形角が 1/15rad に達するまで加力した。

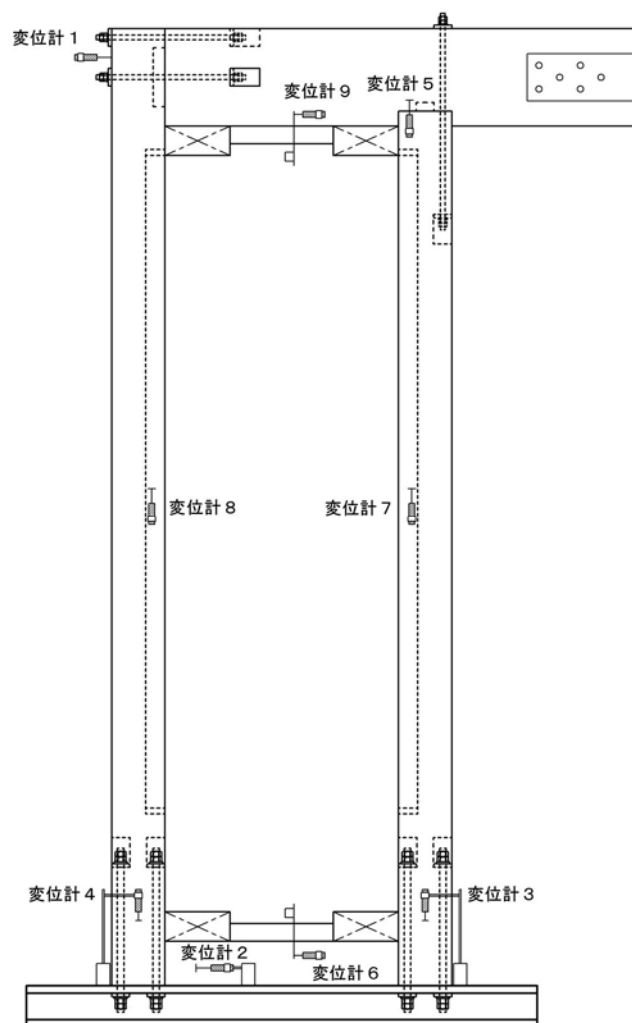


図 2.3.22 本試験変位計位置図

### 2.3.4.3 試験結果

#### ＜荷重－変形角曲線＞

試験体 CW-5-1、CW-5-2、CW-5-3 の荷重－変形角曲線を示す（図 2.3.23、図 2.3.24、図 2.3.25）。CW-5-1、CW-5-2 は見かけの変形角で  $1/15\text{rad}$  を超えても耐力低下しない結果を確認した。CW-5-3 は  $1/19\text{rad}$  に達した時点で柱脚の引きボルト接合部で割裂破壊を生じ、荷重低下する結果となった。3 体の荷重－変形角曲線を重ねると（図 2.3.26）、曲線がほぼ一致しており、ばらつきが少ないことが示された。

つぎに試験体 CW-6 の荷重－変形角曲線を示す（図 2.3.27）。柱脚の接合を LSB に変更したが、CW-5 と同様に  $1/15\text{rad}$  を超えても耐力低下しない結果を確認した。LSB の軸剛性が高いことで柱脚の浮き上がり変形が更に抑えられ、見かけの変形角と真の変形角がほぼ一致する結果となっている。

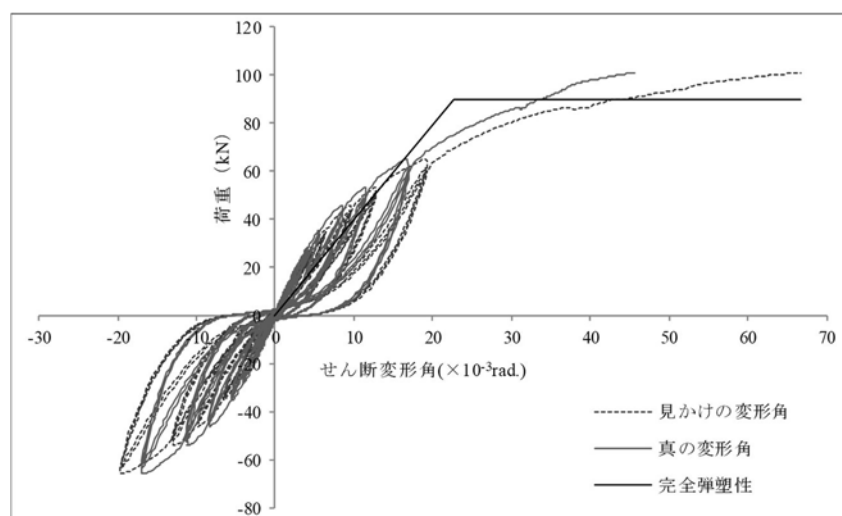


図 2.3.23 CW-5-1 の荷重－変形角曲線

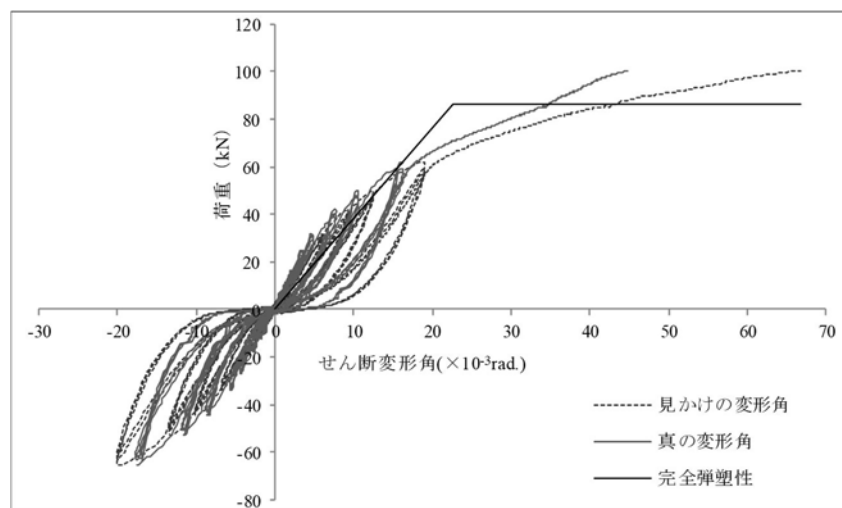


図 2.3.24 CW-5-2 の荷重－変形角曲線

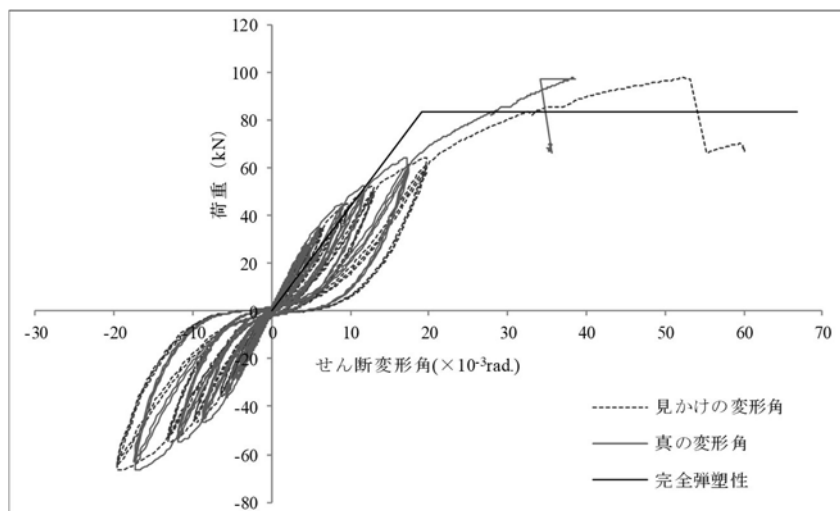


図 2.3.25 CW-5-3 の荷重－変形角曲線

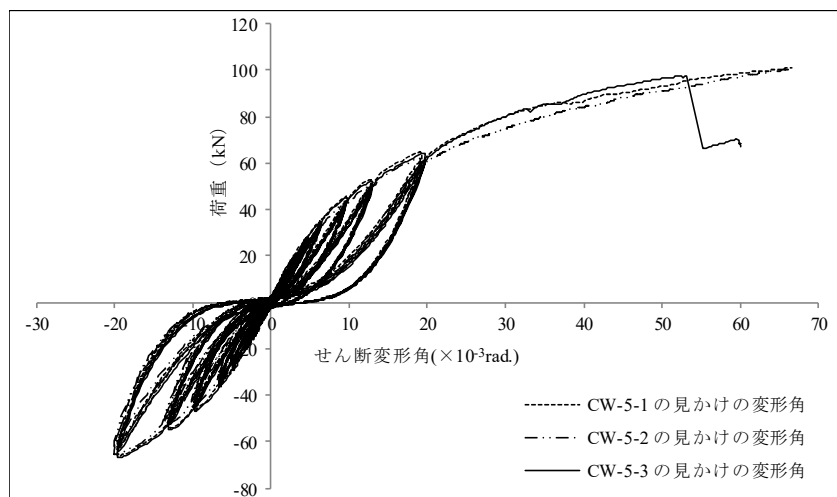


図 2.3.26 CW-5-1～5-3 の荷重－変形角曲線

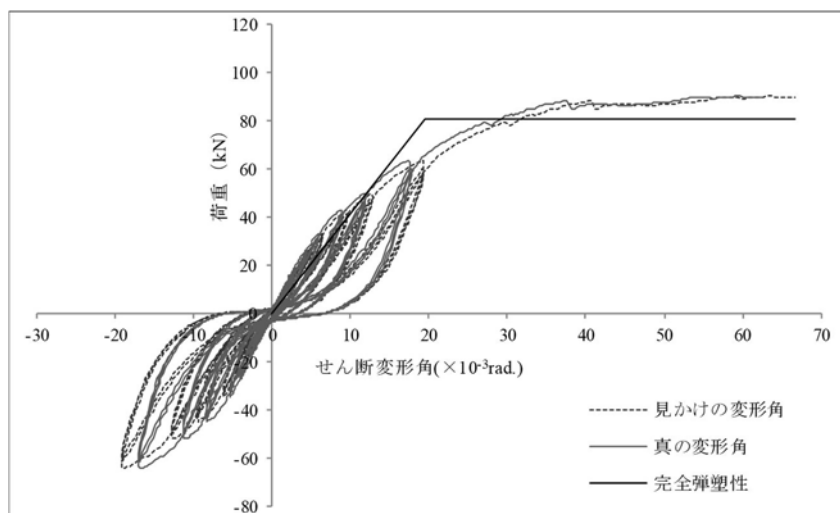


図 2.3.27 CW-6 の荷重－変形角曲線

#### <試験体 CW-5-1 写真>

つぎに試験体写真とその考察を示す。

写真 2.3.40：試験体 CW-5-1 の加力前の写真である。柱と CLT の接合方法は試験体 CW-2 と同様の仕様としている。柱脚固定式に変更し、加力治具と反対側の柱頭は柱勝ちとして引きボルトで接合した。柱脚に生じる引張力が増大するため、柱脚を固定する引きボルトを 1-M16(SNR490)から 2-M22(SNR490)へ補強している。

写真 2.3.41：試験体 CW-5-1 の加力後の写真である。せん断変形角が  $1/15.0\text{rad}$  を超えても、耐力低下しない結果となった。最大荷重  $P_{max} = 101\text{kN}(1/15\text{rad 時})$  である。

写真 2.3.42：壁脚について加力前の状況を示す。

写真 2.3.43：壁脚の加力後の状況を示す。

写真 2.3.44：引張側柱脚接合部を示す。終局時に引きボルトが降伏し、柱脚の浮き上がりが確認された。変位計④の計測結果で、 $1/15\text{rad}$  時  $16.8\text{mm}$ 、 $1/10\text{rad}$  時  $18.1\text{mm}$  となっている。予備試験体 CW-2 の  $1/15\text{rad}$  時の変位が  $29.4\text{mm}$  であったのに対して、57%に低減されているため、壁の変形におけるボルトの影響を抑える効果が確認された。

写真 2.3.45：引張側柱脚接合部（側面）を示す。

写真 2.3.46：圧縮側柱脚を示す。

写真 2.3.47：圧縮側柱脚接合部（背面）を示す。予備試験 CW-2 から柱勝ちに変更している。そのため土台に対するめりこみの影響はない。また柱側面と木材によるストッパーとの接触部で、めりこみが確認された。

写真 2.3.48：壁頭の加力前の状況を示す。

写真 2.3.49：壁頭の加力後の状況を示す。予備試験同様に引張側柱頭では CLT と柱側面が接触し、水平せん断力を伝達していることが確認された。圧縮側柱頭では CLT と柱側面が離れており、ビスに加力方向とは逆向きの水平変位が生じている。

写真 2.3.50：最終加力で圧縮側となる柱の柱頭では CLT と柱側面が離れており、ビスに加力方向とは逆向きの水平変位が生じる。そのため、柱側に割れが生じている。

写真 2.3.51：最終加力で引張側となる柱の柱頭は、 $1/50\text{rad}$  までの加力であるため、柱側の割れは圧縮側に比べ少ない。

写真 2.3.52：試験体を組む前の壁脚を示す。

写真 2.3.53：解体後の壁脚を示す。ビスの変位測定結果は、 $1/15\text{rad}$  時に引張側柱で  $14.6\text{mm}$ （変位計⑧）、圧縮側柱で  $20.7\text{mm}$ （変位計⑦）であった。ビスの要素試験では、終局変位  $30\text{mm}$  以上の変形性能が確認されているため、ビスの変形量には十分余裕がある。







写真 2.3.42 CW-5-1 壁脚 加力前

写真 2.3.43 CW-5-1 壁脚 加力後



写真 2.3.44 CW-5-1 引張側柱柱脚



写真 2.3.45 CW-5-1 圧縮側柱柱脚



写真 2.3.46 CW-5-1 圧縮側柱柱脚



写真 2.3.47 CW-5-1 圧縮側柱柱脚



写真 2.3.48 CW-5-1 壁頭 加力前



写真 2.3.49 CW-5-1 壁頭 加力後

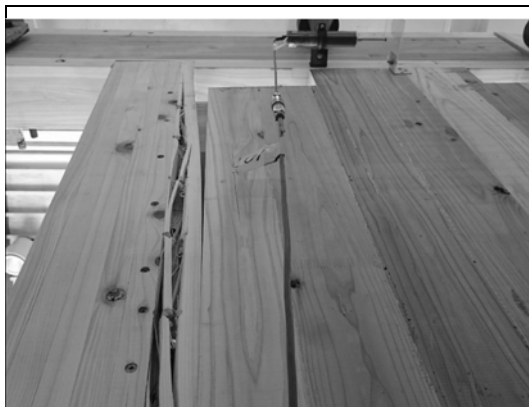


写真 2.3.50 CW-5-1 圧縮側柱の柱頭

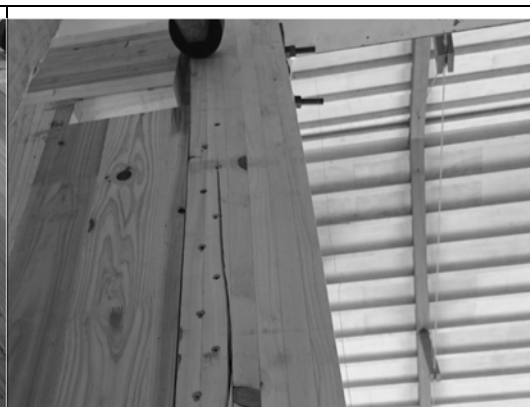


写真 2.3.51 CW5-1 引張側柱の柱頭



写真 2.3.52 CW-5-1 壁脚



写真 2.3.53 CW-5-1 壁脚 加力後

<試験体 CW-5-2 写真>

写真 2.3.54：試験体 CW-5-2 の加力前の写真を示す。

写真 2.3.55：試験体 CW-5-2 の加力後の写真である。せん断変形角が  $1/15.0\text{rad}$  を超えても、耐力低下しない結果となった。最大荷重は試験体 CW-5-1 と同じく  $P_{max} = 101\text{kN}$ ( $1/15\text{rad}$  時)である。

写真 2.3.56：壁脚について加力後の状況を示す。

写真 2.3.57：引張側柱脚接合部を示す。終局時に引きボルトが降伏し、柱脚の浮き上がりが確認された。変位計④の計測結果で、 $1/15\text{rad}$  時  $17.1\text{mm}$ 、 $1/13.7\text{rad}$  時  $18.6\text{mm}$  となっている。予備試験体 CW-2 の  $1/15\text{rad}$  時の変位が  $29.4\text{mm}$  であったのに対して、58%に低減されているため、試験体 CW-5-1 同様に壁の変形におけるボルトの影響を抑える効果が確認された。

写真 2.3.58：圧縮側柱脚を示す。

写真 2.3.59：壁頭の加力後の状況を示す。試験体 CW-5-1 同様に引張側柱頭では CLT と柱側面が接触し、水平せん断力を伝達していることが確認された。圧縮側柱頭では CLT と柱側面が離れており、ビスに加力方向とは逆向きの水平変位が生じている。

写真 2.3.60：最終加力で圧縮側となる柱の柱頭のビス接合部で柱に割れが生じている。

写真 2.3.61：圧縮側となる柱の柱頭以外ではビス接合部の外観に損傷は確認されなかった。測定結果は、引張側柱で  $17.3\text{mm}$  (変位計⑧)、圧縮側柱で  $14.9\text{mm}$  (変位計⑦) であった。CW-5-1 と異なり引張側柱のビス変位が大きい結果となった。

写真 2.3.62：壁脚側から解体写真を示す。柱脚側に割れは生じていない。

写真 2.3.63：壁頭側から解体写真を示す。柱頭から割れが進行している。

写真 2.3.64：解体写真を示す。

写真 2.3.65：解体写真を示す。



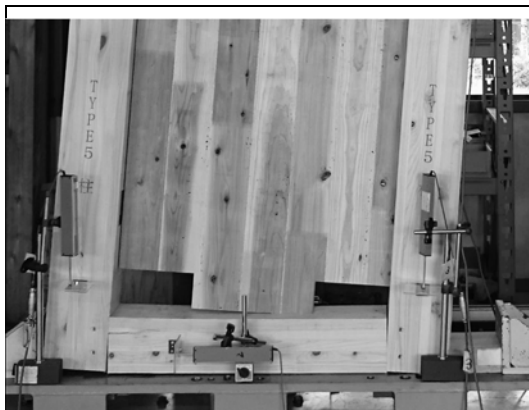


写真 2.3.56 CW-5-2 壁脚 加力後



写真 2.3.57 CW-5-2 引張側柱脚



写真 2.3.58 CW-5-2 圧縮側柱脚



写真 2.3.59 CW-5-2 壁頭 加力後

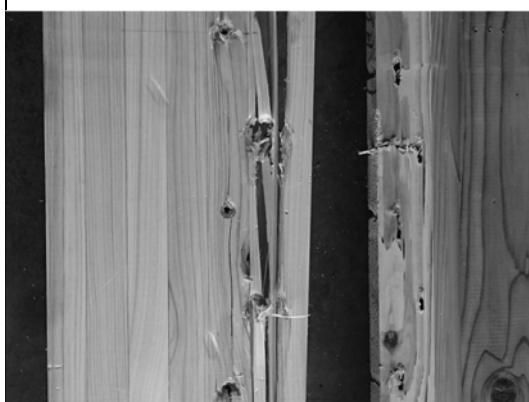


写真 2.3.60 CW-5-2 柱の割裂



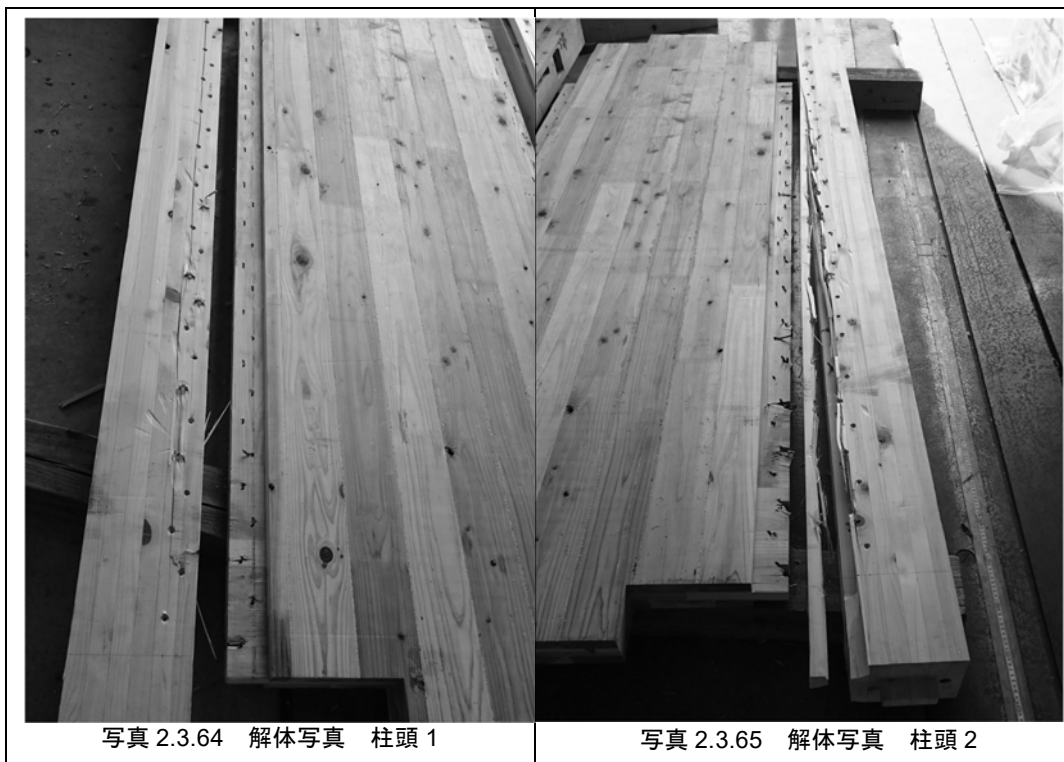
写真 2.3.61 CW-5-2 CLT の割裂



写真 2.3.62 解体写真 壁脚から



写真 2.3.63 解体写真 壁頭から



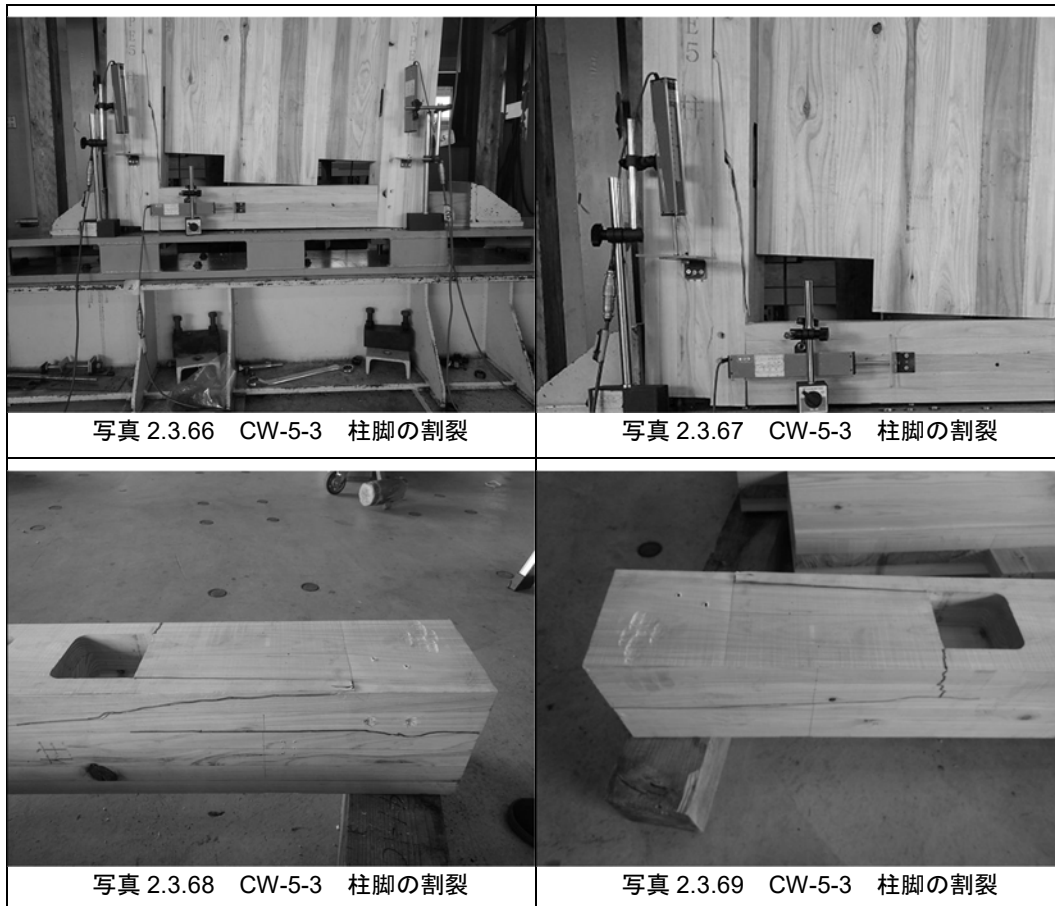
<試験体 CW-5-3 写真>

写真 2.3.66：試験体 CW-5-3 の壁脚の状況（加力後）を示す。

写真 2.3.67：試験体 CW-5-3 の引張側柱脚の破壊状況を示す。せん断変形角が  $1/18.8\text{rad}$  の時点で柱脚接合部の座金位置から割裂し耐力低下した。最大荷重 $P_{max}$ は  $97.6\text{kN}$ ( $1/18.8\text{rad}$  時)であった。CW-5-1 が  $101\text{kN}$  であったため、ほぼ同じ結果が得られた。

写真 2.3.68：柱脚の破壊状況を示す。引きボルトの降伏耐力に対して、割裂耐力の余裕度が少なかったことが破壊の要因と考えられる。

写真 2.3.69：柱脚の破壊状況を示す。



#### <試験体 CW-6 写真>

写真 2.3.70：試験体 CW-6 の加力後の写真である。せん断変形角が  $1/15.0\text{rad}$  を超えても、耐力低下しない結果となった。最大荷重  $P_{\max} = 90.1\text{kN}$ ( $1/15\text{rad}$  時)である。CW-5 と柱脚の接合方法を引きボルト 2-M22(SNR490)から LSB 4- $\phi 25$ ( $L=400$ )に変更している。

写真 2.3.71：壁脚の加力後の状況を示す。

写真 2.3.72：引張側柱脚接合部を示す。柱脚の浮き上がりが量は、変位計④の計測結果で、 $1/15\text{rad}$  時  $4.1\text{mm}$ 、 $1/12.9\text{rad}$  時  $5.9\text{mm}$  となっている。CW-5-1 が  $1/15\text{rad}$  時の変位で  $16.8\text{mm}$  であったのに対して、35%に低減されている。壁の変形における柱脚接合部の影響が抑えられている。

写真 2.3.73：引張側柱脚の破壊を示す。壁のせん断変形角  $1/12.9\text{rad}$  時に、LSB が引き抜けて耐力低下した。柱が傾くことで、LSB に付加軸力が生じたことが原因と考えられる。試験体の設計ではその影響を考慮して、柱木口端部を加工して固定度を落とすことを試みたが、十分な変形性能を発揮したため効果があったと考えられる。

写真 2.3.74：圧縮側柱脚を示す。

写真 2.3.75：圧縮側柱脚接合部（背面）を示す。柱側面と木材によるストッパーとの接触部で、めりこみが確認された。

写真 2.3.76：壁頭の加力後の状況を示す。試験体 CW-5 と同様に引張側柱頭では CLT と柱側面が接触し、水平せん断力を伝達していることが確認された。圧縮側柱頭では CLT と柱側面が離れており、ビスに加力方向とは逆向きの水平変位が生じている。

写真 2.3.77：最終加力で圧縮側となる柱の柱頭では CLT と柱側面が離れており、ビスに加力方向とは逆向きの水平変位が生じる。そのため、柱側に割れが生じている。

写真 2.3.78：最終加力で圧縮側となる柱の柱頭を背面から示す。

写真 2.3.79：圧縮側柱のビス接合部を示す。ビスの変位測定結果は、 $1/15\text{rad}$  時に圧縮側柱で  $31.8\text{mm}$ （変位計⑦）であった。圧縮側柱のビス変位が引張側柱よりも大きい、柱に割れが生じるまではほぼ同じ変位量となっており、 $1/30\text{rad}$  付近から圧縮側のビスの変位が進行している。そのため柱の割れにより終局まで圧縮側柱のビスの変位が進行したと考えられる。

写真 2.3.80：引張側柱のビス接合部を示す。ビスの変位測定結果は、 $1/15\text{rad}$  時に引張側柱で  $16.5\text{mm}$ （変位計⑧）であった。

写真 2.3.81：試験体を組む前の壁脚を示す。

写真 2.3.82：LSB の施工状況を示す。



写真 2.3.70 CW-6 加力後



写真 2.3.71 CW-6 壁脚 加力後



写真 2.3.72 CW-6 引張側柱脚



写真 2.3.73 CW-6 引張柱脚の破壊



写真 2.3.74 CW-6 圧縮側柱脚



写真 2.3.75 CW-6 圧縮側柱脚 背面



写真 2.3.76 CW-6 壁頭 加力後





写真 2.3.77 CW-6 圧縮側柱頭 割裂

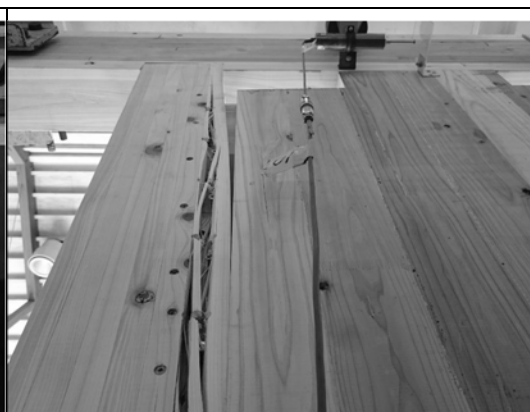


写真 2.3.78 CW-6 圧縮側柱頭 背面



写真 2.3.79 圧縮側柱 ビス接合部



写真 2.3.80 引張側柱 ビス接合部



写真 2.3.81 CW-6 柱脚



写真 2.3.82 CW-6 LSB の接合

### <特性値一覧>

試験体 CW-5 および CW-6 の荷重 - 変形角曲線を完全弾塑性モデル化し、算出した特性値を表 2.3.5、表 2.3.6 に示す。

最大耐力 $P_{max}$ を比較すると、試験体 CW-5-1、CW-5-2 とともに 101kN、CW-5-3 が 97.6kN でありほぼ同じ値となった。試験体 CW-6 は 90.1kN で 10%低い結果となった。

剛性 $K$ を比較すると、CW-5-4 が最も大きく ( $K = 4.36 \times 10^3 \text{kN/rad}$ )、最も小さい CW-5-2 の剛性 ( $= 3.81 \times 10^3 \text{kN/rad}$ ) と比較すると、14.4%高くなっている。荷重－変形角曲線で剛性に違いは見られず、試験体のばらつきとしては、大きくないと考えられる。

靱性を示す $D_s$ を比較すると、試験体 CW-5 の値は 0.458(平均値)となった。それに対して、試験体 CW-6 は、0.414 となっており、9.6%小さい値となっている。CW-5-1 および CW-5-2 と比較すると、柱脚接合部の剛性が高いことで、剛性も高まり降伏点変形角が小さいことが影響している。見かけの変形角で $D_s$ を評価しているが、柱脚の変形を除いた壁自体の変形性能で評価すると、CW-6 の $D_s$ 値に近づくと考えられる。

表 2.3.5 CW-5 耐力壁特性値一覧

試験体名	最大耐力 $P_{max}$ (kN)	終局耐力 $P_u$ (kN)	剛性 $K$ ( $10^3 \text{kN/rad}$ )	塑性率 $\mu$	降伏点変形角 $\gamma_v$ ( $10^{-3} \text{rad}$ )	終局変形角 $\gamma_u$ ( $10^{-3} \text{rad}$ )	構造特性 $D_s$
CW-5-1	101	89.5	3.95	2.94	22.7	66.7	0.453
CW-5-2	101	86.1	3.81	2.95	22.6	66.7	0.452
CW-5-3	97.6	83.6	4.36	2.77	19.2	53.1	0.469
平均	99.7	86.4	4.04	2.89	21.5	62.1	0.458

表 2.3.6 CW-6 耐力壁特性値一覧

試験体名	最大耐力 $P_{max}$ (kN)	終局耐力 $P_u$ (kN)	剛性 $K$ ( $10^3 \text{kN/rad}$ )	塑性率 $\mu$	降伏点変形角 $\gamma_v$ ( $10^{-3} \text{rad}$ )	終局変形角 $\gamma_u$ ( $10^{-3} \text{rad}$ )	構造特性 $D_s$
CW-6	90.1	80.8	4.14	3.42	19.5	66.7	0.414

# <壁倍率評価>

試験体 CW-5 および CW-6 の特性値から基準耐力 $P_0$ を算出した。その一覧を表 2.3.7、表 2.3.8、に示す。

$$P_0 = \min \left( P_y, 0.2P_u\sqrt{2\mu-1}, \frac{2}{3}P_{max}, P_{120} \right)$$

ここで、 $P_{120}$ ：みかけの変形角で  $1/120\text{rad}$  時の荷重値

平均値および 3 体のばらつき係数を考慮した値を示している。

施工のばらつき等を考慮して定める壁倍率の低減係数 $\alpha$ は 1.0 としている。

目標壁倍率を 16 倍として設計を行ったが、試験体 CW-5 は 3 体の平均値で 19.2 倍、ばらつきを考慮した値で 18.8 倍の耐力が確認された。試験体 CW-6 は 19.9 倍の結果が得られた。

試験体 CW-5-1 および CW-5-2 は、 $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$  と  $P_{120}$  がほぼ同じ値となった。CW-5-3 は柱脚接合部で破壊したため、 $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$  の値が最小となった。

試験体 CW-6 も、 $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$  と  $P_{120}$  がほぼ同じ値となった。

表 2.3.7 CW-5 壁倍率評価

試験体名	試験特性値 (kN)			
	$P_y$	$0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$	$(2/3)P_{max}$	$P_{120}$
CW-5-1	55.4	39.54	67.3	42.47
CW-5-2	53.1	38.10	67.0	39.81
CW-5-3	48.9	35.62	65.1	41.83
平均	52.5	37.75	66.5	41.37
標準偏差	3.30	1.98	1.21	1.39
変動係数	0.063	0.052	0.018	0.034
ばらつき係数	0.970	0.975	0.991	0.984
基準耐力 (kN/m)	50.93	36.82	65.9	40.72
壁倍率	18.8			

表 2.3.8 CW-6 壁倍率評価

試験体名	試験特性値 (kN)			
	$P_y$	$0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$	$(2/3)P_{max}$	$P_{120}$
CW-6	45.8	39.02	60.1	39.72
壁倍率	19.9			

2.3.4.4 計算値との比較

試験結果の平均値と、計算値の比較を表 2.3.9 に示す。降伏耐力 $P_y$ 、最大耐力 $P_u$ 、1/120rad 時耐力、塑性率 $\mu$ ともに、ビスの特性値と壁形状より概ね推定可能であることが確認できた。

表 2.3.9 実験値と計算値の比較

	$P_y$ (kN)	$P_u$ (kN)	$K$ ( $10^3$ kN/rad)	$P_{120}$ (kN)	$\mu$	$0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$ (kN)
実験	52.6	86.4	4.03	41.4	2.86	37.6
計算	45.4	78.9	4.57	38.1	2.89	34.5

#### 2.3.4.5 まとめ

CLT 面材を柱、梁および土台にビス接合した面材耐力壁を開発した。目標耐力を壁倍率換算で 16 倍として耐力壁を設計し、面内せん断試験を実施した結果以下の内容が確認された。

①本試験体 CW-5-1 は、 $P_{max}=101\text{kN}$ 、見かけの変形角で  $1/15\text{rad}$  まで耐力低下しない変形性能を確認した。許容耐力の値は $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$ が最小値となり、 $39.5\text{kN}$  が確認された。

②本試験体 CW-5-2 は、 $P_{max}=101\text{kN}$ 、見かけの変形角で  $1/15\text{rad}$  まで耐力低下しない変形性能を確認した。許容耐力の値は $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$ が最小値となり、 $38.1\text{kN}$  が確認された。

③本試験体 CW-5-3 は、 $P_{max}=97.6\text{kN}$ 、見かけの変形角で  $1/18.8\text{rad}$  時点で柱の引きボルト接合部からせん断破壊を生じて耐力低下した。許容耐力の値は $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$ が最小値となり、 $35.6\text{kN}$  が確認された。

④本試験体 CW-6 は、 $P_{max}=90.1\text{kN}$ 、見かけの変形角で  $1/15\text{rad}$  まで耐力低下しない変形性能を確認した。許容耐力の値は $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$ が最小値となり、 $39.0\text{kN}$  が確認された。

⑤本試験体 CW-5 は、3 体のばらつきを考慮して壁倍率換算の耐力を算出した結果は、18.8 倍となり、十分な耐力を有することを確認した。ただし施工のばらつき等を考慮して定める低減係数  $\alpha$  は 1.0 としている。

< 靱性保証設計について >

⑥終局時も桁および土台に CLT がめりこむことがないため、桁の脆性破壊を生じず、隅角部を切り欠くことの有効性が確認された。

⑦柱と土台および桁との大入れ接合部で水平せん断力を伝達可能なことが確認された。

⑧CLT 面材が圧縮側柱頭および引張側柱脚で柱から離れることが確認された。これは面材の柱と接合するビス接合部の高さ方向に生じる偶力に対する水平方向の力の釣り合いによるものである。この水平変位により柱の割裂が生じている。真壁でかつ柱を大入れして拘束しているため、水平変位を抑えることで耐力低下にはつながらなかったが、そのような納まりにしなければ早期に割裂が生じる可能性が考えられた。

⑨引張軸力に対してボルトが先行降伏する設計としていたが、CW-5-3 のみ柱脚部での破壊が確認された。これは終局耐力の余裕度が 1.11 と小さいこと、および終局時に柱脚の回転変形が大きくなることで付加軸力を生じ、引きボルトの座金から柱木口へせん断破壊が生じたと考えられる。

### 2.3.5 ビス 1 面せん断試験

#### 2.3.5.1 目的

ビス接合部のせん断性能を確認するため、せん断試験を実施した。この試験で得られたデータをもとに、耐力壁の耐力と剛性を算出し、面内せん断試験結果との適合性を検証することを目的とする。

#### 2.3.5.2 試験体概要

試験体は主材を 90mm 厚の CLT（強度等級 Mx60（ラミナ構成 L60,L30,L60）、3 層 3 プライ、幅はぎ接着なし）とした。L60 の層は高さ方向が繊維方向となっており、L30 の層は水平方向が繊維方向となっている。側材の断面は 120×120mm とし、集成材 E95-F315（オウシュウアカマツ）とした。側材に幅 60mm、深さ 65mm の溝加工を行い、CLT を嵌合させて、パネリードⅡ+（株）東日本パワーファスニング、径 6mm、長さ 110mm）を用いてビス打ちした。ビスピッチは 50mm とした。試験体図を図 2.3.25 に示す。試験体数は 6 体とした。

#### 2.3.5.3 試験方法

加力は一方向の単調加力とし、最大荷重の 80% に低下するまでか、もしくは変形量が 30 mm に達するまで行った。加力速度は 6mm/min とした。試験体写真を写真 2.3.83 に示す。

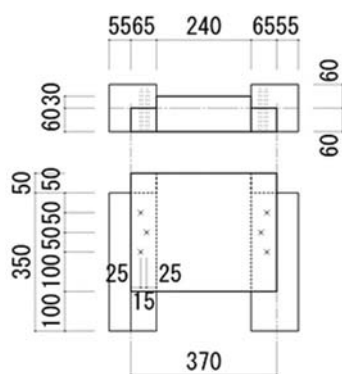


図 2.3.25 ビス 1 面せん断試験試験体図

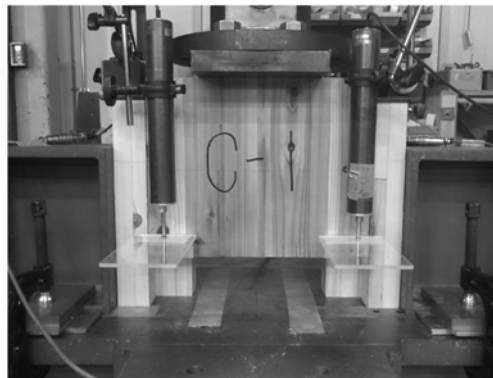


写真 2.3.83 ビス 1 面せん断試験試験体

#### 2.3.5.4 試験結果

荷重－変位曲線（ビス 1 本あたり）を図 2.2.26 に示す。試験体 C-2、C-5 が 25mm 付近から耐力低下したが、それ以外の試験体は 30mm に達しても耐力低下しない結果を示した。

文献 2) を参考に、荷重－変位曲線を完全弾塑性モデル化し、終局変位は 30mm として各特性値を算出した。特性値一覧を表 2.2.1 に示す。最大耐力  $P_{max} = 4.23\text{kN/本}$  (平均値)、終局耐力  $P_u = 3.88\text{kN/本}$  (平均値)、剛性  $K = 1.29\text{kN/mm/本}$  (平均値) となった。それに対してスギの場合、終局耐力  $P_u = 5.90\text{kN/本}$  (平均値)、剛性  $K = 1.29\text{kN/mm/本}$  (平均値) となった。

側材をヒノキ集成材とした 2 面せん断試験結果 (2.3.3.4 より) は、終局耐力  $P_u = 8.60\text{kN/本}$  (平均値)、剛性  $K = 1.21\text{kN/mm/本}$  (平均値) であったが、それと比較すると、耐力が 45% となり、剛性はほぼ同じ値となっていることが確認された。つまり本試験の条件では剛性が 2 面せん断と 1 面せん断で剛性が変わらない。その理由として CLT の厚さが 30mm (2 面せん断) と 60mm (1 面せん断) で異なること、および 1 面せん断の試験体では CLT のうち外側の 30mm 層が L60 であることなどが影響していると考えられる。

加力終了時の試験体を写真 2.3.84 に示す。変形が進むとビス頭がめりこみロープ効果を生じていることが確認された。また 2 面せん断と異なり、1 面せん断では加力中に材が離れ始める (写真 2.3.86)。試験終了後、試験体を解体してビスの状態を確認した (写真 2.3.85)。ビスが曲げ変形を生じており、材が離れることで引張力が加わることで、ビスの破断も確認された (写真 2.3.87)。

2 面せん断と異なり、1 面せん断の終局変位が 30mm 程度と小さくなる要因が材の離れにあることが明らかになった。

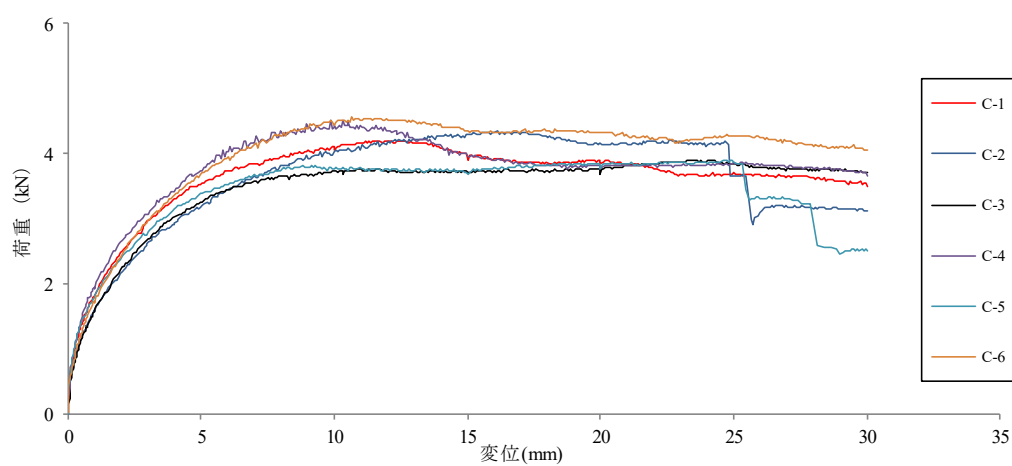


図 2.3.26 ビス 1 面せん断試験 荷重-変形角曲線（パネリードⅡ）

表 2.3.10 ビス 1 面せん断試験 試験結果（パネリードⅡ）

試験体 項目	P6×110Ⅱ <sup>+</sup>						平均	標準偏差
	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6		
最大耐力 $P_{max}$ [kN]	4.2	4.3	3.9	4.5	3.9	4.5	4.23	0.287
降伏耐力 $P_y$ [kN]	2.3	2.3	2.2	2.3	2.0	2.4	2.25	0.129
降伏変位 $\delta_y$ [mm]	1.65	2.32	1.89	1.52	1.34	2.01	1.79	0.353
終局耐力 $P_u$ [kN]	3.81	4.02	3.68	3.93	3.64	4.23	3.88	0.22
終局変位 $\delta_u$ [mm]	30.0	25.5	30.0	30.0	27.9	30.0	28.9	1.87
初期剛性 $K$ [kN/mm]	1.37	0.99	1.14	1.53	1.52	1.20	1.29	0.22
降伏点変位 $\delta_v$ [mm]	2.77	4.04	3.22	2.58	2.39	3.53	3.09	0.626
塑性率 $\mu$	10.83	6.31	9.31	11.64	11.66	8.51	9.71	2.09
構造特性係数 $D_s$	0.22	0.29	0.24	0.21	0.21	0.25	0.24	0.0313

<ビス1面せん断試験写真 >



写真 2.3.84 終局時変形時



写真 2.3.85 ビスの変形 解体後

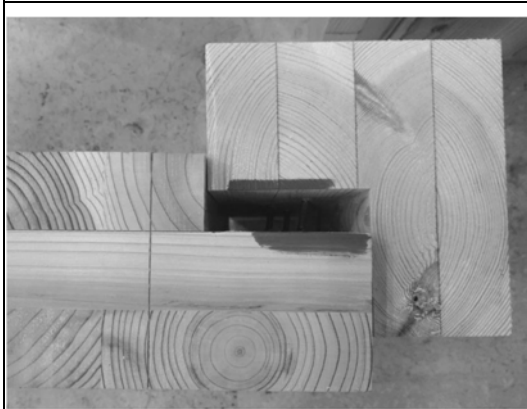


写真 2.3.86 材の離れ



写真 2.3.87 ビスの変形と破断



## 2.3.6 幅 1.5m 試験体面内せん断試験

### 2.3.6.1 目的

2.3.4 で開発した耐力壁は柱に嵌合させることでビス接合部を 2 面せん断とすることで接合耐力を向上したが、CLT を嵌合させることは建て方が大変困難であることが現場施工で確認された。そのため施工性を向上するために、片面から 1 面せん断で接合する耐力壁を設計した。

CLT は幅広の大判パネルを製造できるため、その特徴を活かすと建て方を効率化できる。そのため柱芯間を 1.5m とした。この寸法はトラックで平積して運ぶ際の、最大寸法から決定した。

設計上、変形性能を確保する等、留意したにおける設計手法は、2.3.4 で開発した耐力壁と同様である。力学モデルを単純化することで計算式を簡易化し、かつ精度よく予測できることを目的としている。ただ異なる点は、①ビス接合部が 1 面せん断となる点である。これはビス接合部の試験を行い、2.3.5 で示した結果を用いて性能を計算する。もう一点は壁の目標終局変形角を  $1/20\text{rad}$  と設定した場合に、ビスの終局変形量  $\delta_{\text{u ビス}}$  = 縦に配置されているビスの間隔  $\times$  終局変形角となるため、幅が増えたことでビスに求められる終局変形量も大きくなることである。 $\delta_{\text{u ビス}} = 1420 \times (1/20) = 71 \text{ mm}$  ビスの変形量が 70mm となると要素試験結果で得られた  $\delta_{\text{u ビス}} = 40\text{mm}$  程度の値を大幅に超える。そのため終局時の耐力を確保するために、ビスの終局変位が 40mm 程度に達した時点から、CLT 面材の木口が柱嵌合部に接触するようにクリアランス寸法を決定した。加力を開始する初めから嵌合部が接触していると、壁が終局変形角に達する前に脆性破壊してしまうが、ビスがエネルギー吸収したあとで、そこから木のめりこみでエネルギー吸収させる 2 段階の考え方である。

試験体図を図 2.3.27 に示す。柱は断面  $180 \times 180 \text{mm}$  の欧州赤松集成材(E105-F300)、桁は断面  $150 \times 300 \text{mm}$  の同じく欧州赤松集成材 (E105-F300)、面材は  $90 \text{mm}$  厚の CLT(Mx60、3 層 3 プライ)とした。試験体数は 3 体とした。CLT と柱の接合方法は、ビスによる 1 面せん断接合部とする。2.3.5 ビズの 1 面せん断試験で性能を確認した径  $6 \text{mm}$  長さ  $110 \text{mm}$  の製品を用いた。柱に接合する CLT のラミナ(L30)は繊維方向が鉛直方向となるため、ビスは壁の変形とともに繊維方向に変形するとになる。また桁および土台と柱との大入接合のみで水平力を伝達可能な納まりとしている。面材の上下辺は桁および土台と接合しない設計とした。柱と桁の大入れ寸法は  $50 \text{mm}$  とした。柱勝ちとなる場合を想定し、最終加力で引張側となる柱頭は柱勝ちとし、梁接合金物(カネシン)を配置している。この金物は M12 のボルト 3 本で柱と接合している。柱脚は引きボルト接合としており、2.3.4 の試験体と同様に引きボルト 2-M22(SNR490B)で接合した。



<試験体設計方針>

- ①引きボルト接合としボルトが先行降伏する設計
- ②梁と柱は大入れとして柱を介して水平力を伝達
- ③面材と梁および土台は接合しない
- ④真壁耐力壁で脆性破壊の原因となる隅角部は CLT を欠きこむ
- ⑤柱と支圧プレートの支圧接合でせん断をベースプレートに伝達。試験ではベースプレートを ストッパーで水平方向拘束 木片で代用。

- ⑥土台は柱脚をつなぐためで架台とは接合しない。
- ⑦端部の通し柱となる箇所は梁と柱を引きボルトで接合し 水平力を柱に伝達する。回転剛性に配慮して梁芯に引きボルトを配置。
- ⑧CLT は片面から柱にはめ込み、ビスによる

<試験体許容耐力の算定>

2.3.1 で示した許容耐力算定式により、ビスの要素試験結果と壁形状から以下に算出した。

$B$ :縦列ビスの間隔(mm)、 $H$ :桁芯から柱脚までの高さ(mm)、 $L$ :柱芯間距離(mm)、 $E$ :鋼材のヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)、 $A$ :アンカーボルトの断面積(mm<sup>2</sup>)、 $l$ :アンカーボルトの長さ(mm)、 $n$ :柱と CLT を接合するビス本数

$B = 1385\text{mm}$ 、 $H = 2800\text{mm}$ 、 $L = 1500\text{mm}$ 、 $E = 205\text{kN/mm}^2$ 、 $A = 380\text{mm}^2$ 、 $l = 245\text{mm}$ 、 $n = 28$  本

$P_{y\text{ビス}} = 2.25\text{kN}$ 、 $P_{u\text{ビス}} = 3.88\text{kN}$ 、 $P_{\max\text{ビス}} = 4.22\text{kN}$ 、 $k_{y\text{ビス}} = 1.29\text{kN/mm}$  は表 3 の平均値とする。

ビス接合部剛性  $K_{\theta 1} = n \cdot k_{y\text{ビス}} \cdot B^2 / 2H = 28 \times 1.29 \times 1385^2 / 2 / 2800 = 12.4 \times 10^3$  (kN/rad)

引きボルトの剛性  $K_{\theta 2} = EA / l \cdot L^2 / H = 205 \times (380 \times 2) / 770 \times 1500^2 / 2800 = 162 \times 10^3$  (kN/rad)

耐力壁の剛性  $K_{\theta} = K_{\theta 1} K_{\theta 2} / (K_{\theta 1} + K_{\theta 2}) = 12.4 \times 162 \times 10^3 / (12.4 + 162) = 11.5 \times 10^3$  (kN/rad)

$P_{1/120} = 11.5 \times 10^3 \times (1/120) = 95.8$  (kN)

降伏耐力  $P_{y\text{壁}} = P_{y\text{ビス}} \times n \times B / H = 28 \times 2.25 \times 1385 / 2800 = 31.1$  (kN)

終局耐力  $P_{u\text{壁}} = P_{u\text{ビス}} \times n \times B / H = 28 \times 3.88 \times 1385 / 2800 = 53.7$  (kN)

最大耐力  $P_{\max\text{壁}} = P_{\max\text{ビス}} \times n \times B / H = 28 \times 4.22 \times 1385 / 2800 = 58.4$  (kN)

降伏点変形角  $\delta_{v\text{壁}} = P_{u\text{壁}} / K_{\theta} = 53.7 / 11.5 \times 10^{-3} = 4.67 \times 10^{-3}$  rad

終局変形角  $\delta_{u\text{壁}} = 1 / 20$

塑性率  $\mu = (1/20) / (4.67 \times 10^{-3}) = 10.7$

圧縮側柱脚および引張側柱頭の柱せん断耐力 $Q_{u1}$ と大入れ側面の支圧耐力 $Q_{u2}$ が $P_{u\text{壁}}$ を上回ることを確認する。

$F_s$  : 柱材のせん断基準強度(N/mm<sup>2</sup>)

$b$  : 柱幅(mm)

$d$  : 柱せい(mm)

$F_{\perp}$  : 柱材の繊維直交方向支圧強度(N/mm<sup>2</sup>)

$t$  : 大入寸法または柱脚金物のリブプレート高さ(mm)

$F_s = 3.0\text{N/mm}^2$ 、 $b = 180\text{mm}$ 、 $d = 180\text{mm}$ 、 $F_{\perp} = 9.7\text{N/mm}^2$ 、 $t = 50\text{mm}$  より、

$Q_{u1} = F_s \cdot b \cdot d = 97.2\text{kN}$ 、 $Q_{u2} = F_{\perp} \cdot d \cdot t = 87.3\text{kN} > P_{u\text{壁}} = 53.7\text{kN}$  となる。

柱脚の引きボルト接合はボルトの降伏耐力 $T_{y\text{bolt}}$ に対して座金の柱繊維方向への圧縮耐力 $N_{u1}$ と座金から柱木口へのせん断耐力 $N_{u2}$ が上回る設計とする。

$$T_{y\text{bolt}} = A_{\text{bolt}} \cdot F_{ty} \quad (2.3.11)$$

$$N_{u1} = x_b \cdot y_b \cdot F_e \quad (2.3.12)$$

$$N_{u2} = A_s \cdot F_s \quad (2.3.13)$$

$$A_s = (2 \cdot x_b + y_b) \cdot \frac{l_1}{2} \quad (2.3.14)$$

$A_{\text{bolt}}$  : 引きボルトの断面積(N/mm<sup>2</sup>)  
 $F_{ty}$  : 引きボルトの降伏応力度(N / mm<sup>2</sup>)  
 $x_b$  : 座金の短辺(mm)  
 $y_b$  : 座金の長辺(mm)  
 $F_e$  : 柱材の繊維方向支圧強度(N / mm<sup>2</sup>)  
 $A_s$  : 座金から柱木口までのせん断面積(N / mm<sup>2</sup>)  
 $l_1$  : 座金から柱木口までの長さ(mm)

$A_t = 380\text{mm}^2$ 、 $F_{ty} = 325\text{N/mm}^2$ 、 $x_b = 65\text{mm}$ 、 $y_b = 95\text{mm}$ 、 $F_e = 22.4\text{N/mm}^2$ 、 $l_1 = 400\text{mm}$  より、

$T_{ybolt} = A_{\text{bolt}} \cdot F_{ty} = 124\text{kN}$ 、 $N_{u1} = x_b \cdot y_b \cdot F_e = 138\text{kN}$ 、 $N_{u2} = A_s \cdot F_s = 162\text{kN}$ となる。

よって $\min(N_{u1}, N_{u2})/T_{ybolt} = 1.11$

### 2.3.6.3 試験方法

試験方法は柱脚固定式とし、土台は鉄骨架台に載せ、水平方向は鉄骨架台と一体としたストッパーで拘束した。引きボルトは、鉄骨架台と緊結してダブルナットで固定した。

変位計設置位置を図 2.3.28 に示す。変位計の計測結果から変形角をそれぞれ次式で算出した。

$$\text{みかけのせん断変形角} = ((\text{変位計 H1} - \text{変位計 H2})) / 2,805\text{mm}$$

$$\text{真のせん断変形角} = ((\text{変位計 H1} - \text{変位計 H2}) - (\text{変位計 V3} - \text{変位計 V4})) / 2,805\text{mm}$$

みかけのせん断変形角が1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50rad毎にそれぞれ正負3回繰り返し加力した。その後は最大荷重の80%に荷重低下するか、見かけのせん断変形角が1/15radに達するまで加力した。

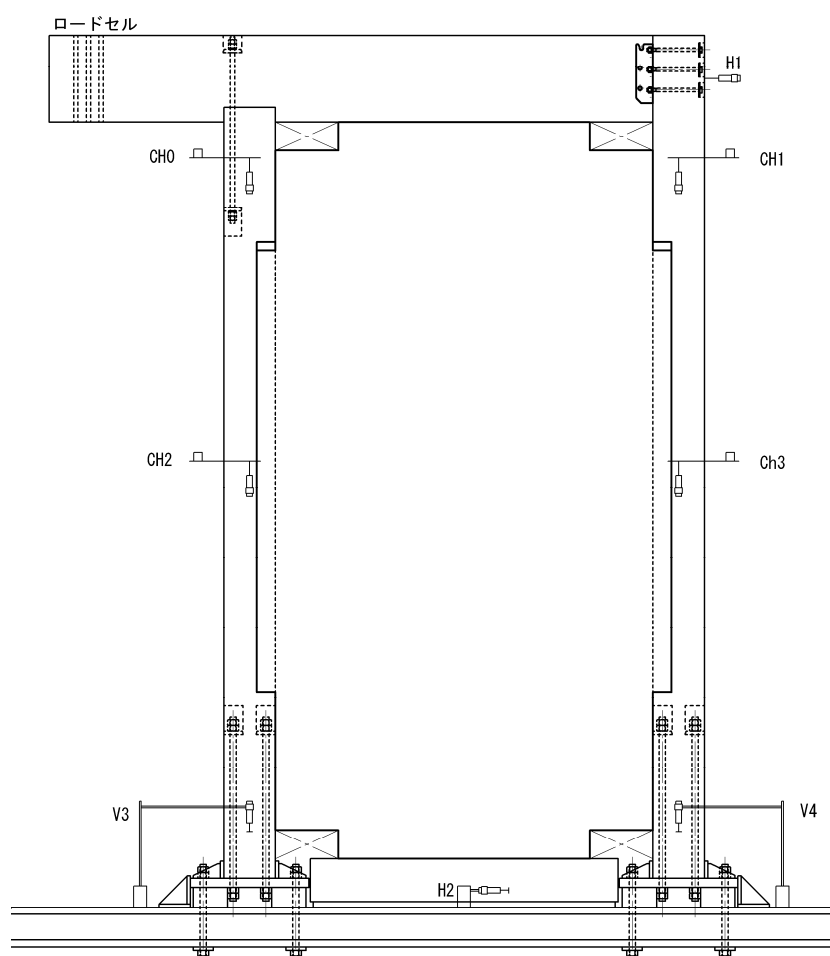


図 2.3.28 試験方法と変位計位置図

#### 2.3.6.4 試験結果

##### <荷重—変形角曲線>

試験体 CW-7-1、CW-7-2、CW-7-3 の荷重—変形角曲線を示す（図 2.3.29、図 2.3.30、図 2.3.31）。荷重が増加すると、面材の回転変形を拘束しているビスの負担が増加する。荷重が 80kN 付近でビスが降伏するが、 $25 \times 10^3 \text{rad} \sim 40 \times 10^3 (1/25) \text{rad}$  付近まで、塑性変形によりエネルギー吸収している。壁の変形角が  $1/30 \text{rad}$  付近からビスが耐力低下を生じるが、更に  $1/50 \text{rad}$  付近から CLT と柱が接触しそこから支圧接合が効き始めることで、もう一段階荷重が上昇を始めている。ビスの終局変位に達した時点から支圧接合に切り替える設計法の有効性が示された。

耐力低下が生じたせん断変形角  $1/30 \text{rad}$  時のビス変形量は、縦列のビス間隔が 1385mm であるため、 $85/30/2=23 \text{mm}$  となる。その変形量は要素試験結果で荷重低下し始めた変形量と概ね一致することを確認した。

せん断変形角が  $1/30 \text{rad}$  に達しても、さらに荷重は増大して CW-7-1、CW-7-2 は見かけの変形角で  $1/15 \text{rad}$  を超えても耐力低下しない結果となった。CW-7-3 は  $1/19 \text{rad}$  に達した時点で柱脚の引きボルト接合部で割裂破壊を生じ、荷重低下した。

3 体の荷重—変形角曲線を重ねると（図 2.3.32）、曲線がほぼ一致しており、ばらつきが少ないことが示された。

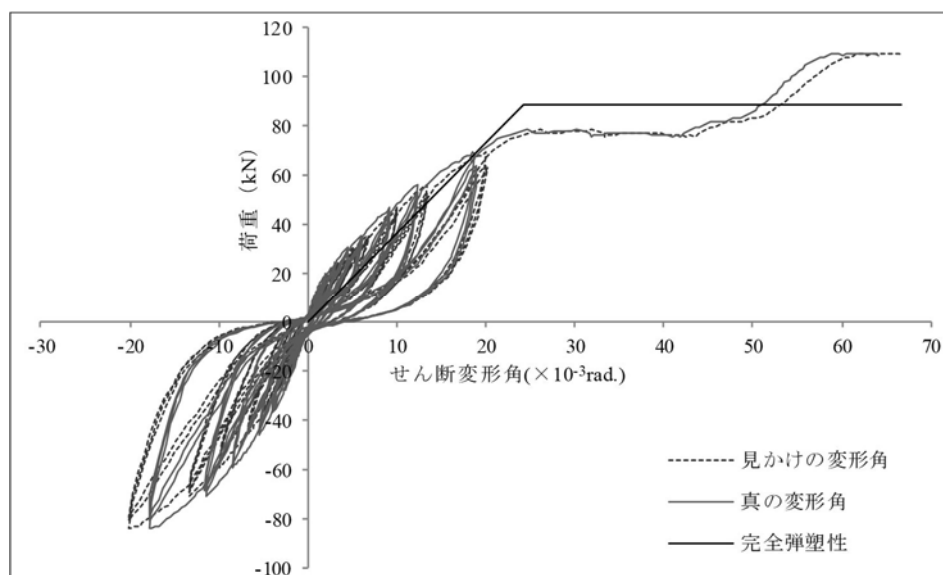


図 2.3.29 CW-7-1 の荷重—変形角曲線

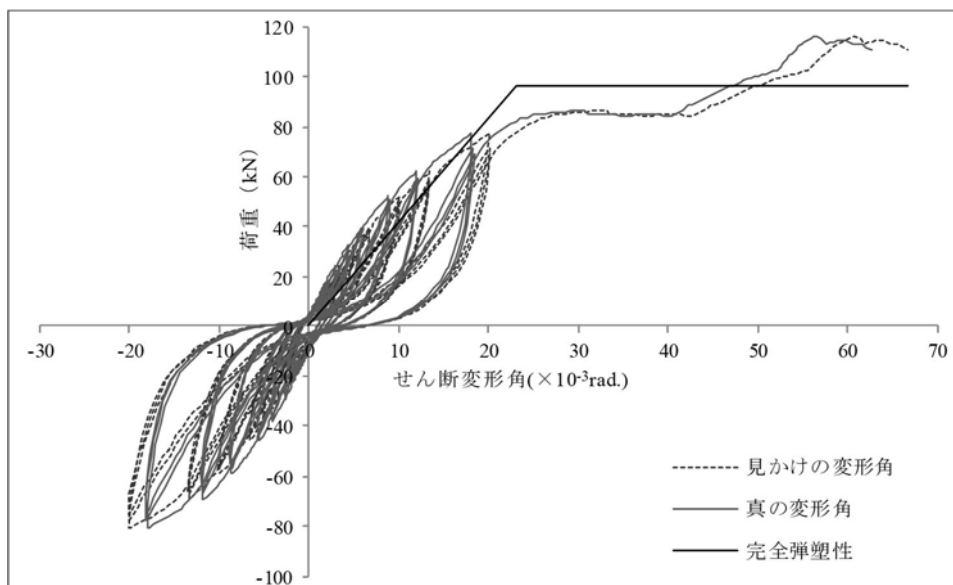


図 2.3.30 CW-7-2 の荷重－変形角曲線

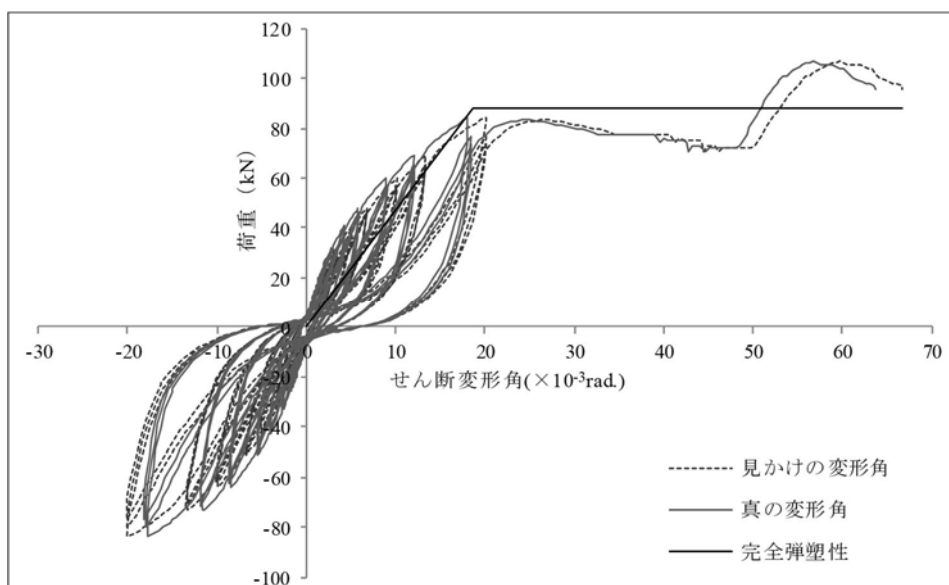


図 2.3.31 CW-7-3 の荷重－変形角曲線

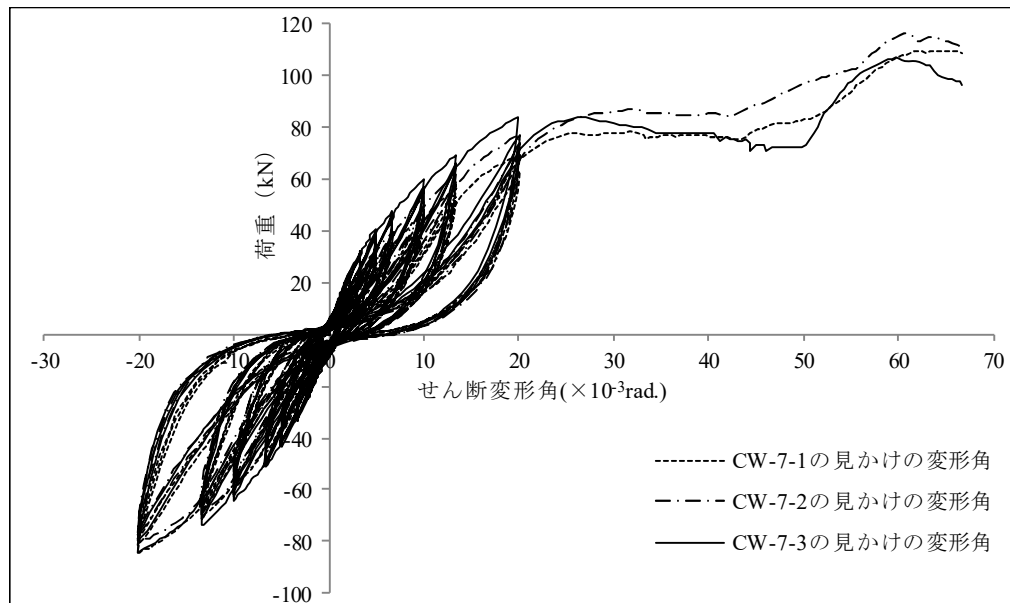


図 2.3.32 CW-7-1~7-3 の荷重－変形角曲線

#### <試験体 CW-7-1 写真>

つぎに試験体写真とその考察を示す。

写真 2.3.88：試験体 CW-7-1 の加力前の写真である。柱と CLT の接合方法は試験体 CW-2 と同様の仕様としている。柱脚固定式に変更し、加力治具と反対側の柱頭は柱勝ちとして引きボルトで接合した。柱脚に生じる引張力が增大するため、柱脚を固定する引きボルトを 1-M16(SNR490)から 2-M22(SNR490)へ補強している。

写真 2.3.89：試験体 CW-7-1 の加力後の写真である。せん断変形角が 1/15.0rad を超えても、耐力低下しない結果となった。最大荷重  $P_{max}=101kN(1/15rad \text{ 時})$  である。

写真 2.3.90：壁脚について加力前の状況を示す。

写真 2.3.91：壁脚の加力後の状況を示す。

写真 2.3.92：引張側柱脚を示す。柱脚の浮き上がり量は、変位計④の計測結果で、1/15rad 時 7.7mm、1/14rad 時 7.6mm となっている。

写真 2.3.93：圧縮側柱脚を示す。

写真 2.3.94：壁頭の加力前の状況を示す。

写真 2.3.95：壁頭の加力後の状況を示す。引張側柱頭では CLT と柱側面が接触し、水平せん断力を伝達していることが確認された。圧縮側柱頭では CLT と柱側面が離れており、ビスに加力方向とは逆向きの水平変位が生じている。

写真 2.3.96：圧縮側柱上部の CLT 嵌合部を示す。CLT と柱が水平方向に 3cm 程度離れていることが確認された。つまり水平せん断力は接触によっては伝達されていない。

写真 2.3.97：引張側柱下部の CLT 嵌合部を示す。CLT と柱が水平方向に 1.7cm 程度離れていることが確認された。水平せん断力は接触によっては伝達されていない。

写真 2.3.98：ビスの変位を示す。1/15rad 時に引張側柱で 40.6mm（変位計 Ch1）、圧縮側柱で 37.7mm（変位計 ch2）であった。

写真 2.3.99：引張側柱上部の CLT 嵌合部を示す。CLT と柱は嵌合部で 30mm のクリアランスを設けていたが、終局時に接触し支圧によって鉛直方向の力を伝達していることが確認された。

写真 2.3.100：柱桁接合部を示す。柱桁の接合金物のボルトが降伏して伸び始めたことが目視で確認されたため、桁芯に両側からホールダウン金物を追加で設置した。

写真 2.3.101：圧縮側柱上部の CLT 嵌合部を示す。CLT と柱は離れている。

写真 2.3.102：引張側柱脚を示す。柱脚に損傷は確認されず、引きボルトの変形追随性が高いことが確認された。

写真 2.3.103：柱脚金物形状を示す。



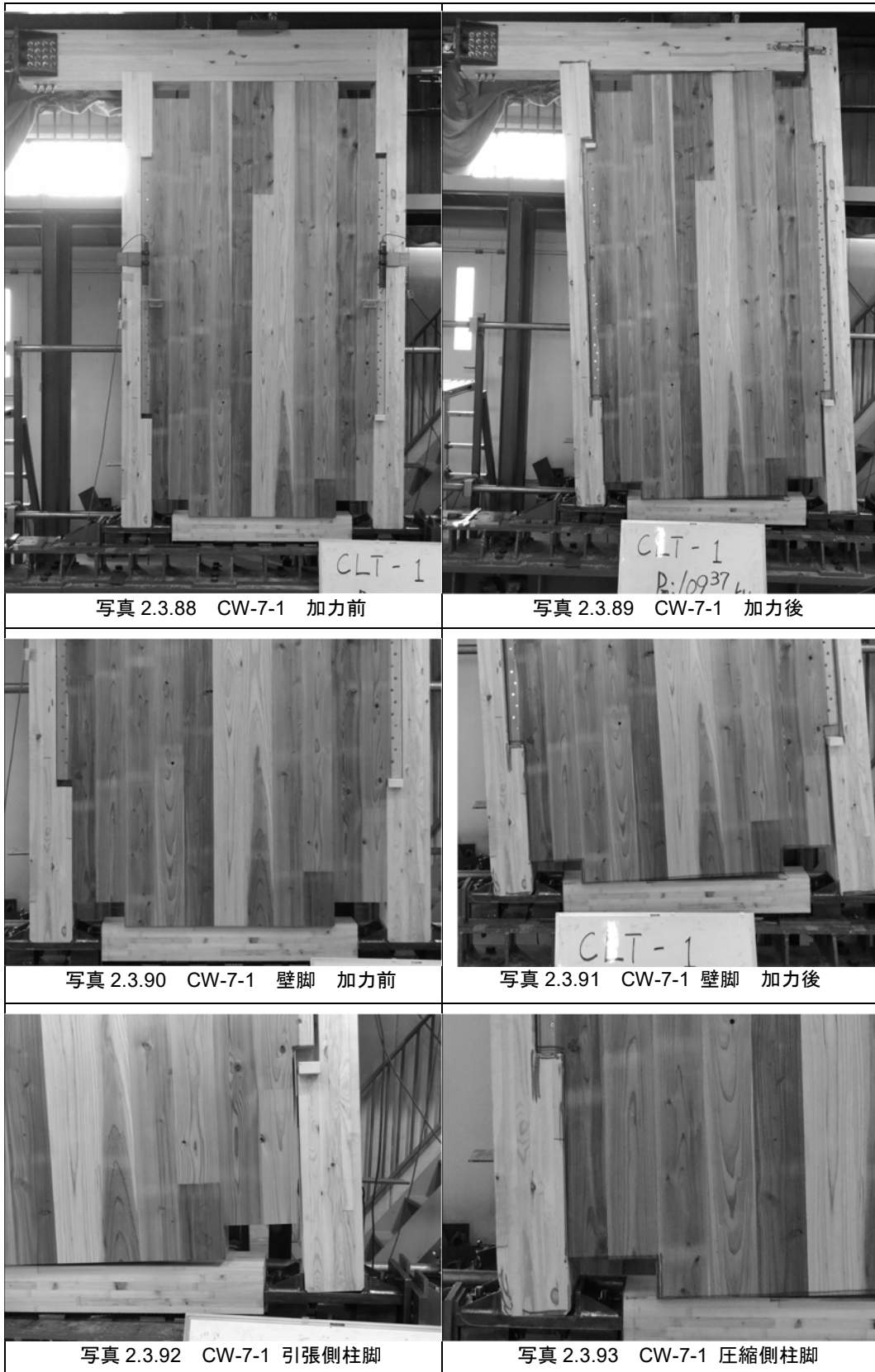






写真 2.3.102 CW-7-1 引張柱脚



写真 2.3.103 CW-7-1 柱脚金物

### <試験体 CW-7-2 写真>

つぎに試験体写真とその考察を示す。

写真 2.3.104：試験体 CW-7-2 の加力前の写真である。

写真 2.3.105：試験体 CW-7-2 の加力後の写真である。せん断変形角が  $1/15.0\text{rad}$  を超えても、耐力低下しない結果となった。最大荷重  $P_{\text{max}}=116\text{kN}(1/15\text{rad 時})$  である。

写真 2.3.106：引張側柱脚接合部を示す。柱脚の浮き上がり量は、変位計④の計測結果で、 $1/15\text{rad}$  時  $9.6\text{mm}$  であった。

写真 2.3.107：圧縮側柱脚を示す。

写真 2.3.108：圧縮側柱上部の CLT 嵌合部を示す。CLT と柱が水平方向に離れている。

写真 2.3.109：柱桁接合部を示す。柱桁の接合金物のボルトが降伏して伸び始めたことが目視で確認されたため、桁芯に両側からホールダウン金物を追加で設置した。



### <試験体 CW-7-3 写真>

つぎに試験体写真とその考察を示す。

写真 2.3.110：試験体 CW-7-3 の加力前の写真である。

写真 2.3.111：試験体 CW-7-3 の加力後の写真である。せん断変形角が  $1/15.0\text{rad}$  を超えても、耐力低下しない結果となった。最大荷重  $P_{\text{max}}=107\text{kN}(1/15\text{rad 時})$  である。

写真 2.3.112：壁脚の加力後の状況を示す。

写真 2.3.113：引張側柱脚接合部を示す。柱脚の浮き上がり量は、変位計④の計測結果で、 $1/15\text{rad}$  時  $9.6\text{mm}$  であった。

写真 2.3.114：圧縮側柱脚を示す。

写真 2.3.115：壁頭の加力後の状況を示す。引張側柱頭では CLT と柱側面が接触し、水平せん断力を伝達していることが確認された。圧縮側柱頭では CLT と柱側面が離れており、ビスに加力方向とは逆向きの水平変位が生じている。

写真 2.3.116：圧縮側柱上部の CLT 嵌合部を示す。CLT と柱は離れている。

写真 2.3.117：圧縮側柱下部の CLT 嵌合部を示す。CLT と柱は嵌合部で  $30\text{mm}$  のクリアランスを設けていたが、終局時に接触し支圧によって鉛直方向の力を伝達していることが確認された。

写真 2.3.118：柱桁接合部を示す。柱桁の接合金物のボルトが降伏して伸び始めたことが目視で確認されたため、桁芯に両側からホールダウン金物を追加で設置した。

写真 2.3.119：圧縮側柱頭を示す。ジャッキが押して加力した場合は、水平せん断力をこの大入れ接合部の支圧で伝達される確認した。（※写真は引きの状態）





### <特性値一覧>

試験体 CW-7 の荷重 - 変形角曲線を完全弾塑性モデル化し、算出した特性値を表 2.3.11 に示す。

最大耐力 $P_{max}$ は111kN(平均値)となり、3体の値は概ね一致した。剛性 $K$ を比較すると、CW-7-2が最も大きく( $K = 4.71 \times 10^3 \text{ kN/rad}$ )、最も小さいCW-7-1の剛性( $= 3.66 \times 10^3 \text{ kN/rad}$ )と比較すると、28.6%高くなっている。CW-7-3の剛性が高い要因は現時点では明らかになっていない。

靱性を示す $D_s$ を比較すると、試験体 CW-7 の値は0.444(平均値)となった。CW-7-3が最も小さい値となっているが、剛性が高かったことで降伏点変形角が小さいことが影響している。

表 2.3.11 CW-7 耐力壁特性値一覧

試験体名	最大耐力 $P_{max}$ (kN)	終局耐力 $P_u$ (kN)	剛性 $K$ ( $10^3 \text{ kN/rad}$ )	塑性率 $\mu$	降伏点変形角 $\gamma_v$ ( $10^{-3} \text{ rad}$ )	終局変形角 $\gamma_u$ ( $10^{-3} \text{ rad}$ )	構造特性 $D_s$
CW-7-1	109	88.6	3.66	2.76	24.2	66.7	0.470
CW-7-2	116	96.1	4.15	2.88	23.2	66.7	0.458
CW-7-3	107	87.9	4.71	3.58	18.6	66.7	0.403
平均	111	90.9	4.18	3.07	22.0	66.7	0.444

### <壁倍率評価>

試験体 CW7 の特性値から基準耐力 $P_0$ を算出した。その一覧を表 2.3.12 に示す。

$$P_0 = \min \left( P_y, 0.2P_u\sqrt{2\mu-1}, \frac{2}{3}P_{max}, P120 \right)$$

ここで、 $P120$ ：みかけの変形角で  $1/120 \text{ rad}$  時の荷重値

平均値および3体のばらつき係数を考慮した値を示している。

施工のばらつき等を考慮して定める壁倍率の低減係数 $\alpha$ は1.0としている。

試験体 CW-7 は3体の平均値で14.0倍、ばらつきを考慮した値で13.5倍の耐力が確認された。すべての試験体で、 $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$ が最小となった。

表 2.3.12 CW-7 耐力壁特性値一覧

試験体名	試験特性値 (kN)			
	$P_y$	$0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$	$(2/3)P_{max}$	$P120$
CW-7-1	65.3	37.65	72.9	40.35
CW-7-2	68.5	41.94	77.5	46.16
CW-7-3	73.4	43.60	71.1	53.61
平均	69.1	41.07	73.9	46.70
標準偏差	4.11	3.07	3.29	6.65
変動係数	0.059	0.075	0.045	0.142
ばらつき係数	0.972	0.965	0.979	0.933
基準耐力 (kN/m)	67.14	39.62	72.3	43.57
壁倍率	13.5			

### 2.3.6.5 計算値との比較

2.3.1 で示した計算式による計算値に対して、実験値は  $P_{y壁} = 61.9\text{kN}$ 、 $P_{u壁} = 90.9\text{kN}$ 、 $K_{壁} = 4.18 \times 10^3 \text{kN/rad}$  であるため、耐力は  $53.7/90.9 = 0.59$  となり 40% 程度過小評価、剛性は  $11.5/4.28 = 2.67$  となり、2.67 倍過大評価となっている。

実験値と計算値の差が大きいため、力学モデルに追加で考慮すべき要因があることが確認された。そこで実験で観察された柱の曲げ変形を剛性の計算に追加で考慮した。また CLT 面材が柱に対して接触面から水平方向に加圧している状況が確認されたため、耐力の計算に CLT から柱に加わる支圧力に摩擦係数をかけ、その摩擦力を加えた。

CLT から柱に加えられる水平力によって生じる摩擦力を考慮すると

$$P_{y壁} = P_{yビス} \times n \times B/H \times \frac{1}{1 - \frac{\mu B_1}{h}}$$

ここで、 $\mu$  : CLT と柱の間の摩擦係数、 $B_1$  : CLT の面材幅、 $h$  : CLT 面材の高さ-0.1m

$$\text{降伏耐力 } P_{y壁} = P_{yビス} \times n \times B/H \times \frac{1}{1 - \frac{\mu B_1}{h}} = 31.1 \times \frac{1}{1 - 0.4 \times \frac{1.32}{2.28}} = 40.4\text{kN}$$

$$\text{終局耐力 } P_{u壁} = P_{uビス} \times n \times B/H \times \frac{1}{1 - \frac{\mu B_1}{h}} = 53.7 \times \frac{1}{1 - 0.4 \times \frac{1.32}{2.28}} = 69.8 \text{ (kN)}$$

$$\text{最大耐力 } P_{max壁} = P_{maxビス} \times n \times B/H \times \frac{1}{1 - \frac{\mu B_1}{h}} = 58.4 \times \frac{1}{1 - 0.4 \times \frac{1.32}{2.28}} = 75.9 \text{ (kN)}$$

柱の曲げ変形による剛性  $K_{\theta 3}$

$$K_{\theta 3} = \frac{1}{3EI} \left( \left( \frac{a_1}{h} \right)^2 (H - a_1)^2 + \left( \frac{a_2}{h} \right)^2 (H - a_2)^2 \right)$$

$E = 9500 \text{N/mm}^2$ 、 $I = 7015 \text{cm}^4$ 、 $a_1 = 300 \text{mm}$ 、 $a_2 = 400 \text{mm}$ 、 $h = (H - a_1 - a_2) = 2100 \text{mm}$ 、 $H = 2800 \text{mm}$

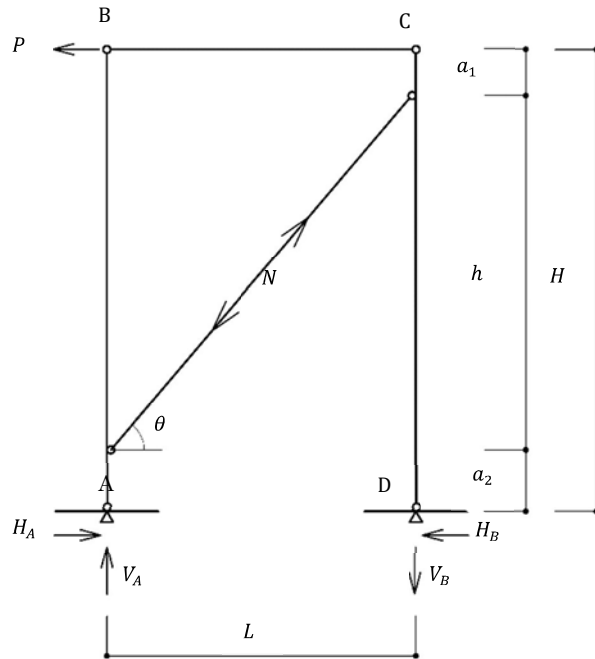
$K_{\theta 3} = 5.94 \text{kN/rad}$

$$K_{\theta} = \frac{K_{\theta 1} K_{\theta 2} K_{\theta 3}}{K_{\theta 1} K_{\theta 2} + K_{\theta 2} K_{\theta 3} + K_{\theta 3} K_{\theta 1}} = \frac{12.4 \times 162 \times 5.94}{12.4 \times 162 + 162 \times 5.94 + 5.94 \times 12.4} = 3.92 \times 10^3 \text{ kN / rad}$$

よって耐力に摩擦力を考慮し、剛性には柱の曲げ変形を考慮すると結果が概ね推定できることを確認した。



柱の曲げ変形による壁の剛性計算



鉛直反力

$$V_A = V_B = \frac{PH}{L}$$

筋かいの力の釣合い

$$N \sin \theta = \frac{PH}{L}$$

$$\therefore N = \frac{PH}{L} \cdot \frac{1}{\sin \theta}$$

水平分力  $N_h$

$$N_h = N \cos \theta = \frac{PH}{L} \cdot \frac{\cos \theta}{\sin \theta} = \frac{PH}{L} \cdot \frac{1}{\tan \theta}$$

$$= \frac{PH}{L} \cdot \frac{1}{\left(\frac{h}{L}\right)} = P \cdot \left(\frac{H}{h}\right)$$

水平反力

$$-H_A \cdot H + N_h(H - a_2) = 0$$

$$\therefore H_A = P \cdot \left(\frac{H}{h}\right) \cdot \frac{1}{H} (H - a_2) = P \cdot \frac{H - a_2}{h}$$

$$H_B \cdot H - N_h a_1 = 0$$

$$\therefore H_B = P \cdot \left(\frac{H}{h}\right) \cdot \frac{1}{H} a_1 = P \cdot \frac{a_1}{h}$$

柱の曲げによる壁の水平変位の計算

左の柱の分

$$\int \frac{M \bar{M}}{EI} dx$$

$$= \frac{1}{EI} \left\{ \int_0^{H-a_2} \left( P \frac{H-a_2}{h} \cdot x \cdot \frac{H-a_2}{h} x \right) dx \right.$$

$$+ \left. \int_0^{H-a_2} \left( P \frac{a_2}{h} x \cdot \frac{a_2}{h} x \right) dx \right\}$$

$$= \frac{1}{EI} \left\{ P \cdot \frac{(H-a_2)^2}{h^2} \left[ \frac{x^3}{3} \right]_0^{a_2} + P \frac{a_2^2}{h^2} \left[ \frac{x^3}{3} \right]_0^{H-a_2} \right\}$$

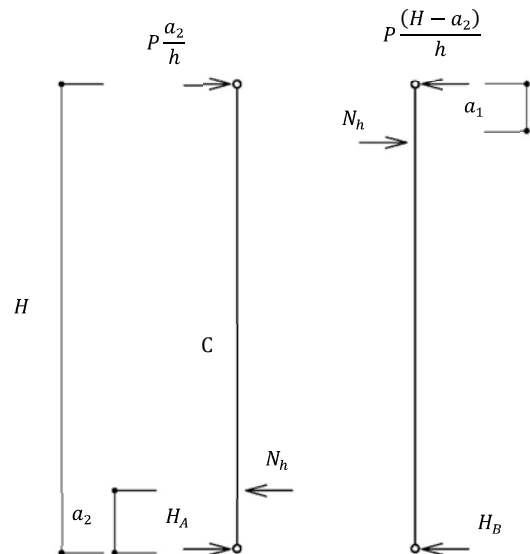
$$= \frac{P}{3EI} \cdot \left\{ \frac{(H-a_2)^2}{h^2} \cdot a_2^3 + \frac{a_2^2 (H-a_2)^3}{h^2} \right\}$$

$$= \frac{P}{3EI} \cdot \left( \frac{H-a_2}{h} \cdot a_2 \right)^2 (a_2 + (H-a_2))$$

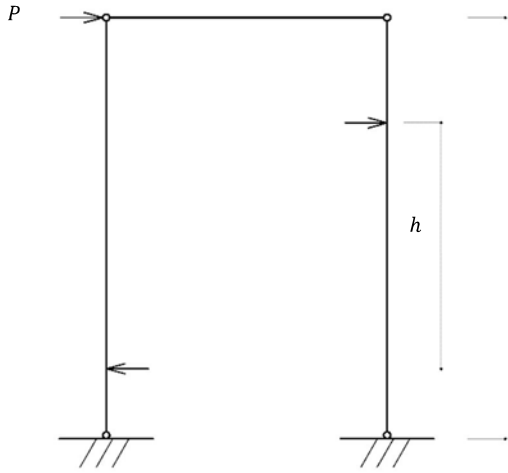
$$= \frac{PH}{3EI} \left( \frac{a_2}{h} \right)^2 (H - a_2)^2$$

右の柱の変形分も考慮して

$$\text{水平変位} = \frac{PH}{3EI} \left\{ \left( \frac{a_1}{h} \right)^2 \cdot (H - a_1)^2 + \left( \frac{a_2}{h} \right)^2 \cdot (H - a_2)^2 \right\}$$



摩擦を考慮した場合



$$P_{y壁} = P_{yビス} \times \mu \cdot \frac{B}{H}$$

$$P_{y壁} = P_{yビス} \times \mu \cdot \frac{B}{H}$$

摩擦力による耐力上昇

$$\mu P \cdot \frac{H}{h} \times \frac{B_1}{H} = \mu P \cdot \frac{B}{h}$$

$$P - \mu P \frac{B_1}{h} = P \left( 1 - \mu \frac{B_1}{h} \right)$$

$$P_{y壁} \left( 1 - \mu \frac{B_1}{h} \right) = P_{yビス} \times \mu \cdot \frac{B}{H}$$

$$P_{y壁} = P_{yビス} \times \mu \cdot \frac{B}{H} \frac{1}{\left( 1 - \mu \frac{B_1}{h} \right)}$$

例えば、 $\mu = 0.3$ 、 $\frac{B_1}{h} = \frac{0.7}{2.5}$  の場合

$$\frac{1}{\left( 1 - \mu \frac{B_1}{h} \right)} = 1.09 \quad \therefore 9\% \text{ 上昇する。}$$

$\mu = 0.4$ 、 $\frac{B_1}{h} = \frac{1.32}{2.28}$  の場合

$$\frac{1}{\left( 1 - \mu \frac{B_1}{h} \right)} = 1.30 \quad \therefore 30\% \text{ 上昇する。}$$

### 2.3.6.6 まとめ

CLT 面材を柱、梁および土台にビス接合した面材耐力壁を開発した。目標耐力を壁倍率換算で 16 倍として耐力壁を設計し、面内せん断試験を実施した結果以下の内容が確認された。

①本試験体 CW-7-1 は、 $P_{max}=109\text{kN}$ 、見かけの変形角で  $1/15\text{rad}$  に達しても耐力低下しない変形性能を確認した。許容耐力の値は  $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$  が最小値となり、 $37.7\text{kN}$  が確認された。

②本試験体 CW-7-2 は、 $P_{max}=116\text{kN}$ 、見かけの変形角で  $1/15\text{rad}$  に達しても耐力低下しない変形性能を確認した。許容耐力の値は  $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$  が最小値となり、 $41.9\text{kN}$  が確認された。

③本試験体 CW-7-3 は、 $P_{max}=107\text{kN}$ 、見かけの変形角で  $1/15\text{rad}$  に達しても耐力低下しない変形性能を確認した。許容耐力の値は  $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$  が最小値となり、 $43.6\text{kN}$  が確認された。

⑤本試験体 CW-7 は、3 体のばらつきを考慮して壁倍率換算の耐力を算出した結果は、13.5 倍となり、十分な耐力を有することを確認した。ただし施工のばらつき等を考慮して定める低減係数  $\alpha$  は 1.0 としている。

#### < 靱性保証設計と力学モデルの考察 >

⑥幅広の CLT 面材を用いても、隅部を切り欠き、面材と桁、土台を接合しないことで、桁の突き上げ等生じず、CLT 面材が変形に追随することで、脆性破壊を生じなかった。

⑦柱と土台および桁との大入れ接合部で水平せん断力を伝達可能なことが確認された。

⑧CLT 面材が圧縮側柱頭および引張側柱脚で柱から離れることが確認された。これは面材の柱と接合するビス接合部の高さ方向に生じる偶力に対する水平方向の力の釣り合いによるものである。

⑨加力中の試験体を観察すると、柱の曲げ変形が目視で確認された。隅部を切り欠いたことで、ベースプレートと柱と CLT の接触部の距離があるため、曲げが生じており、その変形を剛性に考慮する必要がある。

⑩圧縮側柱頭と引張側柱脚で CLT と柱が接触し、接触面ではめりこみと反対側のビスの水平変位が確認された。これにより水平せん断力の伝達メカニズムが確認され、CLT と柱の接触部の検討および柱のせん断耐力の確認が必要であることを確認した。またこの接触部に生じる支圧により摩擦を生じ、それが CLT と柱のずれを拘束することが考えられた。

⑪引張軸力に対してボルトが先行降伏する設計としていたが、柱脚での破壊は生じず、引きボルト接合の変形性能が高いことが確認された。

⑫荷重変形角曲線からビス接合部がせん断を負担している間は緩やかに荷重が増加しており、壁の変形角が  $1/30\text{rad}$  付近からビスに耐力低下が生じている、縦列のビス間隔が  $1385\text{mm}$  のため、 $1/30\text{rad}$  変形時のビスの変位量は、 $1385/30/2=23\text{mm}$  となる。この結果は要素試験結果の荷重変形曲線と一致する。さらに変形が増大し耐力が低下しかかった  $1/50\text{rad}$  付近から CLT と柱が接触しそこから支圧接合が効き始めることでもう一段階荷重が上昇を始めている。ビスの終局変位に達した時点から支圧接合に切り替える設計法の有効性が確認された。

### 2.3.7 まとめ

CLT 面材を柱にビス接合した面材耐力壁を開発した。

2.3.1 において、CLT 面材を用いた耐力壁の設計法と許容耐力算定式を示した。

2.3.2 において、CLT 面材を用いた耐力壁での設計を示し、2 体の面内せん断試験を実施した結果、それぞれ壁倍率換算で 21.6 倍、24.2 倍、終局変形角で 1/15rad 以上の高耐力と変形性能を示した。

2.3.3 において、CLT と柱を接合したビスの 2 面せん断性能を確認した。

2.3.4 において、幅 1.0m 耐力壁の目標耐力を壁倍率換算で 16 倍として耐力壁を設計し、面内せん断試験を実施した結果、壁倍率換算で 18 倍、終局変形角で 1/16rad（平均値）の高耐力と変形性能を確認した。

2.3.5 において、CLT と柱を接合したビスの 1 面せん断性能を確認した。

2.3.6 において、幅 1.5m 耐力壁を設計し、面内せん断試験を実施した結果、壁倍率換算で 13.5 倍、終局変形角で 1/15rad（平均値）の高耐力と変形性能を確認した。

## 2.4 厚物合板を用いた高耐力、高靱性耐力壁の開発と設計

### 2.4.1 厚物合板を用いた耐力壁の設計方針と設計法

厚物合板による耐力壁は CLT 耐力壁と比較して、流通材料である構造用合板と釘を採用することで材料コストを低減し、さらに嵌合接合など特殊加工を減らすことで加工および施工手間も低減することを目的に開発を行った。変形性能を確保するため CLT 耐力壁と同様に圧縮筋かい効果を生じない設計法を採用し、CLT 耐力壁は隅角部を切り欠いたのに対して、厚物合板耐力壁は合板と桁および土台の間にクリアランスを設けた。クリアランスの必要寸法は終局せん断変形角  $1/20\text{rad}$  を想定して合板幅の  $1/20$  以上と設定した。

### 2.4.2 面内せん断試験

#### 2.4.2.1 試験体概要

中大規模木造での採用を想定し、壁倍率換算で 15 倍以上の耐力を目標とした。試験体図を図 2.4.1 に示す。柱は断面  $180 \times 180\text{mm}$  のヒノキ集成材(E95-F315)、桁は断面  $180 \times 240\text{mm}$  のヒノキ集成材(E95-F270)としている。柱には断面  $45 \times 90\text{mm}$  の受材を釘 CN90@60、2 列で釘打ちし、桁および土台には  $60 \times 90\text{mm}$  の受材を構造用ビス径 6mm、長さ 120mm、ピッチ 60mm、2 列で接合した。この受材に厚さ 24mm の構造用合板を釘 CN75@60(四周)で両面張りしている。合板は製造寸法から 1820mm の高さで上下 2 枚に分割し、継ぎ目には 90mm 角の受材を配置している。試験体は面材幅が 730mm となるため、 $730\text{mm}/20=36.5\text{mm}$  より土台および桁と合板とのクリアランスをそれぞれ 20mm 確保した。柱脚は柱木口に径 25mm、長さ 400mm のラグスクリューボルト(LSB)を 4 本配置し、ベースプレートを通じて高力ボルト(HTB)4-M12 で接合することによって一体化した。またベースプレートと鉄骨架台はボルト 2-M22(SNR490B)、長さ 250mm で接合した。

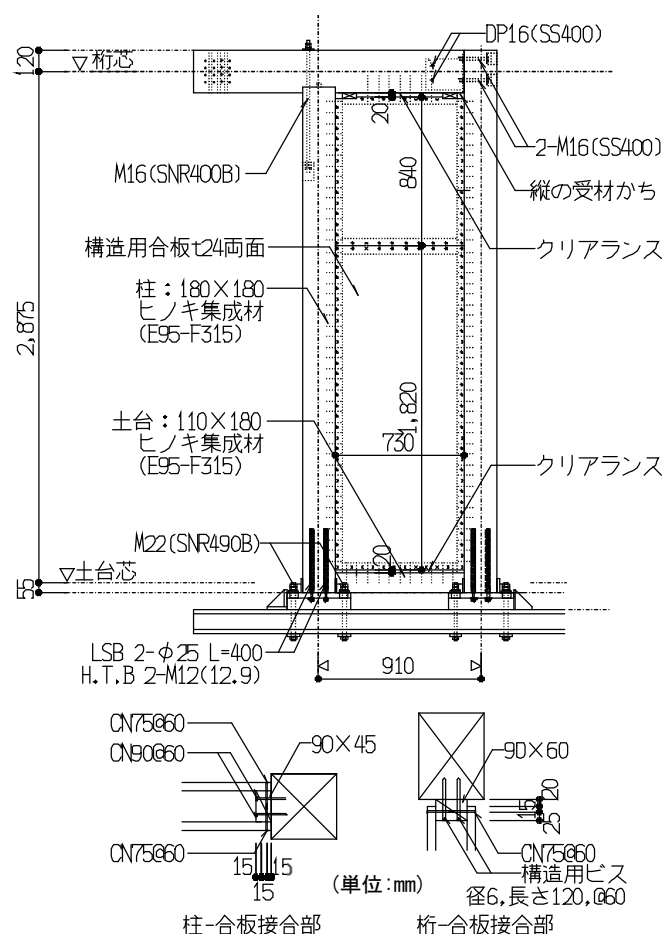


図 2.4.1 厚物合板試験体概略図

## 試験体許容耐力の算定

CLT 耐力壁と同様の設計で、合板と桁および土台の間にクリアランスを設けて圧縮筋交効果を考慮しないこと、および柱と桁、土台とは大入れとすることにより、壁の特性値を釘のせん断性能と壁形状から(1)式～(8)式で計算する。

$B = 700\text{mm}$ 、 $H = 2875\text{mm}$ 、 $L = 910\text{mm}$ 、 $E = 205\text{kN/mm}^2$ 、 $A = 380\text{mm}^2$ 、 $l = 250\text{mm}$ 、 $n = 45$  本(片面)

面材釘 CN75 の特性値は、文献(7)の CN75 でヒノキ合板とヒノキ軸材を接合した試験体の荷重-変形データを用いる。 $k_{\text{面}}=2.23\text{kN/mm}$ 、 $\delta_{v\text{面}}=0.91\text{mm}$ 、 $\delta_{u\text{面}}=11.0\text{mm}$ 、 $P_{y\text{面}}=1.22\text{kN}$ 、 $P_{u\text{面}}=2.04\text{kN}$ 、 $P_{\text{max面}}=2.25\text{kN}$ 、受板釘 CN90 の特性値は、文献(6)の受材釘 N75 の剛性と耐力を 1.15 倍に割り増した値を用いる。1.15 倍の割増は CN90 とせん断剛性が等価になるように設定した。

$k_{\text{受}}=0.74\text{kN/mm}$ 、 $\delta_{v\text{受}}=3.30\text{mm}$ 、 $\delta_{u\text{受}}=34.6\text{mm}$ 、 $\Delta P_{v\text{受}}=2.41\text{kN}$ 、よって  $k_{\text{釘}} = (k_{\text{面}} \cdot k_{\text{受}})(k_{\text{面}} + k_{\text{受}}) = 0.55\text{kN/mm}$  となる。釘のせん断耐力は合板釘の耐力が受材釘を下回るため、合板釘の値を用いる。CLT 耐力壁と同様に計算し、結果を以下に示す。

$$K_{\theta 1} = 4.22 \times 10^3 \text{ (kN/rad)}$$

$$K_{\theta 2} = 179 \times 10^3 \text{ (kN/rad)}$$

LSB の変形割合は小さいと判断し、柱脚の剛性はボルトの変形のみ考慮する。

$$K_{\theta} = 4.12 \times 10^3 \text{ (kN/rad)},$$

$$P_{1/120} = 34.3 \text{ (kN)}$$

$$P_{y\text{壁}} = 26.7 \text{ (kN)}$$

$$P_{u\text{壁}} = 44.7 \text{ (kN)}$$

$$P_{\text{max壁}} = 49.3 \text{ (kN)}$$

$$\delta_{v\text{壁}} = P_{u\text{壁}}/K_{\theta} = 10.8 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

$$\mu = 4.62$$

柱を介して水平力を伝達するための、圧縮側柱脚および引張側柱頭の柱せん断耐力  $Q_{u1}$  と大入れ側面の支圧耐力  $Q_{u2}$  の確認は CLT 耐力壁と同様に行った。

柱脚は LSB の最大引張耐力  $T_{u\text{LSB}}$  および HTB の最大引張耐力  $T_{u\text{HTB}}$  が、ボルトの降伏耐力  $T_{y\text{bolt}}$  を上回る設計とした。

ここで

$$T_{u\text{HTB}} = A_{e\text{HTB}} \cdot \sigma_{u\text{HTB}} \quad (2.4.2)$$

$A_{e\text{HTB}}$  : HTB の有効断面積 ( $\text{N/mm}^2$ )

$\sigma_{u\text{HTB}}$  : HTB の引張強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$T_{u\text{LSB}}$  は文献(9)の計算方法により算出した。

$$A_{\text{bolt}} = 2 \cdot 320 = 640 \text{ mm}^2$$

$$F_{ty} = 325 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{e\text{HTB}} = 4 \cdot 84.3 = 337 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{u\text{HTB}} = 1200 \text{ N/mm}^2 \text{ より、}$$

$$T_{y\text{bolt}} = 228 \text{ kN}$$

$$T_{u\text{HTB}} = 404 \text{ kN、}$$

$$T_{u\text{LSB}} = 334 \text{ kN}$$

したがって、 $T_{u\text{LSB}}/T_{y\text{bolt}} = 1.46$  となる。

試験体数は 3 体、無載荷式・柱脚固定式とし、加力方法は見かけの変形角で 1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50rad に相当する変位毎に、正負交番 3 回繰り返した。最終的に 1 方向に加力して破壊させた。

#### 2.4.2.2 試験方法

試験は、柱脚固定式試験法を採用し、土台を試験装置に緊結して桁端部を水平方向に加力することで行った。試験方法と変位計位置の概要を図 2.4.2 に示す。加力は正負交番繰り返し加力とし、繰り返し履歴は変位計 1 の測定値から算出したせん断変形角が  $1/450$ 、 $1/300$ 、 $1/200$ 、 $1/150$ 、 $1/100$ 、 $1/75$ 、 $1/50\text{rad}$  の正負変形時とし、繰り返し回数は 3 回とした。加力は最大荷重に達した後、最大荷重の 80% に荷重が低下するまで、もしくは見かけのせん断変形角が  $1/15\text{rad}$  以上に達するまで加力した。

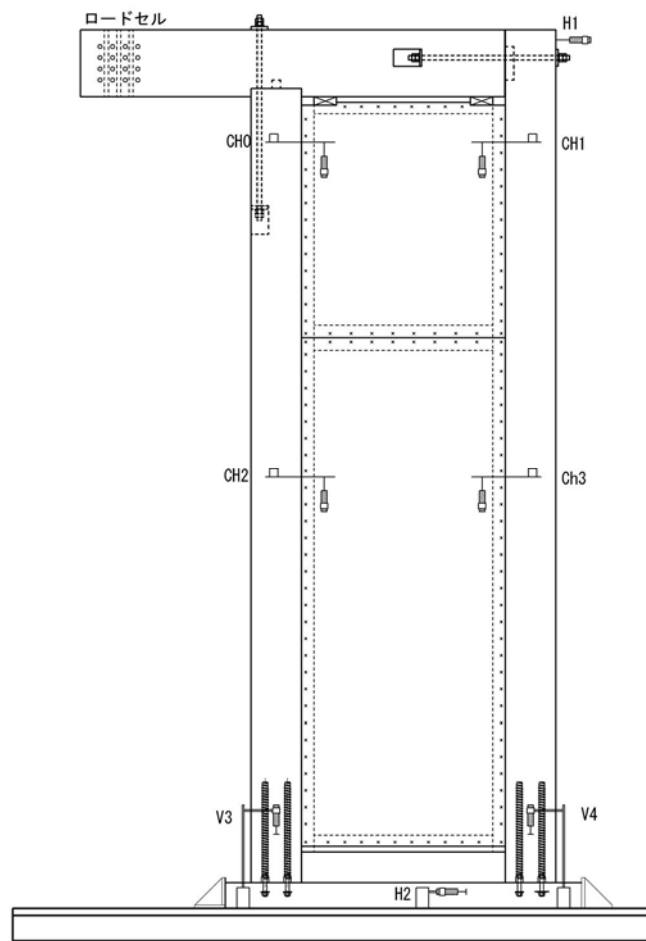


図 2.4.2 試験方法と変位計位置図

### 2.4.2.3 試験結果

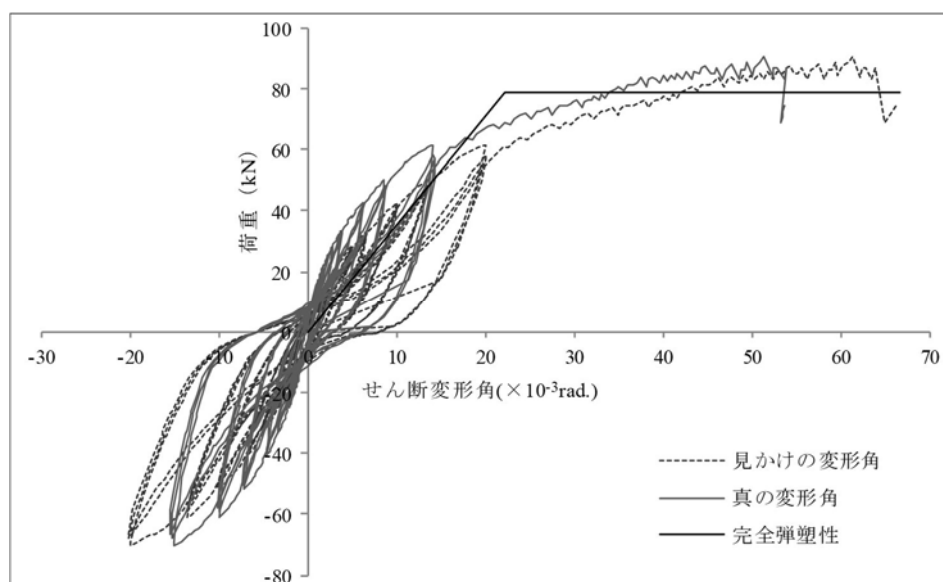
本試験結果より、各種特性値の算出を行った。各種特性値は、「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」((財)日本住宅・木材技術センター発行、2008年版) P.570～572 を参考に、試験結果から算出した見かけのせん断変形角の算出方法は以下の通りとした。

$$\text{見かけのせん断変形角 } \gamma = (\#1 - \#2) / 3000$$

ここで、#1 (H1 の測定値) および #2 (H2 の測定値) は図 2.4.2 を参照

#### <荷重変形角曲線>

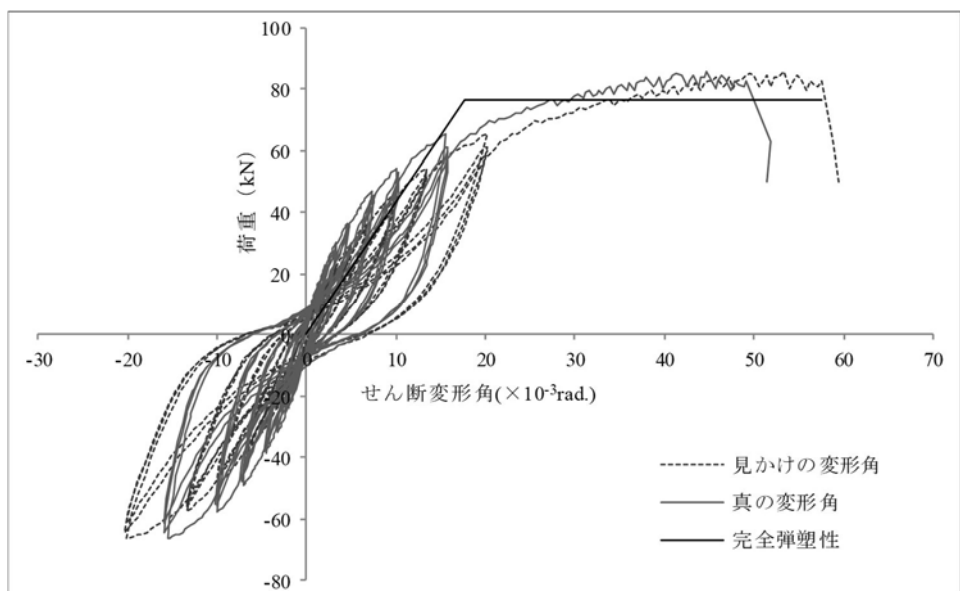
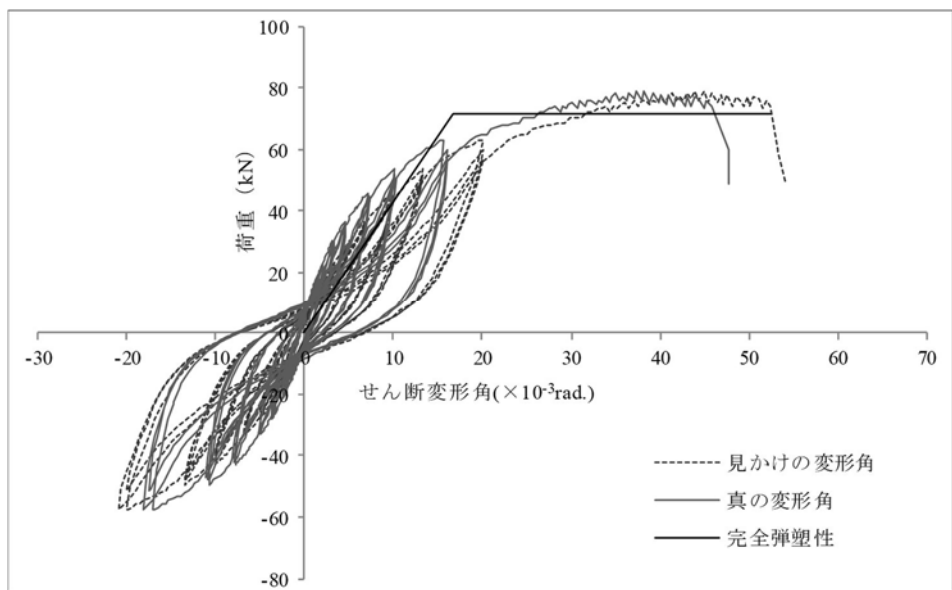
荷重と見かけのせん断変形角の関係を図 2.4.3 に示す。3 体とも面材釘の塑性変形により緩やかに壁全体の変形が進む安定した挙動を示した。面材と桁、土台の間にクリアランスを設けたことで、桁および土台にめりこみ変形が生じないことが確認された(写真 2.4.2、写真 2.4.3)。また面材釘のパンチング破壊、面材の座屈、そして土台、桁および柱の割裂破壊は確認されなかった。よって試験体の目的であるクリアランスを設けることにより変形性能が確保されることが確認された。終局時は、3 体とも柱に埋め込んだ LSB とベースプレートを接合している HTB が破断して耐力低下した。柱脚に回転角が生じるとボルトよりも LSB に付加軸力が大きく生じる形状であったことが原因と考えられる。ただし試験体 1、試験体 2 および試験体 3 の終局変形角は、それぞれ 1/16rad、1/22 および 1/19 であるため、十分な変形性能が確認された。



図

2.4.3. PW-3-1 の荷重－変形角曲線





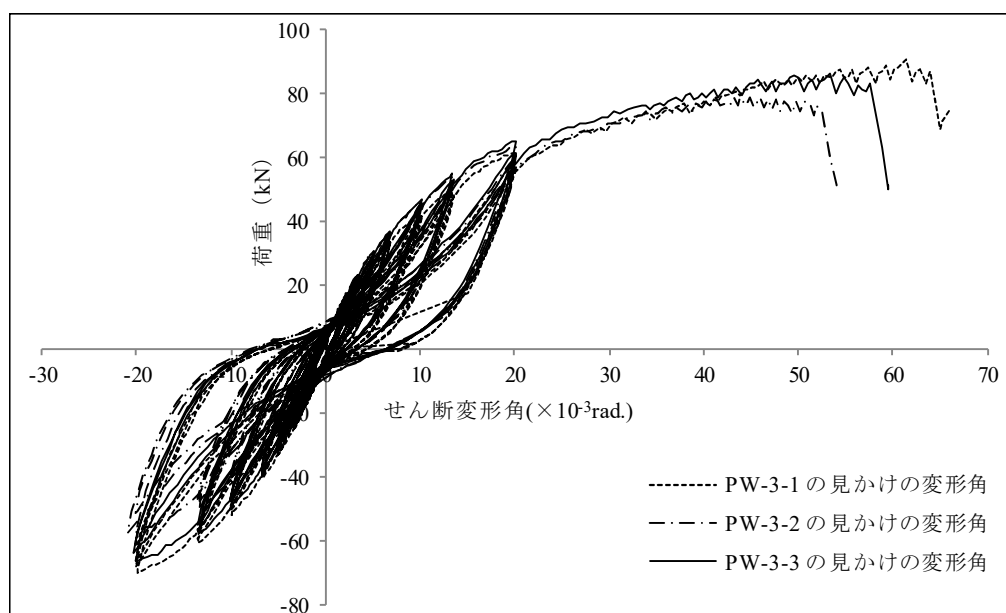


図 2.4.6 PW3-1~3-3 の見かけの荷重－変形角曲線

### <試験体 PW-3-1 写真>

つぎに試験体写真とその考察を示す。

写真 2.4.1：試験体 PW-3-1 の加力後の写真である。

最大荷重 $P_{max} = 90.3\text{kN}$ である。

写真 2.4.2：壁頭について加力前の状況を示す。

写真 2.4.3：壁脚の加力後の状況を示す。

写真 2.4.4：圧縮側壁頭の状況を示す。

写真 2.4.5：引張側壁頭の状況を示す。

写真 2.4.6：圧縮側柱脚の状況を示す。合板のめり込み変形は確認されない。

写真 2.4.7：引張側柱脚の状況を示す。

写真 2.4.8：圧縮柱側の合板継ぎ目の状況を示す。

写真 2.4.9：引張柱側の合板継ぎ目の状況を示す。

写真 2.4.10：柱脚の浮き上がりの状況を示す。

写真 2.4.11：柱脚金物のボルト破断の状況を示す。





写真 2.4.6 PW-3-1 圧縮側柱脚

写真 2.4.7 PW-3-1 引張側柱脚

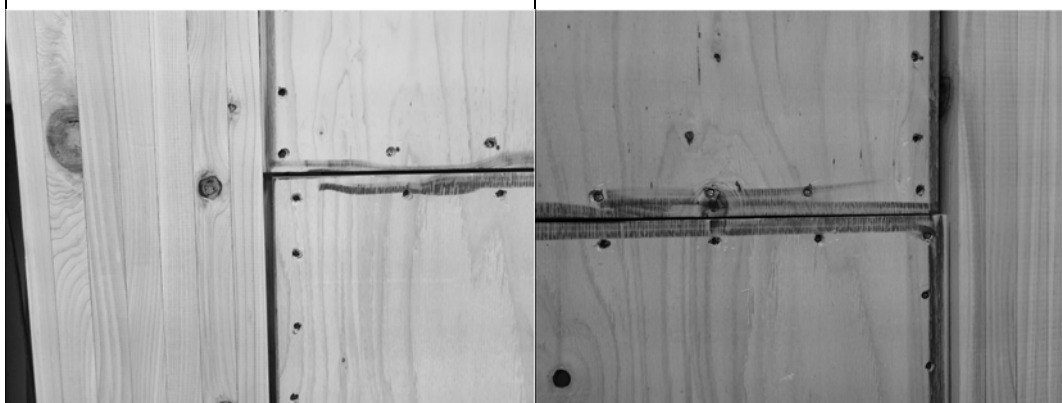


写真 2.4.8 PW-3-1 圧縮柱側 合板継目

写真 2.4.9 PW-3-1 引張柱側 合板継目



写真 2.4.10 PW-3-1 柱脚浮き上がり

写真 2.4.11 PW-3-1 柱脚金物 ボルト破断

### ＜試験体 PW-3-2 写真＞

つぎに試験体写真とその考察を示す。

写真 2.4.12：試験体 PW-3-2 の加力前の写真である。

写真 2.4.13：試験体 PW-3-2 の加力後の写真である。

最大荷重  $P_{max} = 78.7\text{kN}$  である。

写真 2.4.14：壁頭について加力前の状況を示す。

写真 2.4.15：壁脚の加力後の状況を示す。

写真 2.4.16：圧縮側壁脚合板端部の状況を示す。

写真 2.4.17：引張側壁脚合板端部の状況を示す。

写真 2.4.18：圧縮側柱合板端部の状況を示す。

写真 2.4.19：引張側柱合板端部の状況を示す。

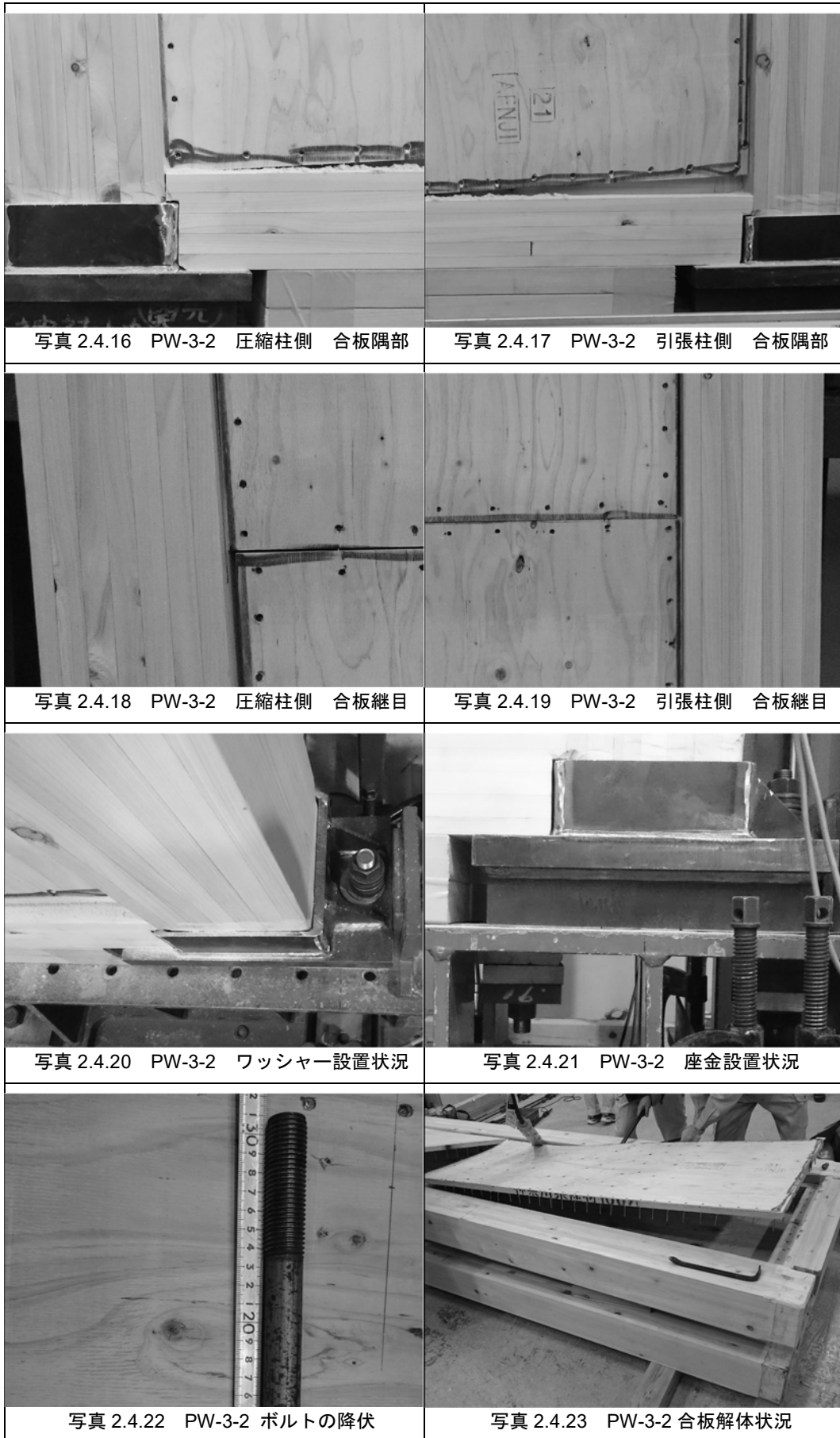
写真 2.4.20：柱脚部のワッシャー設置状況を示す。

写真 2.4.21：柱脚部の座金設置状況を示す。

写真 2.4.22：柱脚金物のボルトの降伏状況を示す。

写真 2.4.23：合板解体の状況を示す。





### ＜試験体 PW-3-3 写真＞

つぎに試験体写真とその考察を示す。

写真 2.4.24：試験体 PW-3-3 の加力前の写真である。

写真 2.4.25：試験体 PW-3-3 の加力後の写真である。

最大荷重 $P_{max} = 85.7\text{kN}$ である。

写真 2.4.26：壁頭の加力前の状況を示す。

写真 2.4.27：壁脚の加力後の状況を示す。

写真 2.4.28：圧縮側壁脚合板端部の状況を示す。

写真 2.4.29：引張側壁脚合板端部の状況を示す。

写真 2.4.30：圧縮側柱側の釘変形量を示す。

写真 2.4.31：引張側柱側の釘変形量を示す。





写真 2.4.28 PW-3-3 圧縮柱側 合板隅部

写真 2.4.29 PW-3-3 引張柱側 合板隅部

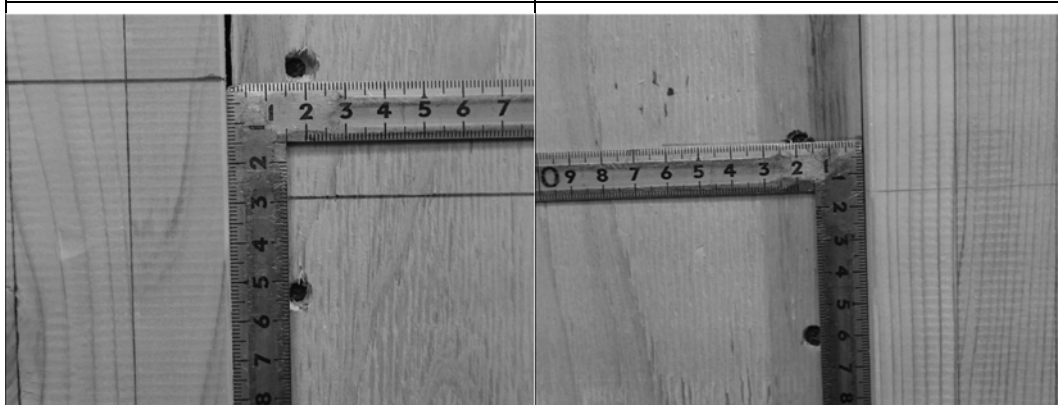


写真 2.4.30 PW-3-3 圧縮柱側 釘変形量

写真 2.4.31 PW-3-3 引張柱 釘変形量



<特性値一覧>

得られた包絡線より完全弾塑性モデルを作成し、試験特性値を算出した結果を表 2.4.1 に示す。また短期基準せん断耐力の値を表 2.4.2 に示す。 $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$ の値で耐力が決まり、壁倍率換算で 18.9 倍(平均値)の耐力となった。

表 2.4.1 PW-3 耐力壁特性値一覧

試験体名	最大耐力 $P_{max}$ (kN)	終局耐力 $P_u$ (kN)	剛性 $K$ ( $10^3$ kN/rad)	塑性率 $\mu$	降伏点変形角 $\gamma_v$ ( $10^{-3}$ rad)	終局変形角 $\gamma_u$ ( $10^{-3}$ rad)	構造特性 $D_s$
PW-3-1	90.3	78.9	3.54	2.87	22.3	64.0	0.459
PW-3-2	78.7	71.7	4.31	3.15	16.6	52.4	0.434
PW-3-3	85.7	76.3	4.31	3.26	17.7	57.7	0.426
平均	84.9	75.7	4.05	3.09	18.9	58.0	0.440

<壁倍率評価>

試験体 PW3 の特性値から基準耐力 $P_0$ を算出した。その一覧を表 2.4.2 に示す。

$$P_0 = \min \left( P_y, 0.2P_u\sqrt{2\mu-1}, \frac{2}{3}P_{max}, P_{120} \right)$$

ここで、 $P_{120}$ ：みかけの変形角で 1/120rad 時の荷重値

平均値および 3 体のばらつき係数を考慮した値を示している。

施工のばらつき等を考慮して定める壁倍率の低減係数 $\alpha$ は 1.0 としている。

表 2.4.2 PW-3 耐力壁特性値一覧

試験体名	試験特性値 (kN)			
	$P_y$	$0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$	$(2/3)P_{max}$	$P_{120}$
PW-3-1	51.0	34.37	60.2	38.21
PW-3-2	46.4	33.02	52.5	41.11
PW-3-3	49.7	35.86	57.1	41.48
平均	49.1	34.42	56.6	40.27
標準偏差	2.36	1.42	3.88	1.79
変動係数	0.0481	0.0412	0.0685	0.0445
ばらつき係数	0.977	0.981	0.968	0.979
基準耐力 (kN/m)	47.95	33.75	54.8	39.42
壁倍率	18.9			

#### 2.4.2.4 計算値との比較

式(1)～式(8)による計算値と荷重-みかけのせん断変形角の実験値を比較し表 2.4.3 に示す。終局耐力は計算値が $P_u=44.7\text{kN}$  に対して実験値は  $75.0\text{kN}$  となり過小評価となっている。剛性は計算値が $K = 4.12 \times 10^3\text{kN/rad}$  に対して、実験値は $K = 4.20 \times 10^3\text{kN/rad}$  となり結果的に概ね一致しているが、耐力が一致していないため、計算仮定の検証が必要な結果となった

表 2.4.3 厚物合板耐力壁試験体 実験値と計算値の比較

	$P_y$ (kN)	$P_u$ (kN)	$K$ ( $10^3\text{kN/rad}$ )	$P_{120}$ (kN)	$\mu$	$0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$ (kN)
実験	47.5	75.0	4.20	40.3	3.30	35.5
計算	26.7	44.7	4.12	34.3	4.62	25.7

#### <試験結果の考察>

3 体とも面材釘の塑性変形により緩やかに壁全体の変形が進む安定した挙動を示した。面材と桁、土台の間にクリアランスを設けたことで、桁および土台にめりこみ変形が生じないことが確認された（写真 2.4.1、写真 2.4.2）。また面材釘のパンチング破壊、面材の座屈、そして土台、桁および柱の割裂破壊は 確認されなかった。よって試験体の目的であるクリアランスを設けることにより変形性能が確保されることが確認された。終局時は、3 体とも柱に埋め込んだ LSB とベースプレートとを接合している HTB が破断して耐力低下した。柱脚に回転角が生じるとボルトよりも LSB に付加軸力が大きく生じる形状であったことが原因と考えられる。ただし試験体 1、試験体 2 および試験体 3 の終局変形角は、それぞれ  $1/16\text{rad}$ 、 $1/22$  および  $1/19$  であるため、十分な変形性能が確認された。

厚物合板を面材に用いた耐力壁を開発した。

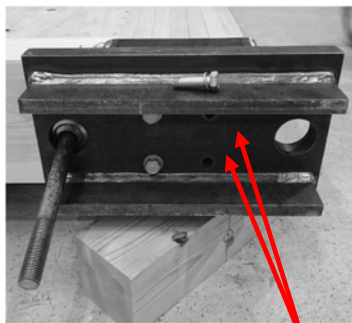
幅 1.0m 耐力壁の目標耐力を壁倍率換算で 16 倍として耐力壁を設計し、面内せん断試験を実施した結果、以下の内容が確認された。

試験結果より、 $1/20\text{rad}$  程度まで耐力低下せず、ビスの塑性変形により緩やかに荷重が上昇を続ける粘り強い結果が得られた。加力中も脆性破壊につながると思われる部位は確認されなかった。許容耐力は壁倍率換算で 19.3 倍(平均値)であり、目標とする耐力および変形性能が確認された。

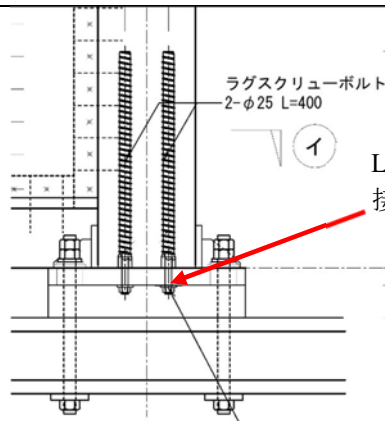
終局時の破壊はいずれの試験体も、柱脚接合部のハイテンションボルト破断で終了した。これは鉄骨架台と接合するボルトの長さが架台の寸法制限のため、 $240\text{mm}$  と短くなったことが原因である。ボルトの伸び量はわずかであるが、終局時の回転変形追随性には影響が大きいと考えられる。(図 2.4.7)

柱脚以外の耐力低下の要因となる破壊は確認されず、靱性保証設計の有効性が確認された。またクリアランスの設定について、終局時の面材の角が若干土台にめりこんでいる状態であり、めりこみの緩和に有効であることを確認した(図 2.4.8)。

面材の変形を確認すると、引張側柱上部と圧縮側柱下部で面材の隅部が柱に接触し支圧が生じていることが確認された。面材釘の耐力から計算した壁耐力が低いことは、CLT の 1.5m 耐力壁同様に、面材と柱の支圧部分の摩擦により耐力上昇していると考えられる(図 2.4.9)。



LSB を接合する  
ハイテンション  
ボルトの破断.



LSB とベースプレート  
を接合するハイテンション  
ボルトの破断.



A. Bolt 長さ 250mm  
設計長さ 650mm

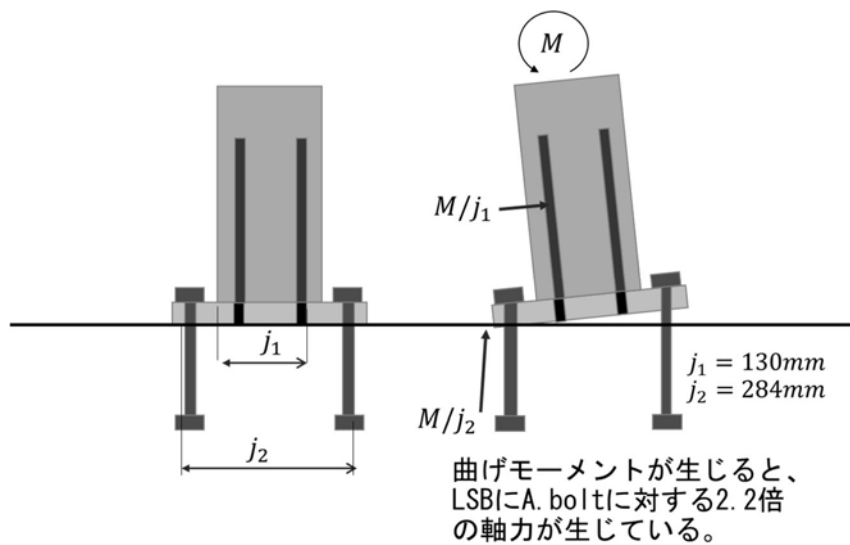
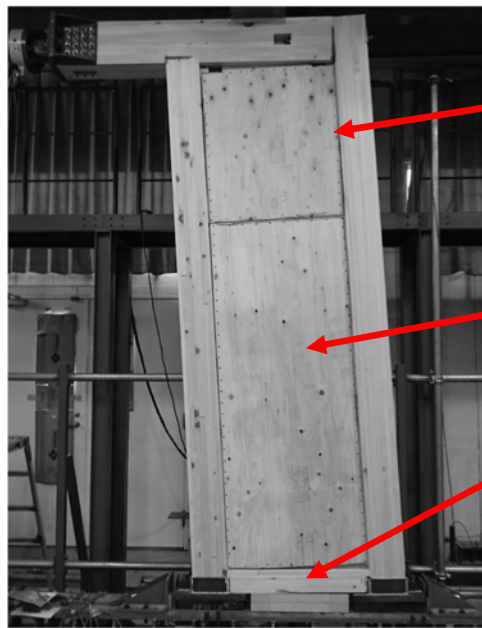


図 2.4.7 柱脚の破壊について

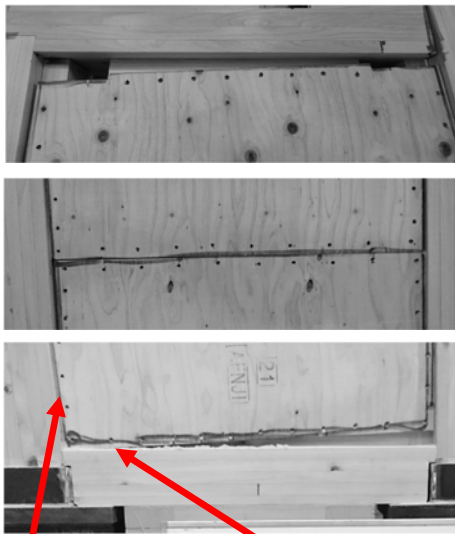


面材釘の  
パンチング破壊  
抜け出しは生じていない

面材のはらみ  
割れは生じ面材のはらみ  
割れは生じていない。

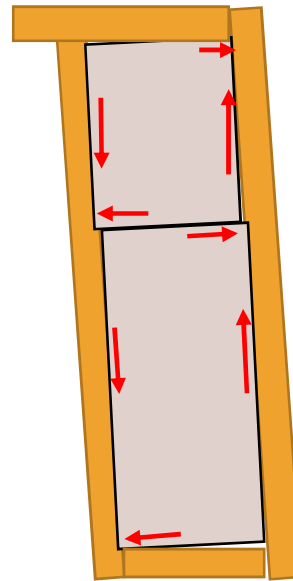
土台、桁、柱の割れは確認  
されない。

図 2.4.8 耐力低下の要因となる破壊について



柱側面に接触

土台へのめりこみを緩和



面材と柱との支圧により  
摩擦力を生じて面材の  
回転剛性を高めていると  
考えられる

図 2.4.9 面材の変形と柱との接触状況図

### 2.4.3 まとめ

構造用合板 24mm を両面張りとした真壁耐力壁を開発した。目標耐力を壁倍率換算で 16 倍として耐力壁を設計し、面内せん断試験を実施した結果以下の内容が確認された。

①本試験体 PW-3-1 は、 $P_{max}=90.3\text{kN}$ 、見かけの変形角で  $1/15.6\text{rad}$  に達した時点で柱脚の LSB とベースプレートを接合する高力ボルトが破断して耐力低下した。許容耐力の値は  $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$  が最小値となり、 $34.4\text{kN}$  が確認された。

②本試験体 PW-3-2 は、 $P_{max}=78.7\text{kN}$ 、見かけの変形角で  $1/19.1\text{rad}$  に達した時点で柱脚の LSB とベースプレートを接合する高力ボルトが破断して耐力低下した。許容耐力の値は  $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$  が最小値となり、 $33.0\text{kN}$  が確認された。

③本試験体 PW-3-3 は、 $P_{max}=85.7\text{kN}$ 、見かけの変形角で  $1/17.3\text{rad}$  に達した時点で柱脚の LSB とベースプレートを接合する高力ボルトが破断して耐力低下した。許容耐力の値は  $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$  が最小値となり、 $35.9\text{kN}$  が確認された。

⑤本試験体 PW-3 は、3 体のばらつきを考慮して壁倍率換算の耐力を算出した結果は、18.9 倍となり、十分な耐力を有することを確認した。ただし施工のばらつき等を考慮して定める低減係数  $\alpha$  は 1.0 としている。

#### < 靱性保証設計と力学モデルの考察 >

⑥構造用合板と土台および桁は、受け材を介して接合した。また 30mm のクリアランスを設けることで、桁の突き上げ等生じず、構造用合板が変形に追随することで、脆性破壊を生じなかった。

⑦柱と土台および桁との大入れ接合部で水平せん断力を伝達可能なことが確認された。

⑧CLT 面材による耐力壁と同じく、圧縮側柱頭および引張側柱脚で構造用合板が柱から離れることが確認された。これは面材の柱と接合するビス接合部の高さ方向に生じる偶力に対する水平方向の力の釣り合いによるものである。

⑩圧縮側柱頭と引張側柱脚で構造用合板が柱が接触し、接触面ではめりこみが確認された。これにより水平せん断力の伝達メカニズムが確認され、この接触部に生じる支圧により摩擦を生じ、それが構造用合板と柱とのずれを拘束することが考えられた。

⑪引張軸力に対してボルトが先行降伏する設計としていたが、柱が傾くときに、柱脚の LSB に付加軸力が生じ、LSB とベースプレートを接合する高力ボルトが破壊した。柱が傾くときに、変形できないとボルトに生じる付加軸力が大きくなる。引きボルトの長さが試験場の架台の寸法制限のため短くなったが、実際の設計では十分な長さが確保できるため、ボルトの弾性伸びが確保され、破断しないと考えられるが、その理論的検証は今後の課題となっている。

## 第3章 エネルギー吸収部位分散型耐力壁の開発と設計手法

---

### 3.1 木材の材料特性を活かした耐力壁の設計手法

建築の主要な構造材料は、コンクリート、鋼材、木材である。それぞれ固有の材料特性を有し、耐震設計ではそれらの材料特性を活かして設計することが重要である。

木造の耐力壁は、面材耐力壁と筋交耐力壁の2種類に分かれる。面材耐力壁は、面材を接合する接合具（釘、ビス）を塑性化させてエネルギーを吸収させる機構である。多数の接合具がそれぞれ塑性化するため、変形性能は高い。それに対して筋交耐力壁は、筋交自体は弾性変形し、筋交の座屈や接合部の破壊で終局に達するため、塑性変形できる箇所が筋交接合部端部に集中する。そこで木材は鋼材と比較して終局ひずみ量が1/10程度であるため、鋼材のように必要な塑性変形量を確保できず、脆性破壊を生じてしまい靱性が劣ってしまう。

日本の耐震設計は、中地震に対する許容応力度計算と大地震に対する保有水平耐力計算と2段階の地震に対する設計となっている。鉄筋コンクリート造および鉄骨造は保有水平耐力計算を行い、大地震に対する倒壊安全性が担保されているのに対して、木造の場合は主に許容応力度計算のみで建設されており、保有水平耐力計算は行われてこなかった。壁量計算による木造住宅では、それぞれ面内せん断試験の結果から定められた壁倍率をもとに設計されるため、 $D_s$ が考慮されているが、告示の耐力壁以外の耐力壁やラーメン架構による集成材等建築物を設計する際に、靱性が考慮されないため、強度を確保することを目的に、大断面筋交を用いた設計が行われている。この設計法は大地震を想定していない設計法であり、鉄骨造の設計をそのまま木造に置き換えただけの設計といえる。

そこで

中大規模木造許容応力度計算のみでよいとなった場合、の発展は鉄骨造で行われてきたが、終局時の変形性能を考えた場合、鉄骨造では特定の部位を塑性化させることで集中的にエネルギー吸収することが可能であるのに対して、木造で同じ設計法を採用すると、局所的な変形に木材が追従できず、脆性破壊を生じてしまう可能性が高い。

そのため木材の材料特性を活かす設計手法として、エネルギー吸収部位を壁面に分散させる方法が有効である。分散させることで1か所あたりの変形量を低減できるため、特に金物接合を極力用いないで製材を有効活用した低層建物には有効と考える。外力によるエネルギーと壁体内の吸収エネルギー分布について、接着パネルと非接着パネルの場合を比較した概念図を示す（図3.1.1 エネルギー吸収部位分散型耐力壁の概念図）。外力エネルギー100%に対して各丸の大きさがエネルギーの大きさを示す。接着パネルはパネルが剛体として回転変形するため吸収エネルギーが壁端部に集中するのに対して、非接着パネルでは柱間を接合する接合具がエネルギー吸収してエネルギーを分散する効果が得られる。

第3章では製材の有効活用を目指したエネルギー吸収部位分散型耐力壁の設計手法について、非接着接合によるマッシュホルツ耐力壁およびビス接合併用格子耐力壁の開発と面内せん断試験結果、および設計法を示す。

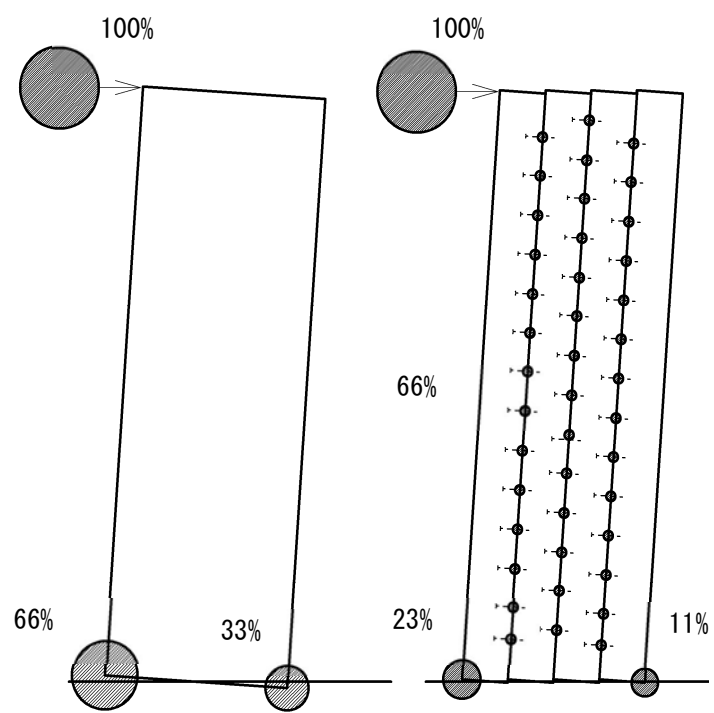


図 3.1.1 エネルギー吸収部位分散型耐力壁の概念図

## 3.2 マッシブホルツ耐力壁の開発と設計

### 3.2.1 マッシブホルツ耐力壁の設計方針と設計法

#### 3.2.1.1 はじめに

国内林業・木材産業の活性化のため、国産木材の構造材としての有効活用が求められている。マッシブホルツ工法は、ラミナ、平角材を積層接合して耐力壁、床版、屋根版を構成するドイツで開発された工法である。現在日本国内では接着接合して製造された CLT パネルによるマッシブホルツ工法の研究が多数進められており、木材消費量拡大の期待は大きい。ただし接着接合するためには大規模な製造機械が必要になるため設備投資の負担が生じる。したがって小規模、低層建築物には大工が通常使用する電動工具のみで製造可能な、非接着接合のマッシブホルツ工法が有効と考えられる。非接着接合による事例には、網野らの挽板を釘、木ビスで積層した面構造の開発報告<sup>1)</sup>、縦ログ工法の研究<sup>2)3)</sup>があるが、国内での研究事例はほとんど見当たらない。本研究では、割れ、欠けを有する低市場価値な国産スギ製材の有効活用を目的として、断面 120×240mm スギ平角材をビスで積層接合したマッシブホルツ耐力壁、および断面 30×105mm の間柱材を 2 材貫通して釘で積層接合したブレットシュタッペル耐力壁の 2 タイプを設計し、それぞれ面内せん断試験結果を示す。またそれぞれの力学モデルを考察し、耐力壁の許容耐力算定式を示す。計算値と実験値を比較することで計算式の適用可能性を検証する。

本研究の目的は、同種の力学モデルの壁の面内せん断性能を、壁形状と接合具の要素試験結果をもとに推測可能にすることである。

#### 3.2.1.2 設計コンセプト

マッシブホルツを耐力壁とした研究には、挽板を接着接合した耐力壁の研究<sup>6)</sup>、厚板面材のロッキング挙動についての研究<sup>7)</sup>等がある。これらは接着接合により厚板を構成している点が本報告とは異なる。接着接合することで壁の剛性を大幅に向上できるが、図 3.2.1 のコンセプト図にあるように、接着接合した壁は剛体としてロッキング挙動を示し、壁脚端部に塑性変形が集中するために壁脚端部の変形性能が重要になる。これに対して壁柱材を釘、ビス等で非接着接合により構成した壁は、壁柱材間の接合具がそれぞれ変形するため、変形する部位が壁全体に分散されて、高い変形性能を示す。

壁柱材のせん断変形が、壁柱間の接合具のせん断変形に比べ十分に小さく、無視できるものとするれば、力学モデルは単純になる。壁柱の傾きと壁の傾きが一致するため、壁柱材を接合する接合具のせん断性能をもとに簡易な計算式から壁の耐力と剛性が計算できる。したがって釘、ビス、ボルトなど異なる接合具で接合した壁も接合具の性能を置き換えることにより、壁の面内せん断性能が推測可能である。

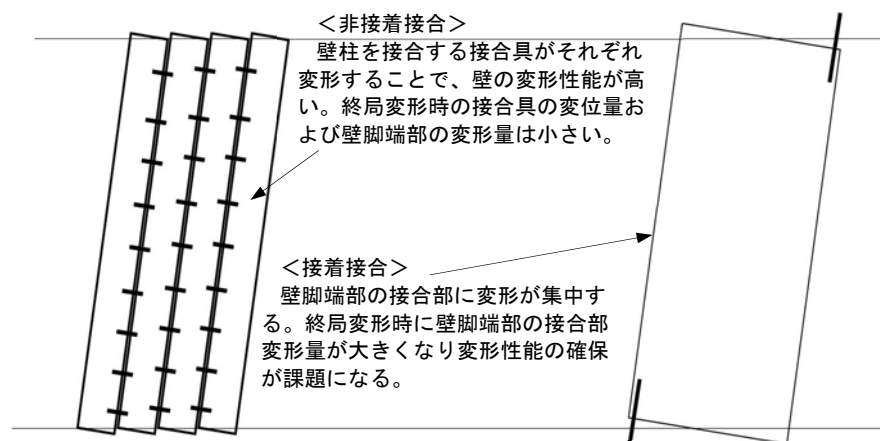


図 3.2.1 耐力壁の設計コンセプト図



### 3.2.1.3 許容耐力算定式

<弾性域の計算>

図 3.2.2 に示す通り、壁柱材のせん断変形が壁柱間の接合具のせん断変形に比べ十分に小さく、無視できるものとすれば、壁柱間のせん断変形は接合具のせん断変形 $\delta_{\text{ビス}}$ (mm)と等しいため、

壁柱材の変形角は

$$\theta = \delta_{\text{ビス}} / B \quad \cdots (1) \text{式}$$

$B$ (mm)は壁柱材の幅。

壁柱の変形角が壁の変形角と等しくなるため、接合具が降伏変位に達した時点で壁が降伏したとみなし、壁面の降伏変位 $\delta_{y\text{壁}}$ (mm)は、

$$\delta_{y\text{壁}} = \theta_y \cdot H = \delta_{y\text{ビス}} \cdot \frac{H}{B} \quad (3.2.2)$$

$H$ (mm)は壁柱の長さ。

壁の降伏耐力 $P_{y\text{壁}}$ (kN)は、壁柱がせん断降伏しないものとした場合、壁柱間のせん断面に生じる降伏せん断力 $Q_y$ (kN)と、壁内の壁柱本数 $m$ (本)から、

$$P_{y\text{壁}} = m \cdot Q_y \cdot \frac{B}{H} \quad (3.2.3)$$

壁脚端部はホールダウン金物等で緊結されて拘束されるため、(3)式は壁柱間のせん断面の数 $(m-1)$ に1を加えて、 $m$ としている。ただしホールダウン金物の終局耐力 $P_{u\text{ホ}}$ (kN)が壁柱間の終局せん断力 $Q_u$ (kN)を上回ることを条件とする。

$$P_{u\text{ホ}} > Q_u = n \cdot P_{u\text{ビス}} \quad (3.2.4)$$

壁柱間を接合する接合具本数を $n$ (本)とすると、壁柱間の降伏せん断耐力は、接合具剛性と降伏変位より、

$$Q_y = (n \cdot K_{\text{ビス}}) \cdot \delta_{y\text{ビス}} \quad (3.2.5)$$

(3)と(5)式より

$$P_{y\text{壁}} = m \cdot n \cdot K_{\text{ビス}} \cdot \delta_{y\text{ビス}} \cdot \frac{B}{H} \quad (3.2.6)$$

壁の剛性 $K_{\text{壁}}$ (kN/mm)は

$$K_{\text{壁}} = \frac{P_{y\text{壁}}}{\delta_{y\text{壁}}} = m \cdot n \cdot K_{\text{ビス}} \cdot \frac{B^2}{H^2} \quad (3.2.7)$$

剛性 $K_{\text{壁}}$ の計算で柱脚のめり込みを考慮していないことから、合板耐力壁の計算法<sup>8)</sup>を参考にし、剛性で決まる許容せん断耐力は1/150rad 変形した時点の耐力を採用する。

よって、1/150rad 時の荷重  $P_{1/150}$ (kN)は

$$P_{150} = K_{\text{壁}} \cdot \frac{H}{150} \quad (3.2.8)$$

<塑性域の計算>

壁の終局耐力 $P_{u\text{壁}}$ (kN)は弾性域の考え方と同様に、

$$P_{u\text{壁}} = m \cdot n \cdot P_{v\text{ビス}} \cdot \frac{B}{H} \quad (3.2.9)$$

また終局変位 $\delta_{u\text{壁}}$ (mm)は、

$$\delta_{u\text{壁}} = \delta_{u\text{ビス}} \cdot \frac{H}{B} \quad (3.2.10)$$

ただし $\delta_{u\text{ビス}}$ より 壁の終局変形角を計算した結果が 1/20rad を上回る場合には

$\delta_{u\text{壁}} = H/20$ (mm)として壁面の塑性率 $\mu$ を計算する。

$$\mu = \delta_{v\text{壁}} / \delta_{u\text{壁}} = (H/20) / (\delta_{v\text{ビス}} \cdot H / B) = B / (20 \cdot \delta_{v\text{ビス}}) \quad (3.2.11)$$

壁脚端部接合部が先行破壊しないために、壁が 1/20rad に達した場合もホールダウン金物の終局変位 $\delta_{u\text{ホ}}$ を超えないことを次式で確認する。

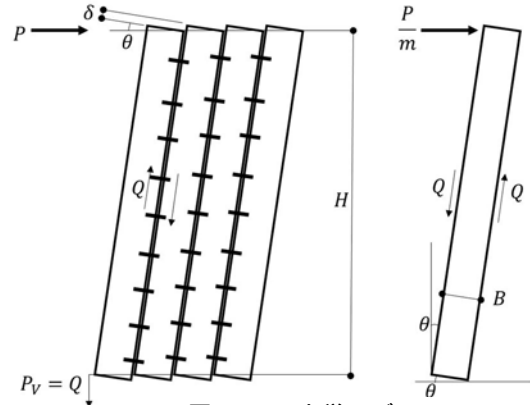


図 3.2.2 力学モデル

$$\delta_{uホ} > \frac{B}{20} \quad (3.2.12)$$

#### 4.3 短期許容せん断力 $Q_a$ の算定

耐力壁の短期許容せん断耐力 $Q_a$ (kN)は下式で計算する。

$$Q_a = \min(P_y, P_{1/150}, 0.2P_u/\sqrt{2\mu-1}) \quad (3.2.13)$$

壁面の幅を $L$ [m]とすると、壁倍率の低減係数 $\alpha = 1.0$ とした場合に換算壁倍率は下式で求まる。

$$\text{壁倍率} = Q_a / (1.96 \cdot L) \quad (3.2.14)$$



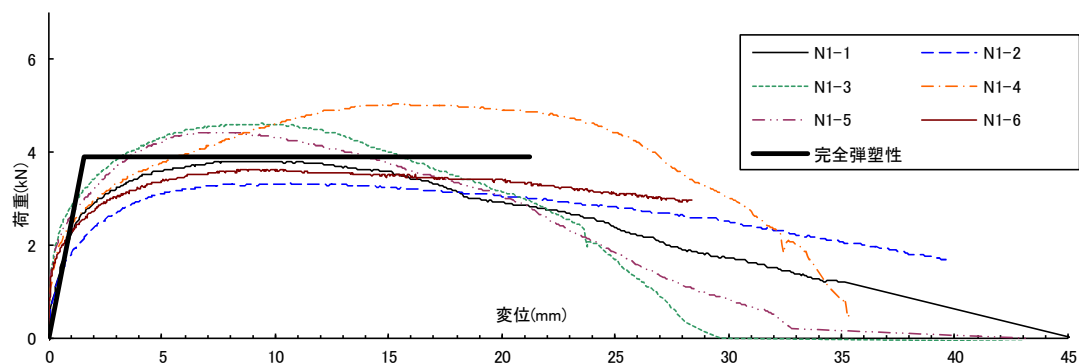


図 3.2.4 釘 1 面せん断試験 荷重－変形角曲線

#### <ビス一面せん断試験結果写真>

変位計は側材と主材の相対変位を計測し、表面と裏面にそれぞれ 2 か所変位計を設置し、測定結果はその平均値を採用した（写真 3.2.1、写真 3.2.2）。変位が 30mm を超えても荷重が低下しない優れた変形性能を示した（写真 3.2.3、写真 3.2.4。終局時はビス頭がめりこみ、ロープ効果を生じていることが確認された（写真 3.2.5）。試験体を解体し、ビスを確認したが、ビスの破断は確認されなかった。（写真 3.2.6）。



写真 3.2.1 ビス試験体 加力前



写真 3.2.2 ビス試験体 背面 加力前

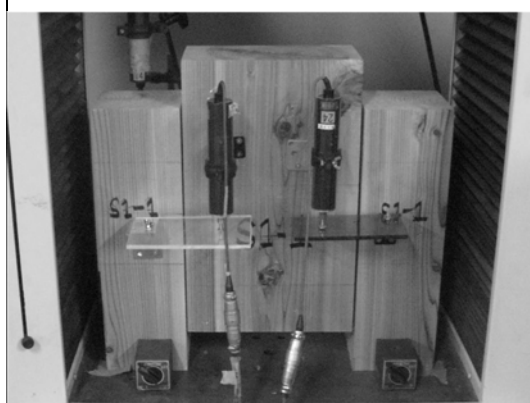


写真 3.2.3 ビス試験体 加力後

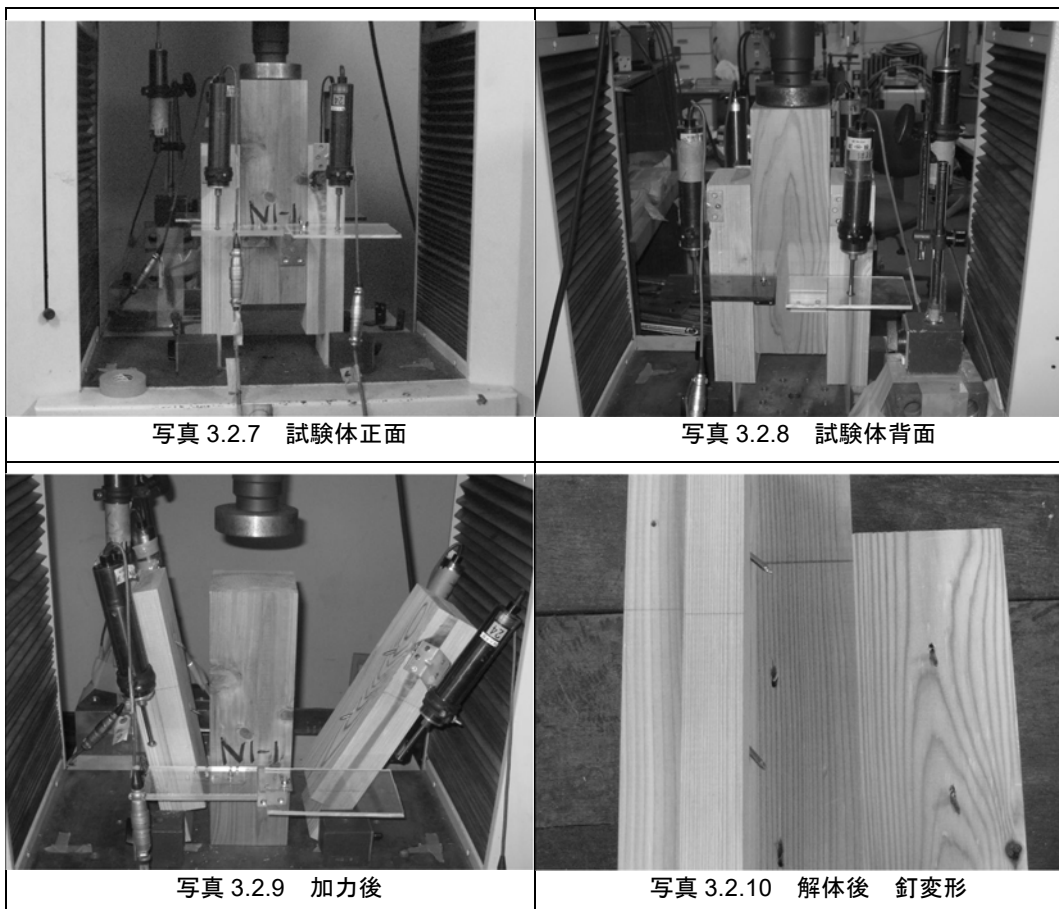


写真 3.2.4 ビス試験体 加力後



#### <釘一面せん断試験結果写真>

変位計は側材 2 と主材の相対変位を計測し、表面と裏面にそれぞれ 2 か所変位計を設置し、測定結果はその平均値を採用した (写真 3.3、写真 3.4)。変位が 1mm 程度の時点から塑性化が生じ、変位が 15mm 程度に達した時点から釘が抜け始め荷重が低下した。終局時に材が離れ始め、釘が抜ける事例も確認された (写真 3.5)。これは離れ止めを設けなかったことが影響した。試験体を解体して釘を確認したが、釘の破断は確認されなかった。(写真 3.6)。



### <特性値一覧>

接合具の荷重－変位曲線を完全弾塑性モデル化し、ビスおよび釘 1 本あたりの初期剛性  $K$ (kN/mm)、降伏点変位 $\delta_y$ (mm)、終局耐力 $P_u$ (kN)、終局変位 $\delta_u$ (mm)を算出した（表 3.2.2、表 3.2.3）。各特性値の算出は、「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」（（財）日本住宅・木材技術センター発行，2008 年版）P.571～572 による。変位が 30 mmを超える場合は，変位 30 mmを終局変位とした。

表 3.2.2 ビス 1 面せん断試験 試験結果

試験体 項目	構造用ビス							
	S1-1	S1-2	S1-3	S1-4	S1-5	S1-6	平均	標準偏差
降伏耐力 $P_y$ [kN]	1.95	2.10	2.28	3.02	2.73	2.29	2.39	0.403
降伏変位 $\delta_y$ [mm]	2.24	2.63	2.76	4.35	4.64	2.28	3.15	1.06
終局耐力 $P_u$ [kN]	3.45	3.82	4.11	4.83	4.25	4.71	4.20	0.523
終局変位 $\delta_u$ [mm]	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	0.00
初期剛性 $K$ [kN/mm]	0.871	0.799	0.827	0.694	0.588	1.00	0.797	0.144
降伏点変位 $\delta_v$ [mm]	3.96	4.79	4.97	6.95	7.23	4.69	5.43	1.33
塑性率 $\mu$	7.6	6.26	6.03	4.32	4.15	6.39	5.79	1.32
構造特性係数 $D_s$	0.266	0.295	0.301	0.362	0.370	0.291	0.314	0.0420

表 3.2.3 釘 1 面せん断試験 試験結果

試験体 項目	C75 太め鉄丸釘							標準偏差
	N1-1	N1-2	N1-3	N1-4	N1-5	N1-6	平均	
降伏耐力 $P_y$ [kN]	0.586	0.443	0.628	0.669	0.561	0.496	0.564	0.0833
降伏変位 $\delta_y$ [mm]	1.09	0.922	0.650	1.38	0.548	0.596	0.864	0.327
終局耐力 $P_u$ [kN]	0.891	0.765	1.05	1.14	1.00	0.825	0.946	0.143
終局変位 $\delta_u$ [mm]	18.5	27.7	16.8	26.6	16.5	30.8	22.8	6.28
初期剛性 $K$ [kN/mm]	0.537	0.480	0.965	0.486	1.024	0.832	0.721	0.249
降伏点変位 $\delta_v$ [mm]	1.66	1.59	1.09	2.34	0.978	0.991	1.44	0.532
塑性率 $\mu$	11.1	17.4	15.3	11.4	16.9	31.0	17.2	7.29
構造特性係数 $D_s$	0.217	0.172	0.183	0.215	0.175	0.128	0.182	0.0327

### 3.2.3 面内せん断試験（予備試験）

#### 3.2.3.1 試験体の設計

##### ＜マッシュボルト耐力壁試験体図＞

図 3.2.6 に MH 試験体の仕様を示す。壁柱は断面寸法 120×240mm のスギ製材とした。壁柱に径 15mm、長さ 120mm の先孔を空け、S1 試験体で性能を確認した径 6mm、長さ 200mm の構造用ビスを 200mm 間隔で打込み壁柱同士を接合した（図 3.2.7）。桁は断面寸法 120×120mm のスギ製材とし、土台は断面寸法 120×120mm のヒノキ製材とした。壁体と桁・土台にはせん断力伝達のため、プレート型の住宅用梁継手金物を 4 枚設置した。壁端部の壁頭はビス留めホールダウン金物（短期許容耐力 25kN）で緊結し、壁脚は高耐力ホールダウン金物（短期許容耐力 60kN）で緊結した。高耐力ホールダウン金物の各特性値（平均値）は試験成績書より、降伏耐力  $P_{yホ}$  = 70kN、終局耐力  $P_{uホ}$  = 113kN、初期剛性  $K_{ホ}$  = 16.5kN/mm、終局変位  $\delta_{uホ}$  = 23.0mm である。

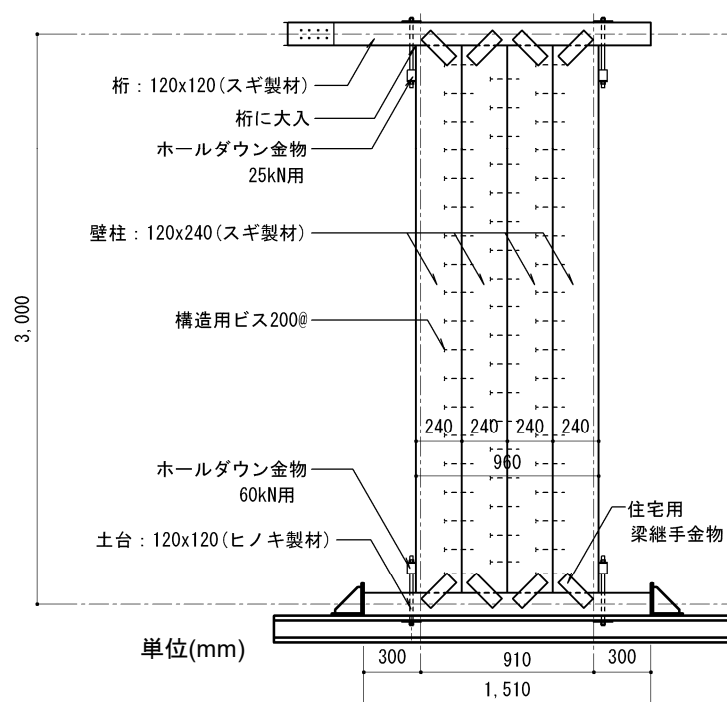


図 3.2.6 MH-0 試験体図

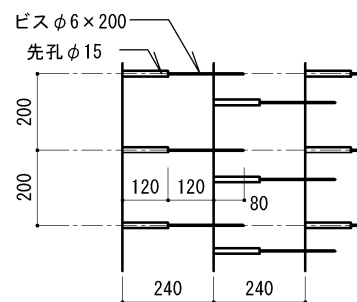


図 3.2.7 ビス接合詳細図

### ＜ブレットシュタッペル耐力壁試験体図＞

図 3.2.8 に BS 試験体の仕様を示す。壁柱は断面寸法 30×105mm のスギ製材とした。壁柱材を釘 CN75 で 2 材貫通して接合し、釘は 1 材毎に千鳥にずらして 100mm ピッチで配置している（図 3.2.9）。壁柱材の長さは 1.94m および 0.94m の 2 種類とし、材の継ぎ目が重ならないように交互に積層して接合した。桁は断面寸法 105×120mm のスギ製材、土台は断面寸法 105×120mm のヒノキ製材とし、壁面と桁、土台との接合および壁端部のホールダウン金物による接合方法は、MH 試験体と同仕様とした。

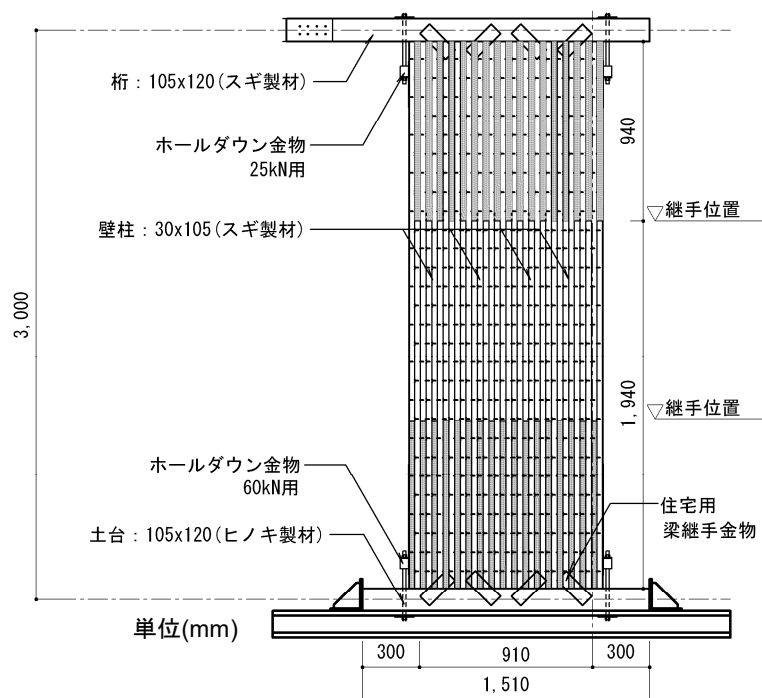


図 3.2.8 BS-0 試験体図

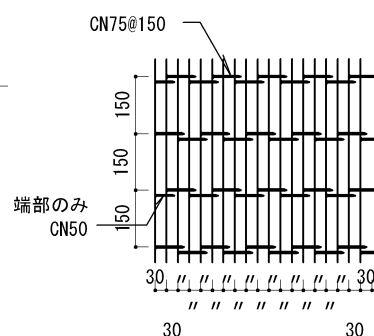


図 3.2.9 釘接合詳細図



### 3.2.3.2 試験方法

面内せん断試験は、柱脚固定式試験法を採用し、土台を試験装置に緊結して桁端部を水平方向に加力した。変位計位置を図 3.2.10 と図 3.2.11 に示す。変位計の計測結果から変形角をそれぞれ次式で算出した。

$$\text{みかけのせん断変形角} = (\text{変位計②} - \text{変位計③}) / 3,000\text{mm}$$

$$\text{真のせん断変形角} = ((\text{変位計②} - \text{変位計③}) - (\text{変位計④} - \text{変位計⑤})) / 3,000\text{mm}$$

加力は正負交番繰り返し加力とし、繰り返し履歴は、見かけのせん断変形角が 1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50rad の正負変形時とし、繰り返し回数は 3 回とした。最大荷重に達した後、最大荷重の 80% に荷重が低下するか、見かけのせん断変形角が 1/15rad に達するまで加力を行った。

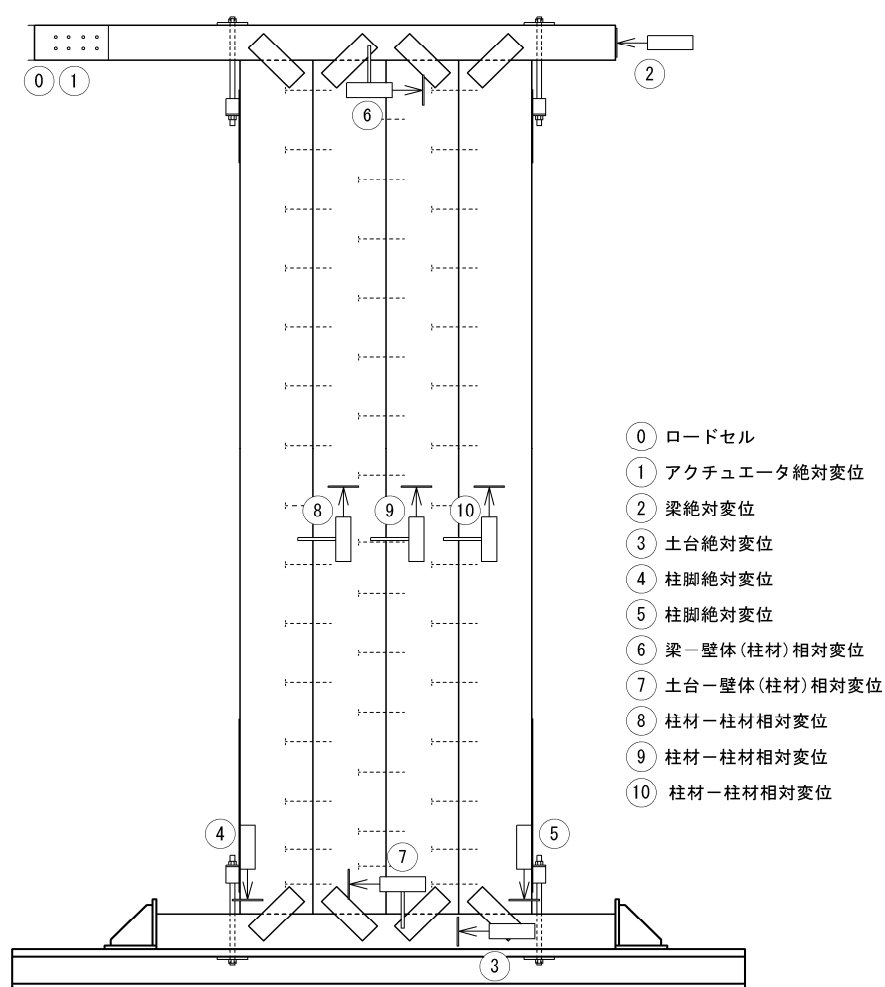


図 3.2.10 MH-0 変位計位置図

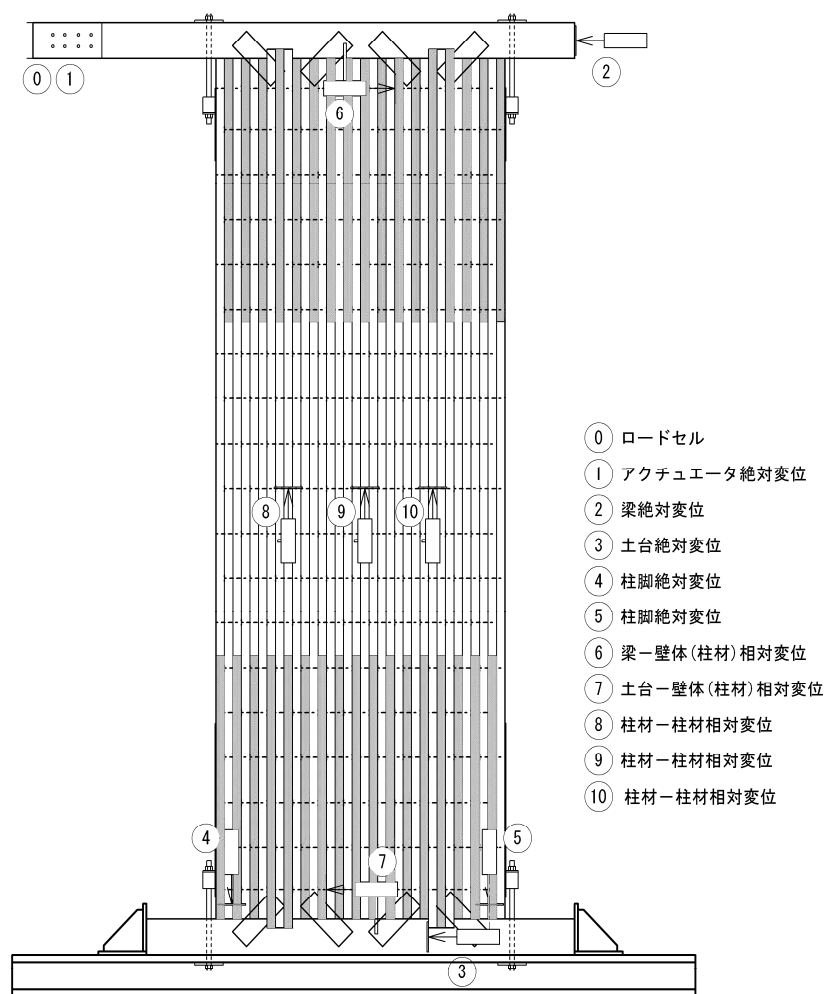


図 3.2.11 BS-0 変位計位置図

### 3.2.3.3 試験結果

#### <試験体 MH-0 荷重—変形角曲線>

試験体 MH-0 の荷重—変形角曲線を図 3.2.12 に示す。見かけの変形角で  $1/15\text{rad}$  に達しても耐力低下せず、更に  $1/10\text{rad}$  に達しても荷重が上昇した。エネルギー吸収部位が壁面に分散されていることの有効性が確認された。加力中、緩やかに壁柱が傾くのみで破壊は観察されなかった。

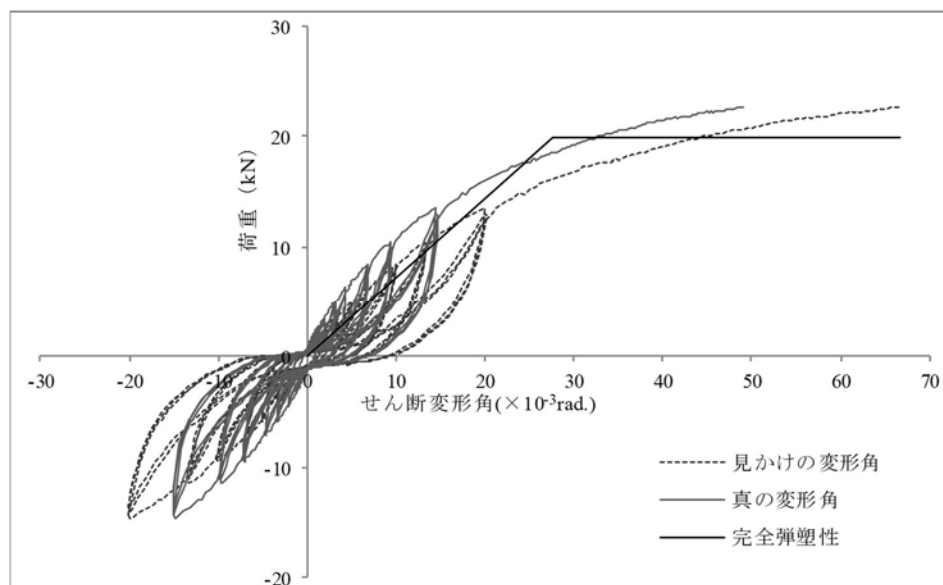


図 3.2.12 MH-0 の荷重—変形角曲線

#### <試験体 BS-0 荷重—変形角曲線>

試験体 BS-0 の荷重—変形角曲線を図 3.2.13 に示す。試験体 MH-0 と同じく、見かけの変形角で  $1/15\text{rad}$  に達しても耐力低下せず、更に  $1/10\text{rad}$  に達しても荷重が上昇した。エネルギー吸収部位が壁面に分散されていることの有効性が確認された。これらの試験体も加力中、緩やかに壁柱が傾くのみで破壊は観察されなかった。

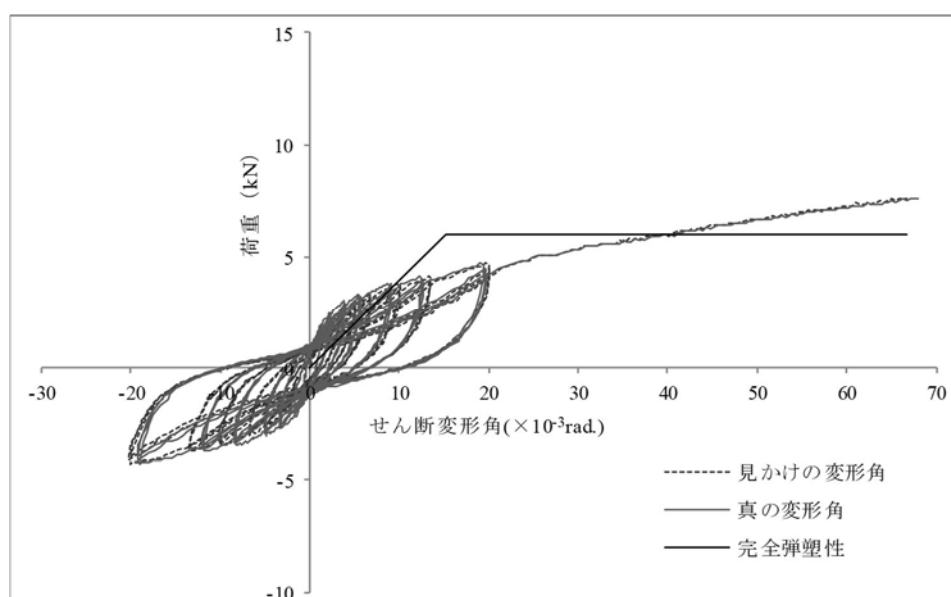


図 3.2.13 BS-0 の荷重変形角曲線

### <試験体 MH-0 写真>

つぎに試験体写真とその考察を示す。

写真 3.2.11：試験体 MH-0 の加力前の状況を示す。

写真 3.2.12：加力後の状況を示す。せん断変形角が  $1/10\text{rad}$  に達しても荷重低下していない。最大荷重  $P_{\max} = 22.6\text{kN}(1/15\text{rad 時})$  である。

写真 3.2.13：壁脚の加力前の状況を示す。

写真 3.2.14：壁脚の加力後の状況を示す。各壁柱材が同じ角度で傾いていることが確認された。材幅が  $240\text{mm}$  であるため、 $1/10\text{rad}$  傾いた時点の浮き上がり量は  $240/10=24\text{mm}$  である。

写真 3.2.15：圧縮側の壁脚を示す。接合プレートの座屈を確認した。圧縮側の端部壁柱で土台への、めりこみが確認された。

写真 3.2.16：引張側の壁脚を示す。水平せん断力が接合プレートによって伝達されていることを確認した。

写真 3.2.17：壁頭の加力後の状況を示す。

写真 3.2.18：壁頭の加力後の状況を示す。

写真 3.2.19：圧縮側の壁脚を側面から示す。

写真 3.2.20：引張側の壁脚を側面から示す。ホールダウン金物のボルト座金がめり込んでいる。

写真 3.2.21：変位計の設置状況を示す。

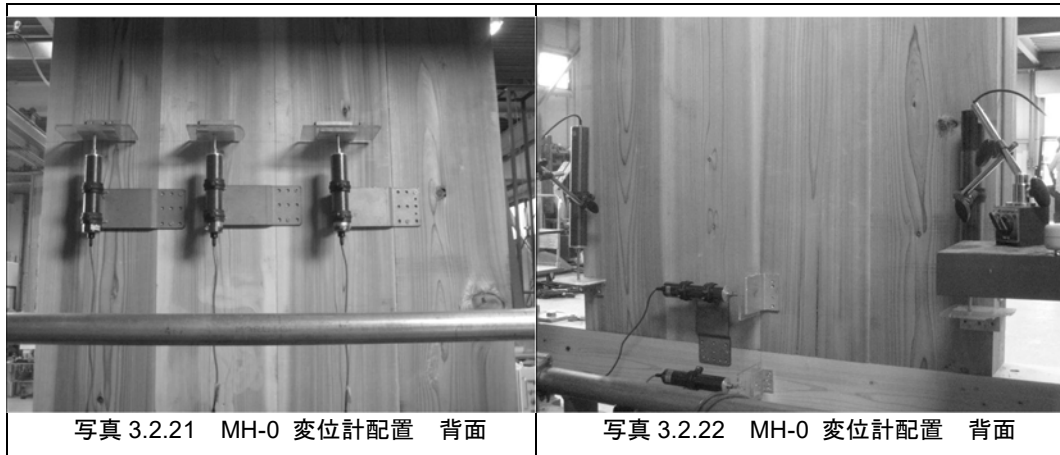
写真 3.2.22：変位計の設置状況を示す。



写真 3.2.11 試験体 MH-0 加力前

写真 3.2.12 試験体 MH-0 加力後





#### <試験体 BS-0 写真>

つぎに試験体写真とその考察を示す。

写真 3.2.23：試験体 BS-0 の加力前の状況を示す。

写真 3.2.24：加力後の状況を示す。せん断変形角が  $1/10\text{rad}$  に達しても荷重低下していない。最大荷重  $P_{\max} = 7.63\text{kN}(1/15\text{rad 時})$  である。

写真 3.2.25：壁脚の加力前の状況を示す。

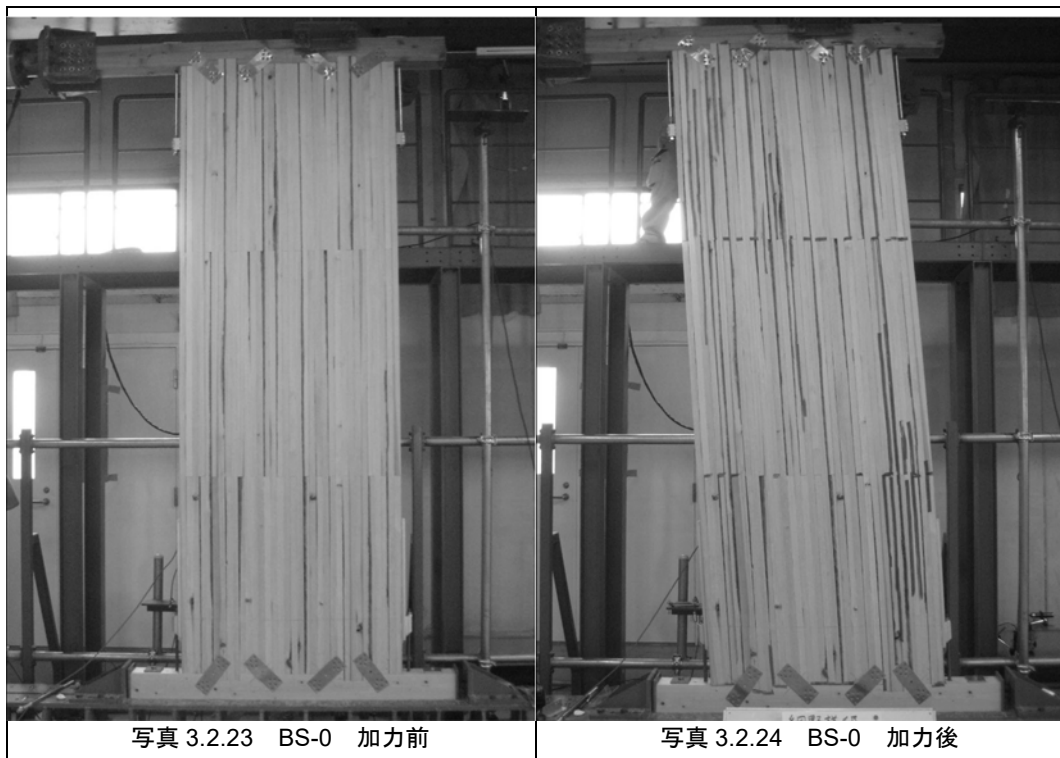
写真 3.2.26：壁脚の加力後の状況を示す。MH-0 と同様に各壁柱材が同じ角度で傾いていることが確認された。材幅が  $30\text{mm}$  であるため、 $1/10\text{rad}$  傾いた時点の浮き上がり量は  $30/10 = 3\text{mm}$  である。そのため目視でも材の浮き上がり量は少ない。

写真 3.2.27：壁脚を接合したプレートの座屈を確認した。角壁柱材が傾いている状況も確認できる。

写真 3.2.28：壁脚側面を示す。

写真 3.2.29：壁頭の加力後の状況を示す。

写真 3.2.30：ホールダウン金物が端部の壁柱材を拘束されることを確認した。





### <特性値一覧>

試験体 MH-0、BS-0 の荷重 - 変形角曲線を完全弾塑性モデル化し、算出した特性値を表 3.2.4 に示す。

最大耐力 $P_{max}$ を比較すると、MH-0 が 22.6kN で BS-0 の 7.63kN に対して 2.96 倍となった。終局耐力 $P_u$ は 3.30 倍になった。

完全弾塑性モデルの剛性 $K$ を比較すると MH-0 が  $0.722 \times 10^3 \text{kN/rad}$  に対して、BS-0 が  $0.400 \times 10^3 \text{kN/rad}$  となり、MH-0 の剛性が 1.81 倍高い結果となった。

降伏点変形角 $\gamma_v$ を比較すると、MH-0 の  $27.6 \times 10^3$  に対して BS-0 は  $15.1 \times 10^3$  となり 54.73%小さくなる。終局変形角を  $66.7 \times 10^3$  を上限とすると、塑性率 $\mu$ および構造特性係数 $D_s$ は、それぞれ MH-0 が 2.41、0.511、BS-0 が 4.42、0.357 となる。よって、構造特性係数は BS-0 が MH-0 に対して 30.0%小さいため、靱性が高いことが明らかになった。

靱性を示す $D_s$ を比較すると、MH-0( $D_s=0.511$ )は、BS-0( $D_s=0.357$ )がに対して、43.1%大きくなった。MH-0 の降伏点変形角が、BS-0 より大きくなったことが、 $D_s$ に影響している。

表 3.2.4 耐力壁特性値一覧

試験体名	最大耐力 $P_{max}$ (kN)	終局耐力 $P_u$ (kN)	剛性 $K$ ( $10^3 \text{kN/rad}$ )	塑性率 $\mu$	降伏点変形角 $\gamma_v$ ( $10^{-3} \text{rad}$ )	終局変形角 $\gamma_u$ ( $10^{-3} \text{rad}$ )	構造特性 $D_s$
MH-0	22.6	19.9	0.722	2.41	27.6	66.7	0.511
BS-0	7.63	6.03	0.400	4.42	15.1	66.8	0.357

### <壁倍率評価>

各試験体の特性値から基準耐力 $P_0$ を算出した。その一覧を表 3.2.5 に示す。

$$P_0 = \min \left( P_y, 0.2P_u\sqrt{2\mu-1}, \frac{2}{3}P_{max}, P120 \right)$$

ここで、 $P120$ ：みかけの変形角で  $1/120 \text{rad}$  時の荷重値

各 1 体のみの試験であるため、ばらつきは考慮していない。

施工のばらつき等を考慮して定める壁倍率の低減係数 $\alpha$ は 1.0 としている。

許容耐力は、 $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$ と  $1/120 \text{rad}$  時耐力がほぼ等しくなり、MH-0 試験体で 4.1 倍、BS-0 試験体で 1.9 倍となった。

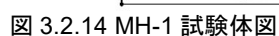
表 3.2.5 壁倍率評価

試験体名	試験特性値 (kN)				壁倍率
	$P_y$	$0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$	$(2/3)P_{max}$	$P120$	
MH-0	12.4	7.81	15.1	7.26	4.1
BS-0	3.65	3.38	5.09	3.49	1.9



#### 3.2.4.1 試験体の設計

図 3.2.14 に MH 試験体の仕様を示す。予備試験と断面寸法は同一とし、壁柱 120×240mm（スギ製材）、桁 120×120mm（スギ製材）、土台 120×120mm（ヒノキ製材）とした。壁柱に径 15mm、長さ 120mm の先孔を空け、径 6mm、長さ 200mm の構造用ビスで接合する方法も変更なし。ただしビス間隔を 200mm から 150mm に変更して補強した（図 3.2.15）。壁体と桁・土台にはせん断力伝達のため、予備試験ではプレート型の住宅用梁継手金物を 4 枚設置していたが、土台と壁柱のせん断変形が生じるとその影響を考慮する必要があるため、本試験では桁および土台に壁柱を大入れして支圧接合により水平せん断力を伝達する仕様に変更した。壁端部の接合方法は予備試験と同一として、壁頭はビス留めホールダウン金物（短期許容耐力 25kN）で緊結し、壁脚は高耐力ホールダウン金物（短期許容耐力 60kN）で緊結した。高耐力ホールダウン金物の各特性値（平均値）は試験成績書より、降伏耐力  $P_{yホ}$  = 70kN、終局耐力  $P_{uホ}$  = 113kN、初期剛性  $K_{ホ}$  = 16.5kN/mm、終局変位  $\delta_{uホ}$  = 23.0mm である。



### ＜ブレットシュタッペル耐力壁試験体図＞

図 3.2.16 に BS 試験体の仕様を示す。予備試験と断面寸法は同一とし、壁柱  $30 \times 105\text{mm}$ （スギ製材）、桁  $120 \times 120\text{mm}$ （スギ製材）、土台  $120 \times 120\text{mm}$ （ヒノキ製材）とした。壁柱材を釘 CN75 で 2 材貫通して接合し、釘は 1 材毎に千鳥にずらして  $100\text{mm}$  ピッチで配置している（図 3.2.17）。壁柱材の長さは  $1.94\text{m}$  および  $0.94\text{m}$  の 2 種類とし、材の継ぎ目が重ならないように交互に積層して接合した。桁は断面寸法  $105 \times 120\text{mm}$  のスギ製材、土台は断面寸法  $105 \times 120\text{mm}$  のヒノキ製材とし、壁面と桁、土台との接合および壁端部のホールダウン金物による接合方法は、MH 試験体と同仕様とした。

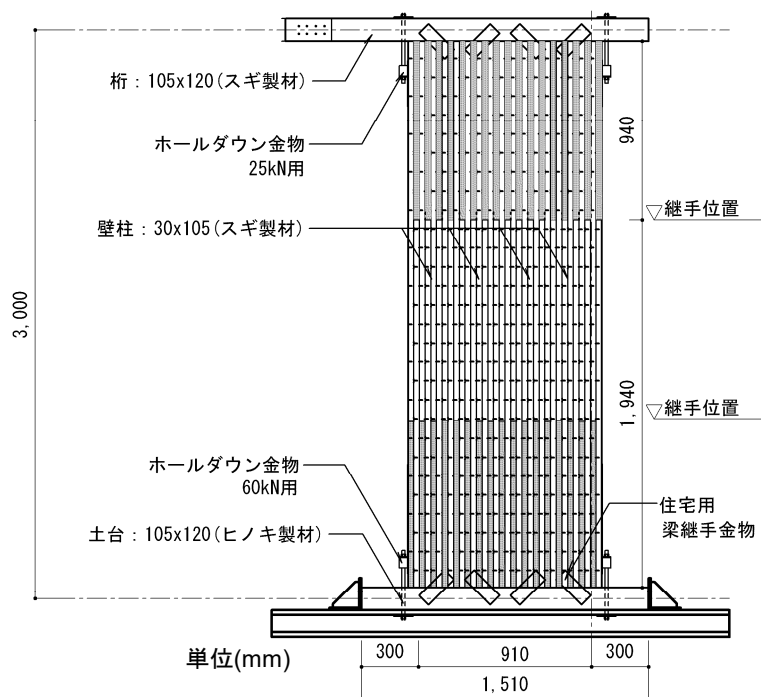


図 3.2.16 BS 試験体図

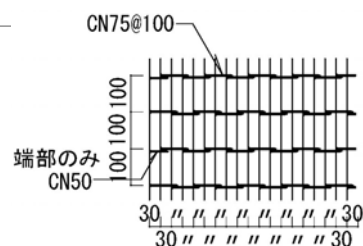


図 3.2.17 釘接合詳細図

### ＜試験体設計方針＞

- ①電動工具のみで組立可能な接合方法の採用
- ②力学モデルが単純になるように設計することで、計算式を簡易化する。耐力壁形状とビス性能から電卓で許容耐力を計算できることを目標とする。

#### 3.2.4.2 試験方法

試験方法および変位計の設置は 3.2.10、3.2.11 と同一とする。

#### 3.2.4.3 試験結果

##### ＜試験体 MH 荷重—変形角曲線＞

荷重とみかけのせん断変形角の関係を図 3.2.18~3.2.20 に示す。荷重の増加とともに壁柱が傾き、壁柱と壁柱を接合するビスまたは釘がせん断変形して壁の変形が進行することが確認された。試験体 MH-1, MH-3 壁のせん断変形角が  $1/10\text{rad}$  を超える変形性能を示し耐力低下に至らなかった。MH-2 のみ  $1/19\text{rad}$  の時点で高耐力ホールダウン金物のビス群最上部の位置で壁柱材の側面に割裂を生じて荷重が低下した。

3 体の荷重—変形角曲線を重ねたグラフを図 3.2.21 に示す。MH-2 の剛性が高いことが確認できる。MH-2 は壁柱側面で割裂を生じており、ホールダウン金物による面外拘束が大きかったと考えられ、それが剛性に影響した可能性がある。

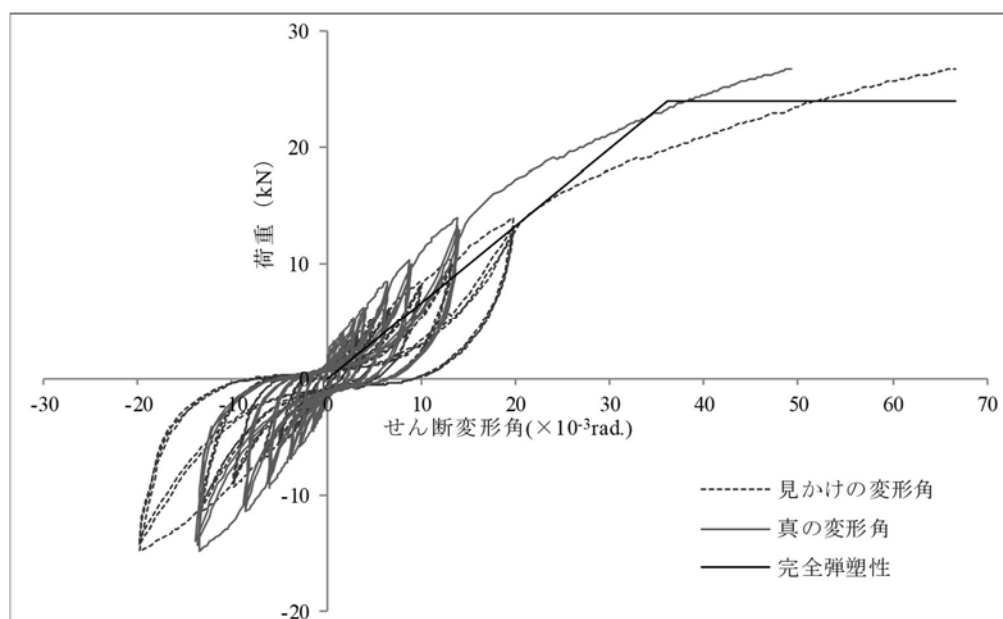


図 3.2.18 MH-1 の荷重変形角曲線

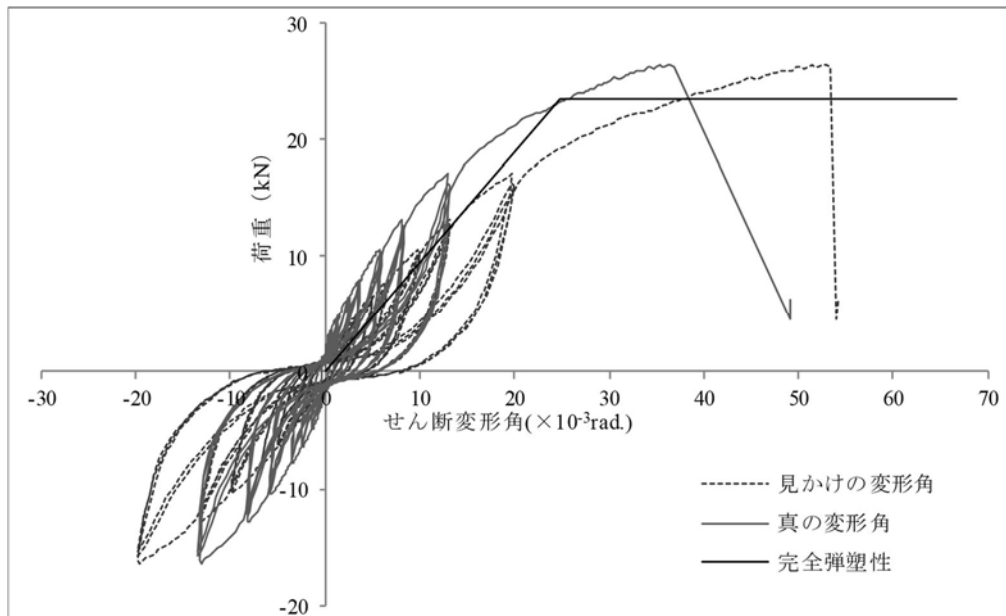


図 3.2.19 MH-2 の荷重変形角曲線

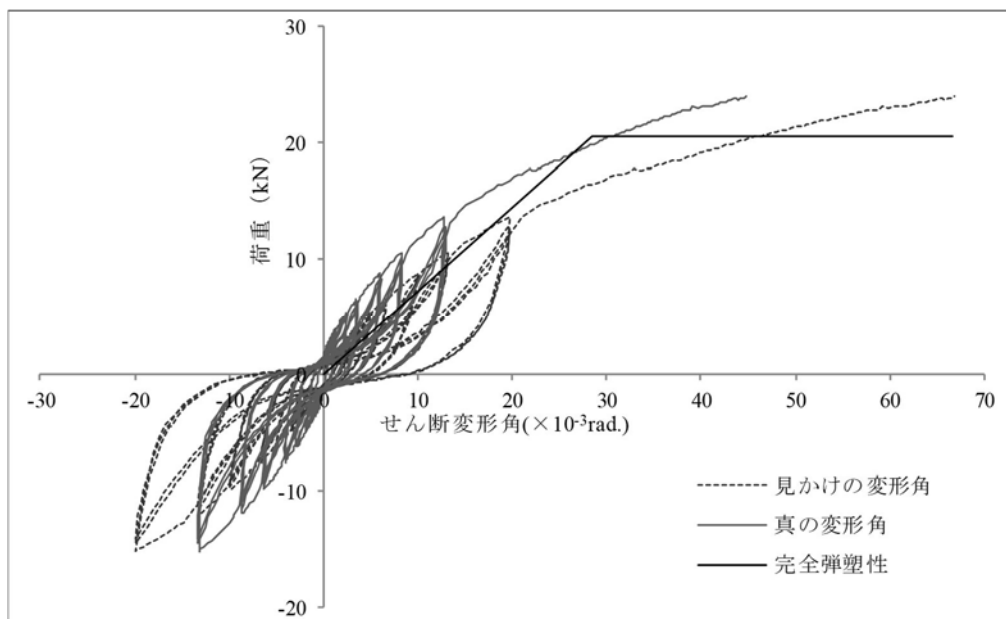


図 3.2.20 MH-3 の荷重変形角曲線

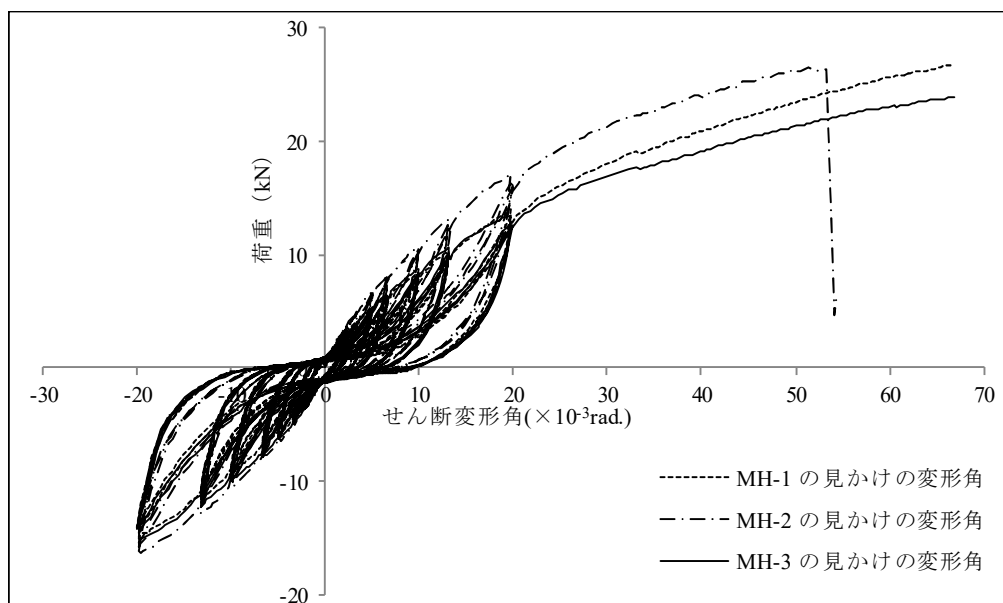


図 3.2.21 MH-1~MH-3 の見かけの荷重変形角曲線

### ＜試験体 BS 荷重—変形角曲線＞

試験体 BS-1、BS-2、BS-3 の荷重とみかけのせん断変形角の関係を図 3.2.22~3.2.24 に示す。荷重の増加とともに壁柱が傾き、壁柱と壁柱を接合する釘がせん断変形して壁の変形が進行することが確認された。すべての試験体でせん断変形角が  $1/10\text{rad}$  を超える変形性能を示し耐力低下に至らなかった。

3 体の荷重—変形角曲線を重ねたグラフを図 3.2.25 に示す。ほぼ曲線は一致しており、結果にばらつきが少ないことが確認された。

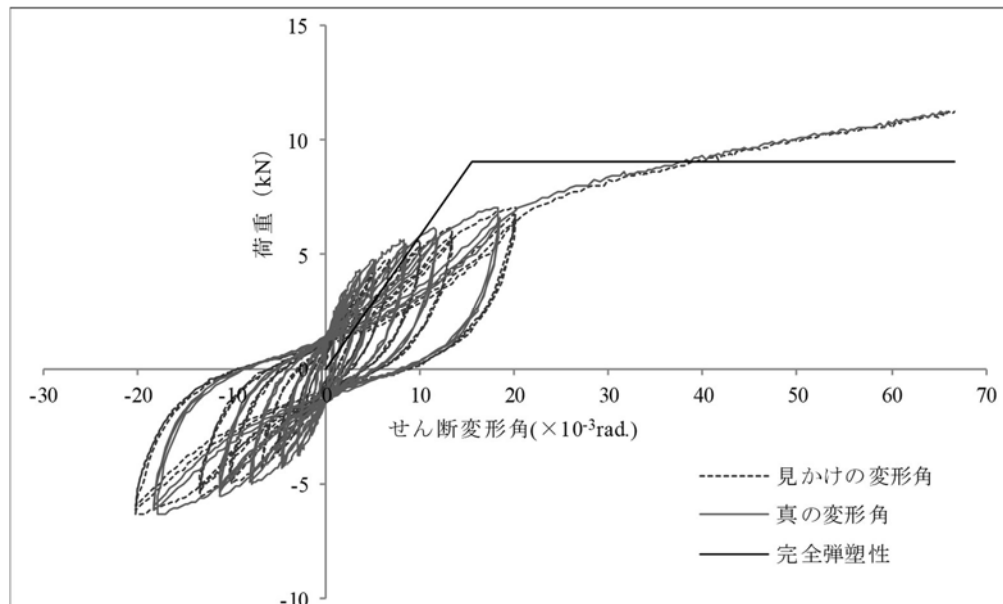


図 3.2.22 BS-1 の荷重変形角曲線

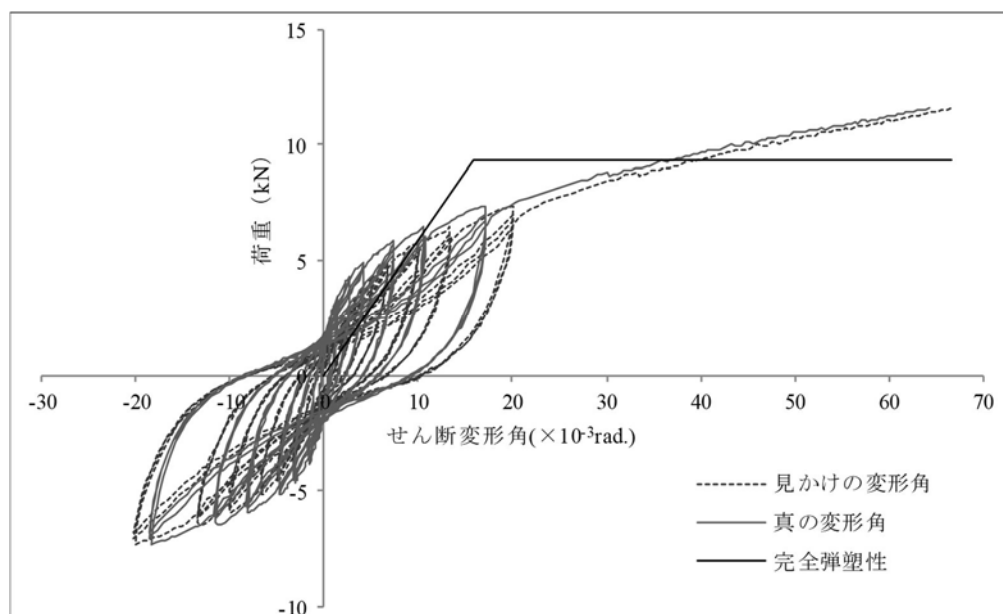


図 3.2.23 BS-2 の荷重変形角曲線

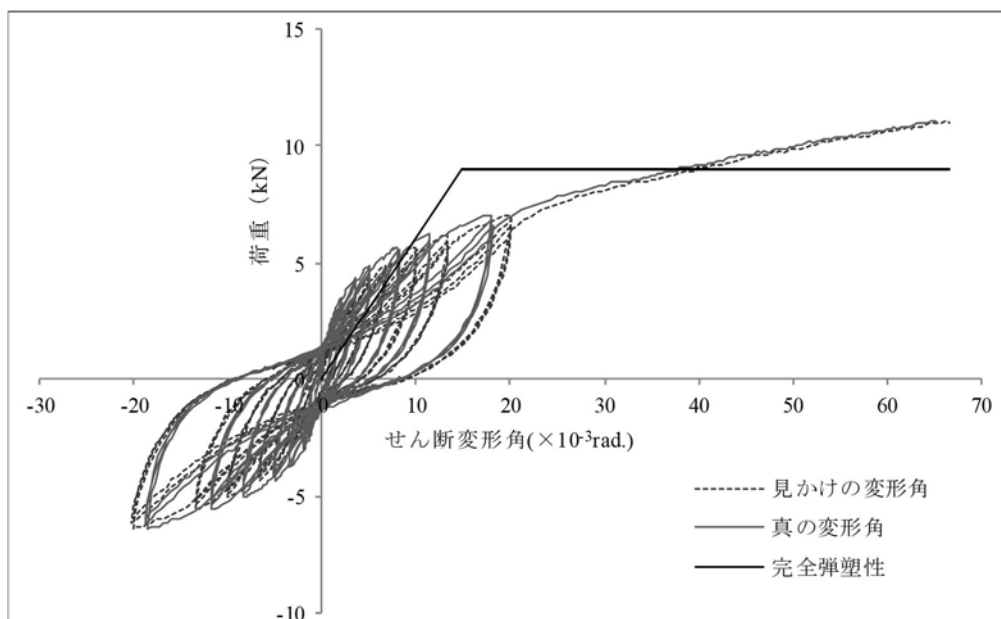


図 3.2.24 BS-3 の荷重変形角曲線

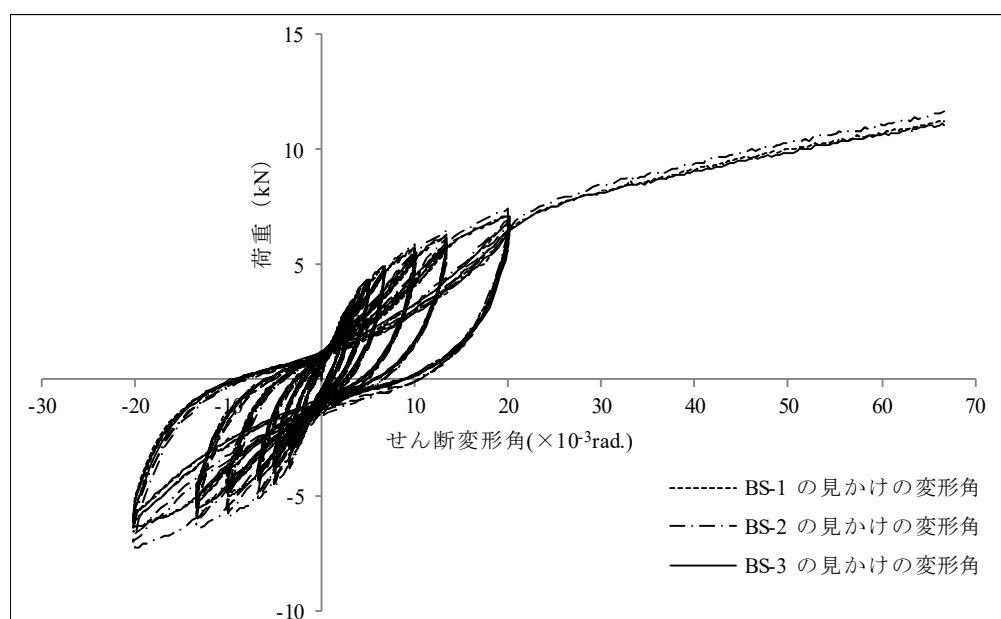


図 3.2.25 BS-1~BS-3 の見かけの荷重変形角曲線

### <試験体 MH-1 写真>

試験体写真とその考察を示す。

写真 3.2.31：試験体 MH-1 の加力前の状況を示す。

写真 3.2.32：加力後の状況を示す。せん断変形角が  $1/15\text{rad}$  に達しても耐力低下を生じなかった。最大荷重  $P_{\max}=26.7\text{kN}$  である。

写真 3.2.33：壁脚の加力前の状況を示す。

写真 3.2.34：壁脚の加力後の状況を示す。壁柱材の傾きが確認された。

写真 3.2.35：壁脚の加力後の状況を示す(背面)。壁柱材の傾きが確認された。

写真 3.2.36：加力後の引張側壁端部を示す。

写真 3.2.37：加力後の引張側壁端部を示す。ホールダウン金物が柱材を拘束し、金物が曲げ変形していることが確認された。

写真 3.2.38：圧縮側壁端部を示す。端部の土台へのめりこみが確認された。

写真 3.2.39：壁頭の加力後の状況を示す。壁柱材の桁に対する傾きが確認された。







写真 3.2.35 MH-1 壁脚(背面) 加力後



写真 3.2.36 MH-1 引張側柱脚 加力後



写真 3.2.37 MH-1 引張側柱脚 加力後

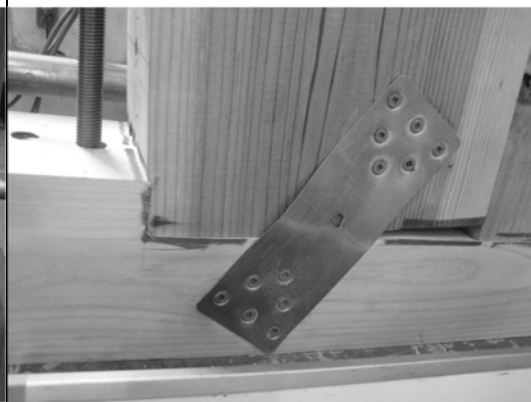


写真 3.2.38 MH-1 圧縮側柱脚 加力後



写真 3.2.39 MH-1 壁頭 加力後



### ＜試験体 MH-2 写真＞

試験体写真とその考察を示す。

写真 3.2.40：試験体 MH-2 の加力前の状況を示す。

写真 3.2.41：加力後の状況を示す。せん断変形角が  $1/18.7\text{rad}$  に達した時点で引張側ホールダウン金物位置で壁端部が割裂し、耐力低下を生じた。最大荷重  $P_{\max}=26.4\text{kN}$  である。

写真 3.2.42：壁柱材の割裂破壊を示す。壁柱が傾くことをホールダウン金物が拘束して割裂を生じた。

写真 3.2.43：壁柱材の割裂破壊を示す（側面）。ホールダウン金物上部から割裂している。

写真 3.2.44：壁柱材の割裂破壊を示す。

写真 3.2.45：壁柱材の割裂破壊を示す。

写真 3.2.46：壁頭の加力後の状況を示す。壁柱材の桁に対する傾きが確認された。

写真 3.2.47：ホールダウン金物を接合するビスで、通常金物に用いられるものよりも長いビスが使用されていた。これにより壁柱材の拘束が大きくなったことが考えられた。またこれによりホールダウン金物による拘束効果が高まり、それによって MM-2 の剛性が M H-1、MH-3 に対して上回った可能性がある。

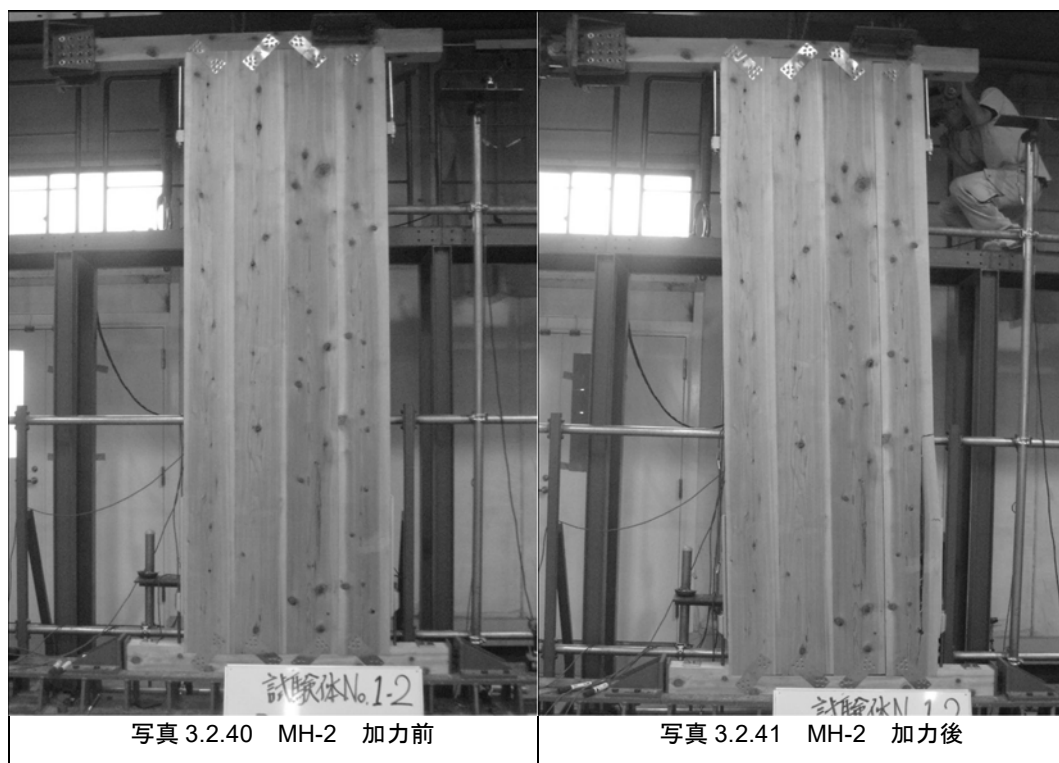




写真 3.2.42 MH-2 柱割裂破壊



写真 3.2.43 MH-2 柱割裂破壊 側面



写真 3.2.44 MH-2 柱割裂破壊

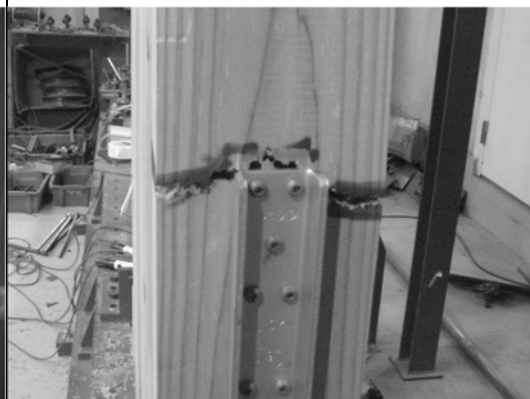


写真 3.2.45 MH-2 柱割裂破壊 側面



写真 3.2.46 MH-2 壁頭 加力後

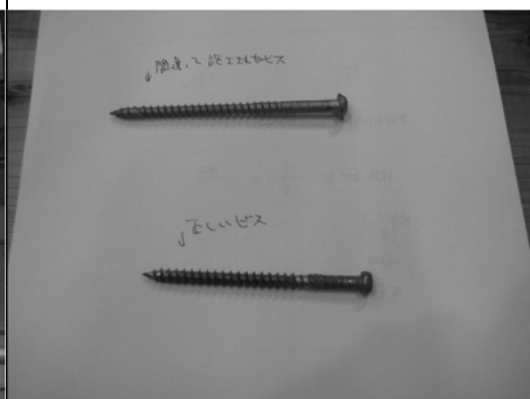


写真 3.2.47 MH-2 ホルダー金物接合ビス

### ＜試験体 MH-3 写真＞

試験体写真とその考察を示す。

写真 3.2.48：試験体 MH-3 の加力前の状況を示す。

写真 3.2.49：加力後の状況を示す。せん断変形角が  $1/15\text{rad}$  に達しても耐力低下を生じなかった。最大荷重  $P_{\max}=23.9\text{kN}$  となり、MH-1、MH-2 より低い値であった。

写真 3.2.50：壁脚の加力前の状況を示す。

写真 3.2.51：壁脚の加力後の状況を示す。壁柱材の傾きが確認された。

写真 3.2.52：圧縮側壁端部を示す。端部の土台へのめりこみが確認された。

写真 3.2.53：壁頭の加力後の状況を示す。壁柱材の桁に対する傾きが確認された。

写真 3.2.54：MH-2 で割裂破壊を生じたため、ホールダウン金物の拘束効果を低減するために、接合ビスを上部から 5 本を抜いた。このことでホールダウン金物による拘束が弱まったことが目視でも確認され、割裂破壊も生じなかった。

写真 3.2.55：加力後のホールダウン金物を示す。ビスがせん断変形していることを確認した。





写真 3.2.52 MH-3 圧縮側柱脚 加力後

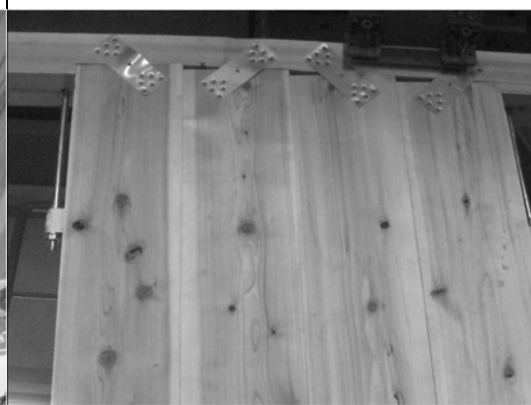


写真 3.2.53 MH-3 壁頭（背面）加力後

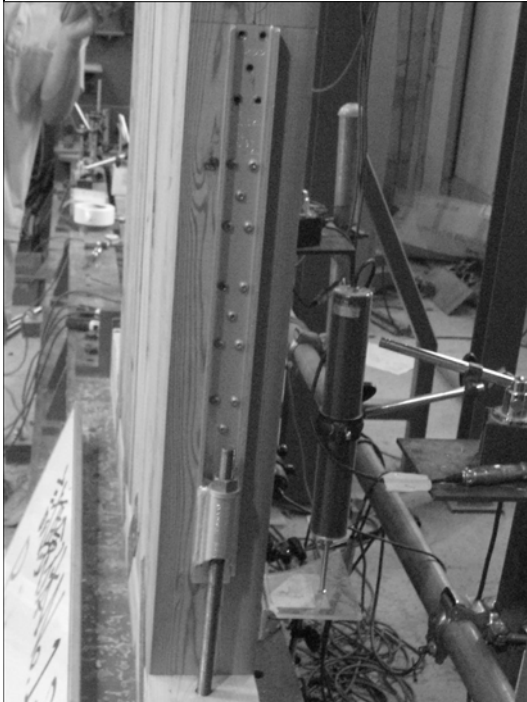


写真 3.2.54 MH-3 柱脚金物ビス 加力前



写真 3.2.55 MH-3 柱脚金物ビス 加力後

### ＜試験体 BS-1 写真＞

試験体写真とその考察を示す。

写真 3.2.56：試験体 KH-1 の加力前の状況を示す。

写真 3.2.57：加力後の状況を示す。せん断変形角が  $1/15\text{rad}$  に達しても耐力低下を生じなかった。最大荷重  $P_{\max}=11.2\text{kN}$  である。

写真 3.2.58：壁脚の加力前の状況を示す。

写真 3.2.59：壁脚の加力後の状況を示す。壁柱材の傾きが確認された。

写真 3.2.60：引張側壁端部を示す。ホールダウン金物上部の柱継手で隙間が確認された。

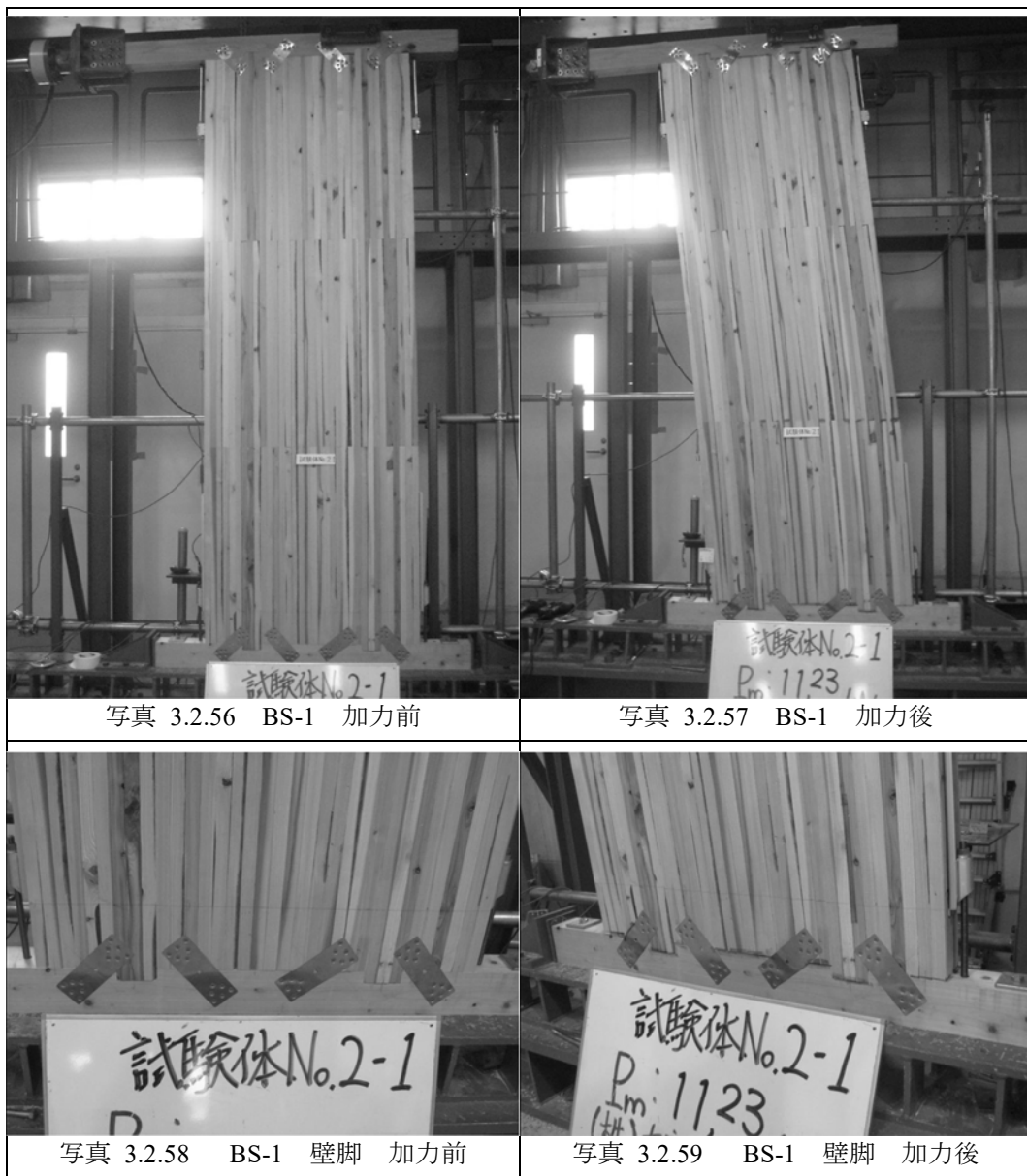
写真 3.2.61：引張側壁端部を示す。

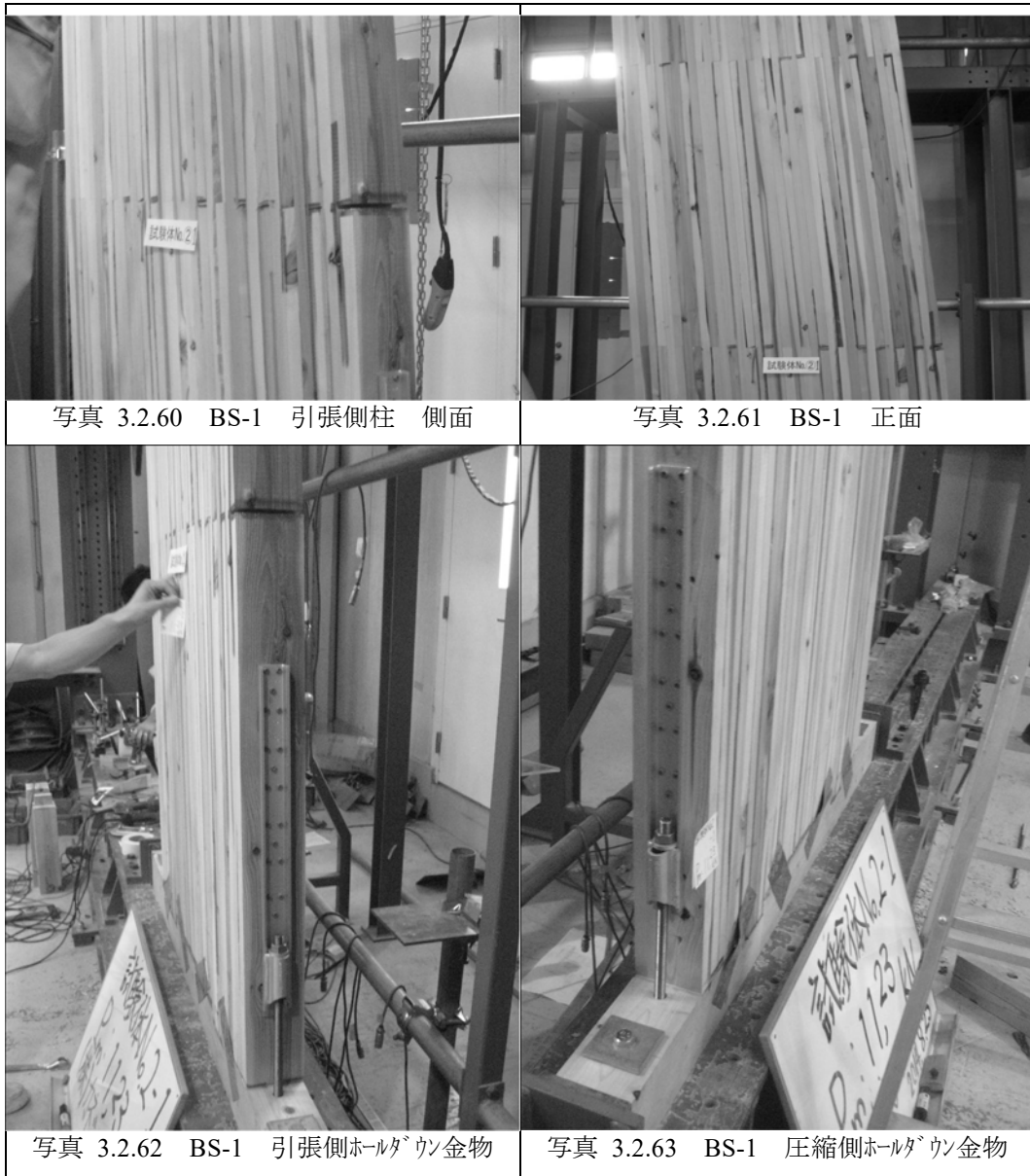
写真 3.2.62：引張側壁端部ホールダウン金物の設置状況を示す。

写真 3.2.63：圧縮側壁端部ホールダウン金物の設置状況を示す。

写真 3.2.64：壁頭の加力後の状況を示す。損傷は確認されなかった。

写真 3.2.65：圧縮側壁端部を示す。壁柱材の曲げ変形が確認された。





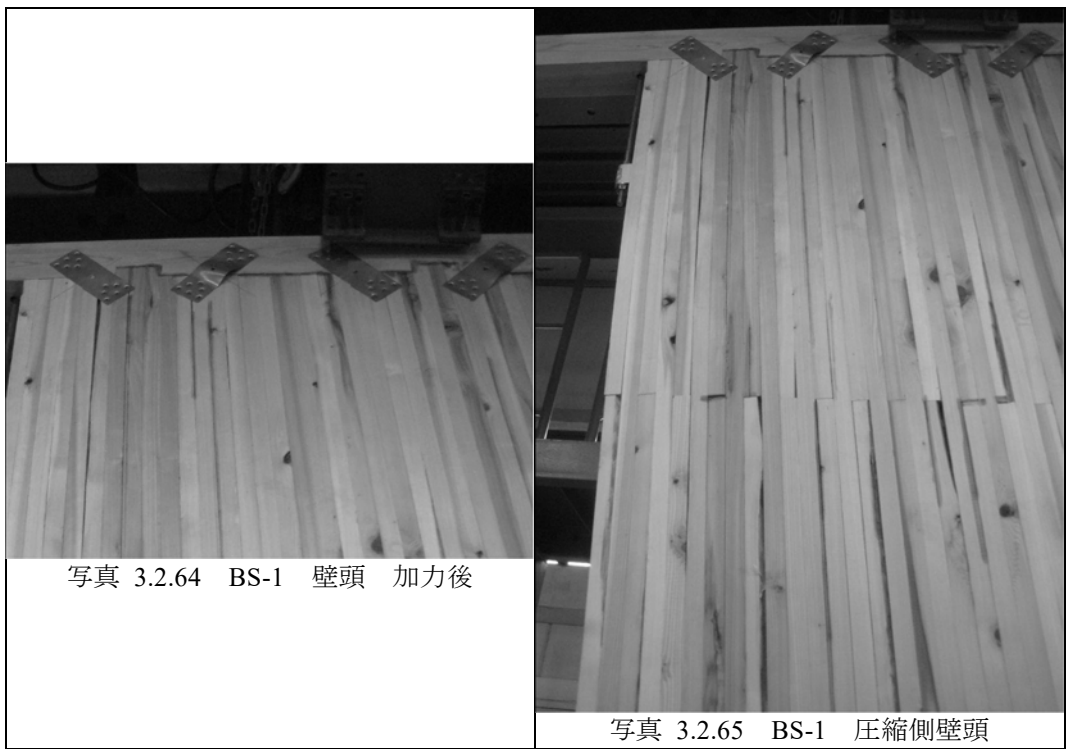


写真 3.2.64 BS-1 壁頭 加力後

写真 3.2.65 BS-1 圧縮側壁頭



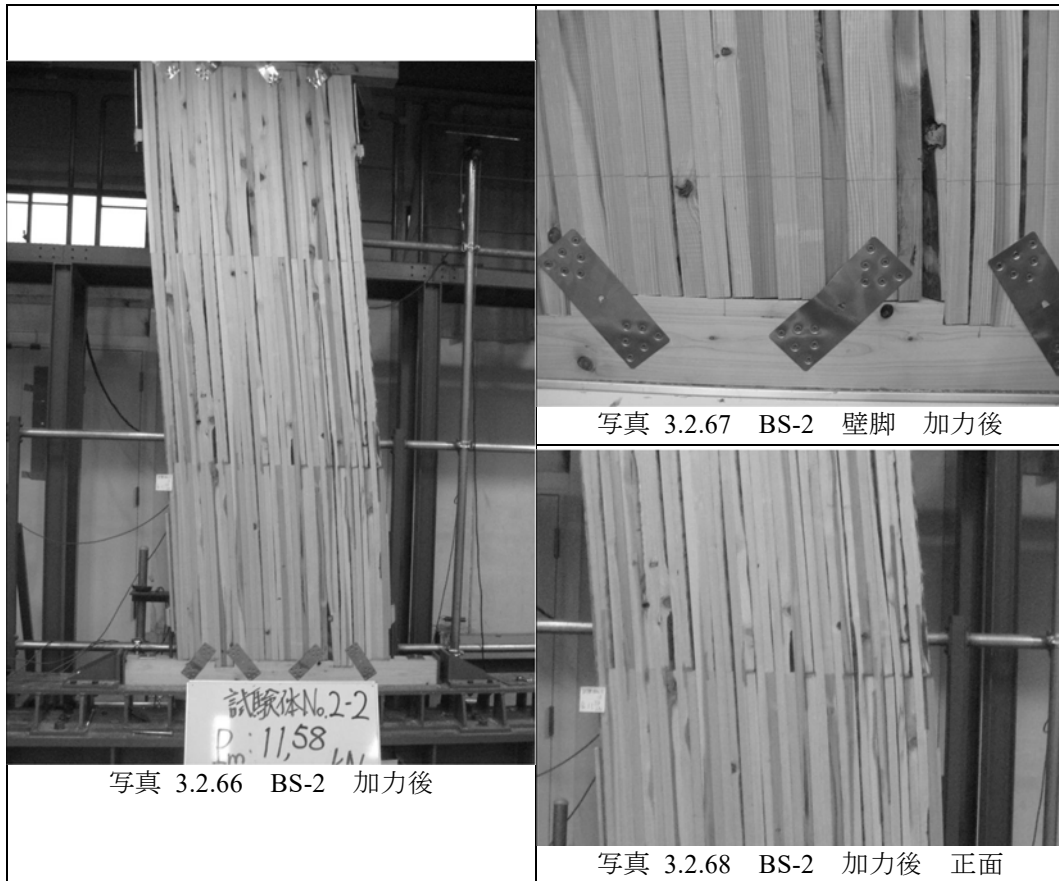
### ＜試験体 BS-2 写真＞

試験体写真とその考察を示す。

写真 3.2.66：加力後の状況を示す。せん断変形角が  $1/15\text{rad}$  に達しても耐力低下を生じなかった。最大荷重  $P_{\max}=11.6\text{kN}$  である。

写真 3.2.67：壁脚の加力後の状況を示す。壁柱材の傾きが確認された。

写真 3.2.68：引張側壁端部を示す壁柱材の曲げ変形が確認された。



### ＜試験体 BS-3 写真＞

試験体写真とその考察を示す。

写真 3.2.69：加力後の状況を示す。せん断変形角が  $1/15\text{rad}$  に達しても耐力低下を生じなかった。最大荷重  $P_{\max}=11.1\text{kN}$  である。

写真 3.2.70：壁脚の加力後の状況を示す。壁柱材の傾きが確認された。

写真 3.2.71：壁脚の加力後の状況（裏面）を示す。壁柱材の傾きが確認された。

写真 3.2.72：引張側壁端部を示す壁柱材の曲げ変形が確認された。ホールダウン金物上部の柱継手で隙間が確認された。

写真 3.2.73：壁頭の加力後の状況を示す。損傷は確認されなかった。



### <試験体 MH 特性値一覧>

試験体 MH の荷重 - 変形角曲線を完全弾塑性モデル化し、算出した特性値を表 3.2.6 に示す。

最大耐力 $P_{max}$ を比較すると、MH-3 が 23.9kN で MH-1、MH-2 の平均値 26.5kN に対して 9.8% 低い値になっている。3 体の平均値は 25.7kN となったが、予備試験体 MH0 の最大耐力 22.6kN と比較すると、13.7%の向上した。ビスピッチを 200mm から 150mm に変更したため、ビスのピッチに比例する仮定した場合、33.3%向上する見込みであったが、上昇割合が大きくなかった。

完全弾塑性モデルの剛性 $K$ は、MH-2 が  $0.947 \times 10^3 \text{kN/rad}$  で最も大きく、MH-1、MH-3 の平均値  $0.690 \times 10^3 \text{kN/rad}$  と比較して、37%高い結果となった。予備試験体 MH0 の剛性 $K$ が  $0.722 \times 10^3 \text{kN/rad}$  と比較すると、剛性も上昇割合が大きくなかった。

降伏点変形角 $\gamma_v$ は、MH-2 が  $24.8 \times 10^3 \text{rad}$  が最も小さく、MH-1、MH-3 の平均値  $32.3 \times 10^3 \text{rad}$  と比較して 23%小さくなった。予備試験体 MH0 の値が  $27.6 \times 10^3 \text{rad}$  であったため、降伏変形角にビスピッチの影響は少ないと考えられる。

終局変形角を  $66.7 \times 10^3$  を上限とすると、塑性率 $\mu$ および構造特性係数 $D_s$ は、それぞれ MH-1 が最も大きく 0.610 となった。平均値は 0.559 であり構造用合板による大壁耐力壁が一般に 0.35 程度となるのに対して、大きい値となった。

表 3.2.6 耐力壁特性値一覧

試験体名	最大耐力 $P_{max}$ (kN)	終局耐力 $P_u$ (kN)	剛性 $K$ ( $10^3 \text{kN/rad}$ )	塑性率 $\mu$	降伏点変形角 $\gamma_v$ ( $10^{-3} \text{rad}$ )	終局変形角 $\gamma_u$ ( $10^{-3} \text{rad}$ )	構造特性 $D_s$
MH-1	26.7	23.8	0.658	1.84	36.2	66.7	0.610
MH-2	26.4	23.5	0.947	2.16	24.8	53.4	0.550
MH-3	23.9	20.5	0.722	2.36	28.4	66.9	0.519
平均	25.7	22.6	0.776	2.12	29.8	62.4	0.559

### <試験体 BS 特性値一覧>

試験体 BS の荷重 - 変形角曲線を完全弾塑性モデル化し、算出した特性値を表 3.2.7 に示す。

最大耐力 $P_{max}$ を比較すると、ほぼ一定のばらつきが少ない値となり 11.3kN(平均値)となった。予備試験体 BS-0 の最大耐力 7.63kN に対して 48%耐力が向上した。釘のピッチを 150mm から 100mm に増やしたことで、ほぼ釘ピッチに比例して耐力が上昇することが明らかになった。

完全弾塑性モデルの剛性 $K$ も耐力と同様にばらつきが少ない値となり、 $0.592 \times 10^3 \text{kN/rad}$ (平均値)となった。予備試験体 BS-0 の剛性  $0.400 \times 10^3 \text{kN/rad}$  と比較すると、同じく 48%剛性が向上した。剛性も釘ピッチに比例して上昇することが明らかになった。

降伏点変形角 $\gamma_v$ は、 $15.4 \times 10^3$  (平均値) となった。予備試験体 BS-0 の値は  $15.1 \times 10^3$  であったため、釘ピッチは降伏変形角に影響しないことが明らかになった。

終局変形角を  $66.7 \times 10^3$  を上限とすると、構造特性係数 $D_s$ は、0.361 (平均値) となった。これも予備試験体 BS-0 の値 0.357 と比較すると、釘ピッチは $D_s$ に影響しないことが明らかになった。おおむね 0.35 程度になり、構造用合板による大壁耐力壁が一般に 0.35 程度になるため、同等の値となることが確認された。

表 3.2.7 耐力壁特性値一覧

試験体名	最大耐力 $P_{max}$ (kN)	終局耐力 $P_u$ (kN)	剛性 $K$ ( $10^3 \text{kN/rad}$ )	塑性率 $\mu$	降伏点変形角 $\gamma_v$ ( $10^{-3} \text{rad}$ )	終局変形角 $\gamma_u$ ( $10^{-3} \text{rad}$ )	構造特性 $D_s$
BS-1	11.2	9.07	0.583	4.29	15.6	66.7	0.363
BS-2	11.6	9.35	0.592	4.22	15.8	66.7	0.366
BS-3	11.1	8.97	0.602	4.48	14.9	66.7	0.354
平均	11.3	9.13	0.592	4.33	15.4	66.7	0.361

< 壁倍率評価 >

各試験体の特性値から基準耐力 $P_0$ を算出した。その一覧を表 3.2.8、表 3.2.9 に示す。

$$P_0 = \min \left( P_y, 0.2P_u\sqrt{2\mu-1}, \frac{2}{3}P_{max}, P_{120} \right)$$

ここで、 $P_{120}$ ：みかけの変形角で  $1/120\text{rad}$  時の荷重値

施工のばらつき等を考慮して定める壁倍率の低減係数 $\alpha$ は 1.0 としている。

<試験結果特性値一覧>

MH-1,MH-2 試験体は、壁の許容耐力はせん断変形角が  $1/120\text{rad}$  時の耐力で決定され、MH-2,BS-1,BS-2 および BS-3 試験体は壁の許容耐力が $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$ で決定された。MS 試験体は壁倍率換算 4.4 倍（平均値）、BH 試験体は壁倍率換算 2.8 倍（平均値）の耐力が確認された。

表 3.2.8 壁倍率評価

試験体名	試験特性値 (kN)			
	$P_y$	$0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$	$(2/3)P_{max}$	$P_{120}$
MH-1	14.8	7.81	17.8	7.38
MH-2	14.2	8.54	17.6	9.44
MH-3	12.5	7.90	15.9	7.70
平均	13.9	8.08	17.1	8.17
標準偏差	1.19	0.40	1.02	1.11
変動係数	0.086	0.049	0.059	0.136
ばらつき係数	0.960	0.977	0.972	0.936
基準耐力 (kN/m)	13.30	7.90	16.6	7.65
壁倍率	4.3			

表 3.2.9 壁倍率評価

試験体名	試験特性値 (kN)			
	$P_y$	$0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$	$(2/3)P_{max}$	$P_{120}$
BS-1	5.54	4.99	7.48	5.21
BS-2	5.84	5.10	7.73	5.31
BS-3	5.58	5.06	7.38	5.22
平均	5.65	5.05	7.53	5.25
標準偏差	0.163	0.0555	0.176	0.0548
変動係数	0.0288	0.0110	0.0234	0.0104
ばらつき係数	0.986	0.995	0.989	0.995
基準耐力 (kN/m)	5.58	5.03	7.45	5.22
壁倍率	2.8			

### 3.2.5 計算値との比較

計算モデルで仮定した壁柱間のせん断変形と壁柱のせん断変形角の関係が壁脚部で確認された(写真1)。MH-1, MH-3の引張側壁柱と圧縮側から3本目の壁柱とのせん断変形量は壁面が1/10rad変形した時点でそれぞれ22mm, 24mm、MH-2は1/19radとなった時点で12.9mmであった。壁柱幅240mmであるため、壁柱の傾きと壁のせん断変形角がほぼ一致することが確認された。MH-1およびMH-3の圧縮側壁柱隅部の土台めり込み変位量は、壁が1/10rad変形した時点でそれぞれ6.4mm, 8.0mm、MH-2は1/19rad変形した時点で10.3mmであった。したがって壁柱間のせん断変形に加えて、土台のめり込み変形により壁柱の傾きが増加することが確認された。MH-2の柱側面に割裂が生じた原因は、壁柱の傾きに対してホールダウン金物が壁柱側面を水平方向に拘束し、割り裂く力が生じたためと考えられる。壁のせん断変形角が1/19rad時の破壊であるため、変形性能としては十分であるが、壁脚端部を接合する金物は軸方向の変形性能にくわえて、回転変形に対する追従性能も必要であることが確認された。MH-2の結果よりMH-3のみホールダウン金物のビス群最上部のビスを抜いてホールダウン金物による水平方向の拘束を低減させる処置を行っている。

BS試験体は壁柱の幅が30mmであるため、壁柱間のせん断変形量は小さくなる。壁のせん断変形角が1/15radに達した時点でも釘の変形量は3mm程度であるため、 $\delta_{u釘}=22.8\text{mm}$ と比べて十分小さい。したがって荷重低下および破壊は確認されず1/10radに達した時点でも荷重は上昇を続けた。BS-1, BS-2およびBS-3の圧縮側壁柱隅部の土台めり込み変位量は、壁面のせん断変形角が1/10radに達した時点で、それぞれ0.19mm, 1.0mm, および0.21mmであった。MH試験体はめり込み変位量が6mmを超えているのに対して、BS試験体は壁柱の幅が小さいためにめり込み変位量が少ないことを確認した。

#### <マッシュホルツ耐力壁計算値との比較>

式(1)～式(14)により壁の耐力および剛性を計算する。ビスのせん断性能値は要素試験結果の平均値を用いる。

まずホールダウン金物の耐力が壁柱間のせん断耐力を上回ることを確認する。

$$P_{uホ} = 113\text{kN} > Q_{u壁} = n \cdot P_{uビス} = 19 \cdot 4.2 = 79.8(\text{kN})$$

したがって、

$$K_{壁} = m \cdot n \cdot K_{ビス} \cdot B^2 / H^2 = 4 \times 19 \times 0.797 \times 240^2 / 2940^2 \\ = 0.404 (\text{kN/mm})$$

$$P_{1/150} = K_{壁} \cdot H / 150 = 0.404 \times 2940 / 150 = 7.92 (\text{kN})$$

$$P_{y壁} = m \cdot n \cdot P_{yビス} \cdot B / H = 4 \times 19 \times 2.39 \times 240 / 2940 = 14.9 (\text{kN})$$

$$P_{u壁} = m \cdot n \cdot P_{uビス} \cdot B / H = 4 \times 19 \times 4.20 \times 240 / 2940 = 26.1 (\text{kN})$$

$$\delta_{v壁} = \delta_{vビス} \cdot H / B = 5.43 \times 2940 / 240 = 66.5 (\text{mm})$$

$$\mu = (H/20) / \delta_{u壁} = 2940 / 20 / 66.5 = 2.21$$

$$0.2P_u / \sqrt{2\mu - 1} = 0.2 \times 26.1 \times \sqrt{2 \times 2.21 - 1} = 9.65 (\text{kN})$$

$$Q_a = \min(P_y, P_{1/150}, 0.2P_u / D_s) = \min(14.9, 7.92, 9.65) \\ = 7.92 (\text{kN})$$

$$\text{壁倍率換算} = 7.92 / 0.91 / 1.96 = 4.44 (\text{倍})$$

実験値と計算値の比較を表3.2.12及び図3.2.27に示す。式(7)では壁柱脚部の土台のめり込み変形を考慮していないため、実験値は表3.2.10と異なり荷重と真のせん断変形角の関係から特性値を求めている。降伏耐力 $P_y$ および終局耐力 $P_u$ は、計算値がそれぞれ14.9kN、26.1kNに対して実験値がそれぞれ14.5kN(平均値)、24.5kN(平均値)であるため概ね推測できている。塑性率 $\mu$ は、実験値が $\mu=2.49$ (平均値)に対して、計算値は $\delta_{u壁}=1/20\text{rad}$ とすると結果は $\mu=2.21$ となる。

荷重-真のせん断変形角から算出した剛性 $K$ は $1.08 \times 10^3 \text{kN/rad}$ に対して計算値は $1.19 \times 10^3 \text{kN/rad}$ であるため概ね推測できている。壁の剛性から決まる壁の許容耐力の設定について、式(7)式は壁柱脚部に生じる土台のめり込み変形を無視しているため、合板耐力壁の計算法<sup>8)</sup>を参考にして、1/150rad変形した時点の壁の剛性で決まる耐力と設定した。計算値 $P(150)$ は7.92kNである。これに対して面内せん断試験によるみかけのせん断変形角1/120rad時の耐力 $P(120)$ は、表3.2.10より8.05kN(平均値)であるため、概ね一致することを確認した。したがって、剛性で決まる耐力を1/150rad時で計算することは本試験体では有効と考えられる。

### <ブレットシュタッペル耐力壁計算値との比較>

式(1)～式(14)により壁の耐力および剛性を計算する。釘のせん断性能値は表3の平均値を採用する。

ブレットシュタッペルの試験体は、CN75で30mm幅の壁柱材2材を貫通して接合しているため、要素試験体は図3.2.3に示すとおり2材貫通させて接合し、主材と外側の側材2との相対変位から釘の特性値を算出している(表3.2.3)。これにより側材1と側材2の相対変位はないものとみなし、壁柱幅を60mmとみなして計算する。また釘は図3.2.15に示すように1材ずつ千鳥にずらして釘打ちしているため、図

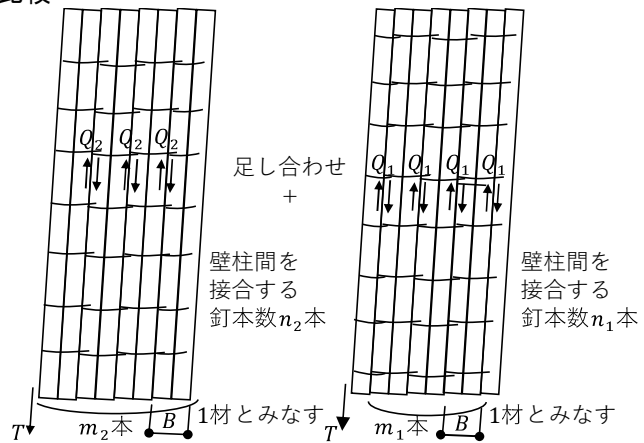


図 3.2.56 釘本数、柱幅の計算仮定

3.2.56に示す方法で、壁柱本数、釘本数を設定する。それぞれ釘の特性値から計算した結果を足しあわせて壁の耐力とする。

$$K_{\text{壁}} = (m_1 \cdot n_1 + m_2 \cdot n_2) \cdot K_{\text{釘}} \cdot B^2 / H^2$$

$$= (16 \cdot 14 + 17 \cdot 15) \cdot 0.721 \cdot 60^2 / 2880^2 = 0.150 \text{ (kN/mm)}$$

$$P_{1/150} = K \cdot H / 150 = 0.150 \times 2880 / 150 = 2.88 \text{ (kN)}$$

$$P_{y\text{壁}} = (m_1 \cdot n_1 + m_2 \cdot n_2) \cdot P_{y\text{釘}} \cdot B / H$$

$$= (16 \cdot 14 + 17 \cdot 15) \cdot 0.553 \cdot 60 / 2880 = 5.52 \text{ (kN)}$$

$$P_{u\text{壁}} = (m_1 \cdot n_1 + m_2 \cdot n_2) \cdot P_{u\text{釘}} \cdot B / H$$

$$= (16 \cdot 14 + 17 \cdot 15) \cdot 0.946 \cdot 60 / 2880 = 9.44 \text{ (kN)}$$

$$\delta_{v\text{壁}} = \delta_{v\text{釘}} \cdot H / B = 1.44 \times 2880 / 60 = 69.1 \text{ (mm)}$$

$$\mu = (H / 150) / \delta_{v\text{壁}} = (2880 / 150) / 69.1 = 2.78$$

$$1 / \sqrt{2\mu - 1} = 1 / \sqrt{2 \times 2.78 - 1} = 0.468$$

$$0.2P_u / \sqrt{2\mu - 1} = 0.2 \times 9.44 / 0.468 = 4.03 \text{ (kN)}$$

$$Q_a = \min(P_y, P_{1/150}, 0.2P_u / \sqrt{2\mu - 1}) = \min(5.52, 2.88, 4.03) = 2.88 \text{ (kN)}$$

$$\text{壁倍率換算} = 2.88 / 0.91 / 1.96 = 1.61 \text{ (倍)}$$

実験値と計算値の比較を表3.2.10、図3.2.57に示す。実験値は、MH試験体同様に荷重と真のせん断変形角の関係から特性値を求めている。降伏耐力および終局耐力は、計算値がそれぞれ5.52kN、9.44kNに対して、実験値がそれぞれ5.68kN(平均値)、9.25kN(平均値)であるため、ほぼ推測できている。初期剛性は計算値が $0.432 \times 10^{-3} \text{ kN/rad}$ に対して、実験値は $0.705 \times 10^{-3} \text{ kN/rad}$ であり計算値が4割程度実験値を下回る。塑性率 $\mu$ は、実験値が5.07(平均値)に対して、釘の降伏点変位から計算した計算値が2.78となり、計算値が下回る結果となっている。剛性の計算値は実験値を下回るため安全側の評価となるが、過小評価となるため計算モデルの検証が必要な結果となった。

表 3.2.10 MH試験体 実験値と計算値の比較

	$P_y$ (kN)	$P_u$ (kN)	$K$ ( $10^3$ kN/rad)	$\mu$	$P(150)$ (kN)	$0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$ (kN)
MH実験	14.8	24.5	1.08	2.49	9.25	9.77
MH計算	14.9	26.1	1.19	2.21	7.92	9.65

注 1) 真のせん断変形角から算出

注 2)  $P_y$  : 降伏耐力、 $P_u$  : 終局耐力、 $K$  : 剛性、 $\mu$  : 塑性率、  
 $P(150)$  : せん断変形角が  $1/150$ rad 時の耐力

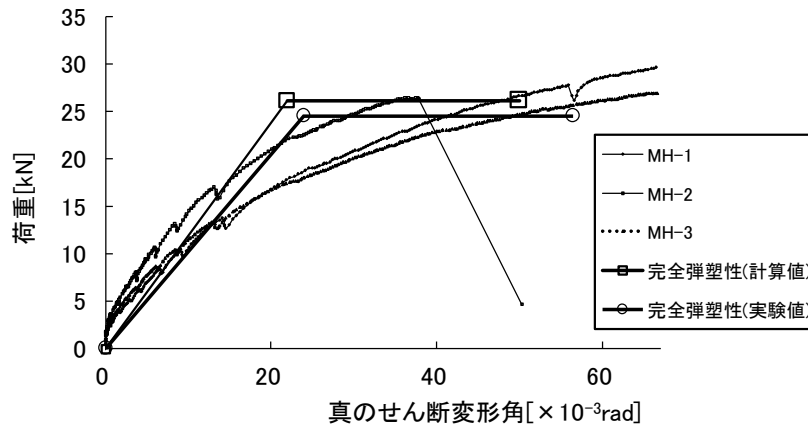


図 3.2.57 MH試験体 実験値(包絡線)と計算値の比較

表 3.2.11 BS試験体 実験値と計算値の比較

	$P_y$ (kN)	$P_u$ (kN)	$K$ ( $10^3$ kN/rad)	$\mu$	$P(150)$ (kN)	$0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$ (kN)
BS実験	5.68	9.25	0.705	5.07	5.37	5.59
BS計算	5.52	9.44	0.432	2.78	2.88	4.03

注 1) 真のせん断変形角から算出

注 2)  $P_y$  : 降伏耐力、 $P_u$  : 終局耐力、 $K$  : 剛性、 $\mu$  : 塑性率、  
 $P(150)$  : せん断変形角が  $1/150$ rad 時の耐力

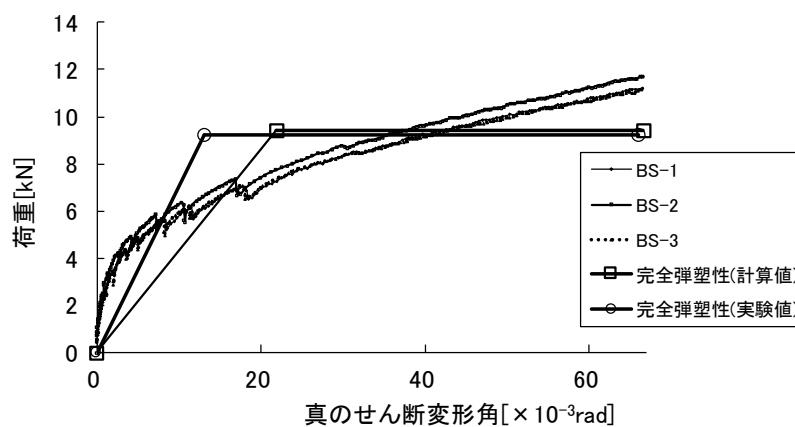


図 3.2.58 BS試験体 実験値(包絡線)と計算値の比較

<土台のめりこみを考慮した剛性計算結果>

土台のめりこみを考慮するため、引きボルトラーメンの剛性計算式<sup>9)</sup>を適用し、壁柱の回転剛性を計算する。引きボルトの剛性はビス接合部のせん断剛性に置き換える。

$$\text{中立軸位置 } ^9): x_p = \frac{-b + \sqrt{b^2 + ac}}{a} \quad (15)\text{式}$$

$$a = \frac{y_p c_y E_{\perp}}{Z_0} \left( \frac{1}{K_1} \right), \quad b = 1 + \frac{2Z_0}{3} \left( 1 - e^{-\frac{3x_1}{2Z_0}} \right) \cdot a, \quad c = 2d,$$

$$\text{壁柱の回転剛性 } ^9): K_{\theta \text{壁柱}} = \frac{x_p^2 y_p c_y E_{\perp}}{2Z_0} \left( C_x \cdot d - \frac{x_p}{3} \right) \quad (16)\text{式}$$

$$C_x = 1 + \frac{4Z_0}{3x_p} \left( 1 - e^{-\frac{3x_1}{2Z_0}} \right), \quad C_y = 1 + \frac{4Z_0}{3ny_p} \left( 1 - e^{-\frac{3ny_1}{2Z_0}} \right)$$

ここで MH 試験体の数値を以下に示す。

壁柱幅  $d = 240\text{mm}$ 、土台の剛性  $E_{\perp} = E/50 = 9000/50 = 180\text{N/mm}^2$ 、土台厚  $Z_0 = 100\text{mm}$ 、壁柱厚  $y_p = 120\text{mm}$ 、 $n = 6$ (ヒノキ)、土台の余長  $x_1 = 275\text{mm}$ 、土台ちり  $y_1 = 0.0\text{mm}$ 、ビス接合部せん断剛性  $K_1 = n \cdot k_{\text{ビス}} = 19 \cdot 0.797 = 15.1\text{kN/mm}$

上記数値より  $K_{\theta \text{壁柱}}$  および  $K_{\text{壁}}$  を計算した結果は以下になる。

$$C_y = 1.00, \quad a = 0.0159, \quad b = 1.94, \quad c = 480, \quad x_p = 90.3\text{mm}, \quad C_x = 2.32, \quad K_{\theta \text{壁柱}} = 515\text{kN} \cdot \text{m/rad}, \quad K_{\text{壁}} = m \cdot K_{\theta \text{壁柱}} / H = 0.687\text{kN} / \text{rad}$$

土台のめりこみを考慮した計算値  $K_{\text{壁}} = 0.687\text{kN} / \text{rad}$  に対して実験値は表 4 より  $K_{\text{壁}} = 0.763\text{kN} / \text{rad}$ (平均値)であるため、土台のめりこみを考慮することで、壁の見かけの剛性を予測可能である。



### 3.2.6 まとめ

120×240mm のスギ製材をビスで積層接合したマッシュホルツ耐力壁(MH)、および 30×105mm のスギ製材を釘で積層接合したブレットシュタッペル耐力壁(BS)を開発して面内せん断試験を行った。

①試験体 MH-1 は、 $P_{max}=26.7\text{kN}$ 、見かけの変形角で  $1/15\text{rad}$  に達しても耐力低下しない結果を確認した。許容耐力は、みかけの変形角が  $1/120\text{rad}$  時の耐力が最小値となり、 $7.38\text{kN}$  となった。

②本試験体 MH-2 は、 $P_{max}=26.4\text{kN}$ 、見かけの変形角で  $1/18.7\text{rad}$  に達した時点で壁柱を固定するホルダウンが拘束することで、柱が割裂し耐力低下した。許容耐力の値は $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$ が最小値となり、 $8.54\text{kN}$  が確認された。

③試験体 MH-3 は、 $P_{max}=23.9\text{kN}$ 、見かけの変形角で  $1/15\text{rad}$  に達しても耐力低下しない結果を確認した。許容耐力は、みかけの変形角が  $1/120\text{rad}$  時の耐力が最小値となり、 $7.70\text{kN}$  となった。

⑤試験体 MH は、3 体のばらつきを考慮して壁倍率換算の耐力を算出した結果は、4.3 倍となった。ただし施工のばらつき等を考慮して定める低減係数  $\alpha$  は 1.0 としている。

⑥試験体 BS-1 は $P_{max}=11.2\text{kN}$ 、見かけの変形角で  $1/15\text{rad}$  に達しても耐力低下しない結果を確認した。許容耐力の値は $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$ が最小値となり、 $4.99\text{kN}$  となった。

⑦試験体 BS-2 は、 $P_{max}=11.6\text{kN}$ 、見かけの変形角で  $1/15\text{rad}$  に達しても耐力低下しない結果を確認した。許容耐力の値は $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$ が最小値となり、 $5.10\text{kN}$  となった。

⑧試験体 BS-3 は、 $P_{max}=11.1\text{kN}$ 、見かけの変形角で  $1/15\text{rad}$  に達しても耐力低下しない結果を確認した。許容耐力の値は $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$ が最小値となり、 $5.06\text{kN}$  となった。

⑨試験体 BS は、3 体のばらつきを考慮して壁倍率換算の耐力を算出した結果は、2.8 倍となった。ただし施工のばらつき等を考慮して定める低減係数  $\alpha$  は 1.0 としている。

⑩耐力壁の許容耐力算定式を示し、壁の特性値を計算した結果（計算値）と荷重-真のせん断変形角曲線から求めた特性値（実験値）との比較結果を示した。壁の降伏耐力および終局耐力は、マッシュホルツ耐力壁およびブレットシュタッペル耐力壁ともに計算値は実験値を予測できていることを確認した。壁剛性について、マッシュホルツ耐力壁の計算値は実験値を予測できていることを確認した。ブレットシュタッペル耐力壁は計算値が実験値に対して 4 割程度下回る結果となった。

⑪壁剛性の計算式に圧縮側の壁柱脚部が土台にめりこむ影響を考慮していないため、合板耐力壁の計算法<sup>8)</sup>を参考に、剛性で決まる耐力を壁が  $1/150\text{rad}$  変形した時点で計算した。面内せん断試験の荷重-みかけのせん断変形角曲線における  $1/120\text{rad}$  変形時の耐力と比較した結果、概ね一致することを確認した。また土台のめりこみを考慮することで、みかけの変形角を予測できることを示した。

### 3.3 格子耐力壁の開発と設計

#### 3.3.1 ビス留め併用格子耐力壁の設計方針と設計法

本耐力壁は、重要文化財の耐震改修に際して建物の意匠性を損なわず、製材のみで耐力壁を構成するという設計条件のために開発した。製材のみで耐力を確保するには、貫構造として柱と貫のめりこみに期待した格子耐力壁が考えられる。ただし、格子壁は隙間が生じると、仕口部のめりこみ剛性が大幅に低下する欠点がある。加工精度と特に乾燥収縮による影響が避けられない。そのため、格子の接合部にビス接合を併用した耐力壁とした。またビス接合の剛性を確保するため、貫を  $60 \times 120\text{mm}$  の半割材とし、柱を挟み込むことでビスを2面せん断接合とした。この格子壁もエネルギー吸収部位が壁面に分散され、高い変形性能を示すことから、エネルギー吸収部位分散耐力壁に該当する。本研究の目的は、格子耐力壁のせん断性能を面内せん断試験を実施して確認すること、および計算モデルと計算値と、実験値の比較を行い、計算モデルの妥当性を検証することである。

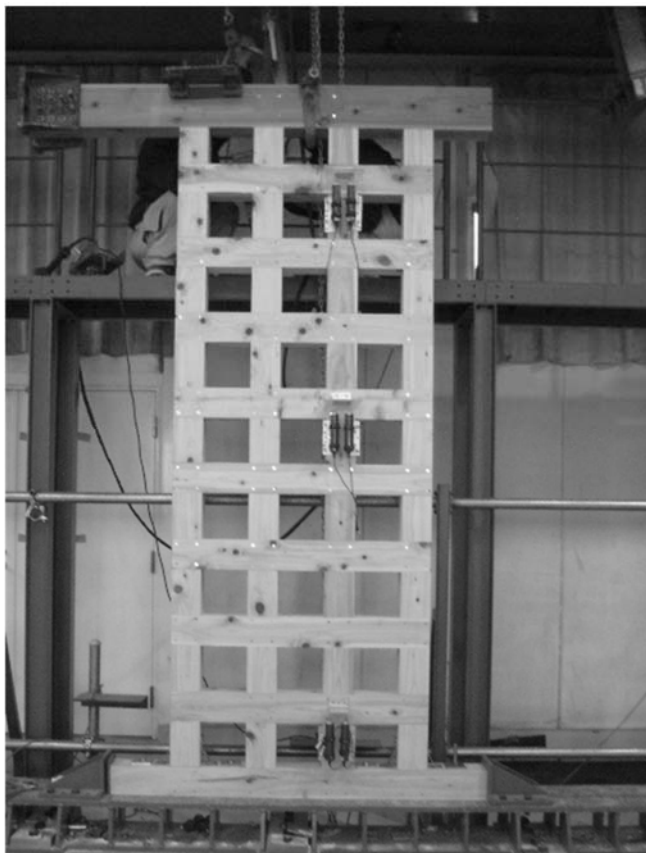


写真 3.3.1 格子耐力壁試験体写真

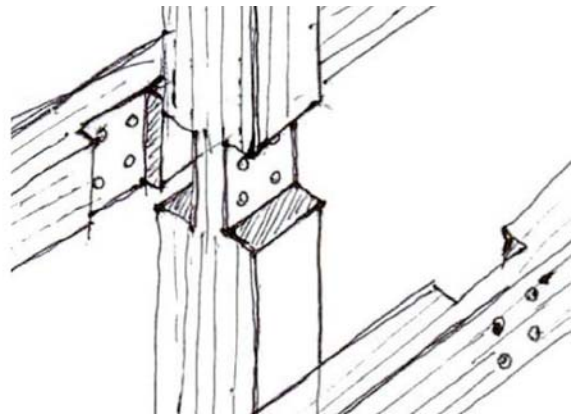


図 3.3.1 格子耐力壁接合部

### 3.3.1.1 設計式

貫接合部の理論式より、嵌合接合部の回転剛性と降伏耐力を計算する。

回転剛性

$$K_{\theta \text{嵌合}} = x_p^2 \cdot y_p \cdot E_{90} \left\{ \frac{x_p}{Z_0} \left( C_{xm} - \frac{1}{3} \right) + 0.5 \mu C_{xm} \right\} \quad (3.3.1)$$

降伏耐力

$$M_{y \text{嵌合}} = \frac{K_{\theta b} \cdot Z_0 \cdot F_m}{x_p \cdot E_{90} \cdot C_{xm} \cdot \sqrt{C_{ym}}} \quad (3.3.2)$$

$$C_{xm} = 1 + \frac{4Z_0}{3x_p} \quad (3.3.3)$$

$$C_{ym} = 1 + \frac{4Z_0}{3nx_p} \quad (3.3.4)$$

$$E_{90} = \frac{E_0}{50} \quad (3.3.5)$$

$x_p$  : 格子材の見付幅の 1/2(mm)  
 $y_p$  : 格子材の嵌合部見込幅(mm)  
 $Z_0$  : 格子材の見付幅(mm)  
 $n$  : スギの場合=5  
: ヒノキの場合=6  
 $\mu$  : 摩擦 0.6、 $Z_0$  : 格子材の見付幅

(mm)

樹種がスギの場合の嵌合接合部の性能計算値

$n = 5$ 、 $E = 700 \text{ kN/cm}^2$ 、 $F_{cv} =$

$0.6 \text{ kN/cm}^2$ 、 $b = 12 \text{ cm}$ 、 $y_p = 3 \text{ cm}$ 、 $Z_0 =$

$12 \text{ cm}$ 、 $\mu = 0.6$

$E_{90} = 140 \text{ kN/cm}^2$ 、 $C_{xm} = 3.67$ 、 $C_{ym} = 2.07$ 、 $b$

$= 12 \text{ cm}$ 、

$K_{\theta \text{嵌合}} = 4183 \times 4 = 16732 \text{ kN} \cdot \text{cm/rad}$ 、

$M_{y \text{嵌合}} = 54.4 \times 4 = 217 \text{ kN} \cdot \text{cm}$

樹種がヒノキの場合の嵌合接合部の性能計算値

$n = 6$ 、 $E = 900 \text{ kN/cm}^2$ 、 $F_{cv} =$

$0.78 \text{ kN/cm}^2$ 、 $b = 12 \text{ cm}$ 、 $y_p = 3 \text{ cm}$ 、 $Z_0 =$

$12 \text{ cm}$ 、 $\mu = 0.6$

$E_{90} = 180 \text{ kN/cm}^2$ 、 $C_{xm} = 3.67$ 、 $C_{ym} = 1.89$ 、 $b = 12 \text{ cm}$ 、

$K_{\theta \text{嵌合}} = 5378 \times 4 = 21512 \text{ kN} \cdot \text{cm/rad}$ 、 $M_{y \text{嵌合}} = 74 \times 4 = 296 \text{ kN} \cdot \text{cm}$

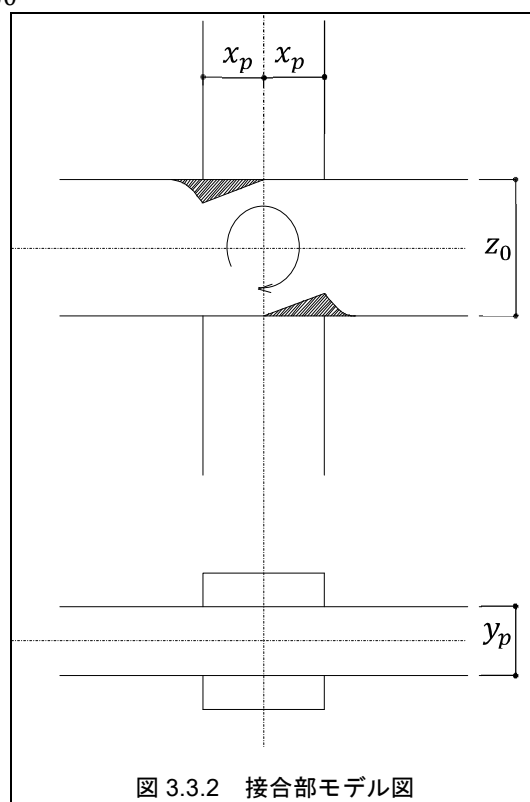


図 3.3.2 接合部モデル図

嵌合接合部に配置したビス接合による回転剛性と降伏耐力を計算する。

$$\text{回転剛性 } K_{\theta \text{ ビス}} = \Sigma (k_{\text{ビス}} \cdot j^2)$$

$$\text{降伏耐力 } M_{y \text{ ビス}} = \Sigma (P_{y \text{ ビス}} \cdot j)$$

$k_{\text{ビス}}$  : 2 面せん断ビス接合のせん断剛性(kN/mm/本)

$P_{y \text{ ビス}}$  : 2 面せん断ビス接合の降伏耐力(kN/本)

$j$  : 回転中心からビスまでの距離(mm)

$$P_{y \text{ ビス}} = 3.06 \text{ kN/本}$$

$$k_{y \text{ ビス}} = 1.32 \text{ kN/mm / 本}$$

※構造用ビスパネリード P6×80 一面せん断試験結果の 2 倍した結果を設定する。

$$K_{\theta \text{ ビス}} = \Sigma (k_{\text{ビス}} \cdot j^2) = 1.32 \times (40^2 + (40 \times \sqrt{2})^2) \times 4 = 25339 \text{ kN} \cdot \text{mm/rad} \Rightarrow 2534 \text{ kN} \cdot \text{cm/rad}$$

$$M_{y \text{ ビス}} = \Sigma (P_{\text{ビス}} \cdot j^2) = 3.06 \times (40 + 40 \times \sqrt{2}) \times 4 = 1182 \text{ kN} \cdot \text{mm} \Rightarrow 118 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

### 3.3.1.2 フレームの変形計算

接合部に嵌合およびビスによる回転剛性および降伏耐力を入力し、増分解析により格子壁の耐力を計算する。

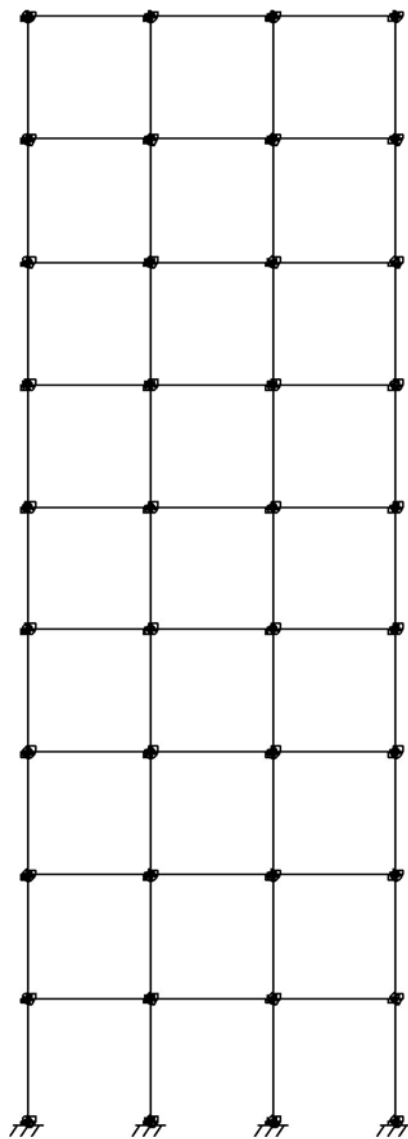


図 3.3.3 解析モデル図

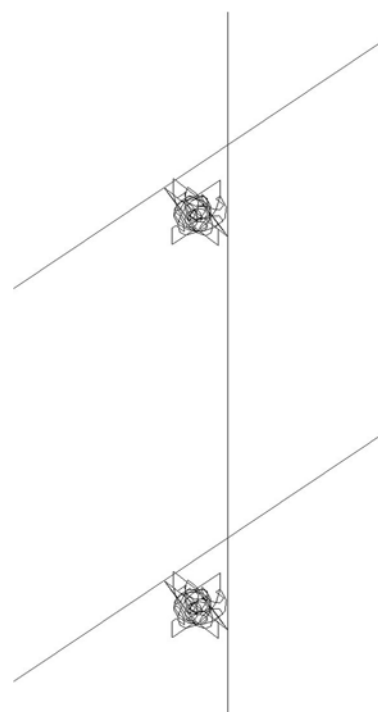


図 3.3.4 接合部モデル図

### 3.3.2 ヒノキ材による格子耐力壁の面内せん断試験

#### 3.3.2.1 試験体の設計

図 3.3.5 に試験図を示す。柱は断面寸法 120×120mm のヒノキ製材とした。貫材は 120×120 のヒノキ製材を半割にし、柱を両側から挟み込み相欠き仕口としている。また離れ止めと乾燥収縮後の性能確保を目的にビス 8 本で交点を補強している。このビスは 4 本ずつ表と裏から位置をずらして施工している。挟み込んで接合している意図は、ビスが 2 面せん断接合となるようにして、接合強度を高める意図がある。乾燥状態で隙間がない状態では、相欠き仕口の嵌合接合が効いているが、乾燥して隙間が生じた場合は、剛性が大幅に低下する可能性が考えられたため、ビス接合のみで目標耐力を確保できる設計とした。桁は断面寸法 120×180mm のヒノキ製材とし、土台は断面寸法 120×120mm の同じくヒノキ製材とした。桁と壁柱は、柱と桁および土台は長ほぞ差しとして同じくビスで補強している。壁脚はホールダウン金物を取り付けると意匠上の問題があるため、土台とビス接合金物（短期許容耐力 20kN）で緊結した。

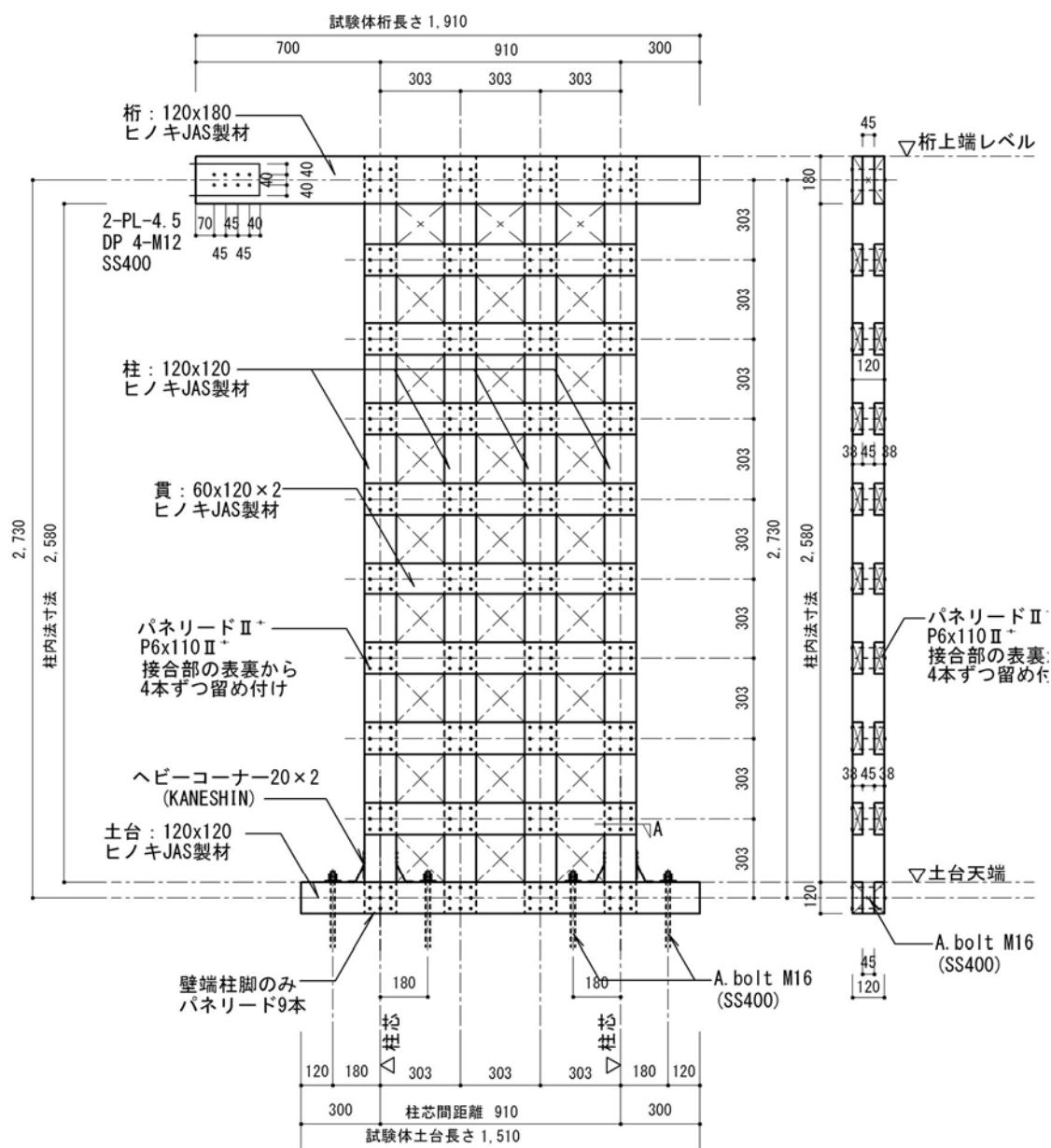


図 3.3.5 KH-1 試験体概略 (単位 mm)

### 3.3.2.2 試験方法

面内せん断試験は、柱脚固定式試験法を採用し、土台を試験装置に緊結して桁端部を水平方向に加力した。変位計位置を図 3.3.6 に示す。変位計の計測結果から変形角をそれぞれ次式で算出した。

$$\text{みかけのせん断変形角} = ((\text{変位計②} - \text{変位計③})) / 3,000\text{mm}$$

$$\text{真のせん断変形角} = (((\text{変位計②} - \text{変位計③}) - (\text{変位計④} - \text{変位計⑤})) / 3,000\text{mm})$$

加力は正負交番繰り返し加力とし、繰り返し履歴は、見かけのせん断変形角が 1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50rad の正負変形時とし、繰り返し回数は 3 回とした。最大荷重に達した後、最大荷重の 80% に荷重が低下するか、見かけのせん断変形角が 1/15rad に達するまで加力を行った。

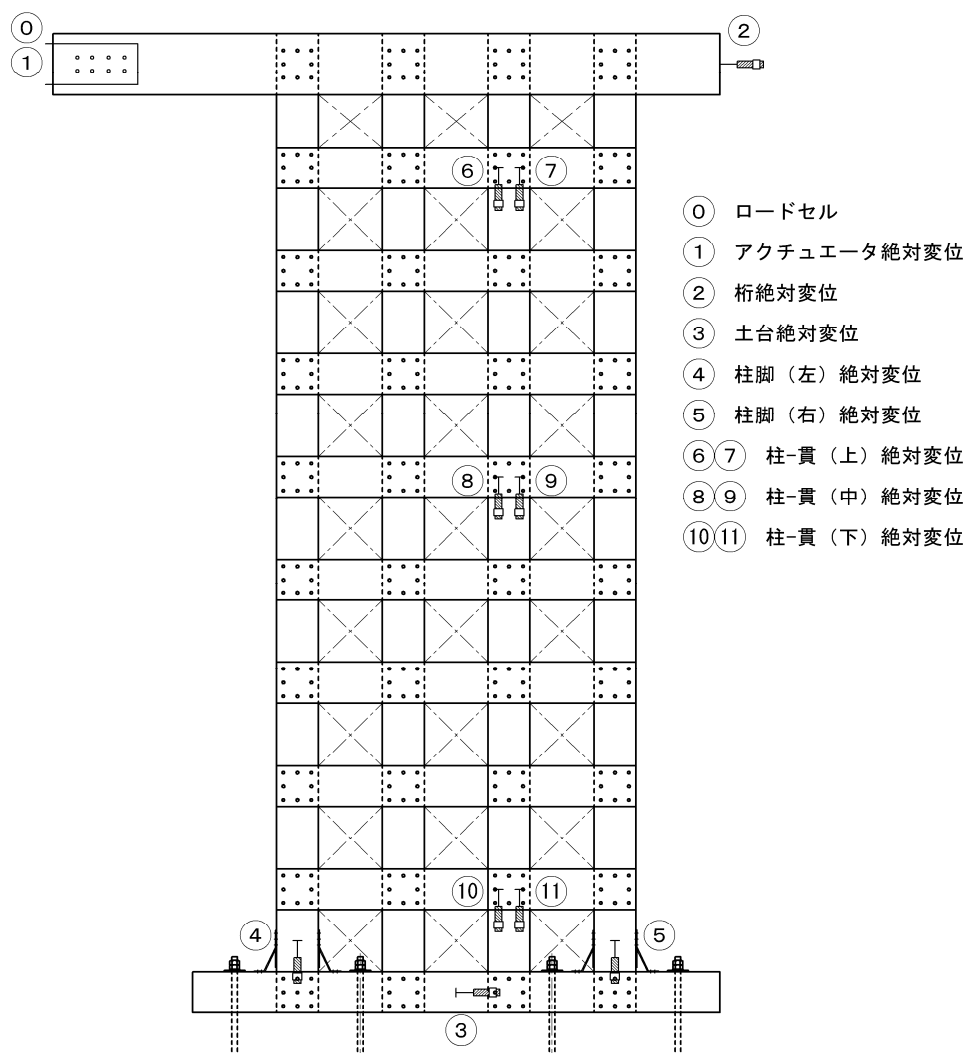


図 3.3.6 変位計位置図

### 3.3.2.3 試験結果

#### <試験体 KH-1 荷重—変形角曲線>

試験体 KH-1 の荷重—変形角曲線を図 3.3.7 に示す。見かけの変形角で  $1/15\text{rad}$  に達しても耐力低下せず耐力は上昇を続けた。ただし真の変形角の曲線は、弾性状態で  $25 \times 10^{-3}\text{rad}$  程度までしか変形していない。そのため柱脚接合部が塑性化してエネルギー吸収したことが示された。

格子壁の特徴である壁面に分散された接合部が、それぞれめりこんでエネルギー吸収することを意図したが、本試験では格子部分には損傷は確認されなかった。

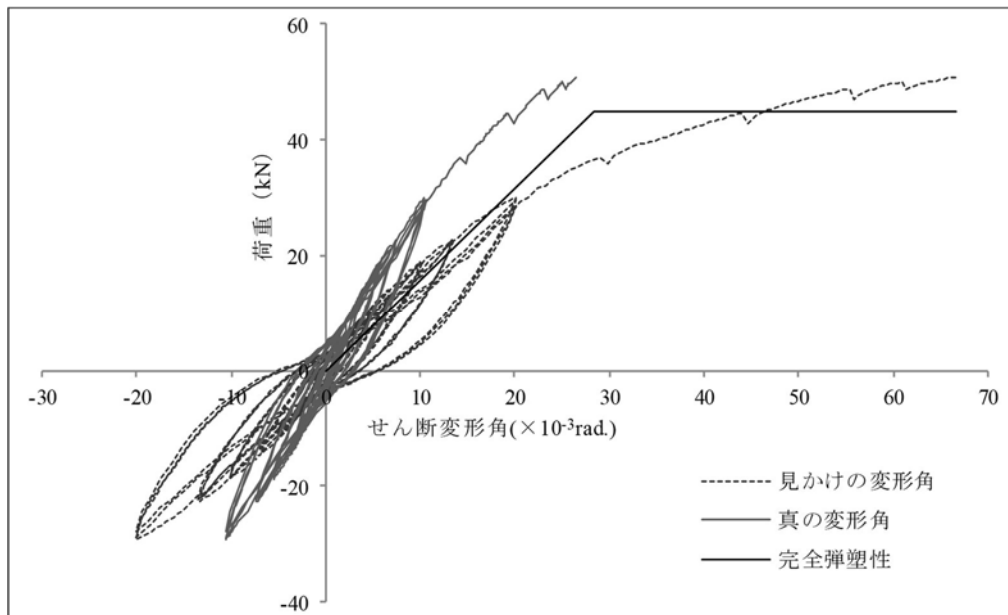


図 3.3.7 KH-1 の荷重変形角曲線



### ＜試験体 KH-1 写真＞

試験体写真とその考察を示す。

写真 3.2.1：試験体 KH-1 の加力前の状況を示す。

写真 3.2.2：加力後の状況を示す。せん断変形角が  $1/15\text{rad}$  に達しても耐力低下を生じなかった。

最大荷重  $P_{\max}=50.8\text{kN}$  である。

写真 3.2.3：壁脚の加力前の状況を示す。

写真 3.2.4：壁脚の加力後の状況を示す。圧縮側柱には土台のめりこみが確認された。

写真 3.2.5：圧縮側柱脚を示す。土台のめりこみが確認された。

写真 3.2.6：引張側柱脚を示す。柱脚が持ち上がり土台に割裂が生じている。

写真 3.2.7：壁頭の加力前の状況を示す。

写真 3.2.8：壁頭の加力後の状況を示す。損傷は確認されなかった。

写真 3.2.9：柱脚金物の設置状況を示す。ビス接合金物から 2 列のせん断破壊面が確認された。

写真 3.2.10：柱脚金物の設置状況を側面から示す。ビス接合金物から土台を介してアンカーボルトに引張力を伝達させた。

写真 3.2.11：引張側柱脚接合部の土台割裂状況を示す。柱の持ち上がり量が大きくなり、ビス接合部から割裂している。

写真 3.2.12：引張側柱脚接合部を側面から示す。ビス接合金物の柱側でビスがせん断変形しており、土台側は割裂を生じていることが確認された。

写真 3.2.13：格子接合部の加力後の状況を示す。わずかにめりこみが生じていることが確認されが、格子部分は弾性状態だったと考えられる。

写真 3.2.14：格子接合部の加力後の状況を示す。損傷は確認されなかった。

写真 3.2.15：引張側柱脚接合部を側面から示す。耐力低下には至らなかったが、柱側でビスの位置に割れが確認された。

写真 3.2.16：格子部の変位計設置状況を示す。

写真 3.2.17：柱脚の変位計設置状況を示す。

写真 3.2.18：解体後の貫材を示す。貫の加工形状が確認できる。写真 3.3.19：試験体 KS-2 の加力前の状況を示す。

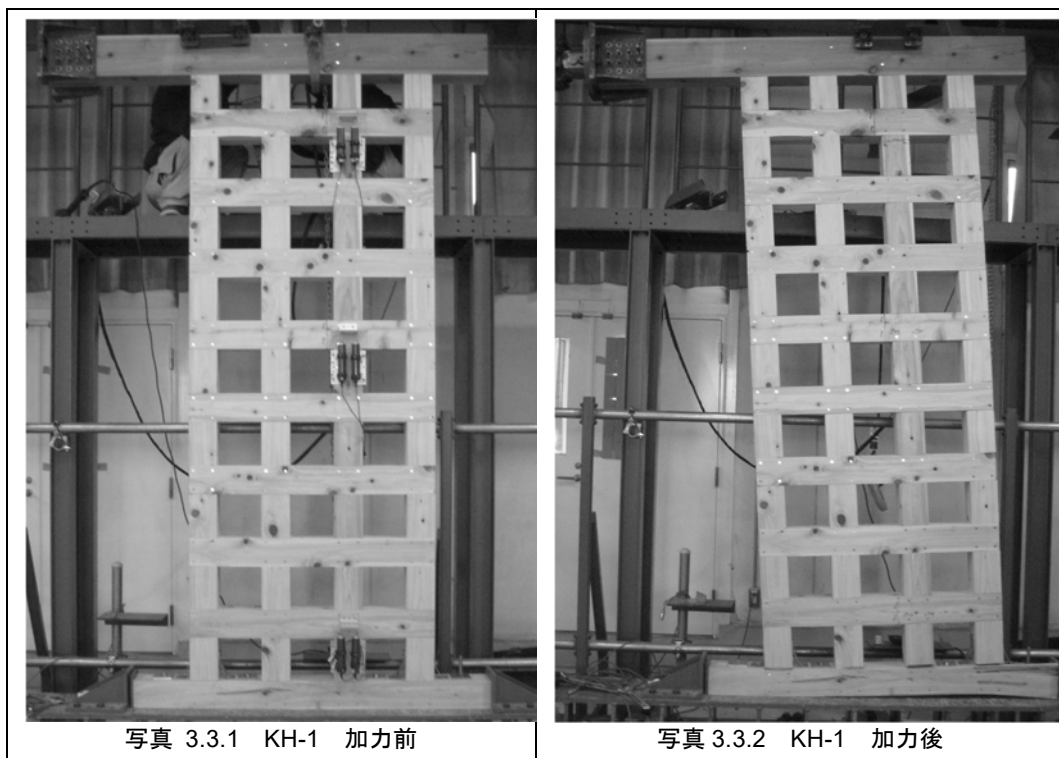


写真 3.3.1 KH-1 加力前

写真 3.3.2 KH-1 加力後

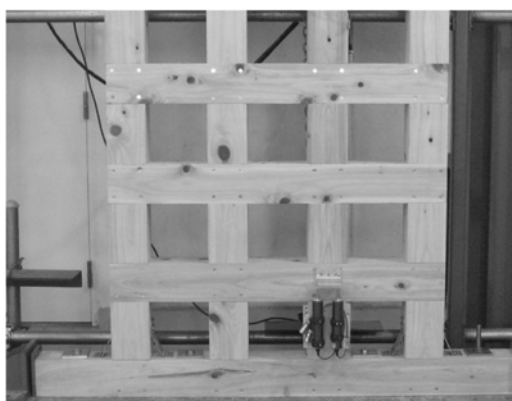


写真 3.3.3 KH-1 壁脚 加力前



写真 3.3.4 KH-1 壁脚 加力後



写真 3.3.5 KH-1 圧縮側柱脚 加力後



写真 3.3.6 KH-1 引張側柱脚 加力後



写真 3.3.7 KH-1 壁頭 加力前

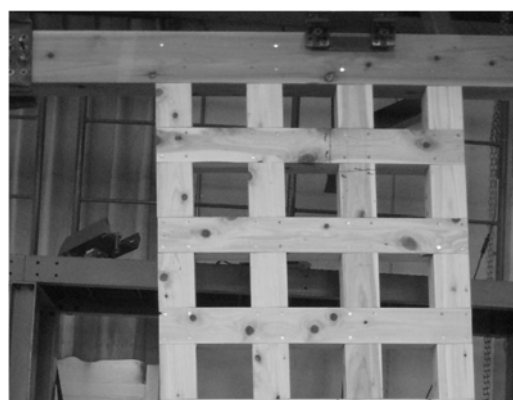


写真 3.3.8 KH-1 壁頭 加力後

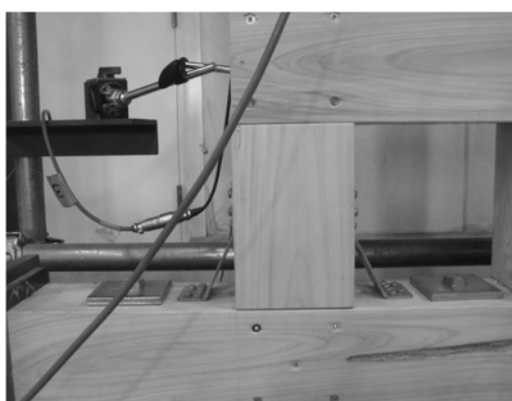


写真 3.3.9 KH-1 柱脚金物



写真 3.3.10 KH-1 柱脚金物 (側面)



写真 3.3.11 KH-1 土台の割裂

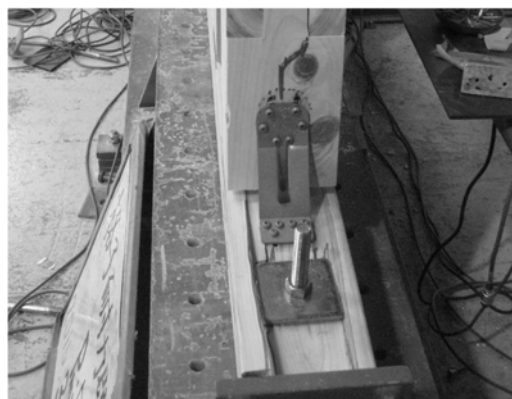


写真 3.3.12 KH-1 土台の割裂) (上面)



写真 3.3.13 KH-1 交差接合部 加力後

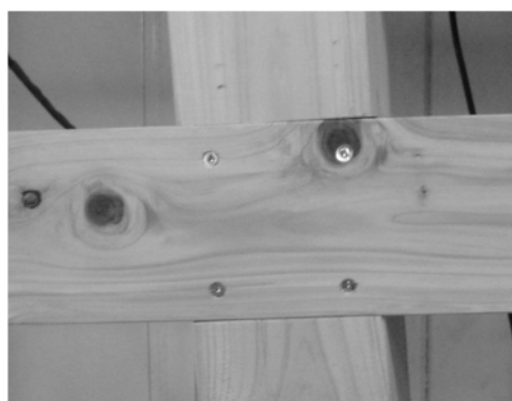


写真 3.3.14 KH-1 交差接合部 加力後



写真 3.3.15 KH-1 引張側柱脚 割裂

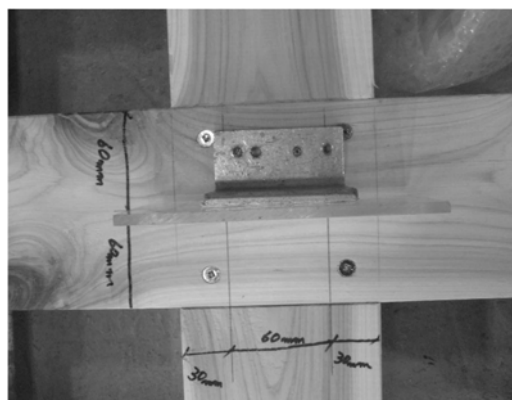


写真 3.3.16 KH-1 変位計の設置状況



写真 3.3.17 KH-1 変位計の設置状況



写真 3.3.18 部材解体状況

### ＜特性値一覧＞

試験結果の特性値一覧を表 3.3.2 に示す。最大耐力 $P_{max}$ の値が 50.8kN で格子壁としては、高耐力が得られた。

Ds 値は 0.52 となり、構造用合板による大壁耐力壁が 0.35 程度となるのに対して大きな値となっている。これは格子壁が塑性化せず弾性状態であったことが要因と考えられる。

表 3.3.2 耐力壁特性値一覧

試験体名	最大耐力 $P_{max}$ (kN)	終局耐力 $P_u$ (kN)	剛性 $K$ ( $10^3$ kN/rad)	塑性率 $\mu$	降伏点変形角 $\gamma_v$ ( $10^{-3}$ rad)	終局変形角 $\gamma_u$ ( $10^{-3}$ rad)	構造特性 $D_s$
KH-1	50.8	44.8	1.58	2.35	28.4	66.7	0.520

### <壁倍率評価>

各試験体の特性値から基準耐力 $P_0$ を算出した。その一覧を表 2.3.2 に示す。

$$P_0 = \min \left( P_y, 0.2P_u\sqrt{2\mu-1}, \frac{2}{3}P_{max}, P_{120} \right)$$

ここで、 $P_{120}$ ：みかけの変形角で  $1/120\text{rad}$  時の荷重値

各 1 体のみの試験であるため、ばらつきは考慮していない。

施工のばらつき等を考慮して定める壁倍率の低減係数 $\alpha$ は 1.0 としている。

許容耐力は、 $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$ と  $1/120\text{rad}$  時耐力がほぼ等しくなり、壁倍率評価で 9.3 倍という格子耐力壁としては高耐力が得られた。

表 3.3.3 壁倍率評価

試験体名	試験特性値 (kN)				壁倍率
	$P_y$	$0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$	$(2/3)P_{max}$	$P_{120}$	
KH-1	28.0	17.23	33.9	16.61	9.3

### <試験結果の考察>

荷重の上昇に対して、緩やかに変形が進み、 $1/15\text{rad}$  を超えても耐力低下を起こさない粘り強い性能を示した。試験体の加工精度がよく、相欠き仕口の剛性が効いていて、目視では仕口のめりこみ量が確認できなかった。つまり仕口での回転変形がほとんど生じていない状態である。仕口部のめりこみと、ビスのせん断変形で粘ることを想定していたのに対して、どの部位でエネルギー吸収したのか、試験立ち合い時点では理解できていなかったが、荷重変形曲線をグラフ化すると、柱脚の変形によってエネルギー吸収されていることが明らかとなった。試験写真からも柱脚を接合するビス接合金物のビスが、土台を持ち上げて、土台が割裂を生じていることが確認できる。ビスの引き抜きがこの試験では、耐力低下を生じずに粘り続けたことで結果的にエネルギー吸収の大きい結果となった。

Ds 値は 0.52 となる。構造特性係数 Ds 値は、告示において減衰性及び各階の靱性を考慮して定める値とあり、エネルギー吸収能力を評価した係数といわれている。試験で得られた  $Ds=0.52$  の値は、鉄筋コンクリート造ラーメン構造の  $Ds=0.3$  と比較すると大きい値である。したがって Ds をエネルギー吸収能力を示す指標とみなすと、格子壁は粘りが少ない結果となる。しかし荷重変形曲線の包絡線で囲まれる面積は大きいため、エネルギー吸収量は大きい。

たとえば文献(1)より  $45 \times 90$  の引張筋交いの実験値は  $\delta_v = 18.2\text{mm}$ ,  $\delta_u = 74.5\text{mm}$ ,  $P_u = 11.2\text{ kN}$  より、エネルギー吸収量  $E = (1/2)\delta_v \cdot P_u + (\delta_u - \delta_v) \cdot P_u = (1/2) \cdot 0.0182 \cdot 11.2 + (0.0745 - 0.0182) \cdot 11.2 = 0.73\text{ kN} \cdot \text{m}$ , Ds 値は 0.37, 壁倍率は 2.1 倍である。

また  $45 \times 90$  の圧縮筋交いの実験値は  $\delta_v = 33.3\text{mm}$ ,  $\delta_u = 116\text{mm}$ ,  $P_u = 10.9\text{ kN}$  より、エネルギー吸収量  $E = (1/2)\delta_v \cdot P_u + (\delta_u - \delta_v) \cdot P_u = (1/2) \cdot 0.0333 \cdot 10.9 + (0.116 - 0.0333) \cdot 10.9 = 1.08\text{ kN} \cdot \text{m}$ , Ds 値は 0.41, 壁倍率は 2.9 倍である。

それに対して格子壁の実験結果は  $\delta_v = 77.5\text{mm}$ ,  $\delta_u = 182\text{mm}$ ,  $P_u = 44.8\text{ kN}$  より、エネルギー吸収量  $E = (1/2)\delta_v \cdot P_u + (\delta_u - \delta_v) \cdot P_u = (1/2) \cdot 0.0775 \cdot 44.8 + (0.182 - 0.0775) \cdot 44.8 = 6.42\text{ kN} \cdot \text{m}$  となる。

エネルギー吸収量を  $45 \times 90$  のたすき筋かいと比較すると、 $6.42/(0.73+1.08)=4.61$  倍となる。

つまり壁倍率 5.0 倍(=2.1+2.9)評価の筋交い壁に対して格子壁は 4.61 倍のエネルギー吸収量を有する。格子壁は Ds 値が 0.52 であるため、Ds の定義からは筋交い壁よりもエネルギー吸収量は小さいと考えられるが、実際のエネルギー吸収量 5.0 倍相当の壁の 4.6 倍であるため、ここに Ds では評価しきれない問題点がある。

金物を使わない耐力壁は一般に明確な降伏点を示さないため、完全弾塑性モデル化したときの降伏変形角が大きくなり、塑性率 $\mu$ が小さくなることが理由と考えている。降伏変形角 $\gamma_v =$

0.0284 = 1/35 である。許容耐力時が 1/120rad に対して、降伏点変形角が 1/35 となる設定方法を改善することができれば、木造の性能をより正確に行えらと考える。

解決策としては、塑性率の定義を見直すこと。もうひとつはエネルギー吸収量で直接評価することである。

#### <計算値との比較>

ビスによる回転剛性を考慮した場合の、剛性で決まる許容耐力は壁倍率換算でが 2.8 倍、相欠き仕口を考慮した壁倍率換算が 9.5 倍である。実験値が 9.3 倍であるためほぼ実験値を予測できている。

### 3.3.3 スギ材による格子耐力壁の面内せん断試験

#### 3.3.3.1 試験体の設計

図 3.3.8 に試験図を示す。KH-1 試験体から樹種をスギに変更した以外の変更はない。柱は断面寸法 120×120mm のスギ製材、貫材は 120×120 のスギ製材を半割にし、柱を両側から挟み込み相欠き仕口としている。また離れ止めと乾燥収縮後の性能確保を目的にビス 8 本で交点を補強している。このビスは 4 本ずつ表と裏から位置をずらして施工している。挟み込んで接合している意図は、ビスが 2 面せん断接合となるようにして、接合強度を高める意図がある。乾燥状態で隙間がない状態では、相欠き仕口の嵌合接合が効いているが、乾燥して隙間が生じた場合は、剛性が大幅に低下する可能性が考えられたため、ビス接合のみで目標耐力を確保できる設計とした。桁は断面寸法 120×180mm スギ製材とし、土台は断面寸法 120×120mm のヒノキ製材とした。桁と壁柱は、柱と桁および土台は長ほぞ差しとして同じくビスで補強している。壁脚はホールダウン金物を取り付けると意匠上の問題があるため、土台とビス接合金物（短期許容耐力 20kN）で緊結した。

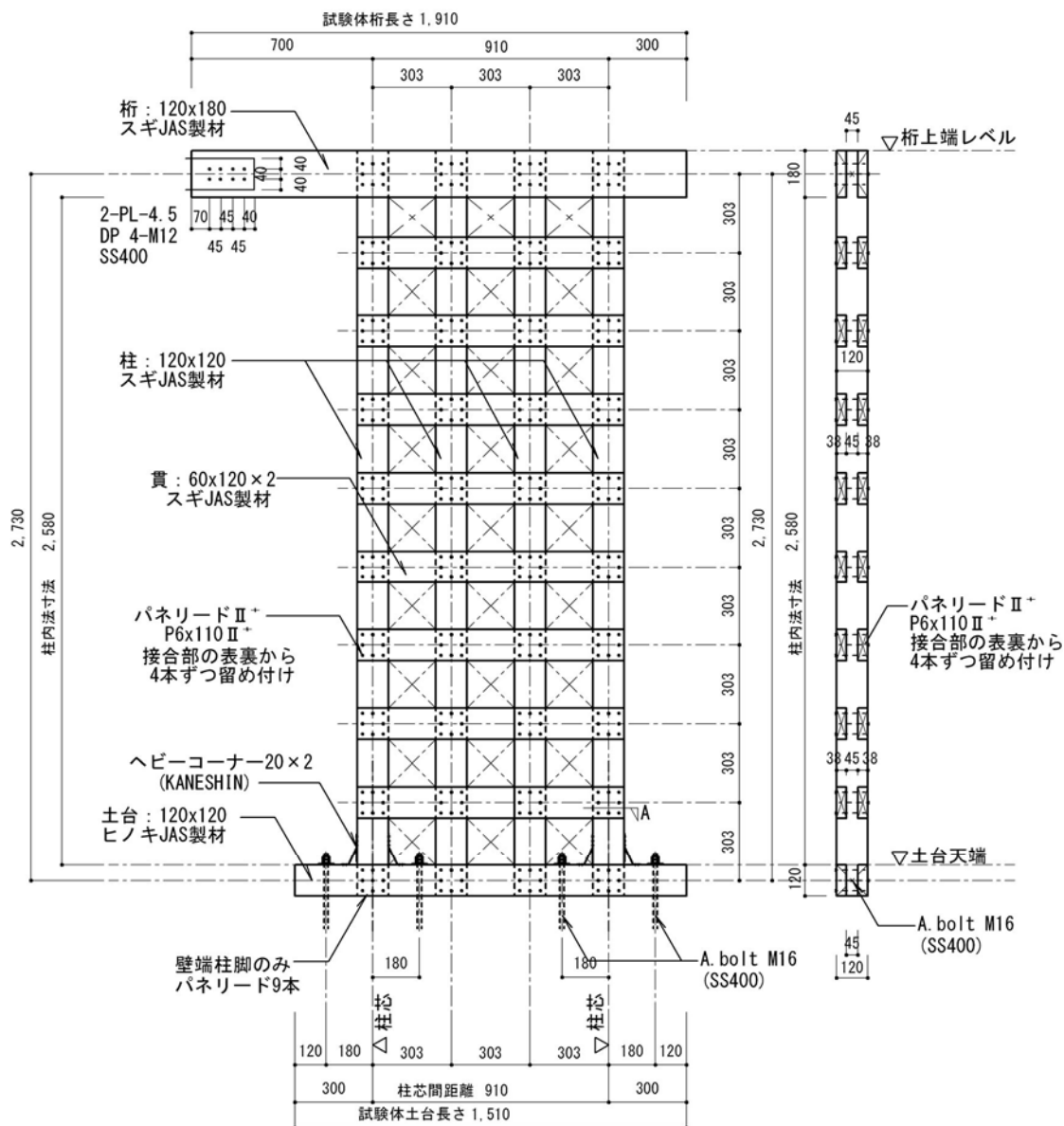


図 3.3.8 試験体 KS-1～KS3 概略 （単位 mm）

### 3.3.3.2 試験方法

試験方法および変位計配置は 3.3.2.2 と同じ仕様とした。

### 3.3.3.3 試験結果

#### <試験体 KS 荷重—変形角曲線>

荷重の上昇に対して、緩やかに変形が進む結果となった。KS-1 は $50 \times 10^{-3}\text{rad}$  付近から、荷重が低下を始めた。土台の割裂など主に柱脚接合部の破壊が進行していることが観察された。KS-2 は $27.9 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時に引張柱が引張破壊した。KS-3 は $58.7 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時に柱脚接合部でせん断破壊した。相欠き仕口の剛性はヒノキ試験体同様に効いており、目視では仕口のめりこみ量はわずかに確認できる程度であった。ただし初期剛性がヒノキ試験体に対して、 $1.05/1.58=0.665$  倍となり 33%程度剛性が低い結果となった。縦弾性係数はヒノキが $E = 9,000\text{N/mm}^2$ に対してスギが $E = 7,000\text{N/mm}^2$ の値が採用されるが、 $7,000/9,000=0.78$  となり、その比以上の影響が確認された。真とみかけの変形角曲線から、ヒノキ試験体に対して柱脚接合部の変形割合は小さい結果となっている。

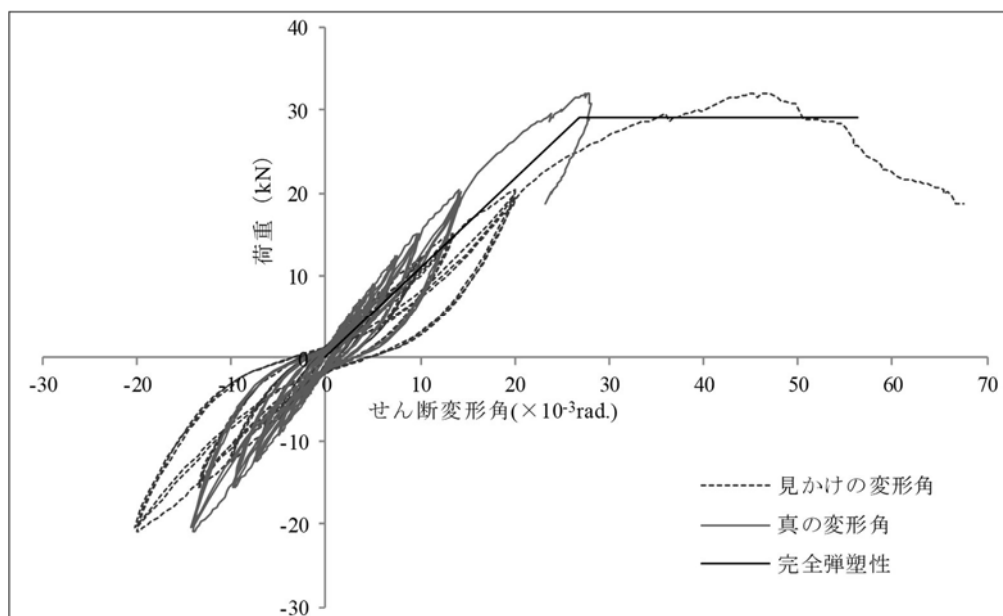


図 3.3.9 KS-1 の荷重変形角曲線図



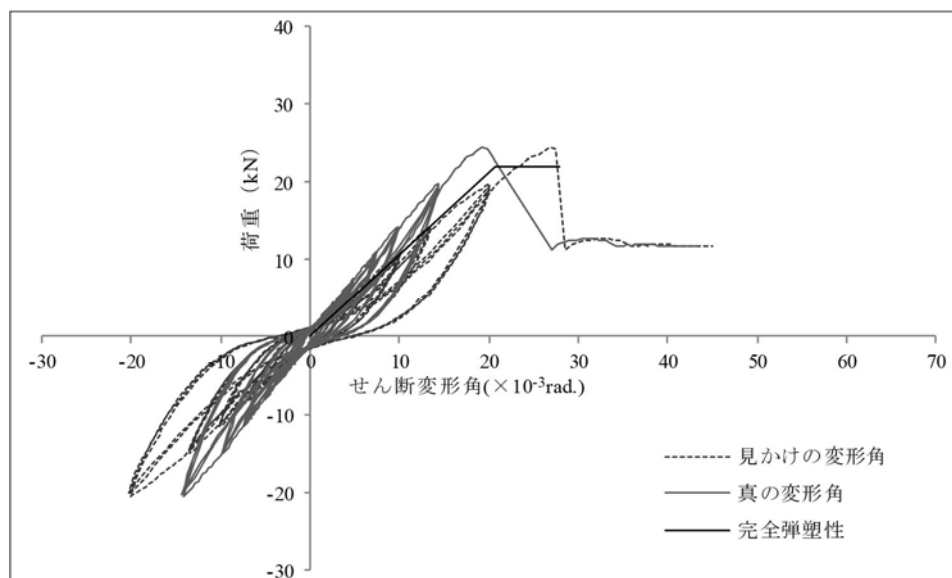


図 3.3.10 KS-2 の荷重変形角曲線

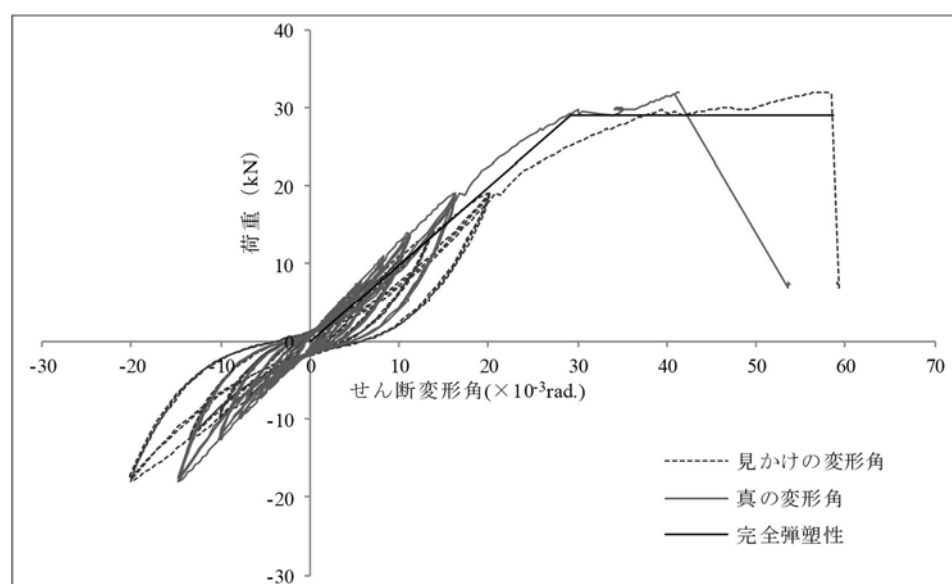


図 3.3.11 KS-3 の荷重変形角曲線

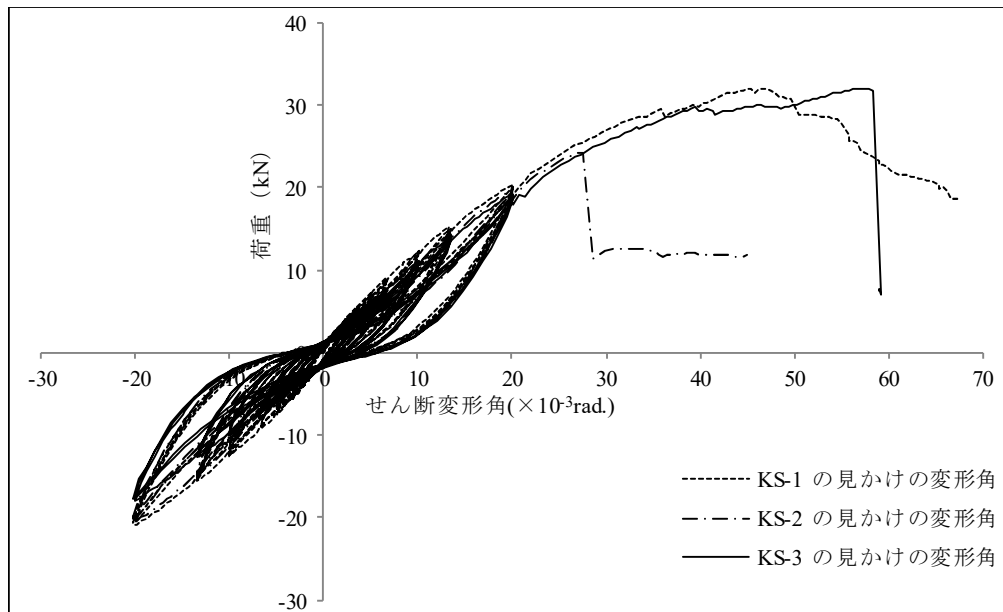


図 3.3.12 KS-1~KS-3 の見かけの荷重変形角曲線

### ＜試験体 KS-2 写真＞

試験体写真とその考察を示す。

写真 3.3.19：試験体 KS-2 の加力前の状況を示す。

写真 3.3.20：加力後の状況を示す。せん断変形角が  $1/36\text{rad}$  に達した時点で柱が引張破壊を生じて耐力低下した。最大荷重  $P_{\max}=24.3\text{kN}$  である。

写真 3.3.21：壁脚の加力後の状況を示す。柱脚が持ち上がり土台に割裂が生じている。引張柱が持ち上がりほぞが見えている。圧縮側柱には土台のめりこみが確認された。

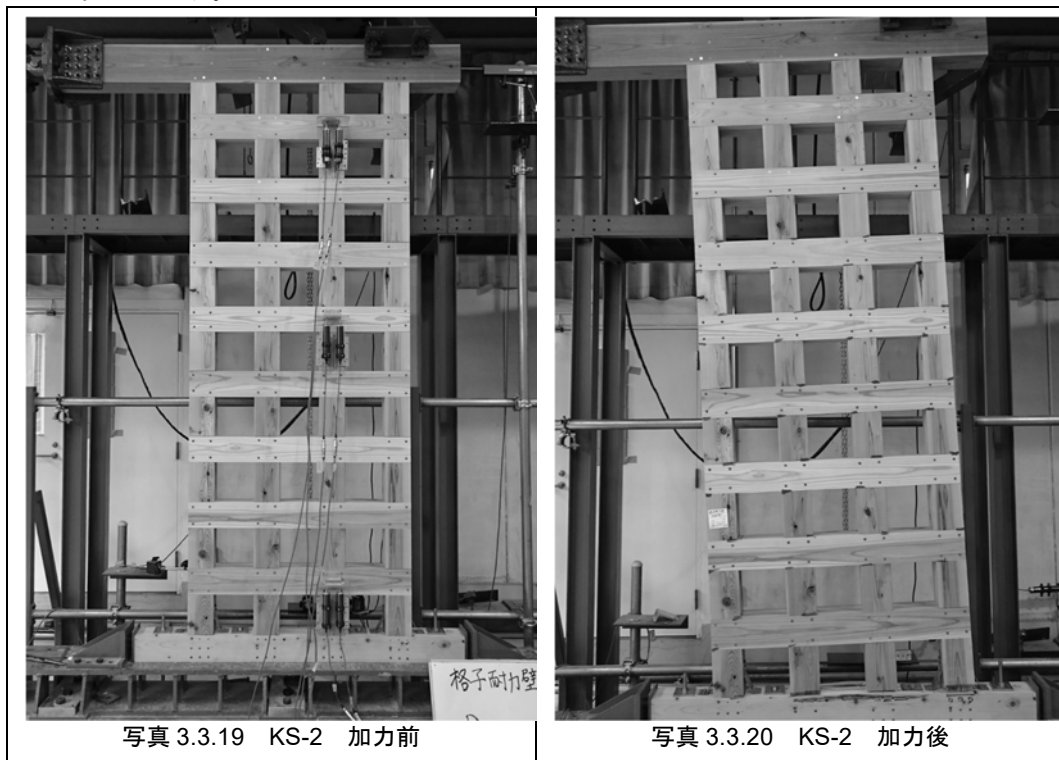
写真 3.3.22：引張側柱脚を示す。引張力に対して柱が引張破壊した。貫との接合部で柱を欠きこんでいたが、その断面欠損部分から破壊を生じていることが確認された。

写真 3.3.23：引張側柱脚の側面を示す。側面から観察すると、ビス接合部から柱がせん断破壊したようにも見える。その点を結果の考察で検証結果を示す。ヒノキ試験体 KH で確認されたような土台の割裂はまだ生じていない。スギの耐力が低かったため、土台に割裂を生じる以前に柱が破壊したためである。

写真 3.3.24：引張側柱脚の側面の側面を示す。ビス接合金物から 2 列のせん断破壊面が確認された。

写真 3.3.25：壁頭の加力後の状況を示す。損傷は確認されなかった。

写真 3.3.26：格子接合部の加力後の状況を示す。わずかにめりこみが生じていることが確認された。格子部分は弾性状態だったと考えられる。写真 3.2.11：試験体 MH-0 の加力前の状況を示す。



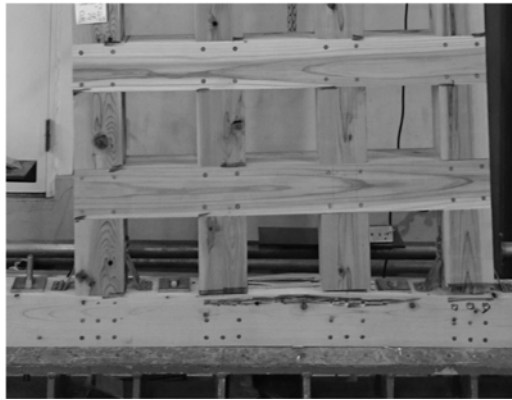


写真 3.3.21 KS-2 壁脚 加力後



写真 3.3.22 KS-2 引張側柱脚

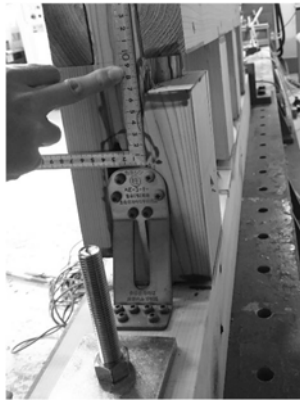


写真 3.3.23 KS-2 引張側柱脚 側面



写真 3.3.24 KS-2 引張側柱脚



写真 3.3.25 KS-2 壁頭



写真 3.3.26 KS-2 格子接合部

### ＜試験体 KS-3 写真＞

試験体写真とその考察を示す。

写真 3.3.27：加力後の状況を示す。せん断変形角が  $1/17\text{rad}$  に達した時点で柱が引張破壊を生じて耐力低下した。最大荷重  $P_{\max}=32.0\text{kN}$  である。

写真 3.3.28：壁脚の加力後の状況を示す。柱脚が持ち上がり土台に割裂が生じている。引張柱が持ち上がりほぞが見えている。圧縮側柱には土台のめりこみが確認された。

写真 3.3.29：引張側柱脚を示す。引張力に対して柱が引張破壊した。貫との接合部で柱を欠きこんでいたが、その断面欠損部分から破壊を生じていることが確認された。

写真 3.3.30：引張側柱脚の側面を示す。KS-2 と柱脚金物を取り付ける位置を変えている。ビス接合金物を柱の両側に取り付けているが、ビスの位置をずらすことで、せん断面が重ならないようにし、せん断耐力を改善することを意図した。KS-2 に対して最大耐力が 1.33 倍となっているため、金物位置をずらすことは効果があった可能性がある。

写真 3.3.31：壁頭の加力後の状況を示す。KS-2 と同じく損傷は確認されなかった。



写真 3.3.27 KS-2 加力後

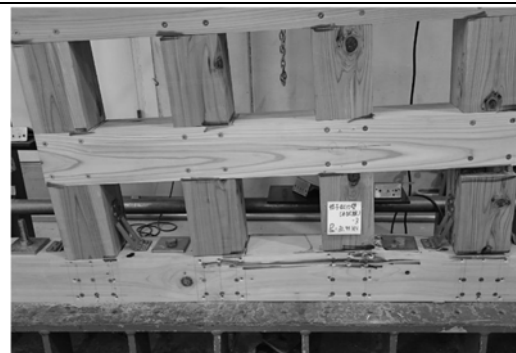


写真 3.3.28 KS-3 壁脚 加力後



写真 3.3.29 KS-3 引張側柱脚 加力後



写真 3.3.30 KS-3 柱引張破壊 側面



写真 3.3.31 KS-3 壁頭 加力後

### <特性値一覧>

試験結果の特性値一覧を表 3.3.3 に示す。最大耐力 $P_{max}$ の値は 29.4kN(平均値)となった。試験体 KH の 50.8kN に対して 58%に耐力が低下した。

Ds 値は 0.635(平均値)となり、構造用合板による大壁耐力壁が 0.35 程度となるのに対して大きな値となっている。これは格子壁が塑性化せず弾性状態であったことが要因と考えられる。

表 3.3.4 耐力壁特性値一覧

試験体名	最大耐力 $P_{max}$ (kN)	終局耐力 $P_u$ (kN)	剛性 $K$ ( $10^3$ kN/rad)	塑性率 $\mu$	降伏点変形角 $\gamma_v$ ( $10^{-3}$ rad)	終局変形角 $\gamma_u$ ( $10^{-3}$ rad)	構造特性 $Ds$
KS-1	32.0	29.1	1.08	2.09	26.9	56.2	0.560
KS-2	24.3	22.1	1.07	1.35	20.6	27.9	0.767
KS-3	32.0	29.0	0.992	2.00	29.3	58.7	0.577
平均	29.4	26.7	1.05	1.82	25.6	47.6	0.635

### <壁倍率評価>

各試験体の特性値から基準耐力 $P_0$ を算出した。その一覧を表 3.3.5 に示す。

$$P_0 = \min \left( P_y, 0.2P_u\sqrt{2\mu-1}, \frac{2}{3}P_{max}, P_{120} \right)$$

ここで、 $P_{120}$ ：みかけの変形角で 1/120rad 時の荷重値

施工のばらつき等を考慮して定める壁倍率の低減係数 $\alpha$ は 1.0 としている。

試験結果の特性値一覧を表 3.3.3 と表 3.3.4 に示す。壁倍率評価で平均値で 4.2 倍が確認された。許容耐力は 1/120rad 時の耐力かまたは $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$ で決まっている。柱が引張破壊を生じなかった KS-1, KS-3 で $P_u$ の値は 29.1kN である。ヒノキ試験体の $P_u = 44.8$ kNに対して 0.65 倍となる。したがって耐力および剛性ともに、ヒノキ試験体に対して 33%程度低下する結果が確認された。

試験体名	試験特性値 (kN)			
	$P_y$	$0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$	$(2/3)P_{max}$	$P_{120}$
KS-1	17.1	10.39	21.3	10.63
KS-2	14.0	5.76	16.2	9.23
KS-3	17.2	10.07	21.3	9.36
平均	16.1	8.74	19.6	9.74
標準偏差	1.81	2.59	2.95	0.77
変動係数	0.112	0.296	0.151	0.079
ばらつき係数	0.947	0.861	0.929	0.963
基準耐力 (kN/m)	15.27	7.52	18.2	9.38
壁倍率	4.2			

表 3.3.5 壁倍率評価

#### <試験結果の考察>

格子耐力壁の柱と貫の接合部は変形性能を発揮したが、柱材の引張破壊と柱脚接合部のせん断と割裂による複合的な破壊が生じたため、壁の変形性能は本来の性能を発揮できない結果となった。柱の有効断面積×杉の引張基準強度  $45 \times 120 \times 13.5 = 72.9\text{kN}$  となる。これに対して試験体 KS-2 の  $P_{\max}=24.3\text{kN}$  に達した時点で柱に生じている引き抜き力は  $24.3 \times 2.73/0.91 = 72.9\text{kN}$  となる。一致する結果となっている。端部柱の有効断面積を小さくなっていたことが要因であり、事前に計算をしておけば、回避できた要因であった。したがって、実際にこの格子壁を設計で採用する場合は、端部柱への相欠き仕口の断面欠損を小さくして引抜き耐力を確保すること、および柱脚接合部をせん断破壊の生じないホールダウン金物等に変更することで、本試験での脆性破壊を防止することが可能と考える。

### 3.3.4 まとめ

120×120mm の製材を 303mm 間隔で格子に組んだ格子耐力壁の設計を行い面内せん断試験を実施した。試験体数は、ヒノキ製材による試験体(KS)を 1 体、スギ製材による試験体(BS)を 3 体とした。

耐力壁の特徴は、貫を半割にし、柱を挟み込むことでビス接合することにより、相欠きによる嵌合効果とビスの 2 面せん断効果を生み、剛性を確保していることである。ビスを併用した理由は、乾燥収縮により材が収縮した場合、嵌合接合部の剛性が大幅に低下することが懸念されたためである。したがって、設計上はビスのみで耐力が確保できることを目標とした。

①試験体 KH は、 $P_{max}=50.8\text{kN}$ 、見かけの変形角で  $1/15\text{rad}$  に達しても耐力低下しない結果を確認した。許容耐力は、みかけの変形角が  $1/120\text{rad}$  時の耐力が最小値となり、 $16.6\text{kN}$  となった。

壁倍率換算の耐力を算出した結果は、9.3 倍となった。ただし施工のばらつき等を考慮して定める低減係数  $\alpha$  は 1.0 としている。

②試験体 KH は、 $1/15\text{rad}$  まで変形しても耐力低下せず高い変形性を示したが、真のせん断変形角とみかけのせん断変形角を比較すると、柱脚接合部の土台の割裂による変形量が大きく、格子壁そのものは弾性状態と考えられた。本来の性能を確認するには、柱脚を補強して浮き上がりをとめる必要がある。

③試験体 KS-1 は、 $P_{max}=32.0\text{kN}$ 、見かけの変形角で  $1/17.8\text{rad}$  に達した時点で柱脚接合部で柱がせん断破壊を生じて耐力低下した。許容耐力の値は  $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$  が最小値となり、 $10.4\text{kN}$  が確認された。

④試験体 KS-2 は、 $P_{max}=23.9\text{kN}$ 、見かけの変形角で  $1/35.8\text{rad}$  に達した時点で柱脚接合部で柱がせん断破壊を生じて耐力低下した。許容耐力の値は  $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$  が最小値となり、 $5.76\text{kN}$  が確認された。

⑤試験体 KS-3 は、 $P_{max}=32.0\text{kN}$ 、見かけの変形角で  $1/17\text{rad}$  に達した時点で柱脚接合部で柱がせん断破壊を生じて耐力低下した。許容耐力は、みかけの変形角が  $1/120\text{rad}$  時の耐力が最小値となり、 $9.36\text{kN}$  となった。

⑥試験体 KS は、3 体のばらつきを考慮して壁倍率換算の耐力を算出した結果は、4.2 倍となった。ただし施工のばらつき等を考慮して定める低減係数  $\alpha$  は 1.0 としている。

⑦スギ試験体は、荷重の上昇に対して、緩やかに変形が進む結果となった。KS-1 は  $50 \times 10^{-3}\text{rad}$  付近から、荷重が低下を始めた。土台の割裂など主に柱脚接合部の破壊が進行していることが観察された。KS-2 は  $27.9 \times 10^{-3}\text{rad}$  時に引張柱が引張破壊した。KS-3 は  $58.7 \times 10^{-3}\text{rad}$  時に柱脚接合部でせん断破壊した。

相欠き仕口の剛性はヒノキ試験体同様に効いており、目視では仕口のめりこみ量はわずかに確認できる程度であった。

⑧スギ試験体は、初期剛性がヒノキ試験体に対して、 $1.05/1.58=0.665$  倍となり 33%程度剛性が低い結果となった。縦弾性係数はヒノキが  $E=9,000\text{N/mm}^2$  に対してスギが  $E=7,000\text{N/mm}^2$  の値が採用されるが、 $7,000/9,000=0.78$  となり、その比以上の影響が確認された。

真とみかけの変形角曲線から、ヒノキ試験体に対して柱脚接合部の変形割合は小さい結果となっている。

⑨柱が引張破壊を生じなかった KS-1、KS-3 で  $P_u$  の値は  $29.1\text{kN}$  である。ヒノキ試験体の  $P_u=44.8\text{kN}$  に対して 0.65 倍となる。したがって耐力および剛性ともに、ヒノキ試験体に対して 33%程度低下する結果が確認された。

⑩相欠き仕口の剛性が大きく、接合部が弾性状態であり、柱脚接合部で破壊する結果となった。格子耐力壁でも、終局耐力に対する保証設計が必要なが確認された。またエネルギー吸収部位を分散するには、接合部を固め過ぎたと考えらる。



## 第4章 開発耐震部材の適用

#### 4.1 CLT 耐力壁を採用した建物の設計例(ウッドエナジー協働組合新オフィス新築工事)

### 4.1.1 建物概要

建物は3階建て、延面積が990 m<sup>2</sup>のオフィスである。平面形状は外周フレームと内部コアフレームに耐震要素を配置する形式としており、回廊型の空間を特徴としている。

#### 4.1.2 耐震設計方針

ウッドエナジー協働組合新オフィスは、CLT 実証補助事業であるため、CLT の有効活用を考  
えて設計を行った。建物着工時点では、材料強度が告示化されていない状況であったため、CLT  
に鉛直荷重を負担させる場合には大臣認定取得が必要であった。大臣認定を取得するためには、  
実験費用および大臣認定取得費用の施工コスト負担が大きくなることが想定された。また塑性  
変形により地震エネルギー吸収することを考えた場合、接着パネルを採用するとパネルが回転  
変形し、エネルギー吸収する部位が端部に集中するため、在来軸組工法に比べて変形性能確保  
が難しい(図 1,図 2)。耐力壁端部に大きな変動軸力を生じるが、CLT はラミナがクロスして構  
成されるため、繊維直交方向のラミナの影響を考慮する必要があり、局所的な応力集中に対し  
て高耐力を確保することが困難なことも想定された。そのため、本建物では、大臣認定取得を  
回避するための消極的な理由ではなく、CLT の特性を活かして高い耐震性能を確保すること  
を目的に在来軸組工法に採用した。

#### 4.1.3 耐力壁の目標性能

耐力壁を集約配置した場合に耐力壁に必要な耐力は、壁倍率換算で 15 倍となった。そのため高耐力でかつ高靱性を確保することを目標に本論 2.2 の耐力壁を開発し建物に配置した。

#### 4.1.4 構造計画

- ①回廊形の平面形状を実現させるため、外周と内部 コアに集約して耐力壁を配置
- ②外周フレームと内部フレームに集成板を架ける。1 方向スラブであるため、繊維直交層を含む CLT は採用せず集成板とした。
- ③内部コアから設備配管による梁貫通が存在するため内部コアの梁を鉄骨梁とした。

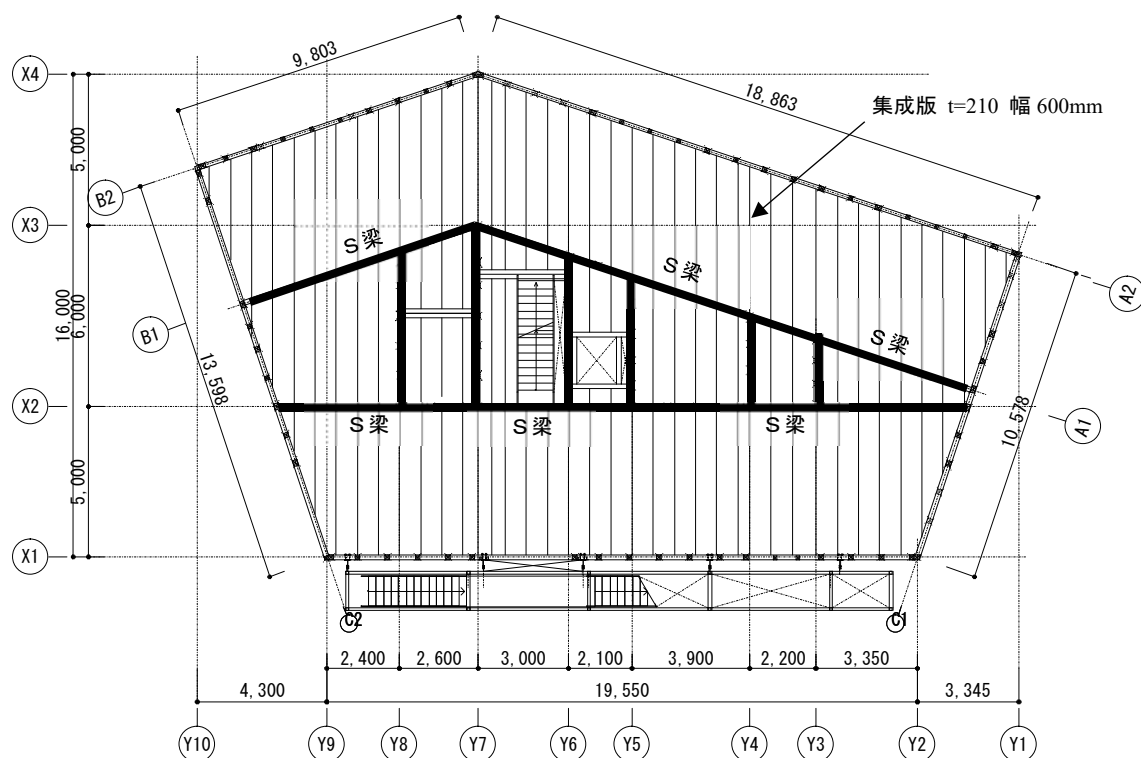


图 4.1.1 2 階伏図

図 4.1.2 軸組図

#### 4.1.5 接合詳細図

本論 2.2 で開発した耐力壁の性能を確保するための、柱脚接合部を設計した。特徴は次のようである。①偏心座金を採用し施工精度を吸収 ②引きボルト降伏耐力<柱せん断耐力 ③支圧プレートにより柱側面の支圧接合により、水平せん断力をベースプレートに伝達し、アンカーボルトを介して基礎に伝達 ④ベースプレートの補強プレート ⑤圧縮力は直接柱小口からベースプレートに伝達

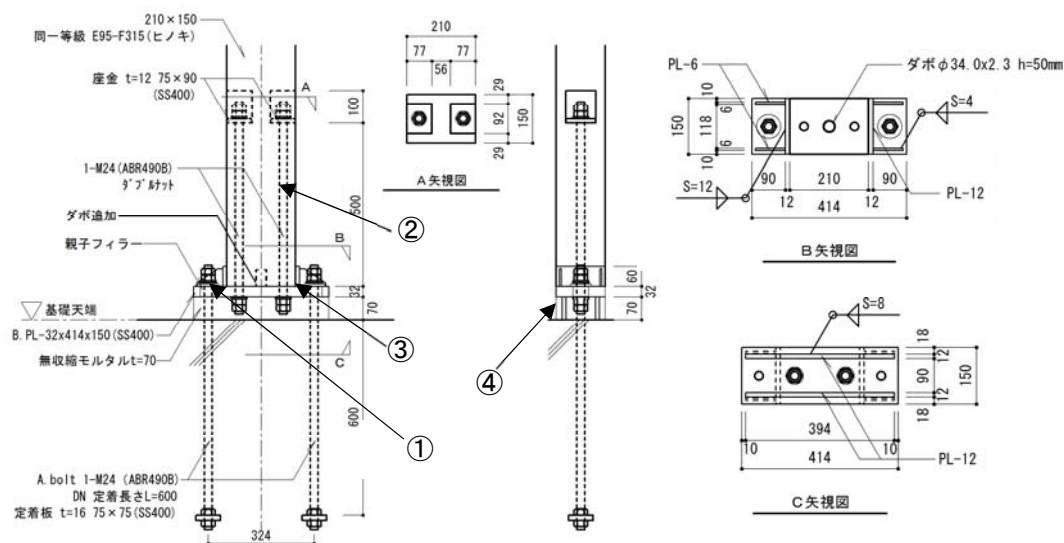


図 4.1.3 柱脚詳細図

#### 4.1.6 構造体の写真



写真 4.1.1 建て方写真



写真 4.1.2 建て方時内観写真

## 4.2 エネルギー吸収部位分散型設計手法による4階建て建物の設計例

### 4.2.1 はじめに

現在、3階を超える4階建ての建築物は、鉄筋コンクリートまたは鉄骨で建設されているが、構造性能、耐火性能が進歩したことで、木造で建設することが可能になった。ただし現状は、構造上の課題がいまだ多く、4階建ての建設数は少ない。

そこで木造在来軸組工法による4階建て耐火構造の構造設計を行い、構造上の課題を解決して建設した実例を示す。本論で示した耐力壁についての靱性保証設計とエネルギー吸収部位分散設計が、耐力壁にとどまらず今後建物全体に拡張することが有効であることを実例で示す。

木材は軽量で環境性能に優れる。コンクリートに比べて重量が1/4程度であるため、木造は鉄筋コンクリート造に比べて、地盤にかかる荷重および建物に生じる地震力、建設時と解体時に必要なエネルギーがそれぞれ低減できる。またプレファブ化することで、建て方日数も短縮できる。持続可能な社会に向けて、多層木造の耐震設計法の研究は今後重要である。

### 4.2.2 建物概要

工事名称：(仮称)ハセベ木4:ビル

建築場所：東京都荒川区西日暮里1丁目3309番9,10

階数：4階建て 延面積：216㎡

建物高さ：12.3m 軒高さ：11.43m

仕上げ：屋根：露出防水+構造用合板 t24 外壁：ALC37mm+透湿防水シート+石膏ボード21+構造用合板 t12×2 内壁：石膏ボード21×2+構造用合板 t12×2  
床：フローリング+石膏ボード t21×2+構造用合板 t24  
天井：石膏ボード21×2

### 4.2.3 構造計画

#### 4.2.3.1 構造設計方針

今後4階建てを継続して建設していくために、特殊な技術で建設した特殊解ではない、汎用的技術によって建設可能な一般解となる構造を目指した。主要な方針を以下に示す。

①木造住宅用の技術で建設する。大断面集成材、鉄骨制作金物は可能な限り使用しない。

②壁許容耐力の合計値と地震時層せん断力を比較することで、耐震安全性を確認する住宅と同様の計算法を採用する。立体増分解析の必要な高耐力筋交い、ラーメン構造は採用しない。

③構造計算ルートはルート2を選択し、確認審査期間の短縮化を目指す。

④高耐力壁、高耐力接合部など、構造実験による確認が必要な特殊技術を可能な限り使用しないことで一般工法を目指す。

#### 4.2.3.2 構造上の課題

4階建ては3階建て木造住宅に比べて、1層増えること、および耐火構造とするために仕上荷重も増加することから、建物重量と建物に生じる地震力が増加する。1階の層せん断力で比較すると1.5倍程度になる。そのため耐力壁および耐力壁端部の柱脚接合部には1.5倍程度の高強度が必要になるが、住宅用の告示で定められた耐力壁と一般流通している接合金物では耐力が不足することから、高耐力壁、高耐力接合金物を開発することが検討された。ただし特殊な金物を開発するには構造実験費用、金物制作費用、特殊加工費用が大きな負担になり、また柱、梁も接合部での耐力確保のため住宅用の流通材では断面が不足し、大断面集成材を使用する必要が生じる。また高強度な筋交いや、ラーメン構造を採用するには、建物の靱性を確認するため、構造計算で立体増分解析が必要になり設計難易度が高くなる。そして確認審査では、高耐力壁、ラーメン構造を採用した設計は一般化されていないため、技術的な判断が難しく、審査期間の長期化が懸念された。

#### 4.2.3.3 構造上の特徴

構造上の課題をクリアするために考案した本建物の特徴を以下に示す。

①2重壁構造（8倍×2＝16倍）による高耐力壁

②耐力壁の市松配置による地震時柱軸力の低減

③高強度の靱性に配慮した柱脚金物

④住宅用の中断面集成材と、接合金物の採用

技術的な課題に対して、新工法を開発するのではなく、既存の技術と本論で示したエネルギー吸収部位を分散する設計手法と、変形性能を確保する設計手法を建物の構造計画に発展し、耐震性を確保することを試みた。

## ＜2重壁構造＞

厚さ 12mm の構造用合板を両面張りした真壁形式の合板耐力壁を並べて配置した構造のことを、2重壁構造と呼ぶ。壁の構成を図 4.4 に、平面上の耐力壁配置を図 4.5 に示す。1重で壁倍率 8 倍の耐力を 2重に配置することで、16 倍相当の高耐力壁と同等の耐力を確保することを考案した。特徴として以下の利点が考えられる。

①合板を接合する釘に必要なせん断耐力が 1重の高耐力壁に対して半分でよいから、CN65@75、1列配置で要求性能を満足した。そのため釘を 2列にするなど密に配置することが不要で、釘接合部での割裂等脆性破壊を生じる危険性が低くなる。

②耐力壁の端部に生じる地震時の変動軸力が分散される。高耐力壁では端部柱に生じる引抜き力が大きくなり接合部の負担が大きいが、2重壁とすると、単純に柱が 2 本になり引き抜き力が半分に分散されることから、住宅用の中断面集成材 120×180mm で設計が可能となった。

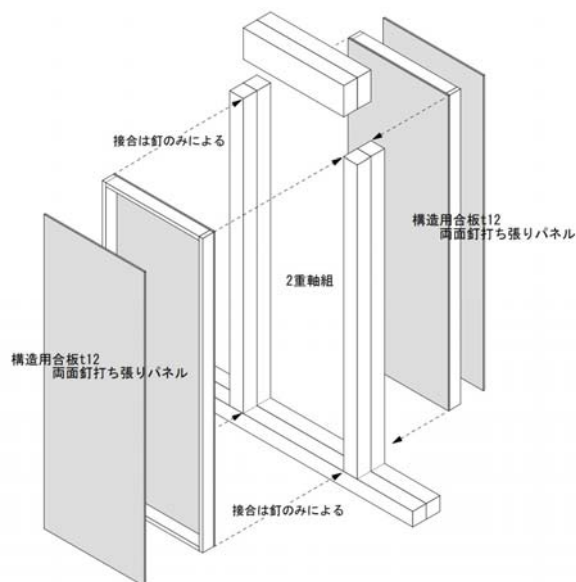


図 4.2.1 重壁の構成

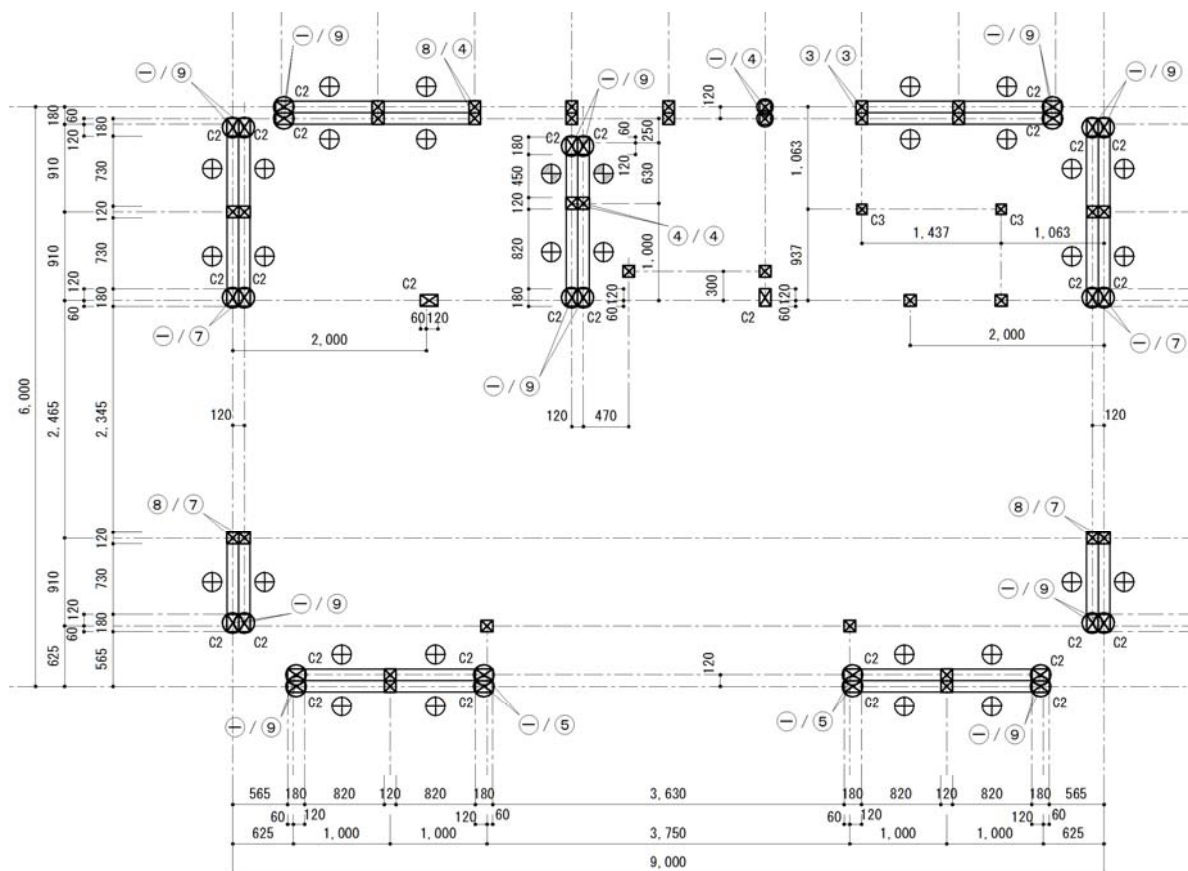


図 4.2.2 耐力壁伏図



### ＜耐力壁の市松配置＞

一般に耐力壁は連層配置とされるが、上層耐力壁端部に生じる引抜き力が下階に加算され、1階柱脚の引張力が大きくなる。4階建ての場合は4層分の引抜き力が累加されることから、引張力の分散に有効な市松配置を採用した。これにより1階柱脚に生じる引張力が分散し、建物保有耐力時の引き抜き力に対して、1階柱脚接合部の保証設計が可能になっている。また1～2階柱を平角材の通し柱  $120 \times 180\text{mm}$  とすることで、高耐力が必要な制作金物を1階の柱脚のみとし、その他は住宅用金物で接合することを可能とした。柱を平角材とすることは1階に入力される地震エネルギーを2階に分散することも意図している。

また意匠設計から建物隅部に柱を設けず、開口とすることでデザインの可能性を拡げる提案があった。この提案により斜め方向地震力に対して生じる隅柱の引抜き力が分散される効果と、隅柱の柱脚金物の納まりが改善を得られるため、隅部の柱を建てない設計とした。

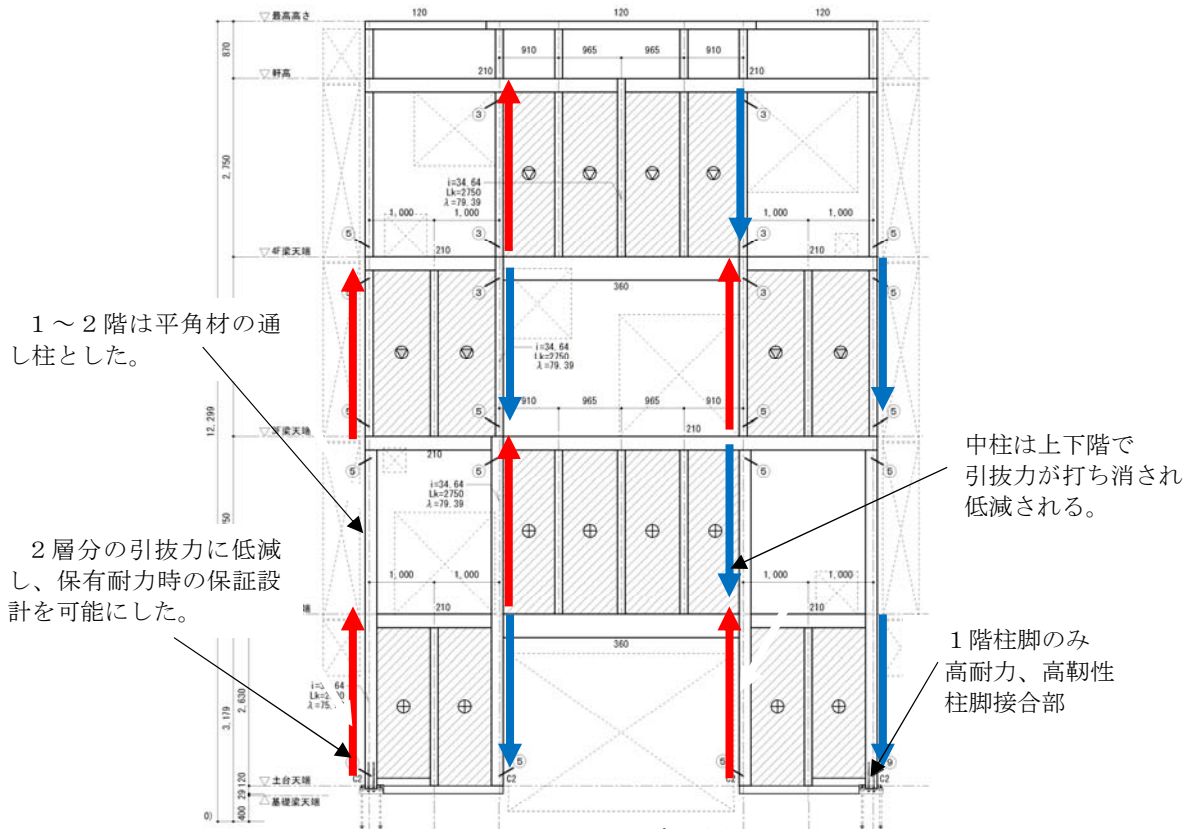


図 4.2.3 耐力壁の市松配置

### ＜1階柱脚金物の設計＞

靱性を確保するため耐力壁は、大地震時に脆性破壊する筋交いではなく、真壁形式合板耐力壁を採用した。本論 2.4 の耐力壁と同様に受材を介して柱、梁および土台に面材を釘接合するため、梁および土台に割裂を生じる可能性が大壁形式よりも低い。壁端部柱接合部は、建物が必要保有水平耐力に達する時点まで降伏しない設計とするため、1階柱脚の接合金物は、短期許容耐力  $100\text{kN}$ /箇所の耐力を確保し、かつ合板耐力壁が降伏後に耐力上昇した場合に柱脚で脆性破壊することがないように、アンカーボルトが先行降伏して靱性を確保する設計とした。柱脚は、柱  $120 \times 180\text{mm}$  (カラマツ集成材) にラグスクリューボルト径  $25\text{mm}$ 、長さ  $500\text{mm}$  を2本配置し、これとベースプレートを高力ボルト M12(F10T) で一体としている。そしてベースプレートを、アンカーボルト 2 - M16(SNR490B) で基礎に緊結している。アンカーボルトの降伏耐力に対して、ラグスクリューボルトおよび高力ボルトの終局強度、ベースプレートの降伏耐力の計算値に余裕を持たせている。柱脚の引張試験を実施し、短期基準接合耐力で  $116\text{kN}$ 、最大耐力で  $187\text{kN}$  を確認した。



写真 4.2.1 柱脚試験写真

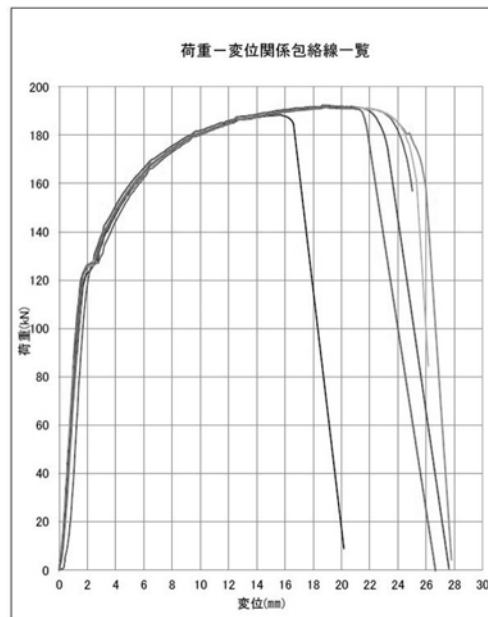


図 4.2.4 荷重-変位関係

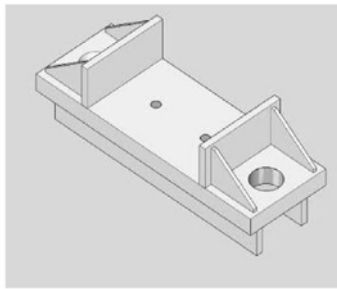


図 4.2.5 金物形状図

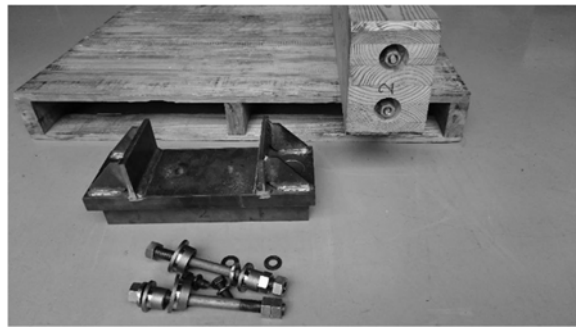


写真 4.2.2 金物写真

#### 4.2.4 構造計算

##### 4.2.4.1 構造計算ルート

構造計算ルートはルート 2 を選択した。高耐力筋交い、またはラーメン構造を採用する場合、立体増分解析により層の荷重-変形曲線を算出し、 $D_s$  値を計算する必要がある。それに対して合板耐力壁による構造は、ツーバイフォー工法と同様に壁の終局耐力を合計することで保有耐力を算出可能である。また短期許容耐力に、 $0.2P_u / D_s$  の値が考慮されていることで、靱性も確保されている。したがって、本建物は許容応力度等計算のルート 2 で安全性を確認できると判断した。合板耐力壁を採用すること、立体増分解析は行う必要がないため、構造計算は壁の許容耐力の合計値と地震層せん断力を比較する文献 17 の方法で行った。

##### 4.2.4.2 4 階建ての場合に配慮したポイント

###### <耐力壁の境界梁の設計>

文献 17 では、境界梁による曲げ戻しによる地震時柱引抜力の低減効果が示されている。ただしこれは 3 階建ての住宅を対象とした設計指針であるため、境界梁の検討を行った。検討の結果、必要梁せいが住宅用流通材のサイズで不足したため、境界梁による柱軸力の低減は考慮しない設計とした。

###### <柱脚の設計>

柱脚に靱性がない場合、壁が終局耐力まで粘り続けた場合、最終的に柱脚で先行破壊してしまう可能性がある。そのために柱脚金物の接合にはホールダウン金物ではなく、靱性が担保されたアンカーボルト SNR490B が先行降伏するように設計した接合金物を用いた。

###### <耐力壁の計算>

耐力壁は文献 17 に示されている鋼板耐力壁の計算法により耐力を算出している。この計算法により釘配列と合板形状から耐力、および釘の弾塑性特性からそれぞれの壁耐力を算出した。

###### <2 重耐力壁の設計>

2 重耐力壁は、1 体とはみなさずに 2 枚の壁として計算で考慮した。壁間に生じる保有水平耐力時の移行せん断力を伝達できるように、桁同士を構造用ビスで一体とした。壁同士の柱は一体としていない。

#### 4.2.5 まとめ

本論で述べた靱性保証設計とエネルギー吸収部位分散設計を建物全体に拡張し、特殊解ではない普及型の 4 階建て木造を目指し、工法開発および構造設計を行った。その結果、特殊な接合金物は 1 階柱脚のみとすることができ、木材加工、建て方まで住宅用の技術で建設可能なことを示した。建て方は 3 日で終了し工期短縮効果を確認した。鉄筋コンクリート造の 4 階建てが上棟まで 90 日程度要するのに対して、1/30 程度に短縮できることはコスト及び環境負荷の低減効果として十分である。大断面部材や特殊な接合金物、加工を採用しなかったで、建て方に大型の重機が必要なく、施工が効率的に行えたことも、工期短縮につながっている。



#### 4.2.6 竣工写真および工事写真



## 第 5 章 結論

### 5.1 変形性能を確保した高耐力壁の開発と設計手法について

2.1 において面材耐力壁の靱性保証設計について示した。

2.2 において LVL 耐力壁の試験体設計と面内せん断試験結果を示し、中大規模木造で有効な壁倍率換算で 12.5 倍の耐力を確認した。3 体中 1 体が柱の引張破壊により脆性破壊を生じたが、これは終局耐力に対して柱の保証設計が行われていなかったことが原因であり、保証設計の重要性が確認された。また面材耐力壁に特徴的な、柱および桁、土台の割裂破壊等が確認され、終局時応力に対する耐力の確保に加えて、変形追随性が必要であることが確認された。

短期許容耐力に対して終局耐力(平均値)は 3.03 倍となった。

2.3 において CLT 面材を用いた耐力壁について終局時の靱性保証設計を適用した設計と面内せん断試験結果を示した。幅 1.0m の試験体は 3 体とも壁倍率換算で 19 倍を超える高耐力と、1/20rad 以上の十分な変形性能を示した。幅 1.5m の試験体は壁倍率換算で 13.5 倍の高耐力と、1/15rad 以上の十分な変形性能を示した。これにより保証設計の有効性が明らかになった。

幅 1.0m の試験体で 1 体のみ柱脚引きボルト接合部でせん断破壊する結果が確認された。保証設計における塑性耐力に対する余裕度が重要であることも確認された。

幅 1.0m の試験体で短期許容耐力に対して終局耐力(平均値)は 2.71 倍となった。

幅 1.5m の試験体で短期許容耐力に対して終局耐力(平均値)は 2.80 倍となった。

2.4 において厚物合板を用いた高耐力壁について靱性保証設計を適用した設計と面内せん断試験結果を示した。3 体のばらつきを考慮した値で、18.9 倍の高耐力と、1/20rad 以上の十分な変形性能が確認され保証設計の有効性が確認された。3 体の耐力低下は柱脚接合部のハイテンションボルトの破断によるもので、柱脚の回転変形性能が保証設計において重要であることが確認された。

短期許容耐力に対して終局耐力(平均値)は 2.51 倍となった。

### 5.2 エネルギー吸収部位分散耐力壁の設計手法について

3.1 において鉄骨造とは異なり木造ではエネルギー吸収部位を分散させることが木造の材料特性から有効であることを示した。

3.2 において、非接着接合によるマッシュホルツ耐力壁の設計式と面内せん断試験結果を示した。面内せん断試験の結果、エネルギー吸収部位を分散した効果によりすべての試験体で高い変形性能を確認した。平角材 120×240mm をビスで積層接合した耐力壁で壁倍率換算 4.5 倍、間柱材 30×105mm を釘で積層接合した耐力壁で壁倍率換算 2.8 倍の耐力を確認した。また設計式による計算値は、概ね実験値を予測できていることを確認した。

平角材による耐力壁は短期許容耐力に対して終局耐力(平均値)が 3.25 倍となった。

間柱材による耐力壁は短期許容耐力に対して終局耐力(平均値)が 2.24 倍となった。

3.3 において、ビス接合併用格子耐力壁の設計とヒノキによる 1 体と、スギによる 3 体の面内せん断試験結果を示した。試験の結果、ヒノキ試験体で壁倍率換算 9.3 倍、スギ試験体で壁倍率換算 3.5 倍の耐力が確認された。格子耐力壁は一般に剛性が低いのにに対して、高剛性の結果が得られた。エネルギー吸収特性は、それぞれ接合部の剛性が高いのにに対して、柱脚接合部耐力と柱耐力が不足したため、主に柱脚接合部でエネルギー吸収する結果が確認された。接合部剛性を高めるためビスも併用したが、接合部の剛性が柱脚に対して高くなったため、エネルギー吸収部位分散効果は少ない結果となった。また終局強度が高く、柱が先行して引張破壊したため、第 2 章の保証設計が格子壁でも必要であることが確認された。

スギ格子壁は短期許容耐力に対して終局耐力(平均値)が 3.90 倍となった。

### 5.3 本研究のまとめと今後の課題

本研究では、中大規模木造で有効な高耐力壁を開発し、面内せん断試験によりその性能を実証した。

- ・ 面材を厚くし、釘およびビス本数を増やすことで、面材壁の耐力は向上できる。
- ・ 変形追随性を確保するため、以下の方法が有効である。
  - ①面材の上下辺を土台、桁に接合しないか、接合する場合は受け材を介して接合する。これにより桁、土台の割裂を防止できる。
  - ②面材の上下辺が土台、桁に接触し、桁を持ち上げたり、面材が面外に外れたりということがないように、クリアランスを設ける。
  - ③柱頭、柱脚を桁に大入れし、水平せん断力を伝達する。
- ・ 壁が終局に達するまで、変形性能を保証するには終局耐力を算出する必要がある。本実験で得られた、終局耐力の短期許容耐力に対する比率の一覧は以下となる。

LVL 耐力壁	3.03 倍
CLT 耐力壁 幅 1.0m	2.71 倍
CLT 耐力壁 幅 1.5m	2.80 倍
合板耐力壁	2.51 倍
平角材による耐力壁	3.25 倍
間柱材による耐力壁	2.24 倍
スギ格子壁	3.90 倍

保証設計において、短期許容耐力に対して柱、梁および接合部を設計すると、一般に材料強度および接合部の短期耐力に対する終局耐力は 1.5 倍であるため、本論で示した耐力壁の場合、余裕度が明らかに不足する。それではこの実験で得られた比率をもとに保証設計を行う必要があるかが問題になるが、保証設計を行わないと、LVL 耐力壁、スギ格子壁で生じたような脆性破壊を生じることになる。

鉄骨造、鉄筋コンクリート造が、短期許容耐力と終局耐力の比率が 1.3 倍程度であるのに対して、ここで示された 2.5～3.0 倍程度という比率は大変厳しい数字である。

そこで今後、木造における保証設計の厳しさを解決するための、設計手法が重要性が示された。

例えば、本論 2.3.2 で示したように、桁による曲げ戻し効果を發揮して、柱脚に生じる引張力を低減する。また壁が耐力上昇する際に、柱脚の引きボルトを降伏させることで、それ以上の応力を生じさせないなど、エネルギー吸収部位を壁以外にも分散させる設計法をまとめる必要がある。

または高層木造ではさらに条件が厳しくなるため、本論 4.2 の 4 階建て建物の設計例で示したように、壁を千鳥配置にするなど、構造計画に上応力集中を分散させることも有効である。

そして、壁の強度が上がりつづけることが問題であるため、摩擦ダンパーのように、終局耐力をコントロールする耐力壁の開発も必要である。

- ・ 本研究で開発した耐力壁は、明確な降伏点を示さない荷重 - 変形角曲線を示した。そこでこの荷重 - 変形角曲線を鉄骨造と同じ  $D_s$  で評価することが正しいかという課題が明らかになった。エネルギー吸収量は大きくても、完全弾塑性モデル化するとき、初期剛性が低いと塑性率が小さくなり、 $D_s$  が大きくなる。つまり  $D_s$  評価では直接エネルギー吸収量を評価できない。そのため、本論第 3 章で示した製材を活用した耐力壁では特に、エネルギー法を適用した検証が必要と考えられる。

## 参考文献

### 第1章 序章

- 1) 秋山 宏：建築物の極限耐震設計 第2版，東京大学出版会，1987.05
- 2) 独立行政法人建築研究所他：エネルギーの釣合に基づく耐震計算法の技術基準解説及び計算例とその解説 第2版，2006.06
- 3) 佐藤 義也，桑村 仁：直下型地震に対する構造物の必要耐力，日本建築学会大会学術講演集，B-2，構造Ⅱ，pp241-242，1995.07
- 4) 桑村 仁，竹田 拓也，佐藤 義也：地震動の破壊力指標としてのエネルギー入力率：直下型地震と海洋型地震の比較を通して，日本建築学会構造系論文集 第491号，pp29-36，1997.01
- 5) 岩田 善裕，桑村 仁：地震エネルギー入力率の耐震規範における適用法，日本建築学会大会学術講演集，C-1，pp919-920，2002.08
- 6) 北村 俊夫，五十田 博，小林 研治，小谷 竜城：EYT 接合部による K 型筋かい構面の実験，日本建築学会大会学術講演集、構造Ⅲ、pp.159-160、2016.08
- 7) 池田 勝利，青木 博文：スチールハウス構造体の地震入力エネルギー吸収性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集 第566号，pp137-144，2003.04
- 9) 八木 茂治，唐津 敏一，佐藤 篤司，五十嵐 規矩夫，小野 徹郎：異なる復元力特性が混在するハイブリッド構造の許容層間変形角と Ds 値に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第628号，pp999-1006，2008.06
- 10) 稲山 正弘：木材のめりこみ理論とその応用—靱性に期待した木質ラーメン接合部の耐震設計法に関する研究，学位論文，1991.12
- 11) 日本建築学会：木質構造接合部設計マニュアル、第1版、pp.230-231、2009

### 第2章 高耐力、高靱性耐力壁の開発と設計手法

- 12) 文部科学省：JIS A 3301 を用いた木造校舎に関する技術資料，参考資料試験データ，2015.3
- 13) 青木謙治他：厚物構造用合板を用いた高強度耐力壁の開発、日本建築学会技術報告集、第44号、pp.111-114、2014.2
- 14) 小山内博樹、稲山正弘：大規模木造建築物に用いる高倍率耐力壁の研究・開発、日本建築学会大会学術講演集、C-1、構造Ⅲ、pp.1-2、2014.9
- 15) 岡崎友也、三宅辰哉、麓 英彦、岡部実：Midply Wall System の構造性能に関する検討 その3 面材の枚数を増した多層 MPW の面内せん断性能、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、構造Ⅲ、pp.453-454、2016.8
- 16) 河本和義，安曇良治，村上雅英，稲山正弘：在来軸組工法における面材真壁の構造性能評価式の修正と適用範囲の検証、日本建築学会構造系論文集、第719巻，pp.79-89，2016.1
- 17) (財)日本住宅・木造技術センター編：木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008) 、pp.565-574
- 18) 日本合板工業組合連合会編：中層・大規模木造建築物への合板利用マニュアル、pp.38、2014
- 19) ラグスクリュールボルト研究会編：ラグスクリュールボルト接合設計マニュアル(ver.2.0)、pp.44-53、2015

### 第3章 マッシブホルツ耐力壁の開発と設計

- 20) 網野 禎昭、ナッテラー ユリウス、フルッグ ドゥニ：板類を釘や木ねじにより積層させてつくる諸架構方式の開発、日本建築学会技術報告集、第 17 号、pp.359-363、2003.6
- 21) 芳賀沼整ら：縦ログ構法の開発と 1 時間準耐火構造耐力壁の認定取得、住宅と木材、日本住宅・木材技術センター、38(447)、pp.18-21、2015.3
- 22) 小杉 大和、畠山 ほのか、釜田 恵里菜、板垣 直行：二次利用を考慮した木造応急仮設住宅の提案 -縦ログ耐力壁の適用の検討- 日本建築学会東北支部研究報告集、構造系(79)、C-03、2016.6
- 23) 萩生田 秀之、大浦和香子、野口 弘行：挽板接着壁構法(マッシブホルツ構法)の構造的可能性：その 1 アンカーボルト及び大径ボルトを使用した脚部接合部の性能、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、構造Ⅲ、pp.397-398、2001.7
- 24) 田村 純太郎、今江 諒、新谷 真人、松野 浩一：ロッキング抵抗する厚板耐力壁の水平挙動に関する研究：その 1 実大面内せん断試験による性能検証、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、構造Ⅲ、pp.593-594、2013.8

### 第3章 格子耐力壁の開発と設計

- 25) 岩崎敏行、竹村雅行、稲山正弘、村上雅英：在来軸組工法木造住宅の構造設計手法の開発：その 61 直交面格子壁の剛性・耐力算定式、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、構造Ⅲ、pp.379-380、2002.08
- 26) 小原 勝彦、福本 満夫、高橋 明日香、今西 亨、河本 和義：間伐材利用耐力壁の耐力性能とエネルギー吸収性能に関する研究：その 5.辺材利用の面格子耐力壁の静的加力実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、構造Ⅲ、pp.411-412、2008.7
- 27) 木下 昌也、福本 満夫、高橋 明日香、小原 勝彦：間伐材利用耐力壁の耐力性能とエネルギー吸収性能に関する研究：その 7. パネル型面格子耐力壁の実験結果と理論値の検証、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、構造Ⅲ、pp.341-342、2009.7
- 28) 北守 顕久、鄭 基浩、南 宗和、小松 幸平：相欠き格子耐力壁の剛性算定に係わる隙間の影響評価：長期的試験における検証、構造工学論文集、第 55B 巻、pp.109-116、2009.3

## 謝辞

本論文の完成には、多くの方々のご指導、ご協力を頂きました。

私の指導教官である稲山正弘教授には、木造の耐震設計における設計思想をご指導いただきました。本研究を開始するにあたり、耐力壁ジャパンカップの参加を勧めいただき、初参加した大会では強度は1位でありながら、エネルギー吸収量が28体中27位に終わりました。その経験から私の耐震設計法の研究が始まりました。鉄骨造のように特定部位で集中的にエネルギー吸収するのではなく、木造はエネルギー吸収部位を分散させることが重要であること、また、めりこみ特性や構造用ビスの変形性能を活用することが重要であることを学びました。そしてボルトやドリフトピンを用いるよりも、金物を使わない嵌合接合の接合効率が高いことも理解しました。また中大規模木造の耐力壁およびラーメン構造の研究を通して、木造における靱性保証設計法の重要性についてご指導いただきました。これらは、今後多層木造、中大規模木造の研究に取り組む上で大変貴重な学びでした。また学位論文の審査では主査をつとめていただき、最後までお世話になりました。深く感謝しております。

青木謙治准教授には、大変厳しい日程の中論文の査読をしていただき、論文の作法から細かいご指導をいただきました。また、LVL耐力壁の試験実施でも大変お世話になりました。深く感謝しております。

木質材料学研究室の皆様には、研究を通して様々なことを学びました。ここに感謝の意を表します。緒形多江子さんには耐力壁ジャパンカップ初参加のときの資料一式をいただきました。大変感謝しております。山口和弘さんには引きボルトラーメン接合部実験で学ばせていただきました。同じく同期の高橋正勝さん、渡辺一生さんには充腹梁の施工に協力いただくなど大変お世話になりました。

本論文内、第2章LVL耐力壁の予備試験、1.5m幅のCLT耐力壁面内せん断試験および第3章マッシュホルツ耐力壁、格子耐力壁の面内せん断試験は、株式会社カネシンの試験場で実施させていただきました。開発部技術開発課主任榎田剛氏に大変お世話になりました。第2章LVL耐力壁の本試験は、森林総合研究所の試験場で実施させていただきました。第2章CLT耐力壁の試験は宮崎木材利用技術センターの試験場で実験を行わせていただきました。構法開発部主任研究員中谷誠氏に大変お世話になりました。

試験体について、LVL耐力壁は株式会社キーテックに提供いただきました。李元氏、成田敏基氏に大変お世話になりました。CLT耐力壁はウッドエナジー協働組合、山佐木材株式会社に提供させていただきました。吉田利生氏、野辺寛成氏、西牧聡氏また皆様に大変お世話になりました。マッシュホルツ耐力壁の試験体は法政大学網野研究室、株式会社平成建設に制作していただきました。網野禎昭教授、角田充氏、奥村賢史氏に大変お世話になりました。格子耐力壁の試験体はウッドバリュー株式会社に制作していただきました。正木則久氏に大変お世話になりました。

研究室の落合陽氏には、LVL耐力壁およびマッシュホルツ耐力壁の試験体設計、試験データの検討について深夜まで協力していただきました。宮田構造設計事務所の加藤千博氏、杉村拓紀氏には本論文の執筆に集中するための協力をしていただきました。心から感謝の意を表します。

最後に、本論文の執筆のため構造実験から図表作成と、深夜まで作業を付き合ってくれた、宮田容子に心から感謝の意を表します。

平成29年3月 宮田 雄二郎