

平成 26 年度

CLT 等新製品・新技術利用促進事業のうち

CLT 実用化促進（接合部データ等の収集・分析）

木質材料を用いた RC 造建築物耐震補強工法開発

報告書

平成 27 年 2 月

株式会社ドット・コーポレーション

目 次

第 1 章 事業概要

1.1 背景	第 1 章-p1
1.2 目的・本構法の利点.....	第 1 章-p2
1.3 実施概要	第 1 章-p4
1.3.1 CLT 等の面的材料のせん断強度データの収集	第 1 章-p4
1.3.2 バリエーションの整理と本事業の対象	第 1 章-p4
1.3.3 施工法の検討と施工実験	第 1 章-p4
1.3.4 構造実験	第 1 章-p4
1.3.5 その他の要素実験.....	第 1 章-p5
1.4 実施体制	第 1 章-p6
1.5 事業全体スケジュール.....	第 1 章-p7

第 2 章 CLT 等の面的材料のせん断強度データの収集

2.1 CLT に関するせん断強度データの収集	第 2 章-p1
2.2 LVL に関するせん断強度データの収集	第 2 章-p8
2.3 鉄筋コンクリート壁等のせん断データの概要	第 2 章-p10

第 3 章 バリエーションの整理と本事業の対象

3.1 開口バリエーションの整理.....	第 3 章-p1
3.2 面材の構成によるバリエーションの整理	第 3 章-p5
3.2.1 面材の種類について	第 3 章-p5
3.2.2 面材サイズについて	第 3 章-p6
3.2.3 面材配向について.....	第 3 章-p6
3.3 接合法のバリエーションの整理	第 3 章-p8
3.4 CLT で対象とした補強工法とその意図	第 3 章-p9
3.4.1 補強方法と検証項目の概説	第 3 章-p9
3.4.2 CLT 工法における特殊な仕様について	第 3 章-p11
3.5 LVL で対象とした補強工法とその意図	第 3 章-p14
3.5.1 検証項目の解説.....	第 3 章-p14
3.5.2 RC 架構のスパン	第 3 章-p15
3.5.3 開口形状と位置.....	第 3 章-p15
3.5.4 LVL パネルのサイズと分割.....	第 3 章-p16

第4章 施工法の検討と試験体の施工

4.1	工法の概要	第4章-p1
4.1.1	接着工法の概要	第4章-p1
4.1.2	施工フローの検討	第4章-p2
4.2	縮小試験体による施工検証	第4章-p3
4.2.1	概要	第4章-p3
4.2.2	LVL 試験体の施工	第4章-p3
4.2.3	大スパン試験体施工時の改善点と課題	第4章-p9
4.3	施工実験の課題整理	第4章-p11

第5章 要素実験

5.1	CLT の要素実験	第5章-p1
5.1.1	CLT の材料構成	第5章-p1
5.1.2	圧縮試験	第5章-p4
5.1.3	せん断試験	第5章-p11
5.1.4	CLT-CLT の接着強度試験	第5章-p15
5.2	LVL の要素実験	第5章-p25
5.2.1	要素実験の概要	第5章-p25
5.2.2	せん断実験	第5章-p26
5.2.3	圧縮実験	第5章-p32
5.2.4	品質管理試験結果	第5章-p34

第6章 構造実験

6.1	構造実験の概要	第6章-p1
6.1.1	試験体	第6章-p1
6.1.1.1	実験変数	第6章-p1
6.1.1.2	試験体詳細	第6章-p4
6.1.1.3	使用材料	第6章-p11
6.1.2	変位計測方法	第6章-p14
6.1.3	試験方法	第6章-p24
6.2	RC フレーム試験体の構造実験の結果	第6章-p27
6.2.1	荷重変形関係・破壊性状	第6章-p27
6.2.2	RC フレーム試験体の構造実験のまとめ	第6章-p35
6.3	CLT の構造実験の結果	第6章-p36
6.3.1	荷重変形関係・破壊性状	第6章-p36
6.3.2	補強効果	第6章-p56
6.3.3	CLT の構造実験のまとめ	第6章-p63

6.4	LVL 補強試験体の構造実験の結果.....	第 6 章-p64
6.4.1	荷重変形関係・破壊性状.....	第 6 章-p64
6.4.2	補強効果	第 6 章-p80
6.4.3	LVL 補強試験体の構造実験のまとめ.....	第 6 章-p85
6.5	構造実験のまとめ.....	第 6 章-p86

第 7 章 まとめ

7.1	まとめ	第 7 章-p1
7.2	施工実験における今後の課題	第 7 章-p3
7.3	構造実験における今後の課題	第 7 章-p4

第 8 章 添付資料

8.1	打ち合わせ議事録.....	第 8 章-p1
8.2	本構法に関する Q&A.....	第 8 章-p19
8.3	発表梗概等	第 8 章-p23
8.3.1	木質構造研究会技術報告会	第 8 章-p23

第 1 章 事業概要

1.1 背景

中高層建物を計画するにあたり、地震国である我が国において建物の耐震性を確保することは重要な課題となっている。鉄筋コンクリート造であれば耐震壁、鉄骨造であれば筋交いなどが一般に耐震要素として採用され、都市部で建設されてきた中高層建物の耐震性を確保する極めて重要な役割を果たしているところである。

この高度に進んだ耐震工学・耐震技術の中で、後発の建材となる CLT 普及の活路を開く一つの方法は、鉄筋コンクリート造耐震壁に代わる耐震壁構法に CLT を採用し、これを確立することであると考ええる。

低耐震性建物の耐震補強は社会的に喫緊の課題であるが、次の問題の発生・理由によりその実施が遅れている。

一つ目は、鉄筋コンクリート造の耐震補強の方法として、壁の増設、壁の増し打ち、柱の補強などが考えられるが、それらの工事は極めて大がかりとなり、仮に外周からの補強としても工事中の騒音などは避けられないことによる。

二つ目は、内部の補強であれば、利用者は工事中の退避を余儀なくされることによる。学校では夏休みなどの休業期間を利用した耐震補強が可能であるが、庁舎、民間建物ではそのような長期の休業はなく、場合によっては仮設建築物が必要になり事業費の増加が避けられない。

三つ目は、一般には鉄筋コンクリート造耐震補強工事は、湿式構法となるため工事期間が極めて長いことによる。これまで学校などにおいて耐震補強が進んできたわけであるが、残りの数十%の施設は工期制約により着手できない実情がある。

CLT は工業生産品であることから、建築現場で施工される鉄筋コンクリート造耐震壁に比べて生産性の向上が期待され、労働人口が減少する建設分野の中で普及が期待されるところである。

1.2 目的・本構法の利点

CLT や LVL などの密実で厚さのある木質系パネル材料の利用拡大方策の一つとして、鉄筋コンクリート造や鉄骨造の床や壁への利用が考えられる。本事業では、CLT 等の木質系パネル材料の中高層木造建築耐震壁への応用を視野に入れつつ、現時点で工学的な観点、社会的な観点から実現性、普及可能性ともに高い既存鉄筋コンクリート造の耐震補強壁構法、特に接合方法の実用化に向けた基本性状の把握を事業目標とする。

目的 1：接合部の性能把握

鉄骨部材の溶接接合、鉄筋コンクリート造の鉄筋継手など長年の技術開発により、その構造性能や信頼性が確保されている一方で、CLT の接合方法については多くの課題が残されたままである。

そこで、本事業では、CLT 等の木質系パネル材料を耐震壁として採用する際にキーとなる周辺柱・梁架構との接合方法の検討と実験を通じて、その構造性能を把握することを目的とする。

目的 2：実際の建築物に適応する際の課題とその対応方法の検討

CLT 耐震壁の実用化に向けた課題としては、補強壁の開口の有無、袖壁評価等の様々なバリエーションに対する強度特性・変形性能の把握が挙げられる。

本事業では、これらについても実験を通じて、その構造特性を把握することを目的とする。

この成果を用いることで、CLT 耐震壁（無開口・有開口）の耐力及び変形性能の評価方法が構築可能となる。

本事業の成果は、中高層建物の耐震壁として CLT を適用する際の基礎的データとなり得るものであるが、本事業では我が国喫緊の課題である国土強靱化・首都直下地震対策等で強く求められる、低耐震性建物の耐震補強構法の CLT での適用可能性についての検討を事業範囲とする。

CLT 等の木質系パネル材料を、鉄筋コンクリートの増設壁、壁の増し打ち補強の代替としての利用を考えた場合、例えば、分割して建物内に持ち込み、現場で金物による接合、あるいは接着等により壁を構成することで施工が完了する。一部利用者の退避が必要であるもののほとんどの場所は継続使用が可能であり、騒音もなく工期も短い。また見栄えもよく、そのまま仕上げ材としての利用も可能であり、鉄筋コンクリート造耐震壁による補強構法の問題点を解決している。

また、CLT 等の木質系パネル材料の必要強度性能は、これまでの実験などの結果を参照すると、せん断強度は木材と同程度の $3\sim 5\text{N/mm}^2$ 程度あることが確認できており、コンクリートのせん断強度と遜色はない。一方、せん断剛性がコンクリート壁よりも低いいため厚さを必要とするが、軽量であること、仕上げを必要としないことなどにより実現可能な技術と考えられる。

図 1.2-1 に本構法の木質面材耐震補強法の概要を示す。RC のフレームの内法に CLT または LVL 等を材料とした小割の木質パネルを挿入し、これを所定厚に重ねさらに横並びに配置し耐震壁とする構法である。パネルとフレーム間及びパネルとパネル間の応力伝達用に施工時に隙間を設け、あと施工でエポキシ樹脂を注入し接着接合することで一体化する。無開口または各種の開口を有する形状を想定している。なお、本報告書では、木質耐震壁接着補強構法を構成する部位の用語を図 1.2-2 のように定義して使用する。

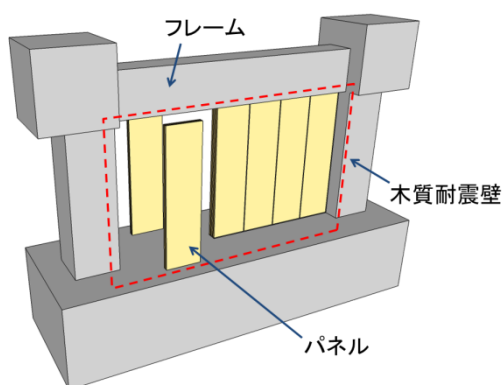


図 1.2-1 本構法の概要

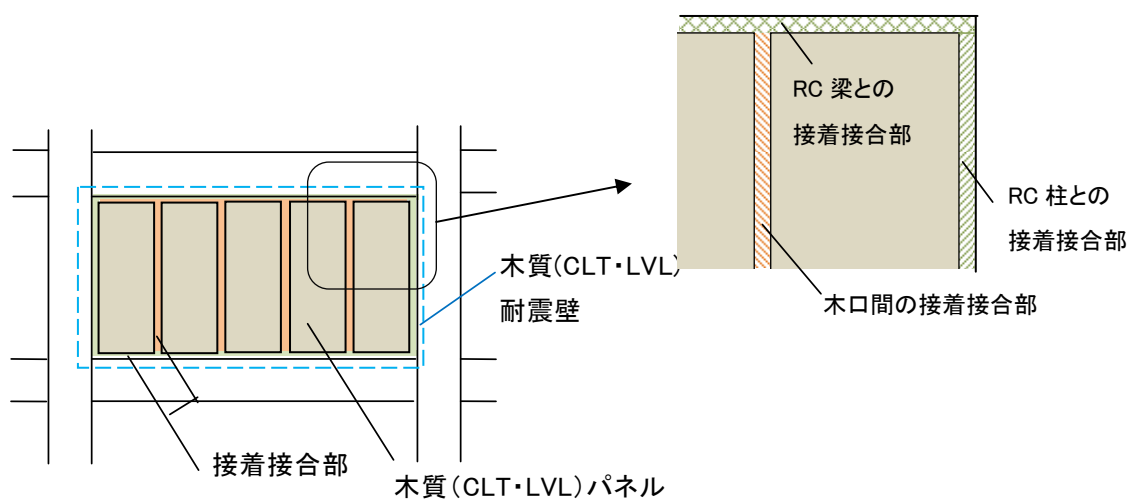


図 1.2-2 用語の定義

1.3 実施概要

本事業では鉄筋コンクリート造の柱はり構造の開口部分に木質系面材を挿入する、あるいは、すでに壁がある部分に増し打ち的に木質系面材を施工する構法について検討を実施した。具体の検討内容は、用いる木質系面材の特性把握、耐震壁のバリエーションの整理、接着工法を対象とした場合の施工手順の整理と施工実験、構造実験による補強効果の確認である。特に木質系面材として CLT を用いることは、これまでにない試みであり、まず、施工が可能であること、そして補強効果が得られること、補強効果が得られるとすればそれが実用可能な程度であるのか、といったフィージビリティスタディを中心に進めた。フィージビリティスタディにより十分な可能性を有することがわかり、バリエーションの整理により、今後考えられるいくつかの形状を絞り、今後の汎用性を考えて実験計画などは立て、結果を得ている。具体の検討内容の概要を以下に整理する。

1.3.1 CLT 等の面的材料のせん断強度データの収集

実験的に CLT のせん断強度・剛性を得るとともに、国土交通省、林野庁などで実施しているせん断に関するデータを収集した。また、せん断強度の考え方を整理した。LVL についても既往のせん断強度データを収集した。

1.3.2 バリエーションの整理と本事業の対象

鉄筋コンクリート造の耐震補強に用いられるバリエーションとして、全面壁、全面壁に対して設備開口などの強度的には無視できると考えられるような開口、方立壁、袖壁、増し打ち壁、開口閉塞壁などがあげられる。これらは無開口、ドア開口、設備開口、窓開口に分け、開口の位置や大きさなどを整理した。そして本事業で対象とする試験体の位置づけを示した。

1.3.3 施工法の検討と施工実験

接着工法を対象に、施工フローを整理するとともに、接着をする際に必要となる接着剤の厚さ、養生方法、注入方法、接着剤の施工スケジュール、適切に接着されていることを確認する方法などについて検討した。また、施工実験を実施して、事前協議からの変更点や難易などを整理した。

1.3.4 構造実験

標準的なスパンとそれよりも長いスパンを対象として無開口壁の実験を実施し、有効な補強効果があることを明らかにした。木質系名材としては CLT、LVL について実施した。また、CLT については、鉛直方向に対して、CLT の繊維を傾斜させた試験体を、剛性を向上させる目的で実施した。さらに CLT とコンクリートの接着面積を増加させ耐力を向上させるとともに、接着面積を向上させる目的で用いた鋼材と木材とを乾式工法により接合する方法を提案し、壁の耐力向上と接合部の強度性能について確認する実験を実施した。加えて、方立壁的な試験体について実施した。LVL は設備開口とともに、袖壁、方立壁として利用した場合について実験を実施し、その補強効果を明確にした。

1.3.5 その他の要素実験

試験体を構成する材料の基本的な特性把握を要素実験を通じて得た。これらのデータは強度発現機構を解明し、今後設計式を提案するにあたり、最低限必要となる基礎的なである。CLT について面内せん断実験、圧縮実験、接着強度実験を実施した。LVL についても面内せん断実験と圧縮実験を実施した。

1.4 実施体制

- ・事業責任者

株式会社ドット・コーポレーション 代表取締役 平野陽子

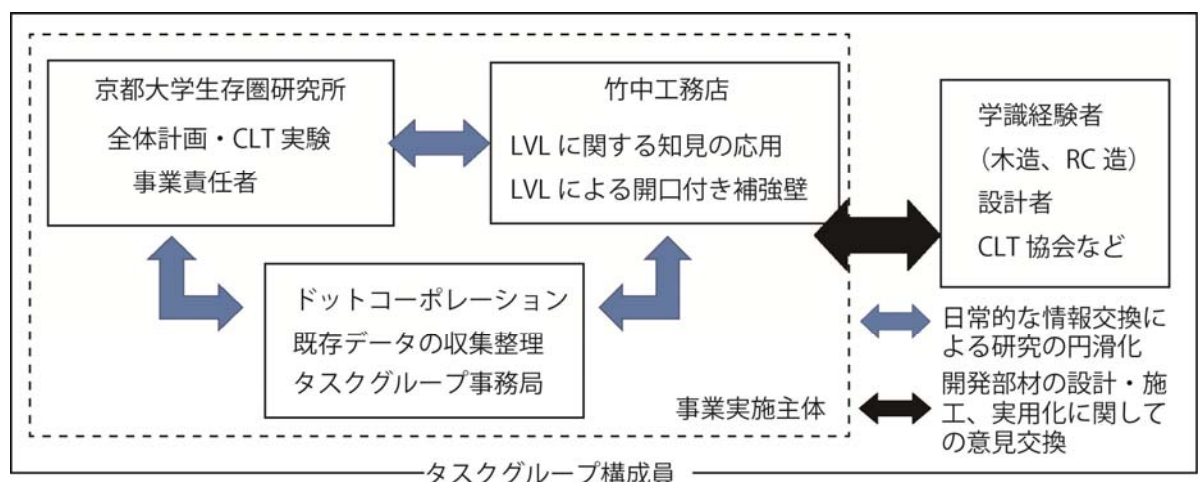
- ・事業実施体制

学識経験者や CLT 協会などを構成メンバーとするタスクグループを構成し、事業を進めた。

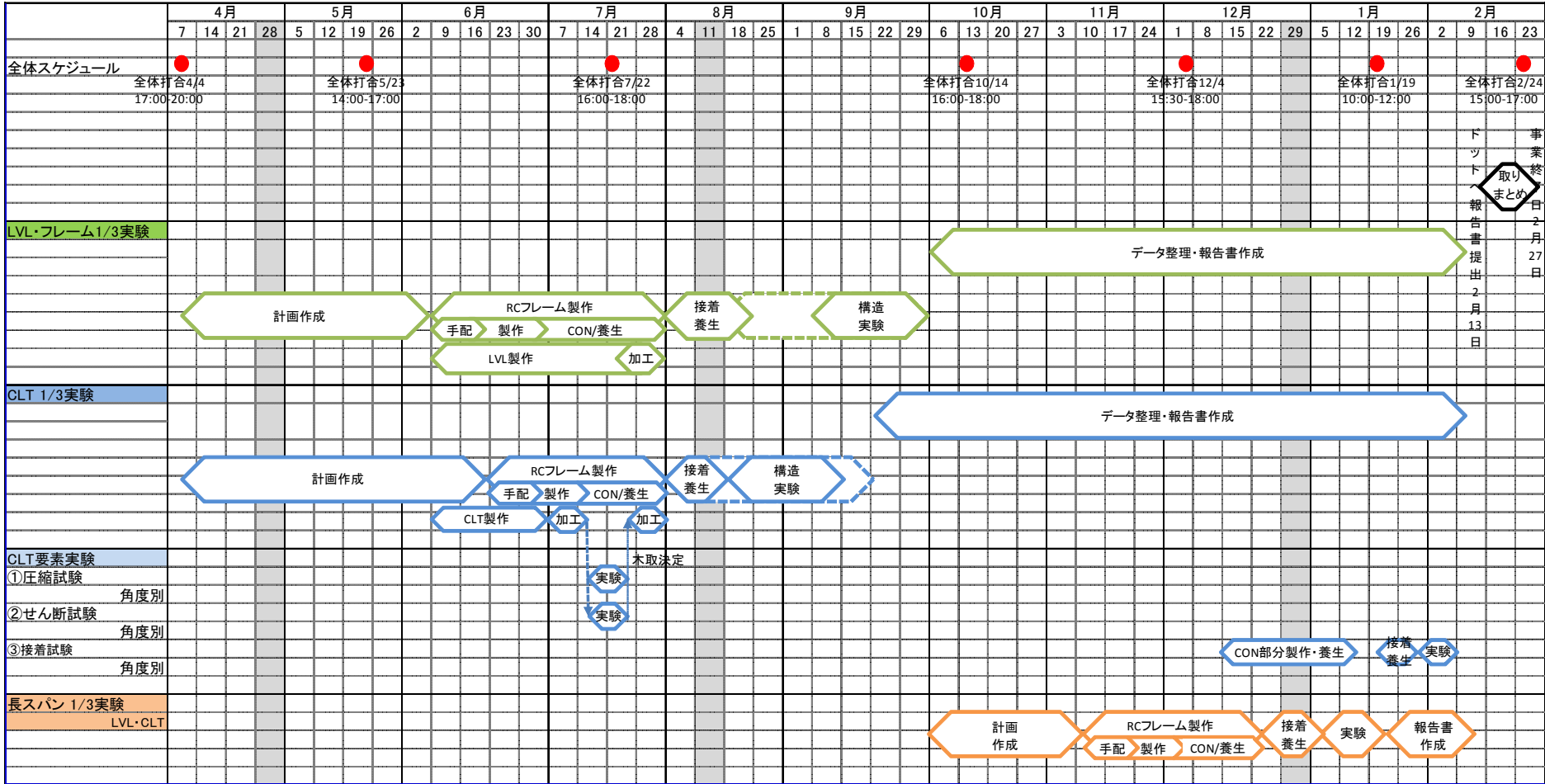
○タスクグループ構成メンバーと役割

(株) 竹中工務店	①実用化に向けた設計条件の整理、施工方法の検討、試験体製作 ②架構実験のうち、RC フレーム実験、LVL 耐震補強壁実験について実験の実施・解析を担当。
京都大学生存圏研究所 五十田博	①実用化に向けての技術的指導 ②架構実験のうち、CLT 耐震補強壁実験について実験の実施・解析を担当。(五十田教授が客員研究員となっている(独) 建築研究所で実験を実施。)
(株) ドット・コーポレーション	①発注者(林野庁)との調整、事業全体の進捗管理、木質材料供給者との調整など、全体のマネジメント ②既存データの収集整理、全体の報告書のとりまとめ
(独) 建築研究所	①架構実験のうち、CLT 耐震補強壁実験を建築研究所で実施。
日本 CLT 協会 全国 LVL 協会	①CLT および LVL についての材料提供およびデータの提供

○経費執行・管理の体制



1.5 事業全体スケジュール



第2章 CLT 等の面的材料のせん断強度データの収集

2.1 CLT に関するせん断強度データの収集

CLT のせん断強度に関する報告では、面内せん断性能と面外せん断性能に関するものがある。

面内せん断性能に関して、渡部らが表2.1.1に示すスギCLTの工型の試験体(小型)を製作し、図2.1.1に示す方法を用いてせん断試験を実施した¹⁾。試験体の詳細として、1) 試験体形状はA型(くびれ部分高さ110mm、)とB型(くびれ部分高さ183.3mm)、2) 層数：5層5プライ・3層3プライ、3) 幅はぎの有無：有・無、4) 端部固定条件：①端部ピン支持 ②端部固定 ③固定(固定幅を長くする)以上の4条件である。その結果は表2.1.2に示す通りであり、実験結果にはばらつきがあり、最大せん断応力度 $5.6\text{--}9.1\text{ N/mm}^2$ の間であることが示されている。荒木らも同様の方法を用いて、スギCLTから図2.1.3に示す工型の試験体(実大)を製作し、せん断試験を実施した²⁾。その試験結果は表2.1.3に示す通り、最大せん断応力度で $2.8\text{--}3.4\text{ N/mm}^2$ 、せん断剛性 $450\text{--}670\text{ N/mm}^2$ であり、5層試験体の方が安定的に高い性能を示す。北守らは図2.1.5に示すスギCLTの梁型の試験体を製作し、図2.1.6に示す逆対称4点曲げ試験を実施した³⁾。その試験結果は表2.1.4に示す通りであり、平均せん断応力度 4.2 N/mm^2 、せん断剛性 632 N/mm^2 であると報告している。これら試験方法と試験体サイズによって異なる値が示されている。

面外せん断性能に関して、新藤らは表2.1.5に示すスギCLTの梁型の試験体を用いて、図2.1.7に示す大野式載荷(逆対称4点曲げ試験)と水平せん断式載荷による試験を実施した⁴⁾。その結果は表2.1.6に示す通りであり、せん断応力度が大野式で $1.8\text{--}1.9\text{ N/mm}^2$ 、水平せん断式で $2.1\text{--}2.3\text{ N/mm}^2$ と異なる結果を示し、同様にせん断剛性も若干ではあるが水平せん断試験の方が高い値を示した。岡部らは新藤らと同様の大野式を用いて図2.1.8に示すスギCLTの梁型の試験を実施した⁵⁾。その結果は、せん断応力度で5層5プライが $1.06\text{--}1.2\text{ N/mm}^2$ 、3層4プライが $0.78\text{--}1\text{ N/mm}^2$ 、3層3プライが 0.94 N/mm^2 であった。

表 2.1-1 パネルの構成

パネル厚		90				150		90				150		
幅はぎ		無						有						
寸法	A	220		183		220		220		183		220		
(mm)	B	110		183		110		110		183		110		
支持条件	ピン	固定 1	固定 2	ピン	固定 1	ピン	固定 1	ピン	固定 1	固定 2	ピン	固定 1	ピン	固定 1
試験体数	※2	※2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

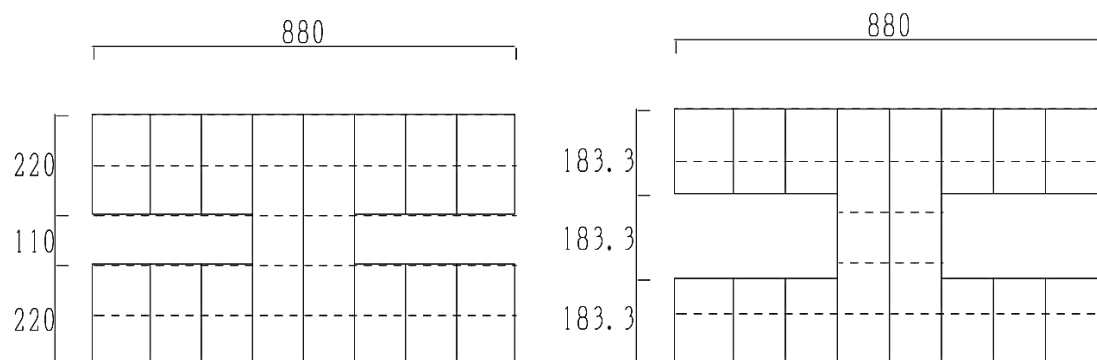


図 2.1-1 試験体仕様（3 層・5 層ともに同寸）

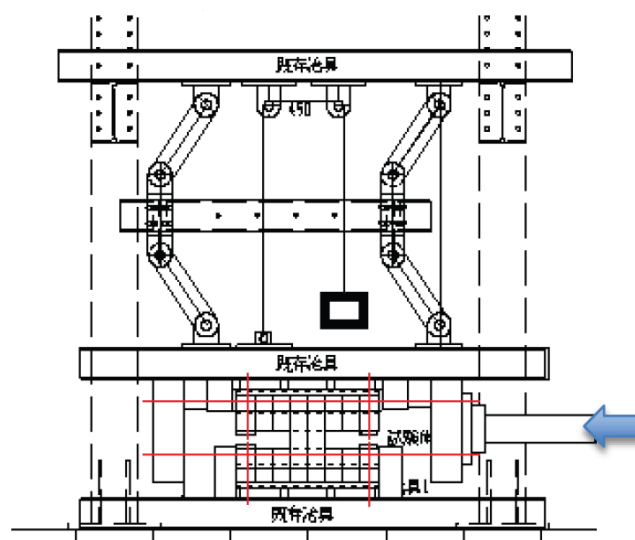


図 2.1-2 試験体・試験装置概要

表2.1-2 試験結果(上：3層3プライ、下：5層5プライ)

	90A-0-PM	90A-0-FM	90A-1-PM	90A-1-FM	90B-0-PM	90B-0-FM	90B-1-PM	90B-1-FM
Pmax(kN)	85.2	75.2	120.7	111.1	109.4	102.4	80.4	114.2
τmax(N/mm2)	6.45	5.7	9.15	8.415	8.295	7.755	6.105	8.655

	150A-0-PM	150A-0-FM	150A-1-PM	150A-1-FM
Pmax(kN)	124.2	127	173.2	199.2
τmax(N/mm2)	5.64	5.775	7.875	9.06

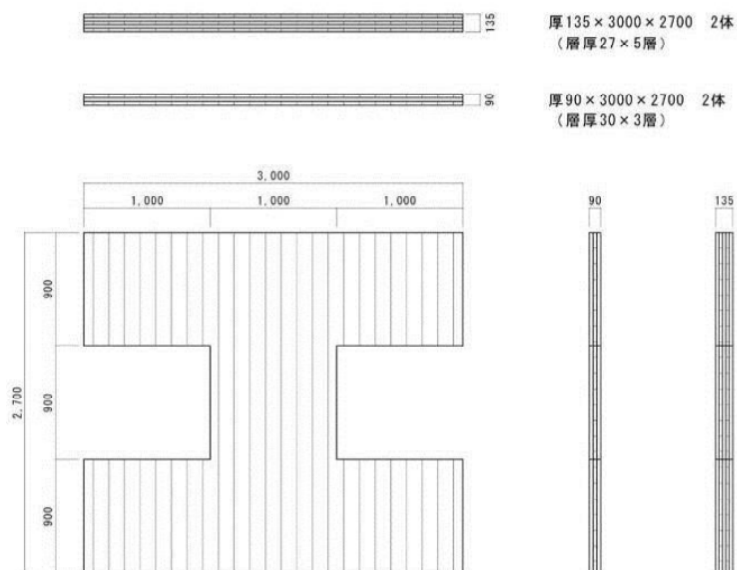


図 2.1-3 試験体形状・寸法

表 2.1-3 最大せん断力、最大せん断応力度⁽²⁾、せん断剛性^(1,2)

	Pmax(kN)	$\tau_{\max-1}$ (N/mm ²)	G-1(Mpa)	$\tau_{\max-2}$ (N/mm ²)	G-2(Mpa)
3層 90mm 厚-1 体目	267	2.97	447	4.45	671
3層 90mm 厚-2 体目	255	2.83	513	4.25	769
5層 135mm 厚-1 体目	456	3.38	611	5.63	1018
5層 135mm 厚-2 体目	427	3.16	669	5.27	1115

⁽¹⁾ $\tau_{\max-1}$, G-1 : 全断面積有効として計算、 $\tau_{\max-2}$, G-2 : 強軸層断面積のみ有効として計算

⁽²⁾ G-1, G-2 : 2/3Pmax 時の荷重及び真の変形角から計算

Mx240C

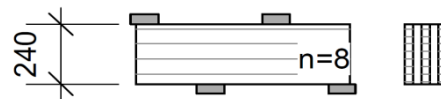


図 2.1-4 試験体形状・寸法 (高さ：240mm、幅：150mm)

Asynmetric 4p-Bending

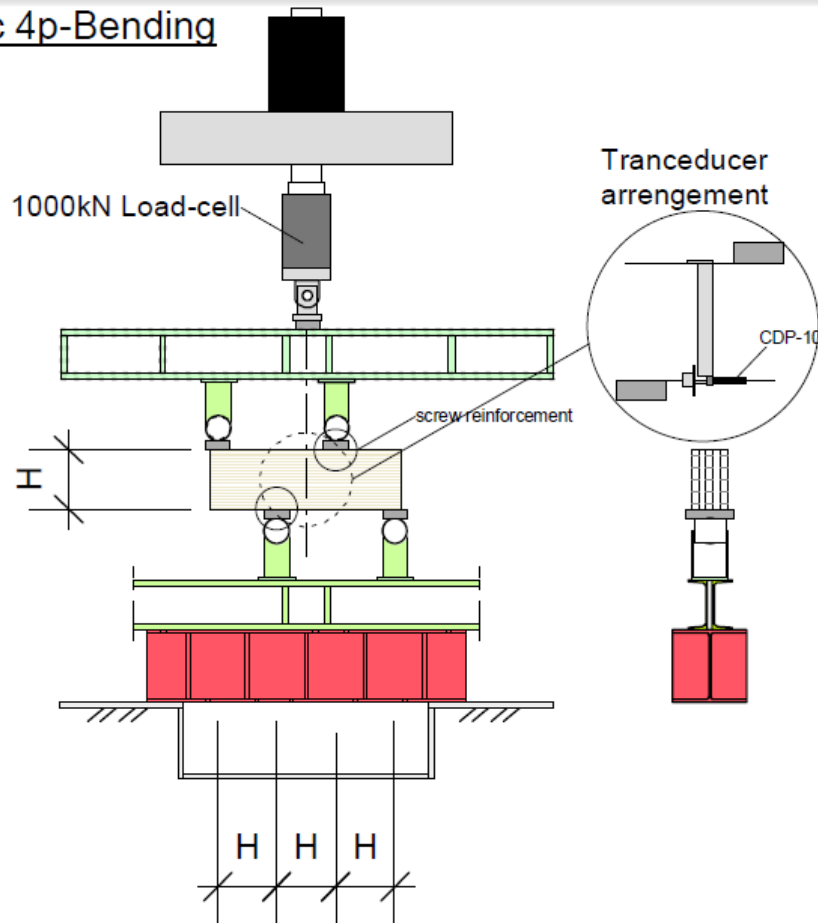


図 2.1-5 加力装置概要

表 2.1-4 試験結果

		G	ave T _{max}	F _s	Y ₋ T _{max}
		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	rad
Mx240C	ave	632.8	4.2	6.3	0.013
	CV	0.09	0.05	0.05	0.22

表 2.1-5 試験体一覧

载荷方法		大野式逆対称载荷			水平せん断式载荷		
積層数		5層5プライ		7層7プライ	5層5プライ		7層7プライ
層構成		同一等級	異等級	同一等級	同一等級	異等級	同一等級
試験体	幅 (mm)	300			300		
	厚さ (mm)	150		210	150		210
	長さ (mm)	2,100		3,000	2,100		3,000
試験体数		6	6	2	6	6	3
せん断スパン比*		1.50		1.55	1.33		1.55

* 加圧板端部間とした

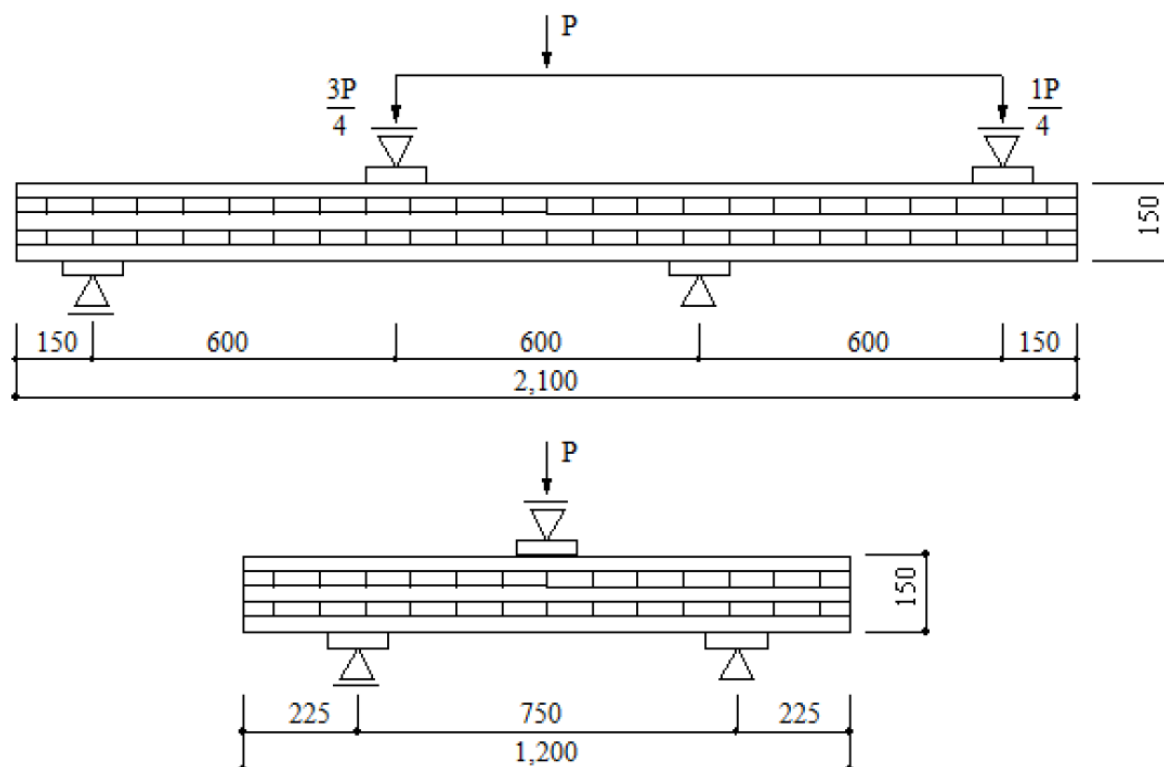


図2.1-6 5層5プライ試験体における大野式载荷(上)および水平せん断式载荷(下)

表 2.1-6 試験結果(上：大野式載荷試験結果、下：水平せん断式載荷試験結果)

ラミナ構成	強度区分	繊維方向	試験体数	せん断スパン比	せん断強さ (N/mm ²)	せん断弾性係数 (kN/mm ²)*
5層5プライ	同一等級	強軸方向	6	1.50	1.88 (1.72-2.01)	0.27 (0.25-0.28)
5層5プライ	異等級		6	1.50	1.95 (1.80-2.06)	0.26 (0.25-0.28)
7層7プライ	同一等級		2	1.55	1.83 (1.82-1.83)	0.28 (0.28-0.28)

* 非破壊試験のたわみ振動法から算出¹⁾

ラミナ構成	強度区分	繊維方向	試験体数	せん断スパン比	せん断強さ (N/mm ²)	せん断弾性係数 (kN/mm ²)*
5層5プライ	同一等級	強軸方向	6	1.33	2.14 (1.97-2.36)	0.28 (0.26-0.29)
5層5プライ	異等級		6	1.33	2.32 (2.02-2.65)	0.29 (0.26-0.32)
7層7プライ	同一等級		3	1.55	2.07 (2.02-2.14)	0.31 (0.30-0.31)

* 非破壊試験のたわみ振動法から算出¹⁾

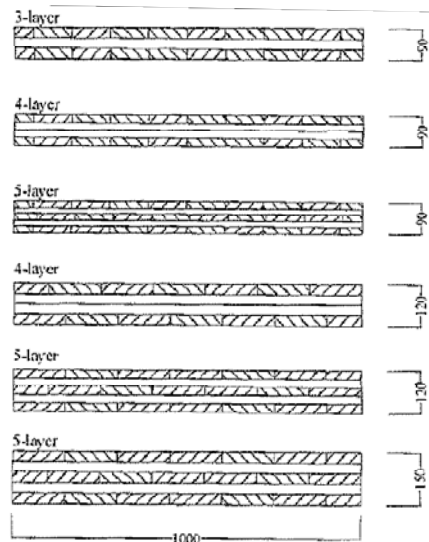


図 2.1-7 試験体一覧

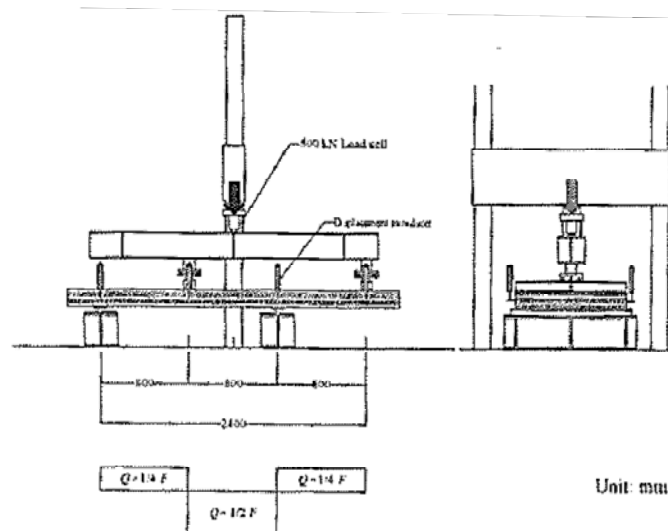


図 2.1-8 加力装置概要

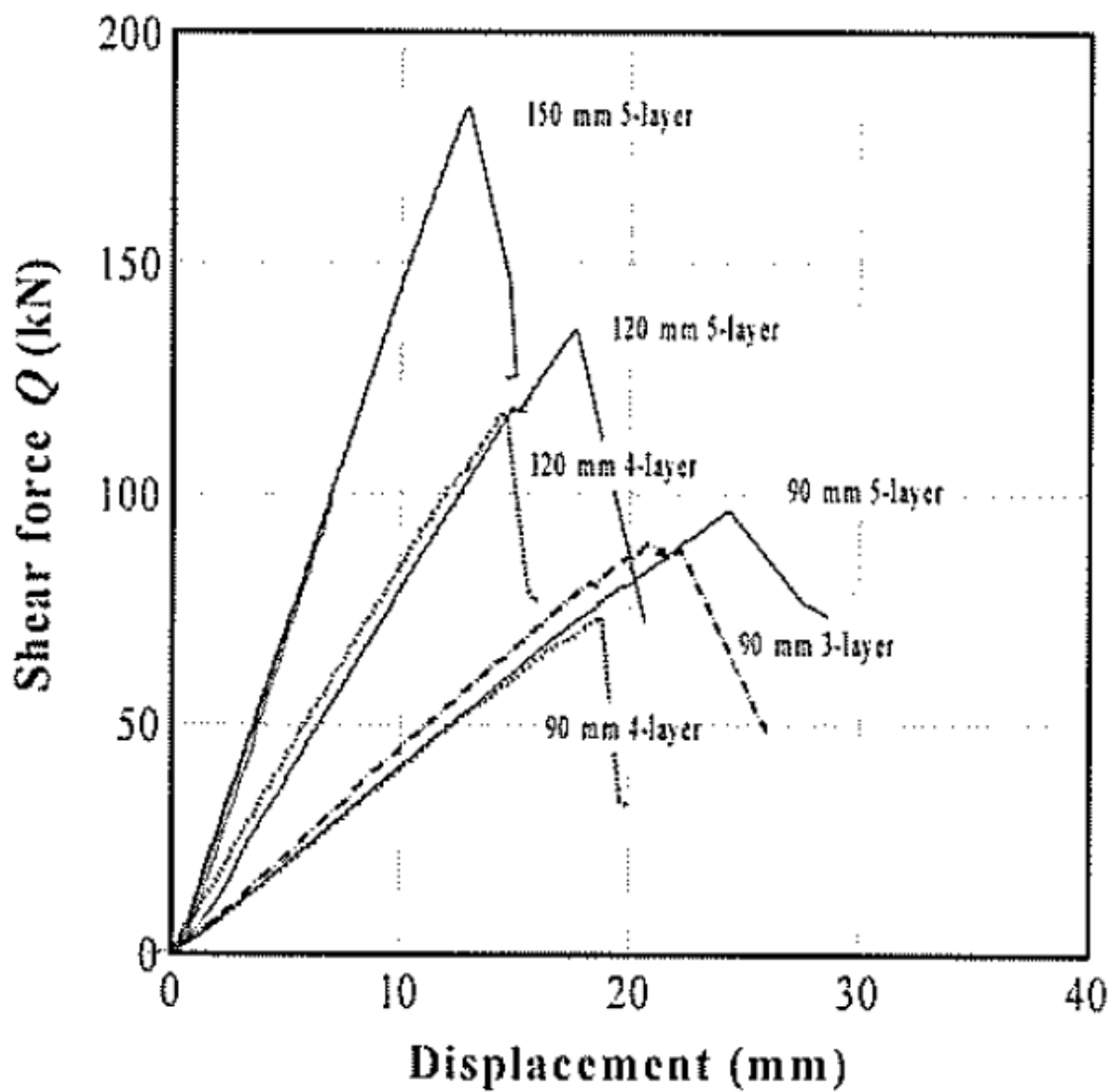


図 2.1-9 せん断力変形関係

2.2 LVL に関するせん断性能データの収集

本事業では、LVL の面材を RC 建物の耐震壁として利用する工法を提案している。このため、LVL がせん断力に抵抗することから、既往の研究より LVL のせん断性能に関する既往の研究を調査した。

LVL の歴史は古く、国内でも戦前より家具や楽器の部材として製造されていたが、1960 年代から北米において建築材料としての LVL の研究開発が始まり、70 年代以降その成果をもとに普及してきた。国内においても 1970 年代前半より建築での利用を前提とした LVL の研究が始まりデータが蓄積されてきた。その結果として 1978 年には造作用としての「単板積層材の日本農林規格」が、1988 年には「構造用単板積層材の日本農林規格」が制定され、広く利用されるようになった^{2.2-1)}。

これまで行われてきた LVL に関する研究の中で、LVL のせん断強度を求めるため様々な実験が行われているが、その中で数多く行われてきた試験方法として、ブロックせん断試験と曲げ型せん断試験があげられる。

ブロックせん断試験は、接着層のせん断性能を検証する実験として古くから用いられており、LVL の JAS にも 2 次接着の接着性能を確認する試験法として定義されている。また曲げ型のせん断試験も、LVL のせん断試験法として従来行われてきた試験法である。LVL のせん断性能を把握するにあたってブロックせん断試験では、単板内の節を完全に除去することが難しいこと、せん断面と単板の裏割れ位置の関係が強度に影響を及ぼす可能性があること、LVL の接着層は必ずしも直線状にならないためせん断面と接着面を一致させるのが難しいこと、接着層の数が多く多量の試験体が必要になることが指摘されている^{2.2-2)} ことなどから、LVL の JAS においては曲げ型の試験法である水平せん断試験が、せん断強度を確認する試験法に定義されている。また曲げ型の試験法では、異なるスパンの試験体を用いてせん断弾性係数を導出することができる。

海老原^{2.2-3)} は、南洋材であるイエローセラヤによって LVL を製作し、単板厚さの異なる LVL を用いてブロックせん断試験およびスパンと梁成の比をパラメータに加えた曲げ型せん断試験を行っており、それぞれの試験におけるせん断強度の比較と、曲げ型せん断試験によるせん断弾性係数の導出を行っている。また国産の樹種を用いた例として、森泉ら^{2.2-4)} はカラマツも用いた LVL の曲げ型せん断試験およびブロックせん断を行い、そのせん断強度とせん断弾性係数を明らかにしている。林ら^{2.2-2)} は、複数の樹種を用いた試験体のスパン/成比、荷重ヘッドの径、オーバーハング長さ、単板の継ぎ手の有無をパラメータとして実験を行い、安定的にせん断強度を得られる試験方法について考察している。

また本工法で用いる LVL の特徴として、直交層を有する LVL の面材を利用する点があげられる。従来、LVL は柱・梁などの軸部材として使用されてきたが、近年では LVL を面材として使用する事例が出てきている。LVL の JAS においても 2013 年の改正において、面材としての使用を考慮した LVL の B 種が定義され今後の普及が見込まれている。面材として利用する場合には寸法安定性を確保するために一部の単板の繊維方向を直交させる層を設けることが重要となる。直交層を設けた LVL の性能については、川元ら^{2.2-5)} ^{2.2-6)} は直交層を設けた LVL の水平せん断試験を行い、LVL のせん断性能に対して直交層が与える影響を検証している。

一方で、面材として LVL を使用する場合には、曲げ型のせん断試験では試験体が曲げ破壊する

ことがあるため目的とするせん断強度が得られない可能性がある。このような面材としての LVL のせん断性能を把握するには、板状の試験体を用いた面内せん断試験を行うことが適すると考えられる。面材として利用されている合板の JAS には面内せん断試験が定義されており、ASTM D2719 には Small Panel Shear Test、Large Panel Shear Test、Two Rail Shear Test の 3 種の試験法が示されている。栗山ら^{2.2-7)}は、ASTM D2719 の Two Rail Shear Test をもとに LVLB 種の面内せん断実験を行い、直交層を有する LVL のせん断性能を検証している。

<参考文献>

- 2.2-1) 日刊木材新聞社: エンジニアードウッド, 日刊工業新聞社, 142-145, 1998 年 3 月
- 2.2-2) Tomoyuki HAYASHI, TAN Yu Eng, Atsushi MIYATAKE: Bending-shear Tet for Laminated Veneer Lumber, 森林総研研報, No.357, 231-245, 1990 年
- 2.2-3) 海老原徹: 単板積層材(LVL)のせん断性能, 木材学会誌, Vol.27, No.11, 788-794, 1981 年
- 2.2-4) 森泉周, 北村維朗: カラマツ LVL の強度性能(第 3 報), 林産試月報, No.390, 8-12, 1984 年 7 月
- 2.2-5) 川元満夫, 藤田和彦, 李元羽, 宮武敦: 直交単板を用いた単板積層材の性能:その 1 強度性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), 構造, 19-20, 2010 年 9 月
- 2.2-6) 川元満夫, 藤田和彦, 李元羽, 成田敏基, 宮武敦, 中島史郎: 直交単板を用いた単板積層材の性能:その 3 樹種および外層厚さが強度性能に与える影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 構造, 19-20, 2011 年 8 月
- 2.2-7) 栗山真哉, 李元羽, 成田敏基, 中島史郎: 直交単板を用いた単板積層材の性能:その 3 面内せん断性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 構造, 353-354, 2014 年 9 月

2.3 鉄筋コンクリート壁等のせん断データの概要

既存建物の補強では、一般に強度を高めること、変形能力を高めること、あるいは両者の併用により耐震性能を向上させる。通常、現行の建築基準法が定める耐震性能またはそれと同等の性能を付与させることを目標とするが、地震後にも機能維持が必要な重要建物や想定地震動が大きいときには、さらに高い目標性能が設定される。

図 2.3-1 に骨組の強度を増す工法とその効果を、図 2.3-2 に柱の補強工法とその効果を示す。既存の耐震補強では、建物の強度を高めるために、既存骨組内にコンクリート、鋼板の耐震壁、または鉄骨ブレースを設ける工法がある。建物内に補強要素を配置するのが困難なときには、建物外部にバットレスや補強架構を設置し、建物の水平抵抗を増大させる工法もある。変形能力を高めるためには、柱に鋼板やコンクリート、炭素繊維を巻き立ててせん断耐力を増す工法が用いられる。脆い破壊をする短柱につく腰壁やたれ壁を柱から切り離して短柱を解消し、変形能力を高める工法もある⁶⁾。

既存骨組内にコンクリート、鋼板の耐震壁、鉄骨ブレースを増設する工法では、工事を行っている部屋を利用しながらの補強工事、アンカー工事に伴う粉塵・騒音・振動の軽減、また工事期間の短縮への要求の高まりから、新たな増設工法が開発されてきた。以下に一例を示す。

- ・ 既存柱梁フレーム内周に粗骨材を接着し、それをコッターとするとともに、膨張コンクリートを用いて乾燥収縮による増設耐震壁と既存フレームの肌分かれを防ぐ工法⁷⁾
- ・ 補強ブレースに圧縮力のみを負担させ、既存躯体との接合部の簡素化を図る工法⁸⁾
- ・ 鉄骨ブレースをエポキシ樹脂を用いて既存の柱、梁に接着接合する工法⁹⁾
- ・ 既存架構の柱梁側面に鉄筋コンクリート造柱梁架構を増設し、増設した架構内に枠付鉄骨ブレースをアンカー筋の集中配置工法により設置する補強工法(外付補強)¹⁰⁾
- ・ 既存コンクリートフレームと耐震補強部材であるブレース、またはRC壁板とのギャップに高強度グラウトを充填する工法^{11), 12)}
- ・ 既存建物躯体と増設耐震要素間のせん断力伝達に鋼管を用いる工法¹³⁾
- ・ プレキャストブロックやガラス繊維強化プラスチックブロックを組積する工法¹⁴⁾

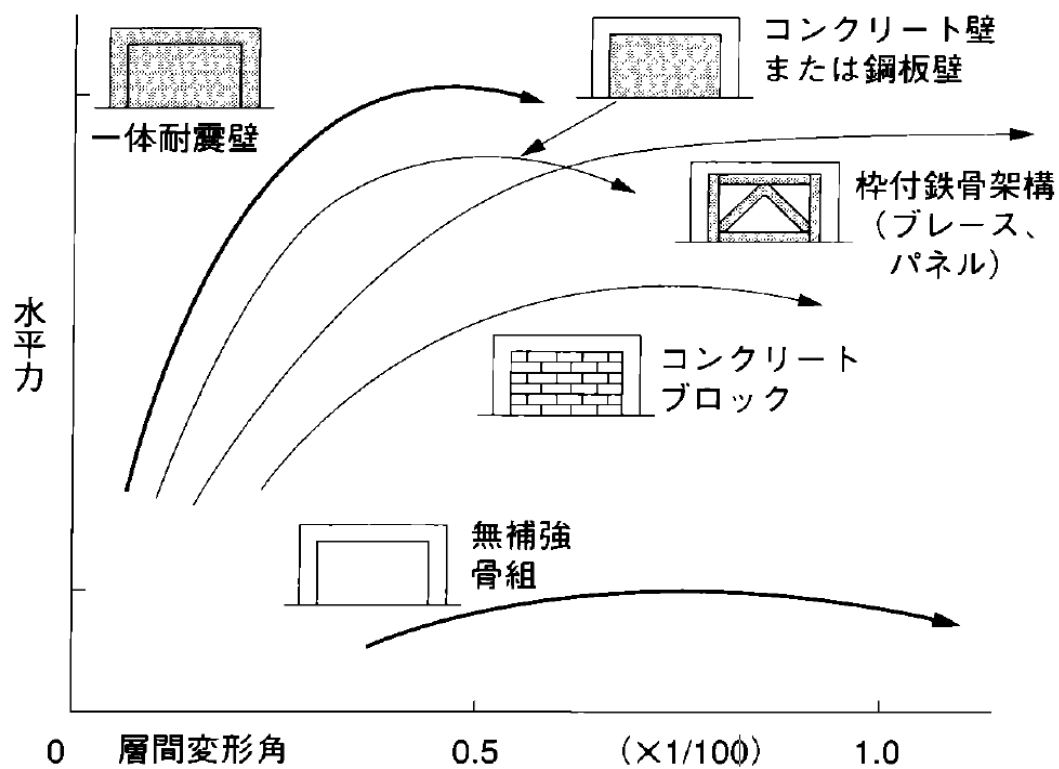


図 2.3-1 骨組の強度を増す工法とその効果

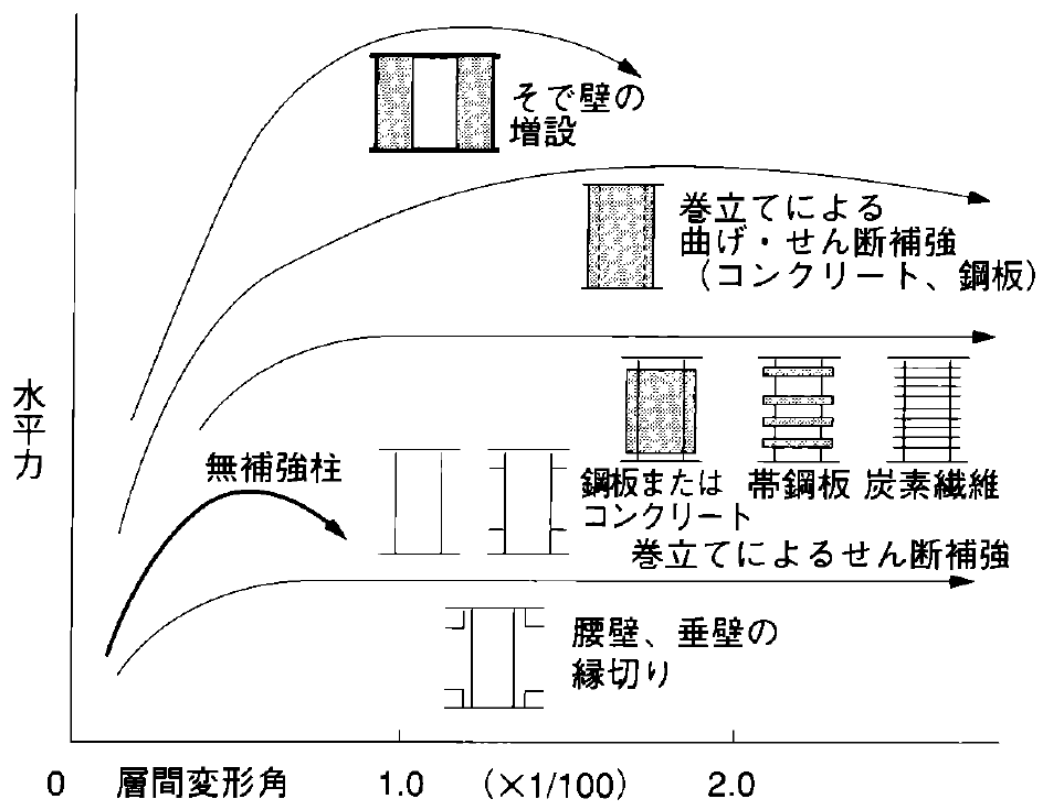


図 2.3-2 柱の補強工法とその効果

<参考文献>

- (1) 渡部博, 荒木康弘, 中島史郎, 宮武敦, 安村基, 安藤直人, 河合直人「スギを用いて製造したクロス・ラミネイティド・ティンバー(CLT)の強度性能 : その9 (小型)面内せん断性能」, 学術講演梗概集 2013(構造III), 131-132, 2013-08-30, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道) 2013 年 8 月
- (2) 荒木康弘, 中川貴文, 中島史郎, 宮武敦, 山口修由, 安村基「スギを用いて製造したクロス・ラミネイティド・ティンバー(CLT)の強度性能 : その8 (実大)面内せん断性能」, 学術講演梗概集 2013(構造III), 129-130, 2013-08-30, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道) 2013 年 8 月
- (3) Akihisa Kitamori, Shoichi Nakashima, Hiroshi Isoda 「DEVELOPMENT OF CLT SHEAR FRAME USING METAL PLATE INSERT CONNECTIONS」, *Proceedings of World Conference on Timber Engineering 2014 Quebec*, ○○
- (4) 新藤健太, 宮武敦, 平松靖, 渡部博「スギを用いて製造したクロス・ラミネイティド・ティンバー(CLT)の強度性能 : その4. 面外せん断性能」日本建築学会学術講演梗概集 2013(構造III), 121-122, 2013-08-30, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北海道) 2013 年 8 月
- (5) 岡部実, 安村基, 小林研治「スギ CLT パネル層内せん断耐力の推定」, 木材学会誌 60(3), 169-176, 2014-0, 日本木材学会
- (6) 菅野俊介「RC造(建物の耐震補修と補強/3)(技術ノート)」, 建築雑誌 111(1396), 56-57, 1996-10-20, 一般社団法人日本建築学会
- (7) 高谷真次, 丸田誠, 閑田徹志, 柳出克巳「接着粗骨材コッターを用いた増設耐震壁に関する実験的研究」, コンクリート工学年次論文集 24(2), 1177-1182, 2002-06-08, 公益社団法人日本コンクリート工学会
- (8) 長濱温子, 森貴久, 高橋 秀一, 大庭正俊「大和式圧縮ブレース耐震補強工法」, GBRC : General Building Research Corporation 38(4), 1-9, 2013-10, 日本建築総合試験所
- (9) 宮内靖昌, 東端泰夫, 毛井崇博, 太田義弘「鉄骨ブレースの接着接合により耐震補強されたRC架構の力学性状」, コンクリート工学年次論文報告集 20(3), 1153-1158, 1998-06-30, 公益社団法人日本コンクリート工学会
- (10) 河本孝紀, 稲井栄一, 原山賢, 藤原勝宣, 柿原巧弥「枠付鉄骨ブレースの接合方法に関する実験的研究(その 14. 枠付鉄骨ブレース補強 RC 架構による外付補強の補強効果)」, 学術講演梗概集 2013(構造 IV), 315-316, 2013-08-30, 一般社団法人日本建築学会
- (11) 金田和浩, 林静雄, 大村哲矢, 中村敏治, 藤村太史郎「あと施工アンカーを用いずに補強した鉄筋コンクリート架構の耐力評価に関する研究鉄筋コンクリート壁板補強の性状と接合面での摩擦の効果」, 日本建築学会構造系論文集 75(658), 2239-2246, 2010-12, 一般社団法人日本建築学会
- (12) 大村哲矢, 林静雄, 金田和浩, 中村敏治, 西川泰弘, 鈴木裕美, 藤村太史郎「アンカーを用いずに鉄骨ブレースで耐震補強したフレームのせん断伝達機構」, 日本建築学会構造系論文集 (616), 73-80, 2007-06-30, 一般社団法人日本建築学会

- (13) 菊田繁美, 三輪明広, 中原理輝, 向井幸一「鋼管をコッターとして用いた耐震補強工法に関する実験的研究」, コンクリート工学年次論文集 30(3), 1183-1188, 2008-07-30, 公益社団法人日本コンクリート工学会
- (14) 栗田康平, 増田安彦, 木村耕三, 萩尾浩也「小型プレキャストブロックを用いた増設耐震壁工法の開発 : その7 PCaブロックとFRPブロックを併用した補強壁」, 学術講演梗概集. C-2, 構造 IV, 鉄筋コンクリート構造, プレストレストコンクリート構造, 壁構造・組積構造 2006, 601-602, 2006-07-31, 一般社団法人日本建築学会

第3章 バリエーションの整理と本事業の対象

3.1 開口バリエーションの整理

本事業で対象とする工法は、既存の RC 建物の耐震補強を行うために CLT や LVL といった木質系面材を接着固定し耐震壁として機能させる工法である。実際の建築物の形状は多様であり補強する壁の形状もそれぞれ異なり、また補強箇所も既存の RC 壁に沿って設置する場合と壁がない個所に新規に壁を設ける場合が考えられる。いずれの場合においてもその中で木質耐震壁の補強効果に影響を与える要因は数多くあるが、特に開口の有無は補強効果に与える影響が大きい。また耐震壁に開口を設けるニーズは極めて大きく、耐震補強工法において開口を有する耐震壁の選択肢があることは、実用化に向けて必須の要素といえる。

無開口の耐震壁と比較し、開口を設けた場合補強壁の剛性や強度は低下するため、その低下率を実験によって比較検討することが必要となる。一方あらゆる開口形状を本事業の対象として網羅することは不可能である。そこで開口形状をいくつかの類型として整理したうえで実験の対象を絞り込むこととする。

ここでは、開口の形状を大きく(1) 無開口、(2) ドア開口、(3) 設備開口、(4) 窓開口の 4 種類に分類し、それぞれについて特徴を示す。なお、ここで示すスパンや階高、柱幅や梁成は RC 建物において典型的な値を設定した。

(1) 無開口

図 3.1-1 に典型的な RC 造建物の無開口壁を示す。無開口壁の剛性、耐力は最も高く、すべてのバリエーションの基本となるものである。

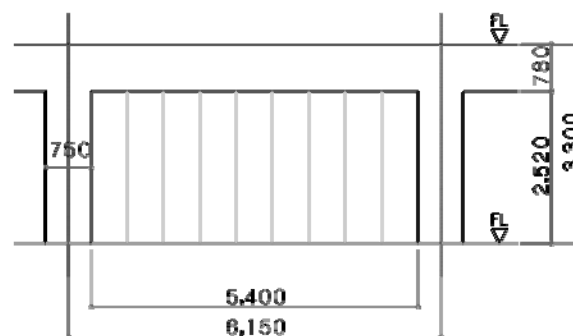


図 3.1-1 無開口タイプ

(2) ドア開口

図 3.1-2 から図 3.1-5 に本工法で対象とする典型的な RC 建物におけるドア開口のバリエーションを示す。

図 3.1-2 に示す大型開口タイプは壁のほぼ中央部に梁下までの大型の開口を設けるタイプで、両側の袖壁にだけ補強がされる。図 3.1-3 に示す中央ドア開口タイプは壁の中央部にドアがあるタイプである。大型開口タイプと比較しドア上部の壁が連続しており梁下の接着面積が大きく取れるが、耐力的には左右の部分が効果を発揮するものと考えられる。また、開口隅角部において応力集中が生じ、早期に耐力を失う可能性がある。図 3.1-4 に示す偏在ドア開口タイプはドアが偏った位置にあるタイプである。中央ドア開口タイプに近い特徴を持つが、特に幅が狭い側の壁の耐力が発揮されるかが課題となり、地震力が作用したとき左右で耐力が非対称となる可能性がある。図 3.1-5 に示す柱際ドア開口タイプは柱に接してドア開口があるタイプである。開口部分は柱と木質耐震壁の間の接着がないため剛性、耐力が低下することが予想される。図 3.1-6 に示す両側柱際ドア開口タイプは壁の両側の柱に接してドア開口を設けるタイプである。いずれも、壁際に大型の家具を設置するのに向いている。

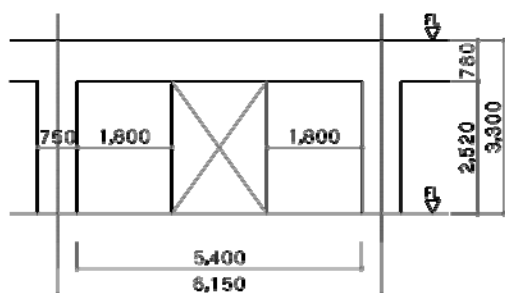


図 3.1-2 中央大型開口タイプ

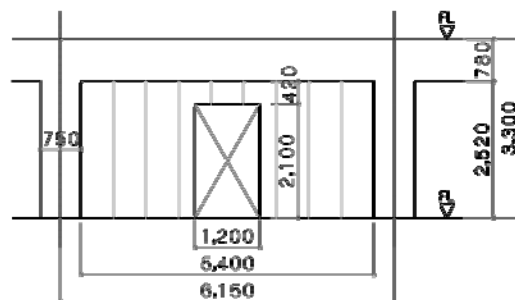


図 3.1-3 中央ドア開口タイプ

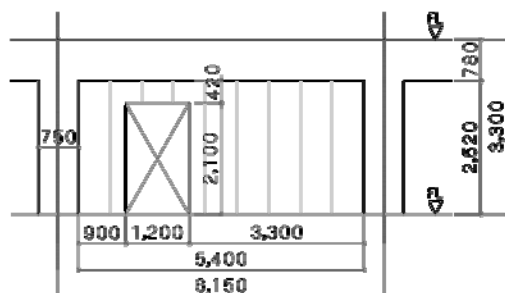


図 3.1-4 偏在ドア開口タイプ

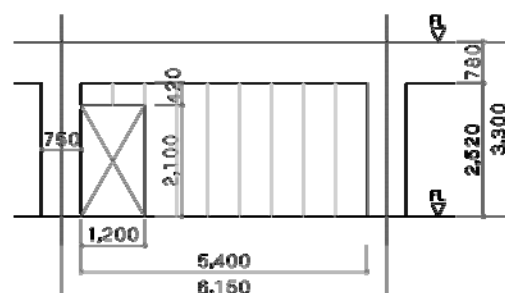


図 3.1-5 柱際ドア開口タイプ

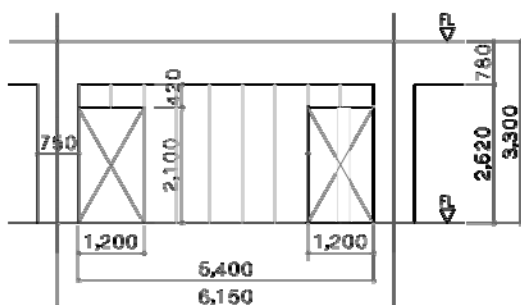


図 3.1-6 両側柱際ドア開口タイプ

(3) 設備開口

図 3.1-7 から図 3.1-10 に設備開口のバリエーションを示す。図の中で壁に網掛けされているのは、壁の圧縮ストラットが生じると考えられる部分を示している。地震が生じたとき、この圧縮ストラットの部分に大きな力が生じるため、この部分に開口を設けると耐震性能の低下が大きいと考えられる。

図 3.1-7 に中央上部設備開口タイプ、図 3.1-8 に中央梁下設備開口タイプを示す。いずれも圧縮ストラットの部分を外れているため、無開口タイプと比較して耐力、剛性の低下は少ないと考えられる。中央梁下開口タイプは、上部開口タイプと比較し梁下の接着がない部分が存在し、耐震性能が低下すると考えられる。

図 3.1-9 に偏在上部設備開口タイプ、図 3.1-10 に隅角部開口タイプを示す。いずれも圧縮ストラット部分に欠損を生じるため、耐力、剛性の低下が大きいと考えられる。

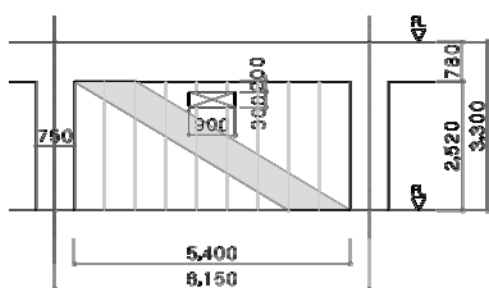


図 3.1-7 中央上部設備開口タイプ

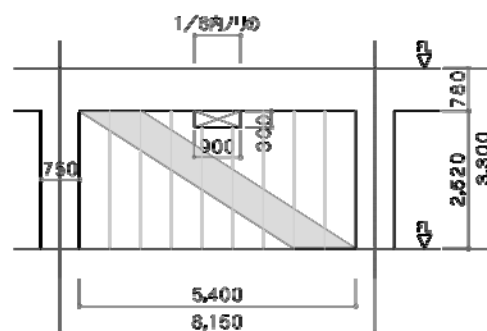


図 3.1-8 中央梁下設備開口タイプ

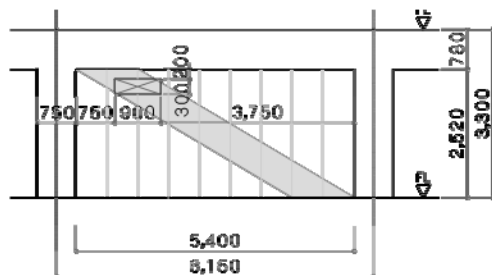


図 3.1-9 偏在上部設備開口タイプ

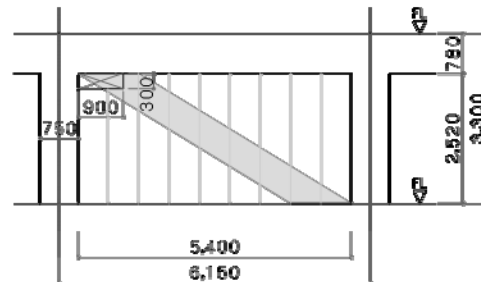


図 3.1-10 隅角部設備開口タイプ

(4) 窓開口

図 3.1-11 に窓開口タイプを示す。ここで開口のサイズは、RC 構造の設計において耐震壁に認められるほぼ最大限のサイズとしている。なお、RC 構造では開口サイズ ro を式 3.1.1 によって定義されており、耐震壁の開口周比は 0.4 以下としなければならない。窓開口タイプでは開口周比を 0.39 としている。

既存の RC 耐震壁がある個所に補強することを想定しているが、学校建築のように横連続窓がある場合には耐震壁とはならないため、適用できるケースは少ないと考えられる。

$$ro = \sqrt{\frac{h_0 \cdot L_0}{H \cdot L}} \quad (3.1.1)$$

ただし、

ro : 開口周比

h_0 : 開口高さ

H : 階高

L_0 : 開口長さ

L : 柱スパン

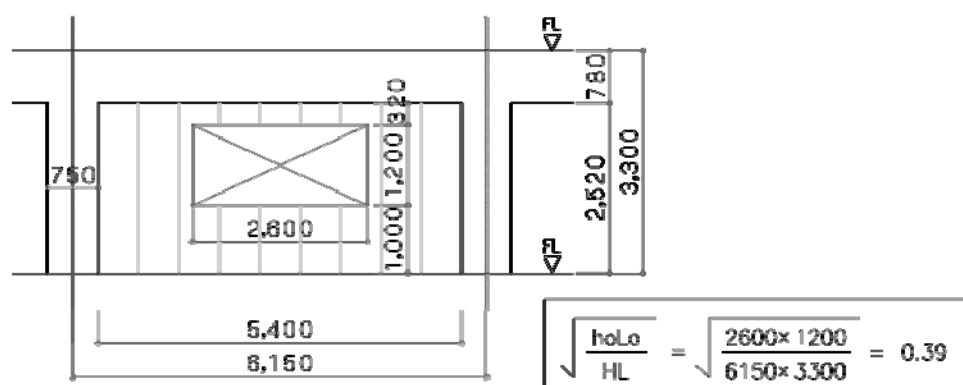


図 3.1-11 窓開口タイプ

3.2 面材の構成によるバリエーションの整理

本工法の耐震壁では補強用に用いる木質系面材の構成は大きな検討項目である。すなわち面材種類やサイズ、強軸方向の配向などである。以下に検討内容のあらましを述べる。

3.2.1 面材の種類について

面材種類について、利用可能と思われる構造用木質系面材料は、LVL、合板、GLT (集成材)、CLT 等が考えられる。

LVL・合板はかつら剥きで得られたベニヤを、GLT・CLT は木材を小断面に加工した挽き板を用いて、各々積層接着することで製造される材料である。LVL・GLT はおもに柱や梁など長い棒状のものとして利用されることを前提に、長さ方向の強度を優先して作られており、LVL においては幅方向の変形を防ぐために長さ方向と直交する層を挿入することもあるが、各層の繊維は基本的には長さ方向にそろえられている。すなわち、完成材料は繊維方向が直交方向に対して数倍程度高い力学特性を示す、強い異方性を示す。一方、合板・CLT は基本的に広い構面状としての利用を意図され、完成した材料の面内異方性を小さくするため、一層ごとに繊維の配向を直交させて積層接着されている。なお、いずれの材料も工業・農林規格に則って製造される工業製品であるため、品質の信頼性は高い。

CLT は国産のスギ材有効活用策として近年特に注目され、開発が進められている材料である。現在、厚 90～270×幅 2,700×長さ 6,000mm までのサイズの原板が製造可能であり、さらに将来的には幅：3m×長さ：16m 程度のサイズまでの製造を可能とすべく目標されている。報告書執筆時点で設計用の基準強度、許容応力度が定められていないが、全国的に研究が進められており、早期の実現が期待されている。

LVL も近年大断面の部材の製造設備が導入され、構造利用が進められてきている材料である。各種広葉樹や針葉樹を材料として生産が行われており、一般的な原板サイズとして、厚さ：9mm～50mm、幅：300mm～1200mm、長さ：1800mm～4500mm のものが製造可能とされている。

合板は国産スギ材料を用いた厚物合板が製造されている。しかし利用可能なサイズは厚 30mm 程度まで、幅×長さ 1000mm×3000mm 程度までと CLT や LVL と比較してやや上限が小さい点が問題であると思われる。

GLT は原理的には厚・幅・長さに制限は無い。ただし、挽き板の製造コスト的に 105～120mm 程度の固定厚のものが利用可能であると考えられる。本工法での使用を考えた場合、直交層を持たない GLT の膨潤収縮に対する高い異方性が問題となると考えられる。すなわち、大面積の GLT 面材が四周を RC フレームに固定された状態で含水率変動を受けると端部での高い二次応力の発生が危惧される。CLT や LVL（一部直交層を持つ）ではこの心配が少ないと考えられる。

以上のように、サイズ面での材料調達可能性と直交異方性を考慮し、本課題では CLT と LVL を補強用面材の対象とすることとした。



<http://clta.jp/clt/>

<http://www.key-tec.co.jp/>

図 3.2-1 CLT (左) と LVL (右)

3.2.2 面材サイズについて

前述したように、CLT も LVL も製造可能な幅×長さは RC フレーム内に挿入するのに十分な大きさがある。しかし本工法の利点である「可搬性」を考えると、大判のパネルを用いるよりも分割された小割の単位面材を用い、フレーム内で並べて挿入し、互いを接着接合して一つの耐震壁とする手法が有効であると考えた。また、木質面材の力学性能によって、構面の必要耐力を満足する面材の厚さ寸法が決定されるが、断面に必要な厚を満足する為に、一枚でもしくは複数の単位面材を重ねて構面を構成するかが検討の対象となる。このときの単位面材の寸法は、施工性を考慮して重機や特別な道具を使用せず人力での施工が可能となる重量となるよう設定した。あわせて、単位面材の小割寸法をあまり小さくすると接着剤の使用量が増加し、コスト増が見込まれる点を配慮した。さらにそれぞれの製造可能および入手が容易な厚さ寸法範囲を考慮した。なお、CLT については積層数が少ないほど材料としての異方性を多く残すが、LVL が比較的異方性の大きい面材料であるため、性質を合わせるために最小積層数（3 層 3 プライ）のものを採用した。

以上を総合的に判断し、基本となる厚さとして LVL は 38mm 厚のもの、CLT は 90mm 厚のものを採用した。上記厚み寸法から重量を考慮して単位面材の幅寸法を計算し、構造実験は実大の 1 / 3 スケールで実施することから、試験体用の単位面材の寸法は実大寸法の 1 / 3 とした。試験体の寸法詳細は 3.4 および 3.5 節において述べる。

3.2.3 面材配向について

本工法のような面材を挿入し耐震壁とする構法において、せん断力は面材の面内せん断と構面の対角に伝達される面材の圧縮抵抗（圧縮束）の両者によって伝達される。本工法で用いる木質系面材は CLT、LVL とも圧縮異方性を持つため、その配向によって圧縮抵抗の機構と強度に違いが出ることが予想される。

一般的には、材料の木取りの優位性から構面軸と一致した角度の繊維傾斜角を持つ面材を採用することが多いと思われる。このとき面材の強軸を鉛直軸と一致させる向きを基本とした。

これは面材の圧縮抵抗機構を、梁を上下に押し上げる方向に優位に働かせることで、面材と梁との間で大きな摩擦抵抗を生じせしめ、結果として面材のせん断負担を増すと同時に柱のせん断負担を減らすことを期待するためである。

一方で、圧縮束の機構については、面材強軸を構面の対角方向と一致するように構成する、または強軸を構面軸に対して 45° 傾けて構成すれば、より有効に働くものと考えられる。しかし、上記の様な配置では単位面材を原板から採取する際の歩留まりが非常に悪くなってしまいうため、やや調整し、強軸が鉛直方向と 30° の角度を持つように配向する条件を検討した。本条件は CLT 面材パネルに対してのみ実施し、その詳細は 3.4 節において述べる。

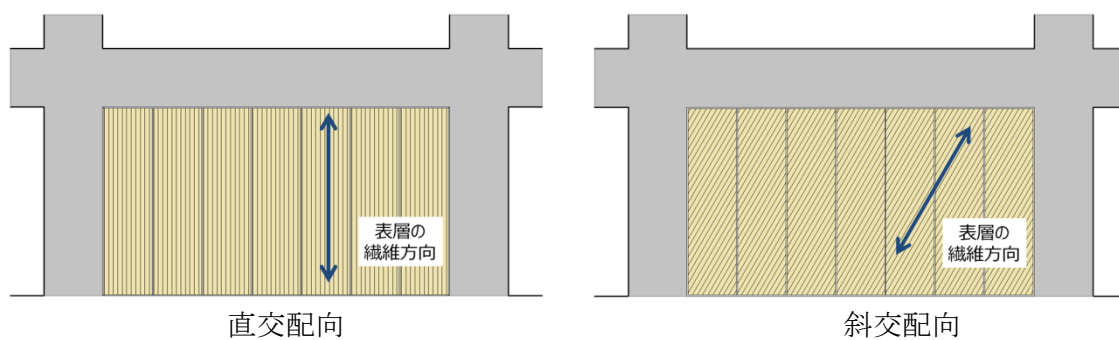


図 3.2-2 面材の構成によるバリエーション

3.3 接合法のバリエーションの整理

面材とフレーム間を四周で接合する方法は、直接接着工法を基本とした。すなわち、単位面材をフレームに挿入する際、両者間に 5mm のスペースを設け、全ての単位面材を所定位置に納めた後、あと施工で隙間をエポキシ樹脂で充填接着することで接合する。なお、単位面材と単位面材の側面同士の接合も同様の手法とした。なお、単位面材を厚さ方向に重ねて用いる箇所には、両者間に特に接着等の接合は設けなかった。本工法の詳細については 4 章で詳しく説明を行う。

一方で、上記の工法では接着面積が面材の厚さに規定され、また接着強度は RC 表面の強度で決定される事が予想されたため、材料の強度に対してせん断強度が非効率となる可能性が予想された。また、全体を湿式で同時に行う工法であるため、面材挿入にある程度の施工時間がかかる。そこで、面材と四周フレーム間の接着強度を高めるため、後述する中間金物を介する工法を検討した。この方法は、面材の取り付けに現場での接着剤充填を必要としない乾式工法によって行う方法への将来的な展開を同時に意図している。すなわち、接合金物は RC フレームと接着工法によって取り付けておき、面材は別途機械的に取り付ける 2 段階施工である。本接合法は CLT を使用した試験条件でのみ検討を行った。仕様の詳細は 3.4 節において説明する。

3.4 CLT で対象とした補強工法とその意図

3.4.1 補強方法と検証項目の概説

CLT 補強においては、前節までに述べたバリエーションのうち、標準寸法・直交配向の条件を基本仕様として設定し、これに対して比較を行う形でそれぞれ開口形状、繊維配向、繊維配向+接合法、柱スパンの異なる各試験条件を設定した。これらは表 3.4-1 に示す計 5 条件である。それぞれの項目の意図は以降で説明する。

表 3.4-1 対象とする検証項目と対応する試験体

対象とする検討項目						試験体名
柱スパン	開口形状	繊維配向	接合法	パネルサイズ／分割方法		
標準 実大： 5400mm 試験体： 1800mm	無開口	直交	直接接着	実大 厚さ 90mm 2 枚重ね 幅 640mm 7 分割	試験体 厚さ 30mm 2 枚重ね 幅 214mm 7 分割	直交
	両側柱際 ドア開口					直交・方立
	無開口	30°斜交	鋼板接合			斜交
						斜交・鋼板
ロング 実大： 9600mm 試験体： 3200mm	無開口	直交	直接接着	実大 厚さ 90mm 2 枚重ね 幅 870mm 10 分割	試験体 厚さ 30mm 2 枚重ね 幅 289mm 10 分割	直交・長尺

直交試験体（標準）

標準となる仕様である。実大柱スパン 5400mm を念頭に、1 / 3 縮小サイズでの構造試験を実施するため、内法寸法 840 × 1540 mm の RC フレーム内に幅 214mm、厚 30mm の 3 層 3 プライ単位 CLT 面材パネルを 2 枚重ねに 7 列並べて挿入し、各部隙間にあと施工でエポキシ樹脂を充填し直に接着することで無開口全面壁とする方法である。パネル□フレーム間およびパネル-パネル間に接着厚 5mm をとっている。CLT 面材パネルの配向は強軸が鉛直方向となるように設定する。

直交・方立試験体

フレーム内の両脇が開口となるよう CLT を配した試験体(直交・両脇開口型)であり、構造的には上下 2 面のみが接着面となる。出入口等の開口部を有する架構を意図し、両柱横にそれぞれ 334.5mm（実大寸法約 1000mm）をもつ補強法を意図したものである。力学的意図は 3.5.2 節で詳述する。

斜交試験体

CLT 面材パネルの強軸繊維方向を架構鉛直軸から 30° 傾けて配した試験体（四周直接着接合、全面無開口壁）である。木材が繊維平行方向の圧縮において剛性が高いことをふまえ、繊維平行方向がフレーム内に筋かいのように斜めに配置されることで、剛性が向上することを見込んでいる。前述したように、傾斜配向角度は構面对角線角度に近づけるか、もしくは 45° とするかの場合に、より有効に働くものと考えられる。しかしながら、いずれの場合でも原板からの木取りで極めて歩留まりが悪くなる。本課題では圧縮束の効果が、最高効率では無くともある程度の効果が期待できる角度として傾斜角 30° を設定した。

今回の試験体は図 3.4-1 に示す様に $1 \times 2\text{m}$ の原板から木取りした。この場合、直交配向用の単位面材は 8 枚採取できるが、斜交配向用の単位面材は 6 枚しか取ることができず、材料効率の比が 75% である。すなわち、斜交配置によって直交配置の場合より 1.33 倍以上の補強効果の向上が見られなければ、斜交とする意味が薄いということになる。ただし木取りの歩留まりは原板の寸法に依存し、より大きな原板を用意することができればより歩留まりの良い採取が可能である。また、全体壁厚に限界がある条件でより高い補強効果を得たい場合などにも斜交配向の試験体が有効であると想像される。

なお、斜交型の CLT 面材パネルの繊維配向は、強軸の傾き方向を表裏 2 枚で各々逆方向 (30° , -30°) とする事で、構面になった場合の方向性がより減少する様に設定した。

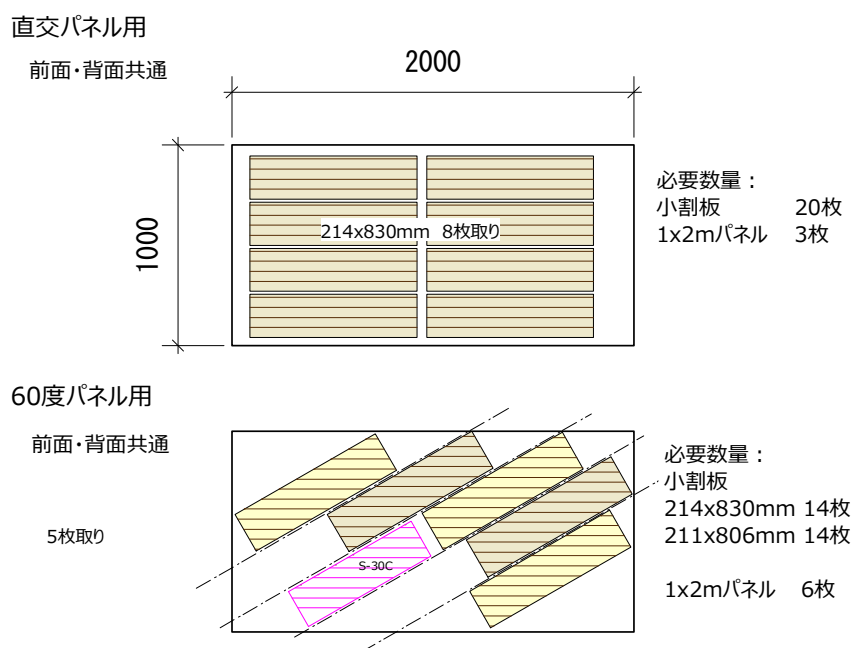


図 3.4-1 直交と斜交の単位面材の原板からの木取り

斜交・鋼板試験体

斜交試験体のさらなる最大耐力の向上を期待し、面材とフレームの四周の接合部に T 形鋼を介した接合を行った試験体である。詳細は次小節で述べる。

直交・長尺試験体

直交試験体（標準）に対して、フレームのスペンが大きい条件である。無開口、直交配向 CLT を用いている。フレームスペン拡大の意図は 3.5.2 節で後述する柱スペン（LVL 仕様）と同一であるため省略する。スペン拡大に対して単位面材の分割の比率が整数倍とならないため、結果として単位面材の幅寸法が標準試験体とやや異なっている。

3.4.2 CLT 工法における特殊な仕様について

CLT

前節で検討したように、CLT 試験体では 3 層 3 プライの 90mm 厚スギ CLT の使用を前提としている。スギ CLT の気乾密度はおおよそ 500kg/m^3 程度である。実寸法において、後述する LVL の仕様と合わせて幅 640mm、層間内法高 2520mm の単位面材を仮定すると、その重量は 72.6kg であり、LVL と比べ、やや重いと言えるがこれを採用した。構造試験は 1 / 3 スケールで行うため単位面材の幅が 214mm、厚 30mm である。30mm 厚の 3 層 3 プライ直交集成板は市販のものでは入手できないため、特別に厚 10mm のラミナを用いた原板を作製した。この原板の特徴については 5.1 節で述べる。

鋼板接合の詳細

斜交・鋼板試験体の接合部の詳細を図 3.4-2 に、CLT 面材パネルの架構図を図 3.4-3 に、鋼板接合部の加工詳細を図 3.4-4 にそれぞれ示す。

接合の方法と意図を以下に述べる。本方法では T 形鋼を用いた接合金物を用いる。T 形鋼は RC フレーム内法にあらかじめ接着接合し、次いで CLT 面材パネルを 2 枚合わせで T 形鋼フランジ部に留めつける事で構面を完成させる。CLT 面材パネルの内側部分で T 形鋼と接する箇所には穴あき鋼板を接着接合しておく。施工時に T 形鋼両側から CLT 面材パネルを設置し、鋼板で T 形鋼フランジを挟み込んで高力ボルトで留め付ける事で摩擦接合とする。乾式工法を可能とする手法を意図して設計した。

なお、実際の試験体は施工の容易さの関係で、乾式工法では無い方法となっている。すなわち、T 形鋼とパネルとの摩擦接合までを地組で行った後フレーム内にまとめて挿入し、接着接合を行った。さらにパネル-パネル間は他と同様に湿式の接着剤充填接合を施した。また四周の鋼板間等の隙間には樹脂系充填剤をグラウト充填して面材木口からフレームへの圧縮力伝達を可能とした。将来的にはパネル□パネル間の接着とグラウト充填は行わず、T 形鋼はフレームにあらかじめ接着した後、パネルと摩擦接合を行う接合法により、乾式であと施工の接合法の開発を目的としている。

この接合法では T 型鋼の底板幅を CLT 面材パネル厚よりも大きくすることで面材を直接接着する場合に比べて大きな接着耐力が期待できる。図 3.4-5 に示す様に、T 形鋼-RC 間の接着耐力、鋼板-T 形鋼フランジ部の摩擦接合耐力、鋼板-CLT 面材パネルのローリングシア耐力をそれぞれ計算し、全てが概ね等しいが最終的には T 形鋼-RC 間の接着耐力で最大耐力が決定されるよう 1 / 3 縮小試験体の部材断面を設計した。

摩擦接合詳細

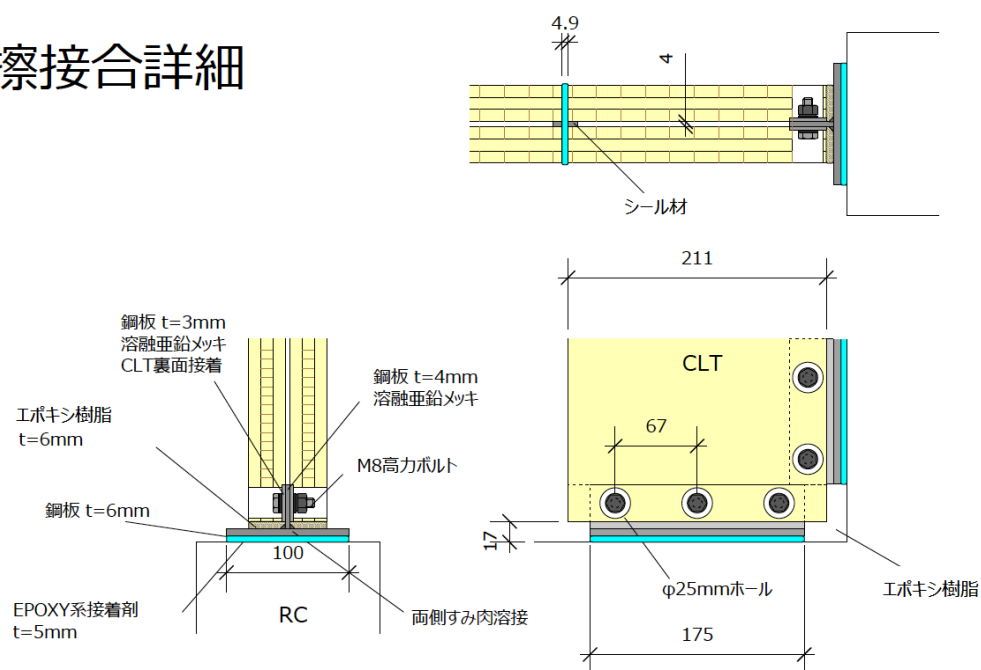


図 3.4-2 斜交・鋼板仕様 摩擦接合部詳細

CLTパネル加工詳細

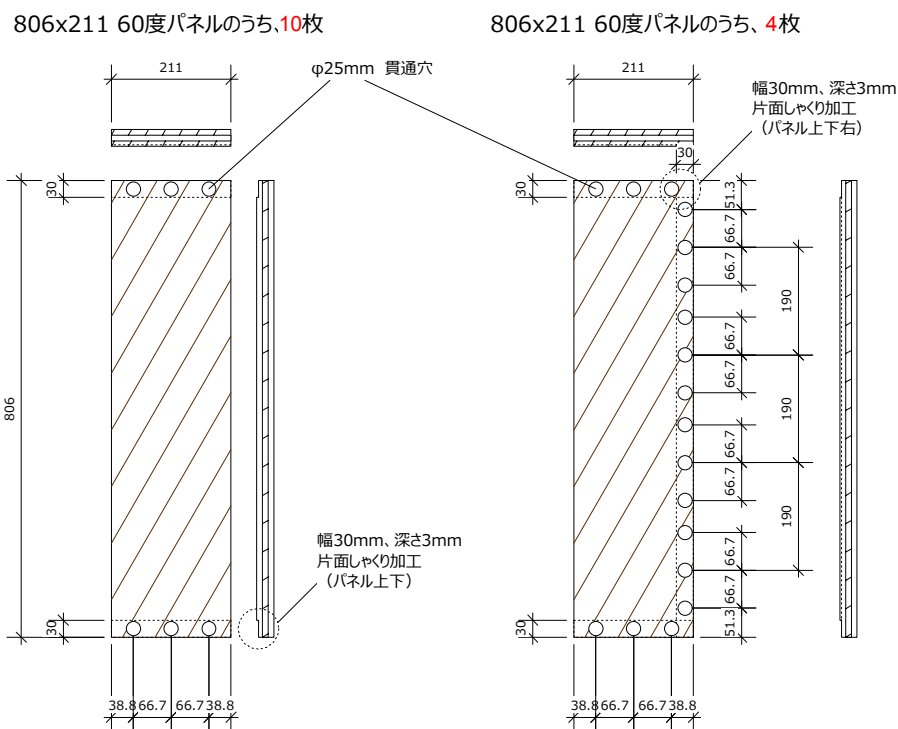


図 3.4-3 斜交・鋼板仕様 単位面材加工詳細

金物加工詳細

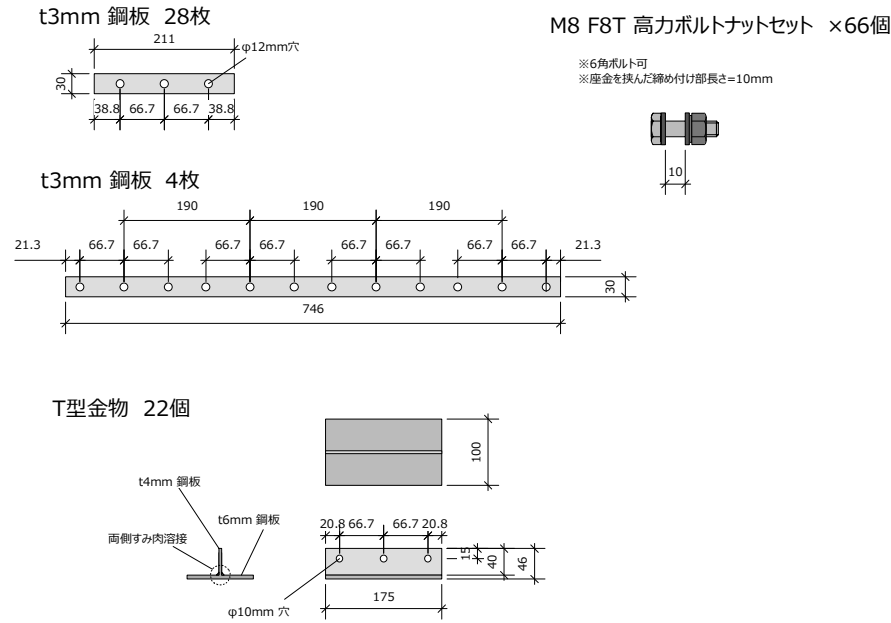
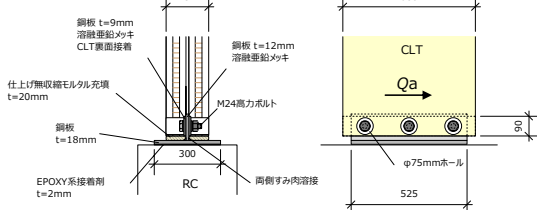


図 3.4-4 斜交・鋼板仕様 鋼材加工詳細

摩擦接合の設計

実大条件



比較対象

CLT直接接着 $F_s=4\text{N/mm}^2$ (RC付着 2N/mm^2 , 摩擦 2N/mm^2)
 $180 \times 600 \times 4 = 432\text{kN}$ (288kN:短期)

実大条件の摩擦接合部

カットT鋼底部-RC接着 $F_s=4\text{N/mm}^2$ (RC付着 2N/mm^2 , 摩擦 2N/mm^2)
 $300 \times 525 \times 4 = 630\text{kN}$ (420kN:短期)

鋼板-CLT接着 $F_s=6\text{N/mm}^2$
 $90 \times 600 \times 2 \times 6 = 648\text{kN}$ (432kN:短期)

鋼板-カットT鋼 摩擦接合 M24 F8t 溶融亜鉛メッキ高力ボルト
 摩擦面 溶融亜鉛メッキ プラストおよびリン酸塩処理 (滑り係数0.4)
 設計断面 353mm^2 設計ボルト強度 640N/mm^2
 設計軸力 $353 \times 640 \times 0.85 = 192\text{kN}$
 $192 \times 0.4 \times 2 = 154\text{kN}$:短期許容せん断耐力
 ボルト本数 $n=3$ $154 \times 3 = 461\text{kN}$ (短期)

カットT溶接部せん断耐力 SS400 $sfs=235\text{N/mm}^2$ すみ肉溶接強度
 135N/mm^2

すみ肉溶接脚長 : $s=7\text{mm}$
 すみ肉溶接のど厚 : $a=0.7s=4.9\text{mm}$
 のど断面 $4.9 \times 525 \times 2 = 5145\text{mm}^2$
 すみ肉溶接せん断強度 $5145 \times 135 = 695\text{kN}$ (短期)

以上より、鋼板底部の接着によって破壊を生じる。
 直接接着の場合と比べ、**420/288=1.46倍の耐力上昇**

縮小試験体の摩擦接合部

概ね全ての耐力指標が1/9となるが、すみ肉溶接のど厚が大きくなる(4mm?)ため、溶接部せん断耐力はより高いものとなる。

耐力値
 カットT鋼底部-RC接着 46.7kN
 鋼板-CLT接着 50.6kN
 鋼板-カットT鋼 摩擦接合 52.5kN
 カットT溶接部せん断耐力 162kN

CLT/パネルを欠き込み-鋼板接着とせずに、パネル上に直接鋼板接着しても良い。
 その場合、パネル間隙間=10mm

摩擦面の処理
 高力ボルト摩擦接合部の摩擦面は、プラスト処理及びリン酸塩処理を施すことを標準とします。
 プラスト面の表面粗さは $50\mu\text{m}$ 以上とし、亜鉛の合金層が残るように軽く磨いて下さい。
 また、プラストを施す範囲は、添接板の外に出ない範囲として下さい。
 添接板の外周等 摩擦面でない部分、および引張接合部は、めっきのままとして下さい。

縮小条件

F8t 高力機械ボルト?
 設計断面 40.2mm^2
 許容引張応力 640N/mm^2
 設計軸力 21.9kN
 許容せん断耐力 17.5kN/本

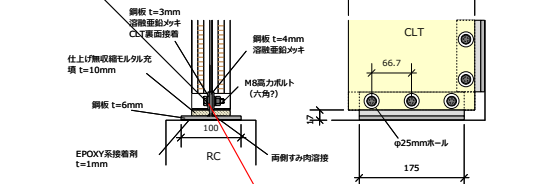


図 3.4-5 斜交・鋼板仕様 接合耐力の計算

3.5 LVL で対象とした検証項目とその意図

3.5.1 検証項目の概説

LVL を用いた補強については、既往の研究 3.5-1) 3.5-2)により標準的な壁形状における無開口壁の補強効果が明らかにされていることから、これを基準に、以下の 2 つを実験パラメータとした。

- ・開口および開口形状による補強効果への影響
- ・壁形状（スパン）が補強効果にもたらす影響
- ・LVL パネル分割方法が補強効果にもたらす影響

なお、実際の耐震補強では既存の壁に LVL 壁を併設する場合も想定されるが、実験では補強効果の検討を容易にするため、新設するパターンを対象としている。

対象とした検証項目に対応する試験体について表 3.5-1 にまとめる。検証項目は 3 項目あり、RC 架構のスパン、LVL 壁の開口形状、LVL パネル分割方法である。それぞれの項目の意図については以降の節に示す。

表 3.5-1 対象とする検証項目と対応する試験体

対象とする検証項目				試験体名
柱スパン	開口形状/位置	パネルサイズ/分割方法		
標準スパン 実大：5400mm 試験体：1800mm	梁下中央設備	実大 厚さ 38mm 3 枚重ね 幅 640mm 7 分割	試験体 厚さ 38mm, 1 枚重ね 幅 214mm 7 分割	設備開口 Wo-L01
	中央大型開口			袖壁 Wo-L02
	両側柱際 ドア開口			方立壁 Wo-L03
大スパン 実大：9600mm 試験体：3200mm	無開口	実大 厚さ 38mm 3 枚重ね 幅 870mm 7 分割	試験体 厚さ 12mm 3 枚重ね 幅 289mm 10 分割	大スパン W-L11

3.5.2 RC 架構のスパン

RC 架構の形状が耐震性能に与える影響を検証するため、試験体 RC フレームの柱スパンを 2 種類設定した。

一種類は RC 建物で標準的なスパンを想定し、開口付き試験体に用いた。試験体のスパンは 1800mm、実スケールでは約 5400mm で、既往の研究^{3.5-1) 3.5-2)}における実大の約 1/3 縮小モデル試験体と同サイズとした。この形状は学校や百貨店等の RC 建物の標準的なスケールを意図して計画され、一般的な補強対象の建物を模擬していると考えられるためである。また、既往の実験による無開口の実験と耐力、剛性の比較も容易とした。

もう一種類はスパンを 3200mm と拡張した試験体である。実スケールでは 9600mm に相当し、試験体の壁内法長さは 2960mm となる。スパンを広げることにより、木質耐震壁の梁下接着面が長くなることによる補強効果への影響を検証することを目的とした。なお、試験体は標準スパン試験体と同様に RC 骨組は RC 柱のせん断破壊型で設計し、補強 LVL の高さ（柱内法高さ）は標準スパン試験体と揃え、実験結果の比較を容易とした。

3.5.3 開口形状と位置

開口を有する試験体は 3 体とし、それぞれ設備開口タイプ、袖壁タイプ、方立壁タイプとした。なおスパンの長い試験体は無開口タイプとした。開口のあるタイプについて、図 3.5-1 から図 3.5-3 に開口形状の模式図を示す。

図 3.5-1 に示す設備開口タイプは、スパン中央の梁下部に設備開口を想定した比較的小型の開口を有するタイプで、3.1 節に示した設備開口のうち、梁下中央設備開口タイプに相当する。開口による接着面積の減少と、圧縮ストラットになる部分にかからない開口の影響を検証した。

図 3.5-2 に示す袖壁タイプは、中央に大きなドア開口を有し、左右の柱際に袖壁状の耐震補強壁が取りつくタイプとした。3.1 節に示したドア開口のうち、中央大型開口タイプに相当する。開口による接着面積の減少と、袖壁状になった補強壁の補強効果について検証することを目的とした。

図 3.5-3 に示す方立壁タイプは、壁の両側柱際に二つの開口を有するタイプとした。3.1 節に示したドア開口のうち、両側柱際ドア開口タイプに近い形状で、両側の柱との接着をなくし、柱から荷重を受けず梁との接着面からのみ力が伝達されるため、木質耐震補強壁の力学的性状を分析するために有効と考えられる。

いずれの開口形状についても開口によって欠損が生じたパネルは 3 枚で、梁下の接着部の欠損面積も等しくしたことで、実験の相互比較を容易にしている。

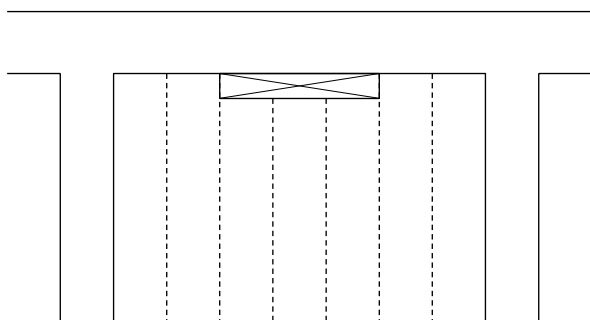


図 3.5-1 設備開口タイプ

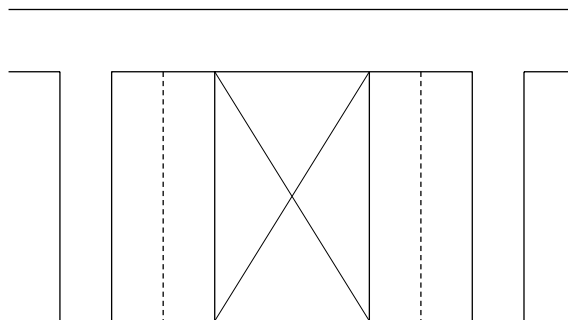


図 3.5-2 袖壁タイプ

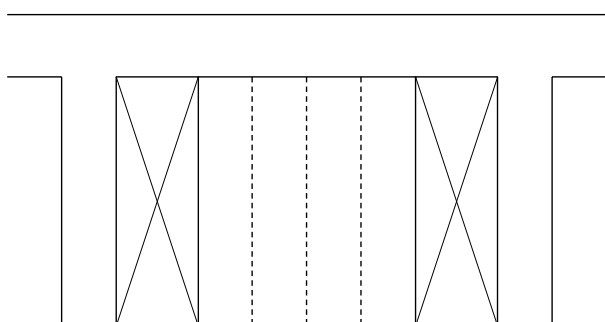


図 3.5-3 方立壁タイプ

3.5.4 LVL パネルのサイズと分割

木質耐震壁では、分割した木質パネルを接着接合して一つの耐震壁とする。このためパネルの分割方法によって耐震壁の性能や施工効率に影響を与えることが予想された。

LVL を用いた場合、厚さ 38mm、幅 600mm 程度の LVL を 3 枚程度重ねて使用することが標準的である。これは厚さ 38mm の LVL の流通量が豊富で、これを幅 600mm 程度のパネルとすることで 1 枚当たりの重量が 40kg 程度となり重機や特別な道具を使用せず人力での施工が可能となるためである。またパネル幅が広く壁が極端に薄い場合にはせん断座屈が生じる可能性があること、さらにある程度の補強効果を得るために厚さが必要になることも根拠になっている。

実験では試験体を 1/3 に縮小したため、壁の厚さとパネルの幅を標準サイズの 1/3 とすることとした。よって開口付きの試験体 3 体では、LVL パネルは厚さ 38mm の LVL を 1 枚重ねとし、壁を 7 分割してパネル 1 枚の幅を 214mm とした。大スパン無開口試験体については、座屈の影響を検証するため、LVL の厚さを 12mm とし 3 枚積層した。パネルの幅は 289mm に拡大し、実大スケールにおいて人力で運べる最大サイズとした。

<参考文献>

3.5-1) 栗原嵩明, 福原武史, 須賀順子, 大野正人, 楠寿博, 石川裕次: 構造用 LVL 板を用いて耐震補強した RC 架構の構造性能に関する研究 その 1 材料試験および実験計画, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), 155-156, 2014 年 9 月

3.5-2) 福原武史, 栗原嵩明, 須賀順子, 大野正人, 楠寿博, 石川裕次: 構造用 LVL 板を用いて耐震補強した RC 架構の構造性能に関する研究 その 2 実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), 157-158, 2014 年 9 月

第4章 施工法の検討と試験体の施工

4.1 工法の概要

4.1.1 接着工法の概要

これまで、木質材料を耐震壁として用いて RC 建物の耐震補強を行うには、既存躯体に木質材料を堅固に接合する方法が課題となっていた。そこで本事業では接着工法を採用することとした。接着工法は、鉄骨ブレースなどの耐震要素を接着剤によって既存の RC 躯体に固定する耐震補強工法の一つである。

従来は、補強箇所に配筋型枠しコンクリートを打設する在来 RC 壁工法や、鉄骨ブレースの周りにスタッドを打ち既存躯体との間にグラウトを充填する工法などがあったが、いずれの方法においても補強要素と既存躯体を一体化させるため、図 4.1.1-1 に示すように既存躯体に多数のアンカーを打つ必要があった。アンカー打設時には振動、騒音、粉塵が発生するため、建物を使用しながらの耐震補強を行う際に障害となっていたが、図 4.1.1-2 に示すように接着工法ではアンカーを打設しない代わりに接着剤によって固定するため施工が簡易で、振動・騒音・粉塵の発生が抑えられ、建物を使用しながらの施工を可能とするものである。

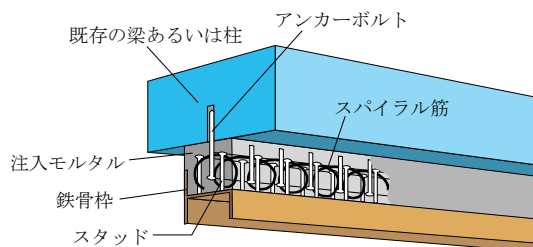


図 4.1.1-1 従来工法による
鉄骨ブレース補強

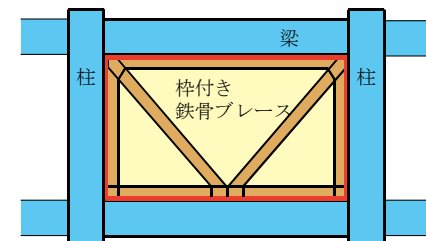
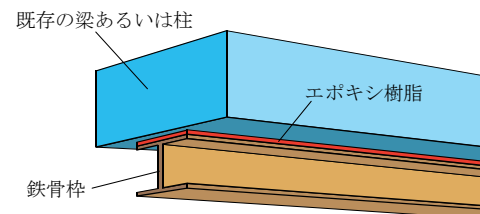


図 4.1.1-2 接着工法による
鉄骨ブレース補強

4.1.2 施工フローの検討

木質材料を用いた耐震補強において想定される施工フローを図 4.1.2-1 に示す。本工法の施工フローは既往の接着工法のフローをもとにしている。ただし木質パネルの建て方、注入用型枠の設置については、木質耐震壁特有の工程であるため、事前に施工方法の検討を行って試験体製作時にその施工性を検証した。

次節以降に試験体製作をもとにした施工検証について述べる

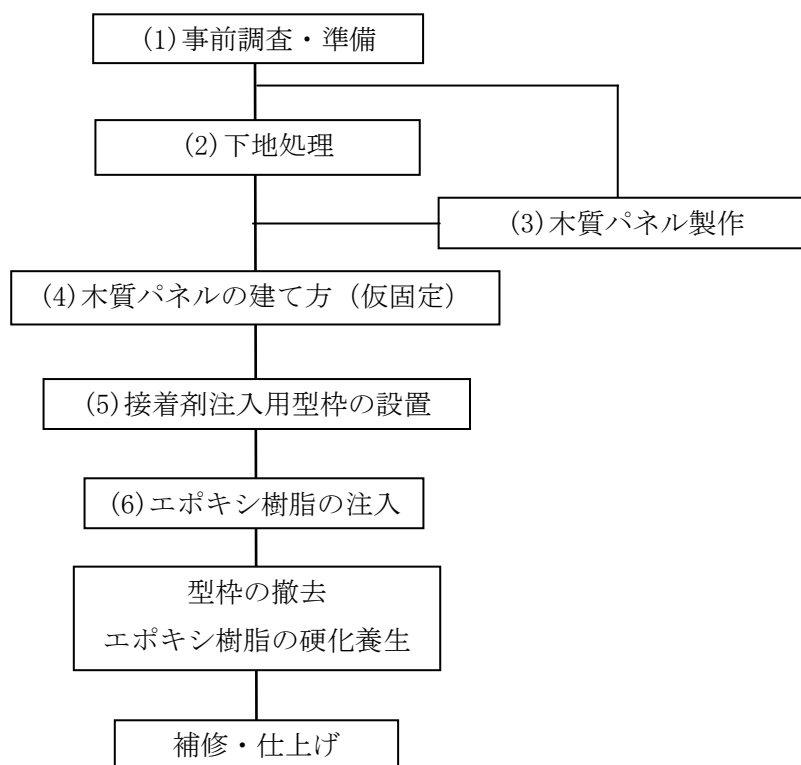


図 4.1.2-1 木質耐震壁接着工法の施工フロー

4.2 縮小試験体による施工検証

4.2.1 概要

試験体の施工は前節の施工フローに従って行った。

標準スパンの CLT および LVL 試験体のあと大スパン試験体の施工を行ったため、大スパン試験体の施工方法はそれまでに得た知見をもとに改善している。

本節では、LVL 試験体の施工および大スパン試験体の施工について述べる。なお今回は試験体の製作であるため省略された工程がある。

4.2.2 LVL 試験体の施工

(a) 事前調査・準備

今回は試験体の施工のため、この工程は省略した。

実際の施工では現地の事前調査を行い、施工部位の躯体寸法の確認、施工部位のコンクリートの状態や材料強度の確認、搬入経路および材料保管場所の確認、必要機材の準備などを行う必要がある。また必要に応じて写真や野帳などに記録を残す。

(b) 下地処理

試験体の RC フレームの接着性を改善するため、接着部のコンクリート表面をサンダー掛けし表面のレイタンスや汚れを除去した（図 4.2.2-1）。

実際の建物を想定した場合、仕上げ材の下地がコンクリート表面に付着している可能性があるため、これを除去しなくてはならない。下地がモルタルの場合、既存コンクリート以上の強度が確認できるならば存置できる。また、ひび割れや欠損があれば適宜補修し、不陸等があればポリマーセメントモルタル等を用いて平滑に仕上げる必要がある。



図 4.2.2-1 サンダー掛け後のコンクリート表面

(c) 木質パネルの製作

試験体の施工のため、図面通りに製作した。

実際の施工では、事前調査で得られた躯体寸法をもとにパネルの製作を行う。

(d) 木質パネルの建て方

接着部の墨出しを行い、それに合わせて型枠支持材やパネル下部のスペーサーを躯体に設置した（図 4.2.2-2）。型枠支持材には栈木を使用しコンクリートビスで躯体に固定した（図 4.2.2-3、図 4.2.2-4）。スペーサーにはコンクリートビスを用い、打ち込み深さを調整しビス頭の高さを接着層の厚さに合わせた（図 4.2.2-2）。

次に型枠支持材にパネル支持材兼用の型枠をビス止めした（図 4.2.2-5）。この部材は栈木の片面にゴムスポンジを貼り付け、その上から養生テープを貼って製作した。ゴムスポンジによってパネル間のわずかな段差や表面の凹凸を吸収し密着させ、養生テープで接着剤の付着を防いだ。この型枠兼用パネル支持材にパネルをビスで固定した（図 4.2.2-6）。この時、楔を用いて接着剤を充填するための適切なクリアランスを確保した。

実際の施工では、型枠支持材はより大きい断面が必要となると考えられる。また、スペーサーについては、パネルの重量が増すため、ホールインアンカーを躯体に打ち込み、適切な径のボルトを用いてスペーサーとすると考えられる。また、特に CLT を用いる場合パネルの重量が大きく建て方時にチェンブロックなどを用いる必要があるケースが予想される。この時、チェンブロックを取り付けるためのあと施工アンカーを躯体に打設し、パネルに吊り治具を取り付ける。



図 4.2.2-2 スペーサー設置状況
(レーザーレベルを用いて調整)



図 4.2.2-3 型枠支持材施工状況



図 4.2.2-4 型枠支持材とスペーサー



図 4.2.2-5 型枠兼用パネル支持材の設置



図 4.2.2-6 LVL パネルの建て方

(e) 接着剤注入用型枠の取付

試験体の施工では、樹脂の充填状況を目視で確認するため、透明な塩化ビニル板を型枠とした。塩ビ板を補剛するため、目地棒状の木材を塩化ビニル板に張り付けた。躯体に型枠支持材を取り付け、支持材、型枠、LVL の間を漏れ止め兼用の剥離シートで固定した(図 4.2.2-7、図 4.2.2-8)。

鉄骨ブレースの接着工法ではパテ状のエポキシ樹脂を用いて型枠とし施工後も存置するが、本工法の場合補強した木質パネルをあらわしで使用するニーズもあることから、仮設の型枠を用いてエポキシ樹脂を注入し硬化後撤去する工法を採用した。



図 4.2.2-7 型枠施工状況
(剥離シート打設状況)



図 4.2.2-8 型枠施工完了状況

(f) エポキシ樹脂系接着剤の注入

型枠に設けた注入孔からエポキシ樹脂を充填した。充填は足踏み式ポンプを用いて、パネルの下部から順次行い梁下部分の手前まで注入した後、一晩養生し翌日に梁下に注入した(図 4.2.2-9、図 4.2.2-10)。連続して注入すると樹脂が LVL に吸収されるなどして接着剤が目減りし、充填不良が生じることが予想されたためである。実際に接着剤の天端は 1cm 程度下がる様子が観察された。

また注入時に型枠から接着剤が漏れることがあった。漏れた個所から空気が侵入し、充填不良を起こし、周囲を接着剤で汚す恐れがある。より型枠と LVL パネルや RC 躯体に対して堅固に取りつける必要があることが分かった。

これまでの接着工法で用いた接着剤は、粘度が $2000 \text{ MPa} \cdot \text{s}$ 程度のエポキシ樹脂を使用していたが、木質材料に対しては接着剤が木材に吸収され、充填した後硬化するまでに接着材が目減りし気泡や空隙が生じてしまう可能性が考えられたため、今回は粘度が $5000 \sim 20000 \text{ MPa} \cdot \text{s}$ のコンクリートのひび割れ充填に用いるタイプのエポキシ樹脂であるコニシ製 E207D を使用した(図 4.2.2-11)。



図 4.2.2-9 接着剤充填状況



図 4.2.2-10 接着剤充填完了状況



図 4.2.2-11 充填用エポキシ樹脂
(コニシ製 E207D)

(g) 型枠の撤去・接着剤の養生・補修・仕上げ

接着剤の硬化を確認し、型枠を撤去した。気泡などの不良個所（図 4.2.2-12）は、必要に応じてその周囲の接着材を削り取り、不良個所にグリース状のエポキシ樹脂コニシ製 E209D（図 4.2.2-13）を充填した。不良個所は、接着剤の漏れがあった個所を中心に外周部、パネル間などによらず生じた。また接着剤がはみ出した個所があったため、不要な部分をサンダー掛けし取り除いた。その後、実験までエポキシの強度が発現するよう、2 週間程度の養生を行った。施工完了後の写真を図 4.2.2-14 から図 4.2.2-16 に示す。

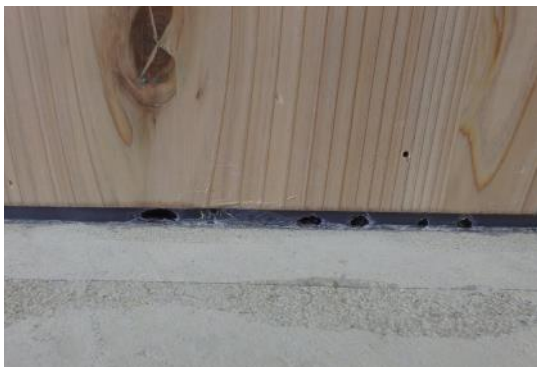


図 4.2.2-12 充填不良個所（気泡）



図 4.2.2-13 補修用グリース状エポキシ樹脂
(コニシ製 E209)



図 4.2.2-14 施工完了状況
(設備開口試験体)



図 4.2.2-15 施工完了状況
(袖壁試験体)



図 4.2.2-16 施工完了状況
(方立壁試験体)

4.2.3 大スパン試験体施工時の改善点と課題

(a) パネル支持材の省略

施工性を高めるため、パネル支持材の建地を省略した。パネル自体の重量はスパーサーで支持できることがわかり、パネル上下の型枠を倒れ止めとして使用した（図 4.2.3-1）。



図 4.2.3-1 パネル支持材を省略したパネルの建て方

(b) 型枠の改良

それまでの実験により接着剤の充填性が確認されたため、目視による確認を省略し両面とも同じ型枠とした。また型枠の見つけ面積を大きく取れる材に変更しパネルに直接ビス止めすることでより強固に固定できるように改良した（図 4.2.3-2、図 4.2.3-3）。またゴムスポンジの厚さを増やし密着性も高めた。さらにこれらの改良によって、接着剤の漏れを低減することができ、密着性を高めたことによって剥離シールの施工箇所数を減らすことができた。シールの硬化を待つ必要がなくなったため、型枠の施工から注入までの待ち時間を省略できた。



図 4.2.3-2 改良した型枠材



図 4.2.3-3 型枠材の取付
(パネルに直接ビス止め)

(c) 課題

型枠の改良により低減されたものの、充填時の接着剤の漏れは皆無にはできなかった。この原因の一つとして、大スパン試験体の施工にあたり前回の施工と比較して気温が低く接着剤の粘性が高まったことで、充填圧力が高まり型枠により大きな圧力が作用したことも影響していると考えられる。

実際の施工において漏れが生じた場合、接着材使用料の増加、漏れ止め対応の手間と充填作業の中断、木質パネルや周辺の汚損リスクなどの問題が発生することになる。接着剤の漏れを防止するため、さらに型枠の改良が必要と考えられる。

4.3 施工実験での課題整理

2回の試験体の製作を通じて接着工事の施工法を検討し、その施工性を確認した。

既往の接着工法の施工手順をもとに改良を加えることで比較的容易に施工が可能であり、木質耐震壁接着工法の基本となる施工手順を確立することができた。

一方で接着剤の漏出が課題となった。実大スケールでの施工では、また接着剤の充填高さが高くなることから型枠にかかる圧力も上昇し、接着剤漏れのリスクがさらに高まると予想される。接着剤漏れ対策については、型枠を固定するビスピッチの最適化、漏れ止めに剥離シールの併用、型枠材の剛性向上などによって改善することが考えられる。

また、実大スケールではパネル重量が大きくなるため、建て方時の施工効率の改善や作業時の安全性の確保が必要となる。建て方の施工性対策については、建て方時の作業方法や、木質パネルへの吊り治具の検討、安全対策として倒れ止めの設置などが考えられる。

第 5 章 要素実験

5.1 CLT の要素実験

本節では構造実験に用いた CLT 材料の材料試験および単位接合部要素試験の結果について詳述する。行った実験は CLT の圧縮試験、CLT の面内せん断試験、CLT 面材パネル同士の接着せん断試験、CLT 面材パネルとコンクリートの接着せん断試験の 4 種類である。特に構造実験では CLT 面材パネルを斜めに配置する斜交型補強法を検討課題として用いている。この効果を検証する為、上記の各種材料試験、要素試験の実験のパラメータとして繊維の傾斜角度を設定している。

5.1.1 CLT の材料構成

本節で使用する CLT 材料は構造実験に用いたものと同時に作製した、厚さ 30mm の 3 層 3 プライ異等級スギ CLT である。これは本来 90mm 厚の CLT を念頭に、1 / 3 縮小試験である構造試験用途として作製したもので、本来 36mm 厚の直交集成構造用面材を製造している会社に特注した。10mm 厚のラミナを 3 層積層で用いるが、①ラミナ幅が一定でない、②ラミナ間に幅矧ぎ接着している、③ラミナのヤング等級が通常 90mm 厚 CLT に用いられるものより全体的に高い、④節などの欠点は埋木補修されている、等の点で一般的な 90mmCLT とは少々異なっている。原板作製に用いたラミナは全て連続曲げ式のグレーディングによってヤング係数を測定した。図 5.1.1-1 に原板のラミナレイアウトの例と、図 5.1.1-2 に原板ラミナのグレーディング結果を示す。平均曲げヤング係数で 7.97kN/mm^2 と、一般的な CLT 用のラミナヤング係数($L=60$ 程度)と比べて高いものが使われていることがわかる。表 5.1.1-1 にはこれらラミナから構成された各原板 ($1\times 2\text{m}$) のヤング係数の分布を示した。これら原板の密度は平均値として 381.8kg/m^3 であり、一般的な CLT の密度に比べて少々低めであった。

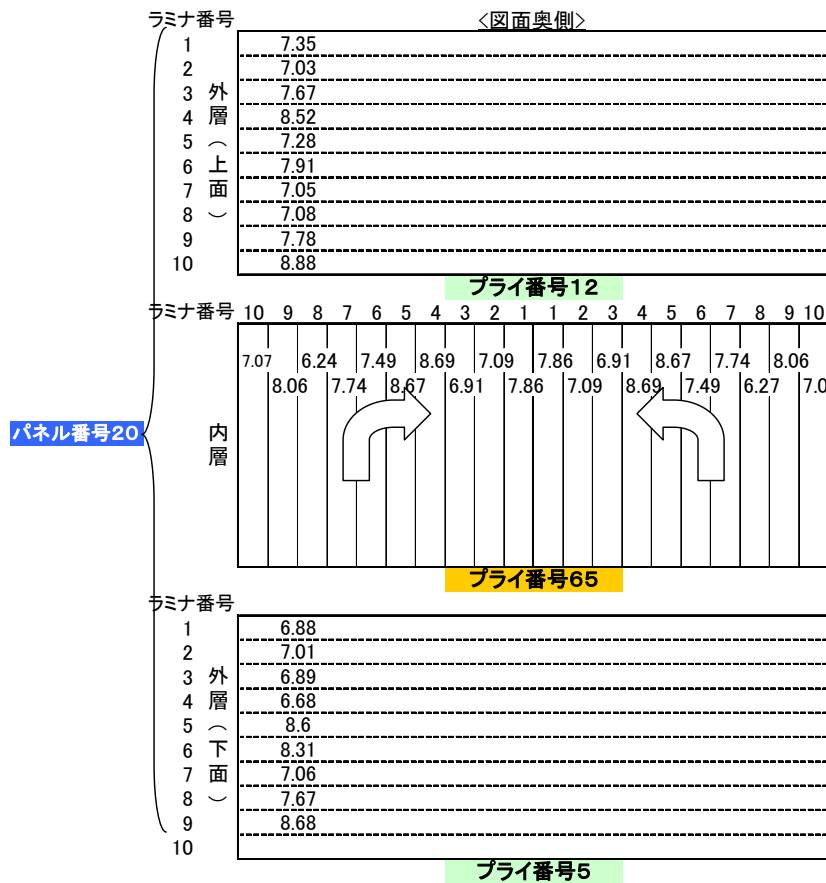


図 5.1.1-1 CLT 原板ラミナレイアウトの例

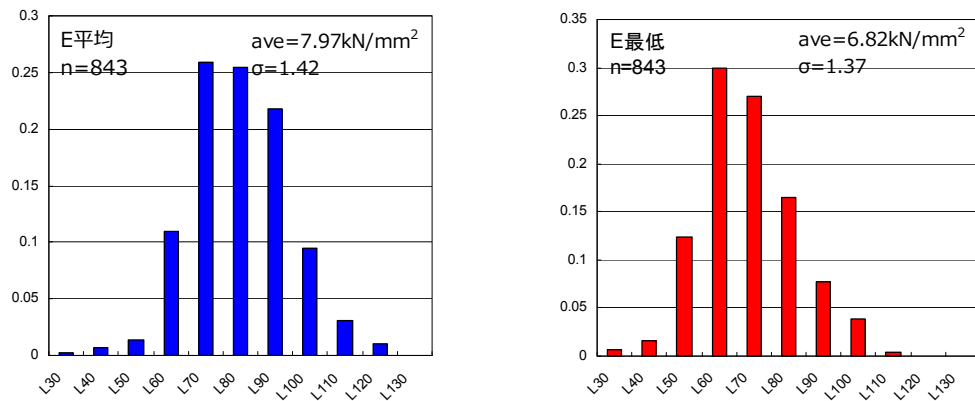


図 5.1.1-2 CLT 原板ラミナのグレーディングヤング係数の分布。平均値（左）、最低値（右）

表 5.1.1-1 各 CLT 原板ラミナのグレーディングヤング係数

	パネルNo	平均値	下限値	パネルNo	平均値	下限値	パネルNo	平均値	下限値
外層 (上面)	3	7.23	6.31	17	9.84	8.76	24	10.54	9.15
内層		7.73	5.73		8.48	7.08		7.46	6.31
外層 (下面)		7.09	6.03		7.74	6.34		8.16	6.76
平均		7.50	5.98		8.68	7.37		8.27	7.00
外層 (上面)	7	7.09	6.07	18	8.25	6.95	25	10.26	9.12
内層		7.67	6.62		8.45	7.29		7.23	6.31
外層 (下面)		8.54	7.18		8.95	7.26		9.82	8.86
平均		7.77	6.64		8.44	7.13		8.74	7.73
外層 (上面)	9	7.80	6.70	19	7.22	6.07	26	8.36	7.21
内層		8.61	7.38		8.67	7.24		7.20	6.24
外層 (下面)		7.71	6.58		7.09	6.20		9.79	8.80
平均		8.29	7.11		7.90	6.68		8.04	7.00
外層 (上面)	13	7.23	6.52	20	7.77	6.19	27	7.29	6.43
内層		7.99	6.80		7.58	6.40		7.37	6.44
外層 (下面)		7.02	6.34		7.70	6.78		7.70	6.42
平均		7.50	6.58		7.59	6.42		7.51	6.43
外層 (上面)	14	6.96	6.05	21	8.58	7.55	28	7.68	6.57
内層		7.08	6.05		7.47	6.41		5.30	4.47
外層 (下面)		7.53	6.28		7.82	6.92		9.86	8.82
平均		7.20	6.18		7.90	6.91		7.08	6.12
外層 (上面)	15	7.51	6.55	22	10.05	8.53	29	7.35	6.46
内層		8.12	7.22		8.79	7.63		7.13	6.24
外層 (下面)		7.00	6.13		8.32	7.27		7.57	6.52
平均		7.76	6.86		8.97	7.77		7.33	6.37
外層 (上面)	16	9.69	8.58	23	7.12	6.21	30	10.22	9.03
内層		8.89	7.15		6.53	5.32		8.77	7.22
外層 (下面)		8.15	7.23		7.94	6.87		7.18	6.28
平均		8.93	7.52		7.18	6.04		8.59	7.30

5.1.2 圧縮試験

圧縮強度あるいは座屈強度を検討するため、圧縮実験をおこなった。図 5.1.2-1 に示すように試験体は 5 種類(各 6 体、計 30 体)であり、パネル表層の繊維平行方向(鉛直方向に対して $\theta=0^\circ$ 、 30° 、 45° 、 60° 、 90°)と変化させた。

試験方法は図 5.1.2-2 に、計測方法は図 5.1.2-3 に、実験結果を図 5.1.2-4、図 5.1.2-5、図 5.1.2-6、表 5.1.2-1 に、各試験体の破棄性状を図 5.1.2-7 に示す。 $\theta=0^\circ$ の圧縮強度が最も高く、 25N/mm^2 であった。試験体の繊維平行方向が鉛直から水平に傾くにつれて、圧縮強度は低下していったが、 $30^\circ\sim 90^\circ$ は概ね同程度の圧縮強度であり、 11N/mm^2 程度の値を示した。CLT の直交積層効果により、木材ほどの顕著な異方性は示さないことが分かった。なお、以降の耐震補強試験体の考察では、W-C01(直交型)は 90° の圧縮試験結果、W-Cs01(斜交型)および W-Cs02(斜交・鋼板挿入型)は 60° の圧縮試験結果を参考にする。

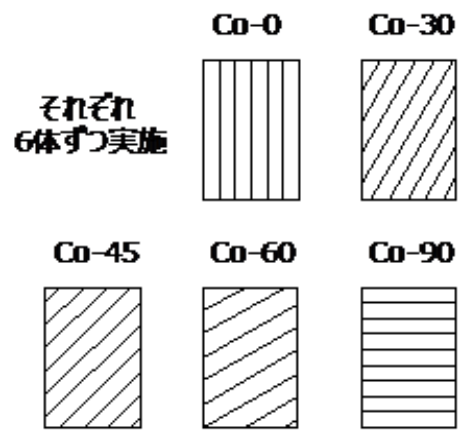


図 5.1.2-1 試験体の種類

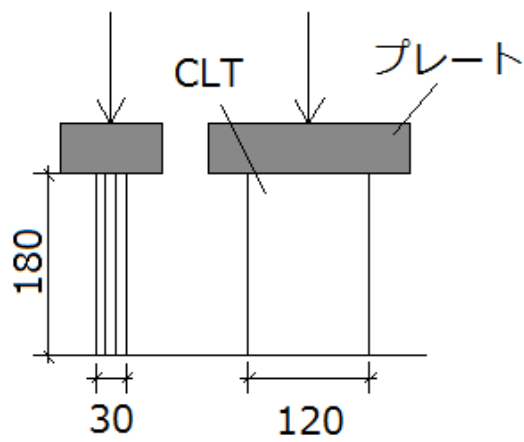


図 5.1.2-2 試験方法

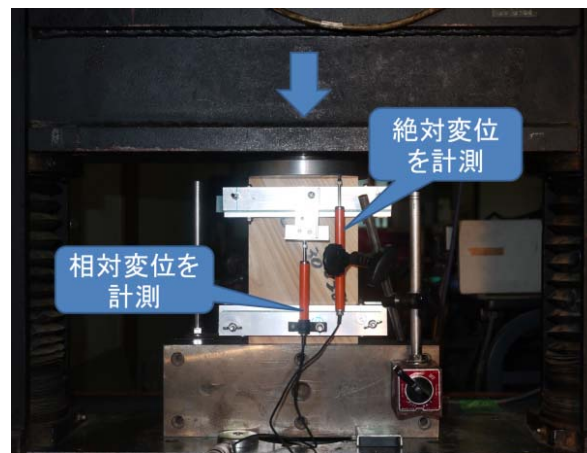


図 5.1.2-3 計測方法

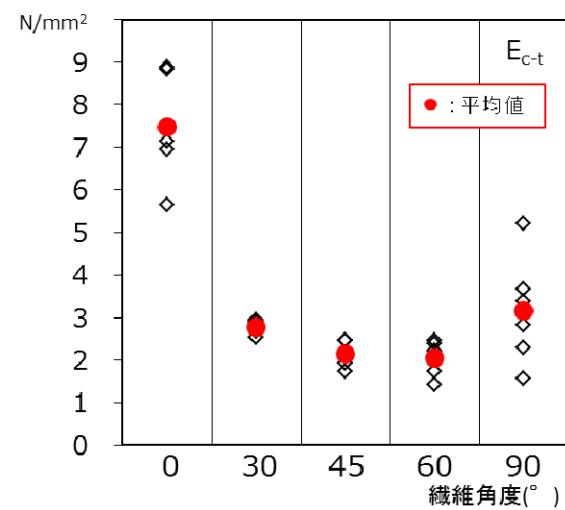
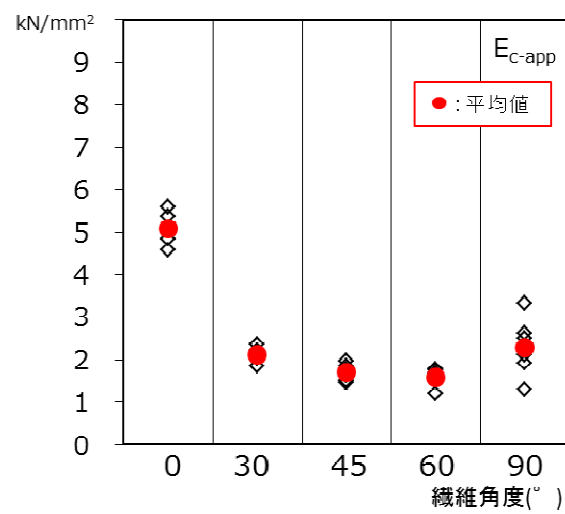
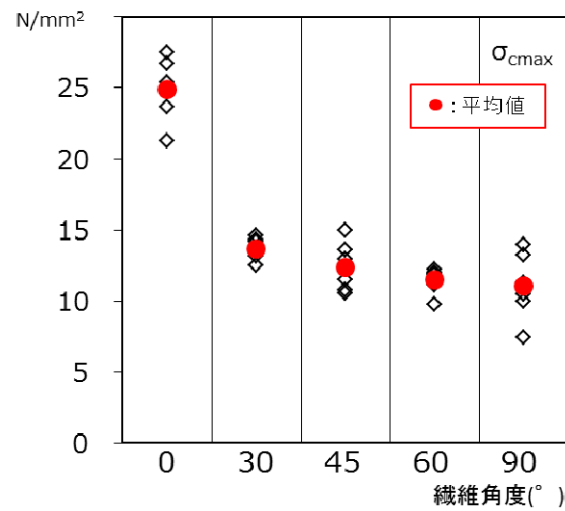


図 5.1.2-4 実験結果(上から順に、各条件の圧縮強度、絶対変位から求めた見かけのヤング率、相対変位から求めた真のヤング)

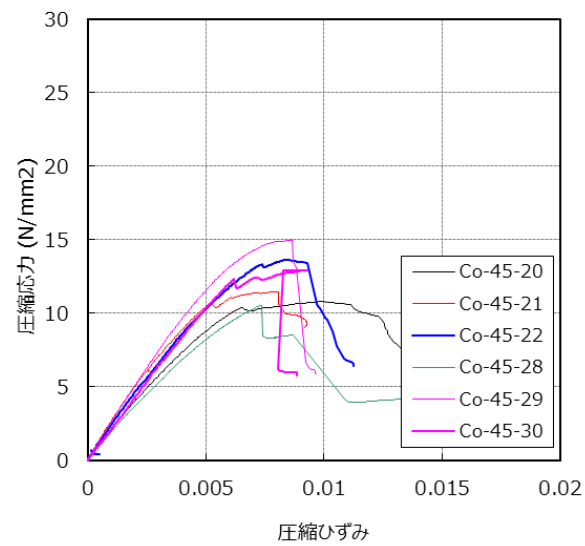
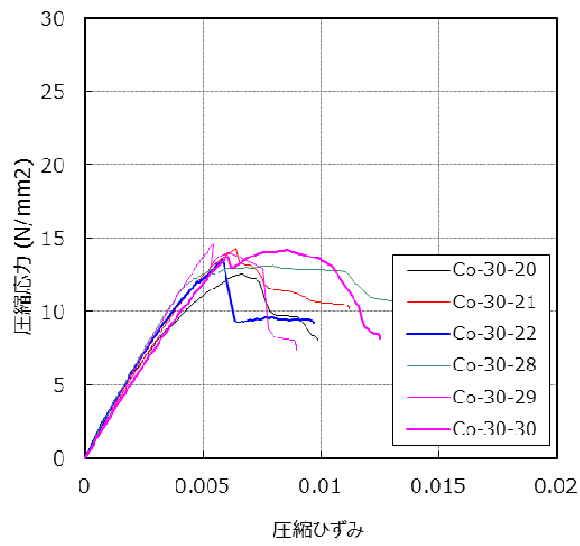
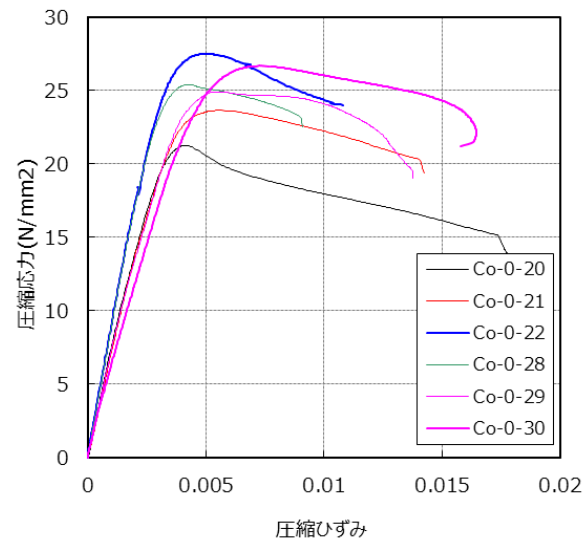


図 5.1.2-5 圧縮応力-圧縮ひずみ関係(上から 0°、30°、45°)

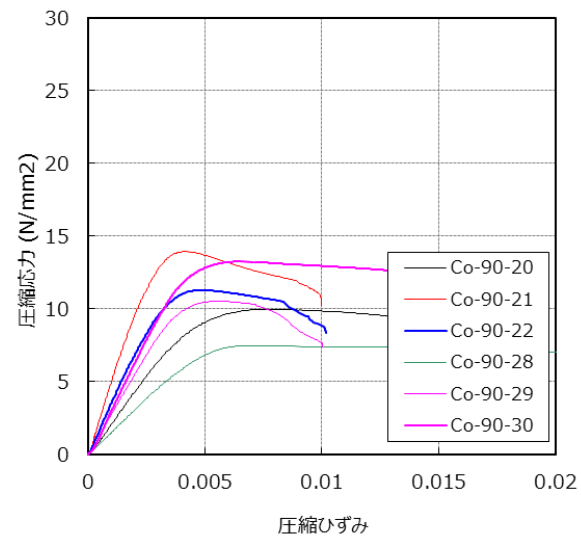
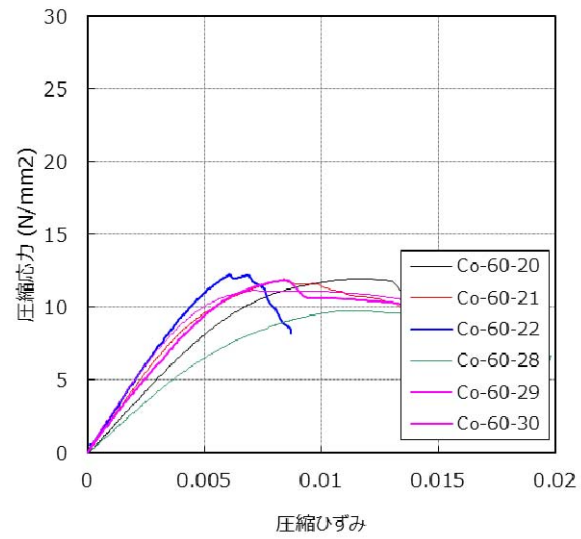


図 5.1.2-6 圧縮応力-圧縮ひずみ関係(上から 60°、90°)

表 5.1.2-1 実験結果

(上：圧縮強度、中：見かけのヤング、下：真のヤング)

$\sigma_{\max}(\text{N/mm}^2)$	1	2	3	4	5	6	平均	標準偏差	5%下限値
Co-0	21.26	23.64	27.48	25.40	24.90	26.66	24.89	2.04	20.14
Co-30	12.50	14.32	13.46	13.13	14.58	14.18	13.69	0.73	11.99
Co-45	10.77	11.47	13.62	10.54	14.99	12.94	12.39	1.61	8.64
Co-60	11.97	11.92	12.24	9.76	11.17	11.87	11.49	0.84	9.53
Co-90	9.96	13.93	11.27	7.45	10.51	13.25	11.06	2.14	6.05

$E_{c\text{-app}}(\text{N/mm}^2)$	1	2	3	4	5	6	平均	標準偏差	50%下限値
Co-0	4573	5079	5591	5367	4848	5093	5092	330	4994
Co-30	1843	2215	2039	2047	2359	2185	2115	163	2066
Co-45	1509	1634	1785	1471	1856	1975	1705	183	1651
Co-60	1676	1512	1788	1198	1755	1661	1599	199	1539
Co-90	1915	3334	2635	1294	2113	2495	2298	634	2109

$E_{c\text{-t}}(\text{N/mm}^2)$	1	2	3	4	5	6	平均	標準偏差	50%下限値
Co-0	7419	7128	8816	8865	6937	5645	7468	1117	7137
Co-30	2687	2753	2874	2932	2918	2538	2784	141	2742
Co-45	1941	2462	2164	1728	2448	2170	2152	261	2074
Co-60	1727	2226	2450	1426	2388	2012	2038	365	1930
Co-90	2281	5216	3665	1556	2824	3379	3153	1154	2811

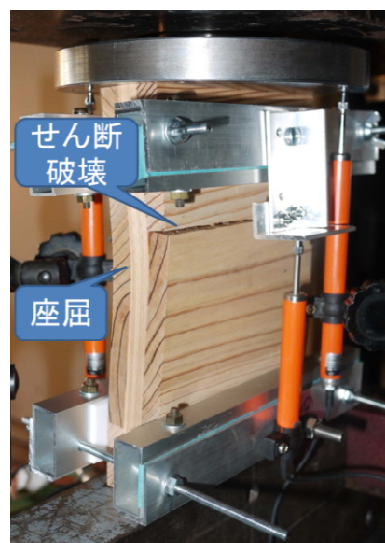
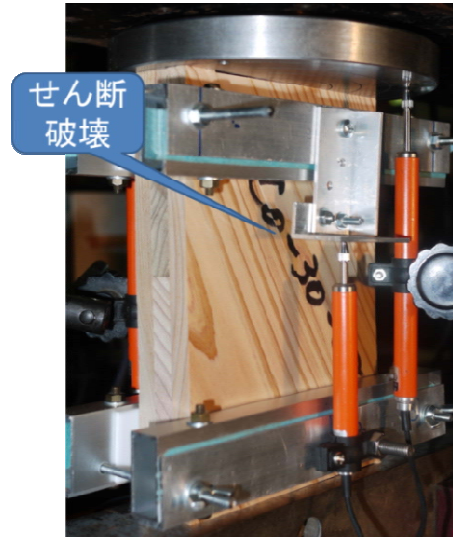
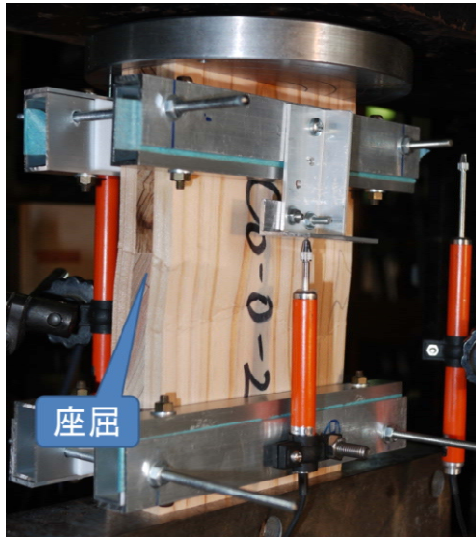


図 5.1.2-7 各試験体の破壊状況
(上左 : Co-0、上右 : Co-30、中左 : Co-45、中右 : Co-60、下 : Co-90)

5.1.3 セン断試験

木材は繊維補強された異方性材料であり、木材の繊維角度によっては軸力抵抗が生じ、みかけのせん断弾性係数が変化する。パネル自体のせん断弾性係数とせん断強さを検討するために逆対称4点曲げ試験を行った。試験の様子を図5.1.3-1に、逆対称4点曲げ試験を図5.1.3-2に示す。試験体は3種類(各6体、計18体)であり、パネル表層の繊維平行方向(水平面に対して $\theta=0^\circ$, -30° , 30°)を変化させた。試験方法、せん断変形角 γ とせん断応力度 τ の式(1)、(2)を図5.1.3-3に示す。パネル下端部の表裏両側で計測した水平変位から、みかけの変形角を求めた。また、計測した荷重を2で除し、B-C間のせん断力を算出した後、パネルの断面積($30\text{mm}\times 200\text{mm}=6000\text{mm}^2$)で除することでせん断応力度を算出した。さらに、せん断応力度をみかけの変形角で除することにより、せん断弾性係数を算出した。

図5.1.3-4、表5.1.3-1に実験結果を示す。図5.1.3-5、図5.1.3-6、図5.1.3-7に破壊性状を示す。全ての試験体においてせん断応力度の最大値は概ね 6N/mm^2 程度であった。ただし、 30° 条件(S-30T)では両者にせん断破壊がおこらなかったため参考値である。せん断弾性係数はせん断変形の形状係数を考慮すると、 0° 条件では 840N/mm^2 程度、 -30° と 30° 条件では大きな差異は無く、 0° 条件の2倍近い値、 1700N/mm^2 であった。

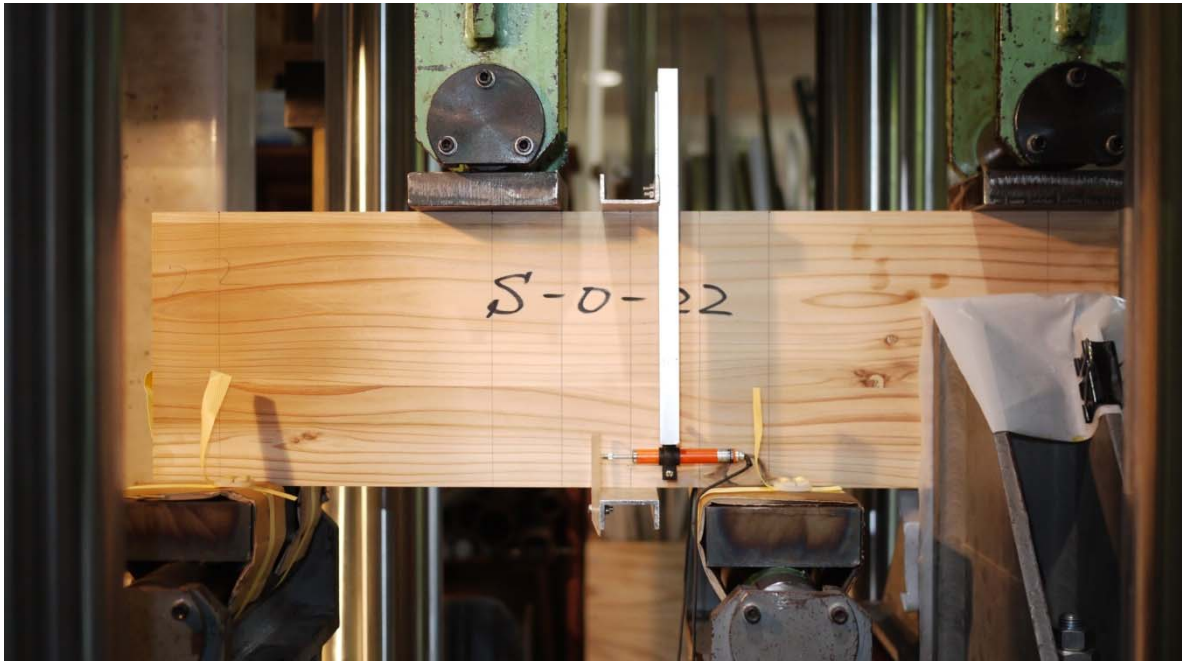


図 5.1.3-1 試験の様子

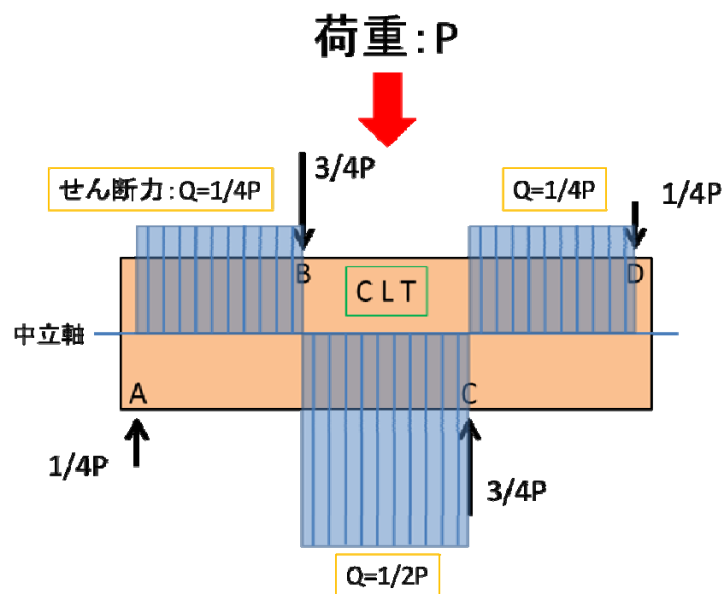


図 5.1.3-2 逆対称 4 点曲げ試験

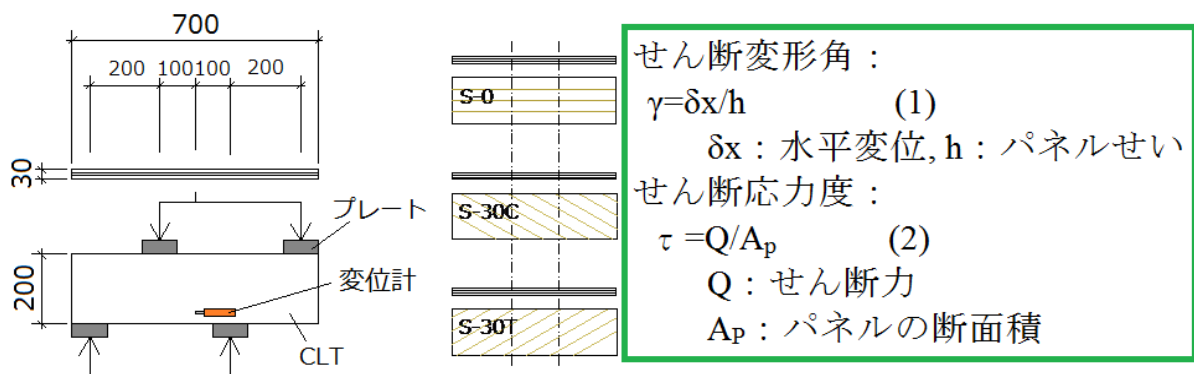


図 5.1.3-3 せん断試験方法と試験体の種類

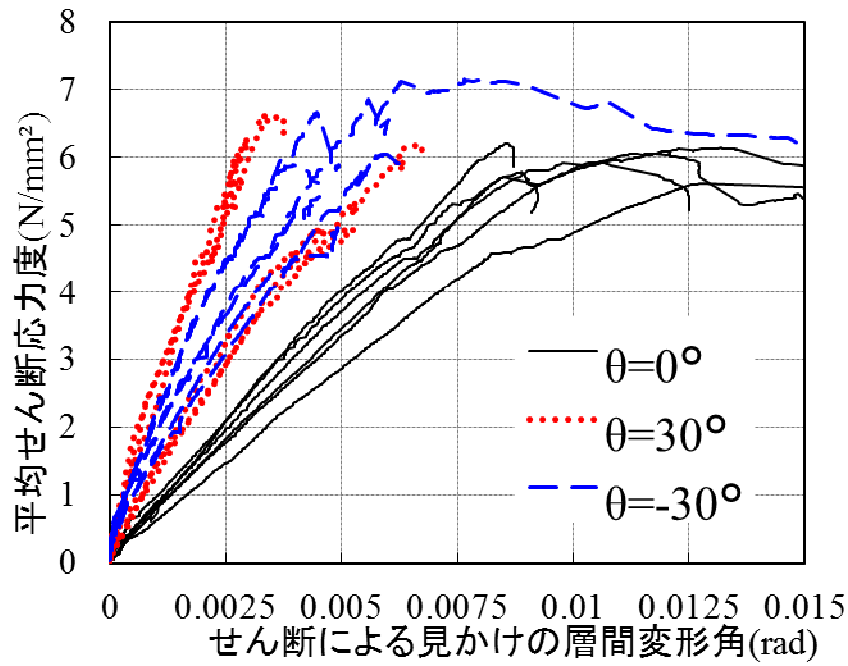


図 5.1.3-4 実験結果

表 5.1.3-1 実験結果

	S-0(ave)	S-30T(ave)	S-30C(ave)
$\tau_{\max}[\text{N/mm}^2]$	5.99	5.82	6.03
$G[\text{N/mm}^2]$	841.25	1695.67	1719.82

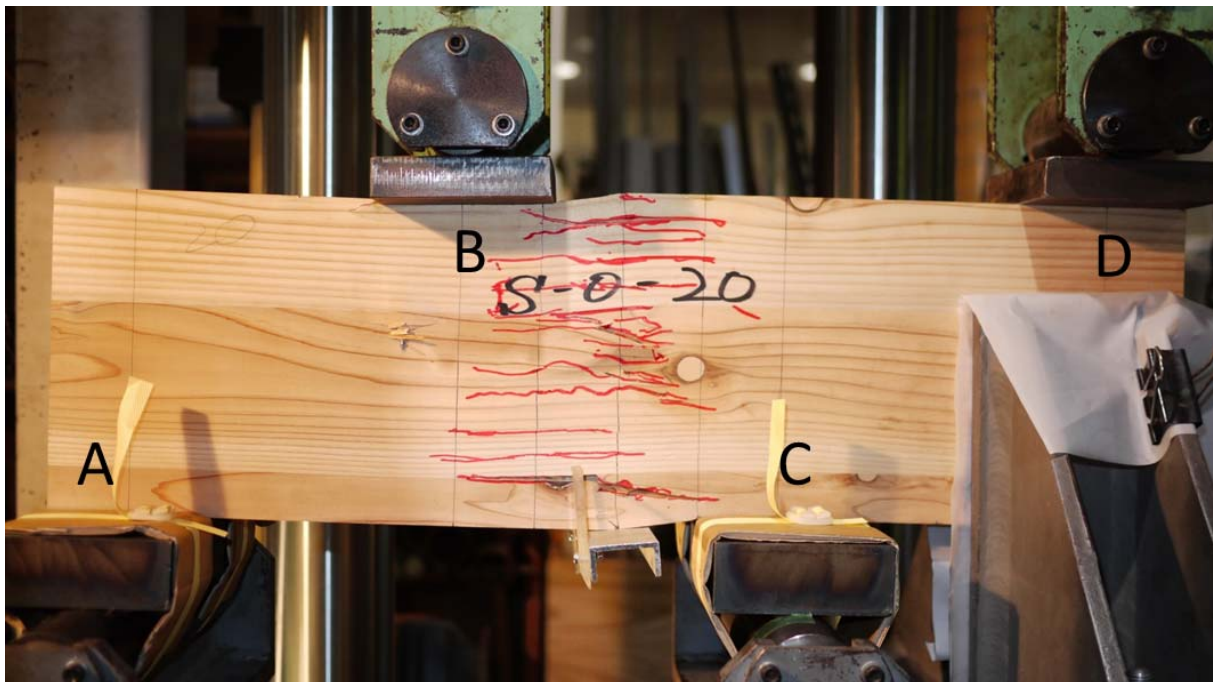


図 5.1.3-5 表層のラミナが加力方向に対して、直行した繊維方向をもつ CLT(0°)



図 5.1.3-6 荷点 B-C 間に引張力が生じる CLT(30°)

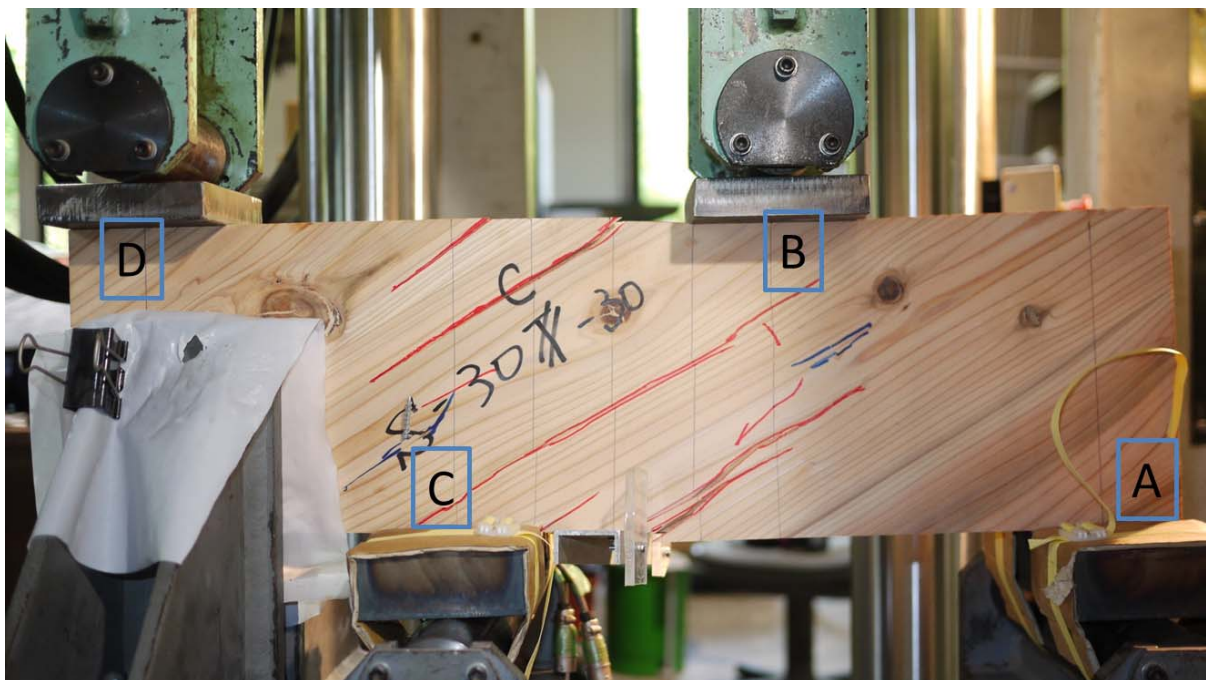


図 5.1.3-7 荷点 B-C 間に圧縮力が生じる CLT(30°)

5.1.4 CLT-CLT の接着強度試験

エポキシ樹脂を用いて CLT と CLT が接着された接合部の接着強度を検討するために逆対称 4 点曲げ試験を行った。試験の様子を図 5.1.4-1 に、逆対称 4 点曲げ試験を図 5.1.4-2 に示す。試験体は 3 種類(各 6 体、計 18 体)であり、パネル表層の繊維平行方向(水平面に対して $\theta=0^\circ$, -30° , 30°)を変化させた。計測した荷重を 2 で除し、B-C 間のせん断力を算出した後、パネルの断面積($30\text{mm}\times 200\text{mm}=6000\text{mm}^2$)で除することで算出したせん断応力度を表 5.1.4-1 に示す。図 5.1.4-3、図 5.1.4-4 に破壊性状を示す。全ての試験体において、破壊は接着界面ではなく、パネル自体に発生した。よって、接着材のせん断強度はパネルのせん断強度より高いことが分かった。



図 5.1.4-1 試験の様子

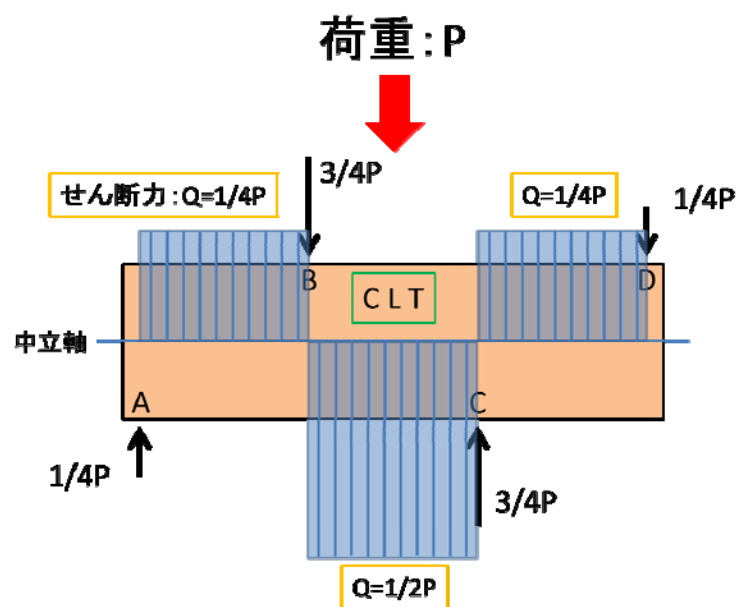


図 5.1.4-2 逆対称 4 点曲げ試験

表 5.1.4-1 各試験体の実験結果

$\tau(\text{N/mm}^2)$	20	21	22	28	29	30	平均	標準偏差	5%下限値
60C	5.86	6.01	5.99	5.16	5.73	6.39	5.86	0.37	4.99
60T	4.43	5.27	5.01	4.29	4.29	4.23	4.59	0.40	3.64
90	5.04	6.13	6.82	6.71	5.25	4.63	5.76	0.84	3.80



図 5.1.4-3 表層のラミナが加力方向に対して、直行した繊維方向をもつ CLT(0°)



図 5.1.4-4 荷点 B-C 間に引張力が生じる CLT(30°)(上)と
荷点 B-C 間に圧縮力が生じる CLT(30°)(下)

5.1.5 CLT-RC の接着強度試験

エポキシ樹脂を用いて CLT とコンクリートが接着された接合部の接着強度を検討するために逆対称 4 点曲げ試験を行った。試験体は 4 種類(各 6 体、計 24 体)であり、パネル表層の繊維平行方向(水平面に対して $\theta=0^\circ$, -30° , 30° , 90°)を変化させた。

図 5.1.5-1、図 5.1.5-3 に試験体の概要を、図 5.1.5-2 に試験の様子を示す。また、図 5.1.5-4 に逆対称 4 点曲げ試験を示す。直方体の RC 部材と CLT をエポキシ樹脂を用いて接着し、接着部にせん断力を加える実験方法とした。コンクリートはフレーム試験に用いた普通コンクリートであり、圧縮強度 25 N/mm^2 であった。エポキシ樹脂の接着厚さは 5 mm とした。

表 5.1.5-1 に実験結果を、図 5.1.5-5、図 5.1.5-6 に各試験体の破壊状況を、図 5.1.5-7 にコンクリートの破壊性状を示す。最大荷重を 2 で除し、最大せん断力を求めた後、接着面積で除し、せん断応力度分布を考慮した $\kappa=1.5$ を乗じることにより $\tau_{\max}$ を算出した。試験体は、いずれもコンクリートの表面より中に入ったコンクリート面でせん断破壊した。最大せん断応力度はいずれの条件下においても、ばらつきが大きかった。



図 5.1.5-1 試験体



図 5.1.5-2 試験の様子

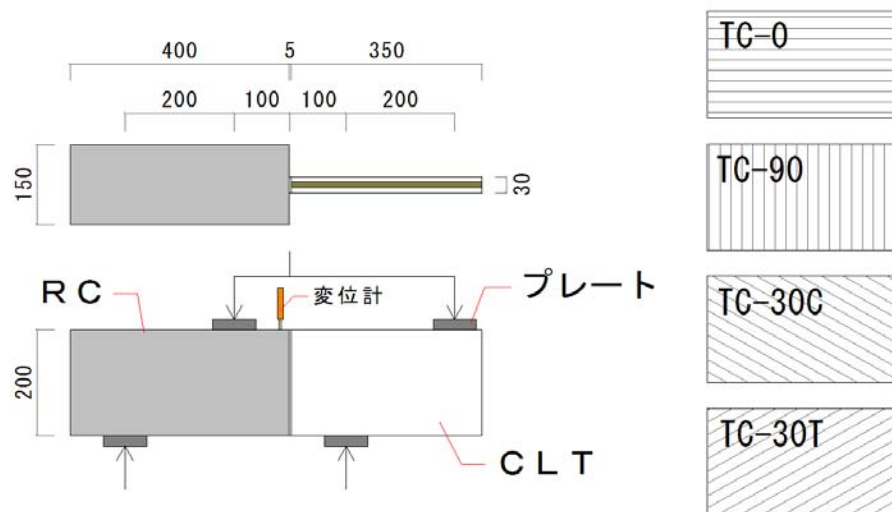


図 5.1.5-3 せん断試験方法と試験体の種類

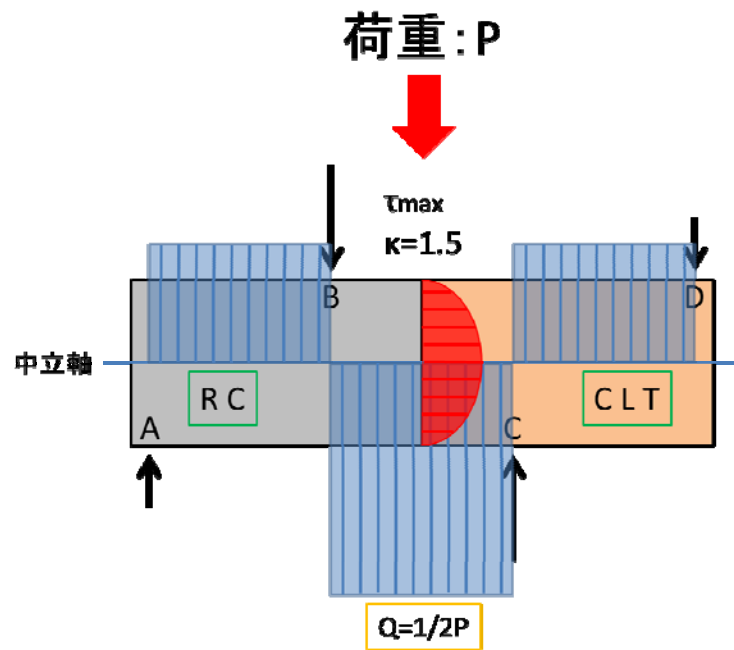


図 5.1.5-4 逆対称 4 点曲げ試験

表 5.1.5-1 各試験体の実験結果

$\tau_{\max}$ (N/mm^2)	20	21	22	28	29	30	平均値	標準偏差	5%下限値
TC-0	3.86	3.27	4.07	3.75	1.27	4.77	3.50	1.09	0.95
TC-90	2.54	4.20	2.77	0.95	3.31	3.56	2.89	1.02	0.51
TC-30C	4.15	3.72	2.98	1.08	4.01	1.34	2.88	1.24	—
TC-30T	4.45	2.61	3.32	2.92	3.18	3.88	3.39	0.61	1.97

※TC-30C はばらつきが大きく、5%下限値を算出できず。



図 5.1.5-5 各試験体の破壊状況(上から 0°, 90°)



図 5.1.5-6 各試験体の破壊状況(上から -30° , 30°)



図 5.1.5-7 コンクリートの破壊状況

5.2 LVL の要素実験

5.2.1 要素実験の概要

構造実験に使用した LVL の材料特性について実験を行い、その性能を把握することとした。LVL はせん断力に抵抗する壁として働くため、せん断特性を把握することが特に重要である。また、既往の研究において最終破壊時において木質耐震壁の隅角部が圧縮破壊することがあったことから、LVL の圧縮特性を合わせて把握することとした。

材料試験の試験体は、構造実験に用いた 38mm と 12mm の 2 種類の厚さの LVL を対象とした。これらの LVL の樹種はカラマツ、JAS 規格の曲げヤング係数区分・等級は 70E1 級、水平せん断区分は 55V-47H に相当する。この規格の LVL の基準強度（平成 13 年国土交通省告示第 1024 号による）、基準弾性係数、およびせん断弾性係数（木質構造設計規準・同解説（日本建築学会）による）を表 5.2.1-1 に示す。

表 5.2.1-1 試験体 LVL の規格と基準特性値

		規格または特性値
樹種		カラマツ
層構成		直交層 2 層を有する
曲げヤング係数区分 / 等級		70E / 1 級
水平せん断強度区分		55V-47H
基準強度 (N/mm ²)	圧縮 F_c	17.4
	引張 F_t	12.0
	曲げ F_b	19.8
基準弾性係数 E_0 (kN/mm ²)		7.0*
せん断基準強度 (N/mm ²)		3.3
せん断弾性係数 (kN/mm ²)		0.47 ($E_0/15$)*

* 木質構造設計規準・同解説（日本建築学会）による

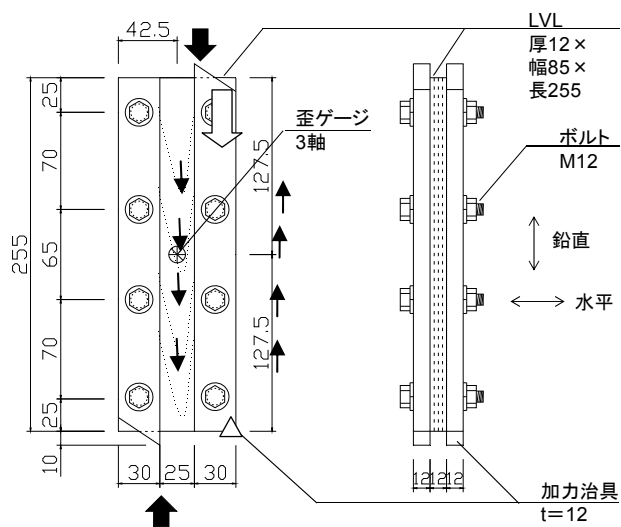
5.2.2 セン断実験

LVL のせん断強度は、一般に単板積層材の日本農林規格（以下 LVL の JAS）による水平せん断試験によって確認され、それによって得られたせん断強度区分ごとに基準強度が示されている。ただしこの試験は接着面の品質管理を主目的としており、試験体にせん断力と曲げモーメントが同時に作用するため、板状の部材としてのせん断強度を図るには必ずしも適しておらず、せん断弾性係数の測定も求められていない。そこで、本事業ではいくつかの種類のせん断試験を行ってそのせん断強度とせん断弾性係数を求めた。

実施した試験方法の概要を表 5.2.2-1 に示す。ここでは、合板の日本農林規格（以下合板の JAS）に記載された試験法を参考に図 5.2.2-1、図 5.2.2-2 に示す面内せん断試験と、厚さ 38mm の LVL については図 5.2.2-3、図 5.2.2-4 に示す押し抜きせん断試験を行った。またすべての試験体の一覧を表 5.2.2-2 に示す。

表 5.2.2-1 セン断試験方法の概要

試験の種類	概要
水平せん断試験	・ LVL の JAS に規定される試験方法 ・ 接着品質の確認とせん断強度の区分わけを目的とする ・ せん断とともに曲げも作用するため、曲げ破壊することがある ・ メーカーの試験設備で実施
面内せん断試験	・ 合板の JAS に規定される試験方法 ・ 面内せん断強さの確認を目的とする。 ・ 薄板のせん断強度の把握に適する
押し抜きせん断試験	・ 試験体の回転を抑えるため、2 面せん断形式とした ・ せん断面の応力集中を緩和するため、せん断面端部を曲線形状とした ・ 厚さ 38mm の LVL に対してのみ実施



試験体 LVL の繊維方向が鉛直のとき、繊維方向に加力
繊維方向が水平のとき、繊維直交方向に加力

図 5.2.2-1 面内せん断試験体図

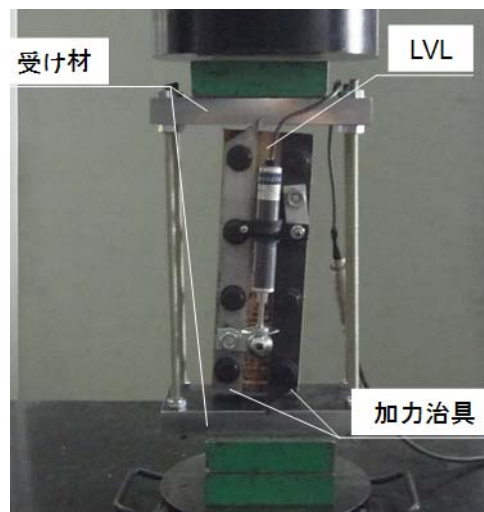
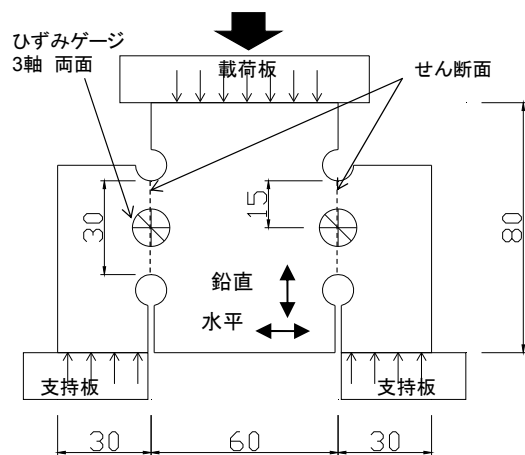


図 5.2.2-2 面内せん断試験加力状況



試験体 LVL の繊維方向が鉛直のとき、繊維方向に加力
繊維方向が水平のとき、繊維直交方向に加力

図 5.2.2-3 押し抜きせん断試験体図

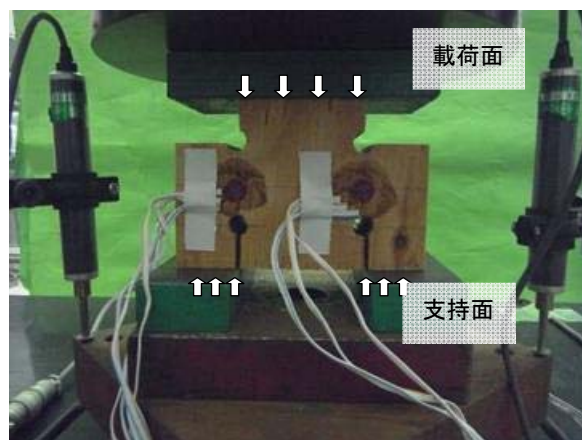


図 5.2.2-4 押し抜きせん断試験加力状況

面内せん断試験の試験体寸法は厚さ 12mm 幅 85mm 長さ 255mm である(図 5.2.2-1 参照)。加力方向は LVL の繊維方向と繊維直交方向の 2 種類について行った。試験体数は各方向 3 体とした。せん断断面積は厚さ 12mm の試験体で 3060mm²、厚さ 38mm の試験体で 9690mm²である。試験体の長辺の両側を鋼製治具で挟みボルトで固定し、この治具を受け材により上下端部をピン支持して、上下から加力することで試験体にせん断力を生じさせた。加力は一方向単調載荷とした。計測は、載荷荷重を試験機のロードセルで計測し、試験体のひずみを 3 軸ゲージによって計測した。また、加力治具の相対変位を変位計で計測したが、治具と試験体の間ですべりが生じており正確な計測ができなかったため、結果は示さない。

押し抜きせん断試験の試験体寸法は厚さ 38mm 幅 120mm 高さ 80mm である(図 5.2.2-3 参照)。せん断面の上下に φ10 の孔をあけ、せん断部の応力集中を緩和した。せん断面積は 2280mm² である。図 5.2.2-3 に示すように試験体の中央部上面に載荷板、両側下部に支持板を設置し、加力面と支持面に一様に荷重がかかるようにした。加力は一方向載荷とした。ひずみゲージを図 5.2.2-3 に示す位置に設置し、ひずみを計測した。

表 5.2.2-2 試験体一覧

試験の種類	LVL 厚さ (mm)	加力方向	試験体数	試験体寸法 (mm)	せん断面積 (mm ²)
面内せん断試験	12	繊維方向	3	幅 85× 長さ 255	3060
		繊維直交方向	3		
	38	繊維方向	1		9690
		繊維直交方向	1		
押し抜きせん断試験	38	平行	4	幅 120×高さ 80	2280
		直交	4		

表 5.2.2-3 に面内せん断試験の、表 5.2.2-4 に押し抜きせん断試験の結果を示す。なお、せん断強度は載荷荷重を試験体のせん断面積で除して求めた。せん断ひずみは設置した 3 軸ひずみゲージの結果からロゼット解析を行って求めた。図 5.2.2-5 から図 5.2.2-8 に面内せん断試験の応力ひずみ関係を、図 5.2.2-9、図 5.2.2-10 に押し抜きせん断試験の応力ひずみ関係を示す。これらのグラフで一部の試験体はひずみゲージが破損するまでのデータのみを表示している。

面内せん断試験においては厚さ 38mm の面内せん断試験については、加力治具付近でひび割れが生じており、試験結果が正確でない可能性があるため参考値とする。

試験の結果より、LVL のせん断耐力は、本構法が想定する架構における接着接合部の耐力を超えており、接着接合部に先行してせん断破壊することはないといえる。また、せん断剛性は本構法が想定する架構において、靱性指標 $F=1$ （層間変形角 4/1000）のときに接着接合部耐力に達するために必要なせん断弾性係数を超えていることが確認された。

表 5.2.2-3 12mmLVL 面内せん断試験結果

LVL 厚さ	加力方向	試験体名	せん断強度 (N/mm ²) 各試験体／平均		せん断弾性係数 G (kN/mm ²) 各試験体／平均	
12mm	繊維方向	R12-0-1	5.54	5.57	848.8	808.1
		R 12-0-2	5.81		757.6	
		R 12-0-3	5.36		817.9	
	繊維直交方向	R 12-90-1	6.61	6.56	715.6	750.0
		R 12-90-2	6.22		720.8	
		R 12-90-3	6.84		813.5	
38mm	繊維方向	R 38-0-1	5.24		526.6	
	繊維直交方向	R 38-90-1	4.53		430.3	

表 5.2.2-4 38mmLVL 押し抜きせん断試験結果

LVL 厚さ	加力方向	試験体名	せん断強度 (N/mm ²) 各試験体／平均		せん断弾性係数 G (N/mm ²) 各試験体／平均	
38mm	繊維方向	S38-0-1	4.39	4.80	379.3	587.83
		S38-0-2	5.42		826.7	
		S38-0-3	4.39		484.4	
		S38-0-4	4.99		660.9	
	繊維直交方向	S38-90-1	6.22	6.07	494.9	514.1
		S38-90-2	6.11		488.2	
		S38-90-3	5.91		559.7	
		S38-90-4	6.03		513.6	

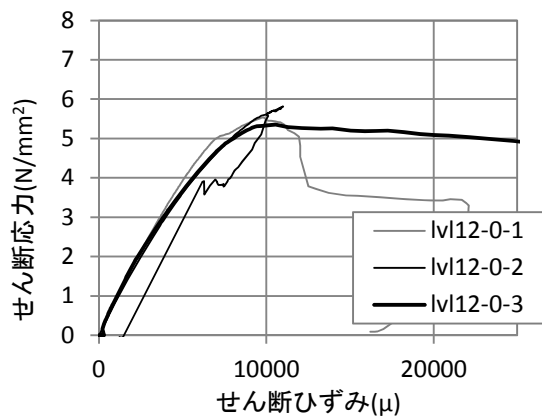


図 5.2.2-5 せん断応力度-ひずみ関係
12mmLVL 繊維直交方向加力

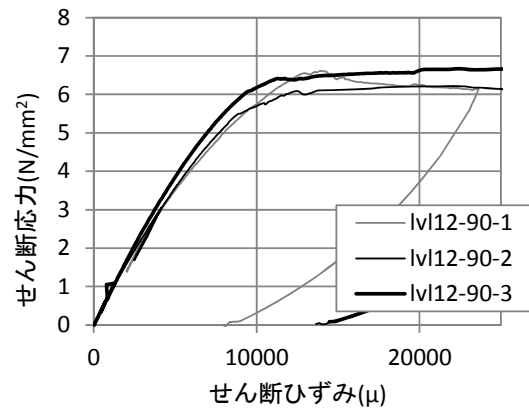


図 5.2.2-6 せん断応力度-ひずみ関係
12mmLVL 繊維平行方向加力

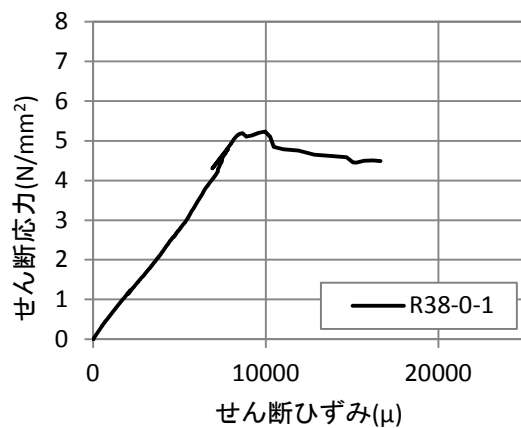


図 5.2.2-7 せん断応力度-ひずみ関係
38mmLVL 繊維直交方向加力

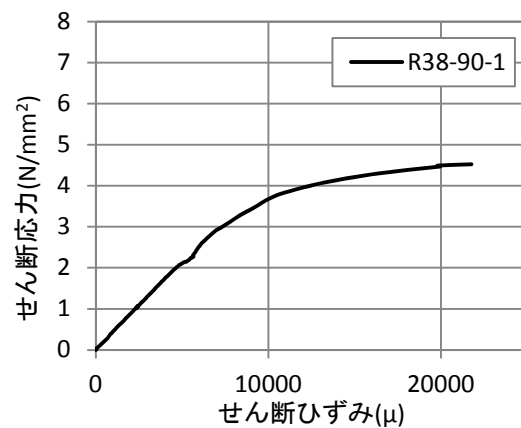


図 5.2.2-8 せん断応力度-ひずみ関係
38mmLVL 繊維平行方向加力

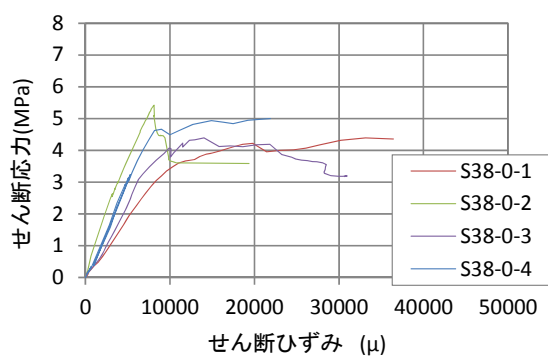


図 5.2.2-9 せん断応力度-ひずみ関係
38mmLVL 繊維方向加力

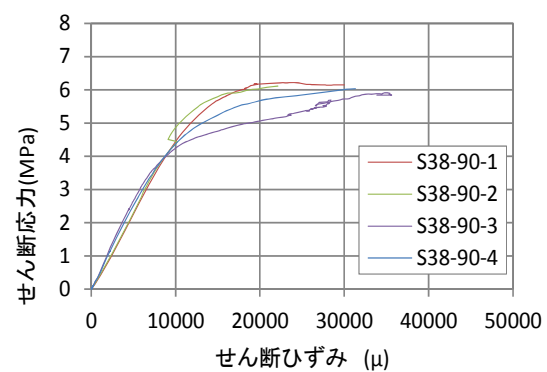


図 5.2.2-10 せん断応力度-ひずみ関係
38mmLVL 繊維直交方向加力

5.2.3 圧縮実験

構造実験で計測された LVL のひずみから、作用している応力を求めるため、圧縮試験を行った。なお、試験体サイズ上 12mm の LVL についてはひずみの計測が困難でヤング係数を求められないため、試験を実施していない。

試験体の一覧を表 5.2.3-1 に示す。試験体は繊維方向に加力するもの、繊維直交方向に加力するもの各 5 体とした。

加力はアムスラー型試験機を用いて一方向単調載荷とした。計測は試験体中央部に張り付けたひずみゲージによってひずみを計測し、荷重は試験機のロードセルによって計測した。

試験結果を表 5.2.3-2 にまとめる。また図 5.2.3-1、図 5.2.3-2 に試験体の荷重変形関係のグラフを示すなお、一部の試験体についてはひずみゲージが破損した時点までのデータを示している。図 5.2.3-3、図 5.2.3-4 に試験後の試験体写真を示す。

表 5.2.3-1 圧縮試験体

試験体名	試験体数	加力方向	試験体寸法 厚×幅×長(mm)	ヤング係数区分
P0	5	繊維方向	38×38×240	70E 1 級
P90	5	繊維直交方向	38×38×240	70E 1 級

表 5.2.3-2 圧縮試験結果一覧

加力方向	繊維方向加力		繊維方向加力	
	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮ヤング係数 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮ヤング係数 (kN/mm ²)
1	38.29	10.5	12.62	3.5
2	38.27	11.8	13.35	4.0
3	38.77	8.6	9.16	3.0
4	32.26	11.3	12.86	3.9
5	38.35	10.4	12.46	2.8
平均	38.59	10.5	12.09	3.5

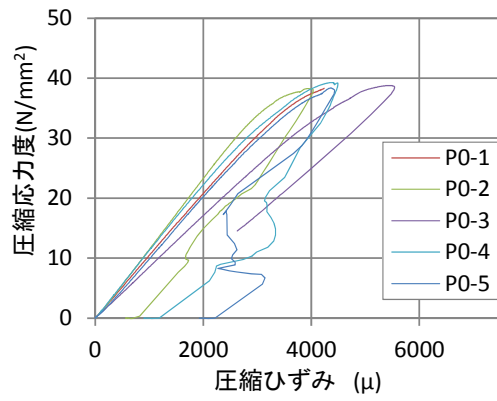


図 5.2.3-1 圧縮試験結果
(繊維方向加力)

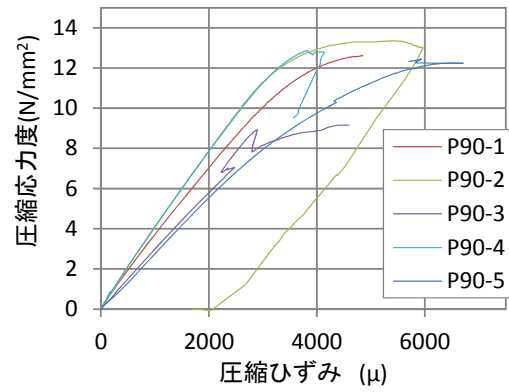


図 5.2.3-2 圧縮試験結果
(繊維直交方向加力)



図 5.2.3-3 試験体破壊状況
(繊維方向加力)



図 5.2.3-4 試験体破壊状況
(繊維直交方向加力)

5.2.4 品質管理試験結果

厚さ 38mm については、LVL の JAS に定められる品質管理試験を行った。試験種別は単板積層材の日本農林規格に定められる水平せん断試験と曲げ試験である。曲げ試験の結果を表 5.2.4-1 に、水平せん断試験の結果を表 5.2.4-2 に示す。

これらの試験から、LVL のヤング係数区分は 70E、1 級相当、せん断強度区分は 55V-47H 相当と分かった。

表 5.2.4-1(a) 38mmLVL の曲げ試験結果（縦使い）

サンプル 名	曲げ強度 (N/mm ²)	曲げヤング係数 (kN/mm ²)
1	41.27	8.9
2	46.49	9.4
3	51.23	9.9
4	45.14	9.6
5	49.97	9.7
平均値	46.82	9.5
最大値	41.23	9.9
最小値	41.27	8.9
標準偏差	3.97	0.4

表 5.2.4-1(b) 38mmLVL の曲げ試験結果（平使い）

サンプル 名	曲げ強度 (N/mm ²)	曲げヤング係数 (kN/mm ²)
1	30.93	7.3
2	41.92	7.7
3	24.88	6.6
4	31.25	6.8
5	31.01	7.1
平均値	32.00	7.1
最大値	41.92	7.7
最小値	24.88	6.6
標準偏差	6.16	0.4

表 5.2.4-2(a) 38mmLVL の水平せん断試験結果（縦使い）

サンプル名	水平せん断強さ (N/mm ²)	
	繊維方向	繊維直交方向
1	6.2	3.4
2	6.8	3.5
3	6.6	3.1
平均値	6.5	3.3
標準偏差	0.3	0.2

表 5.2.4-2(b) 38mmLVL の水平せん断試験結果（平使い）

サンプル名	水平せん断強さ (N/mm ²)	
	繊維方向	繊維直交方向
1	4.8	1.4
2	5.4	1.7
平均値	5.1	1.5
標準偏差	0.3	0.2

第 6 章 構造実験

6.1 構造実験の概要

6.1.1 試験体

6.1.1.1 実験変数

本章では RC フレーム耐震補強構造実験について取り扱う。試験体のイメージを図 6.1.1-1 に示す。試験体は想定建物の約 1/3 スケールで作製し、固定用ベースの上に 1 層 1 スパンの柱梁架構を有する形状とし、フレーム内法に木質パネルをはめ込む事で耐震壁とする仕様である。図 6.1.1-1 は例として標準スパンフレーム、CLT 面材パネル全面壁の仕様を示したが、内法寸法 840×1540mm の RC フレーム内に幅 214mm、厚 30mm の CLT パネルを前後 2 枚重ね計 60mm 厚として挿入する。これを 7 列横並びに設置することで無開口の木質耐震壁となる。パネルーフレーム及びパネル・パネル間には接着厚 5mm をとり、あと施工でエポキシ樹脂を注入し接着接合することで一体化し、耐震壁とする工法である。

3 章で述べたように、耐震補強効果に影響を及ぼすと考えられる実験変数として、①柱スパン、②開口の有無・形状、③面材の構成（種類、配向）、④フレームとパネルの接合法の項目を注目し、それぞれの影響を比較検討するための試験条件を設けた。図 6.1.1-3 に構造試験体の概要を示す。コントロールとしてのフレーム試験体 2 種、CLT 面材使用試験体 5 種、LVL 面材使用試験体 4 種の計 11 種である。3 章で述べたように、特に CLT 試験体は面材の配向や接合法に注目した条件を設定し、LVL 試験体では開口の形状に注目した条件を多く設けた。これらの試験体はそれぞれ 1 体ずつ作製し、試験に供した。試験体のネーミングの規則を図 6.1.1-2 に示す。

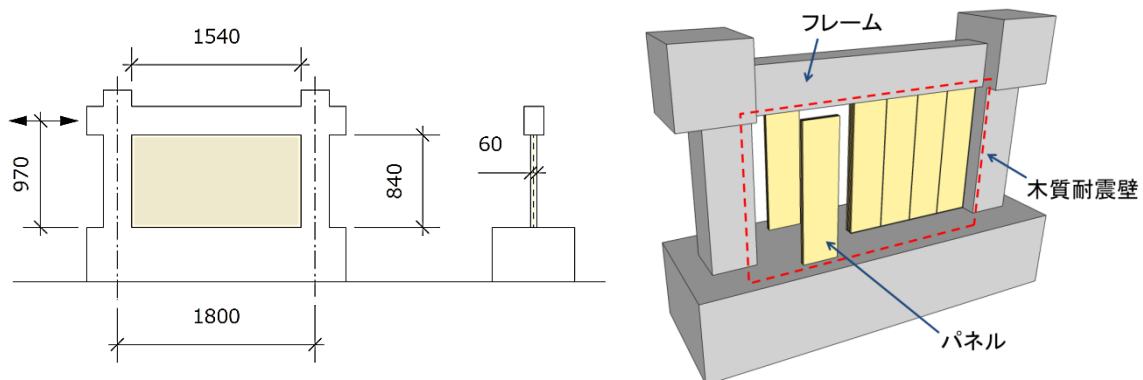


図 6.1.1-1 試験体概要図



図 6.1.1-2 試験体ネーミングのルール

フレーム試験体			
F-00 フレーム 標準スパン		F-10 フレーム 大スパン	
CLT 補強試験体			
W-C01 直交		Wo-C03 直交 ・方立壁	
W-Cs01 斜交		W-Cs02 斜交 ・鋼板	
W-C11 直交・ 大スパン			
LVL 補強試験体			
Wo-L01 設備開口		Wo-L02 袖壁	
Wo-L03 方立壁			
W-L11 大スパン			

図 6.1.1-3 各種試験条件と仕様

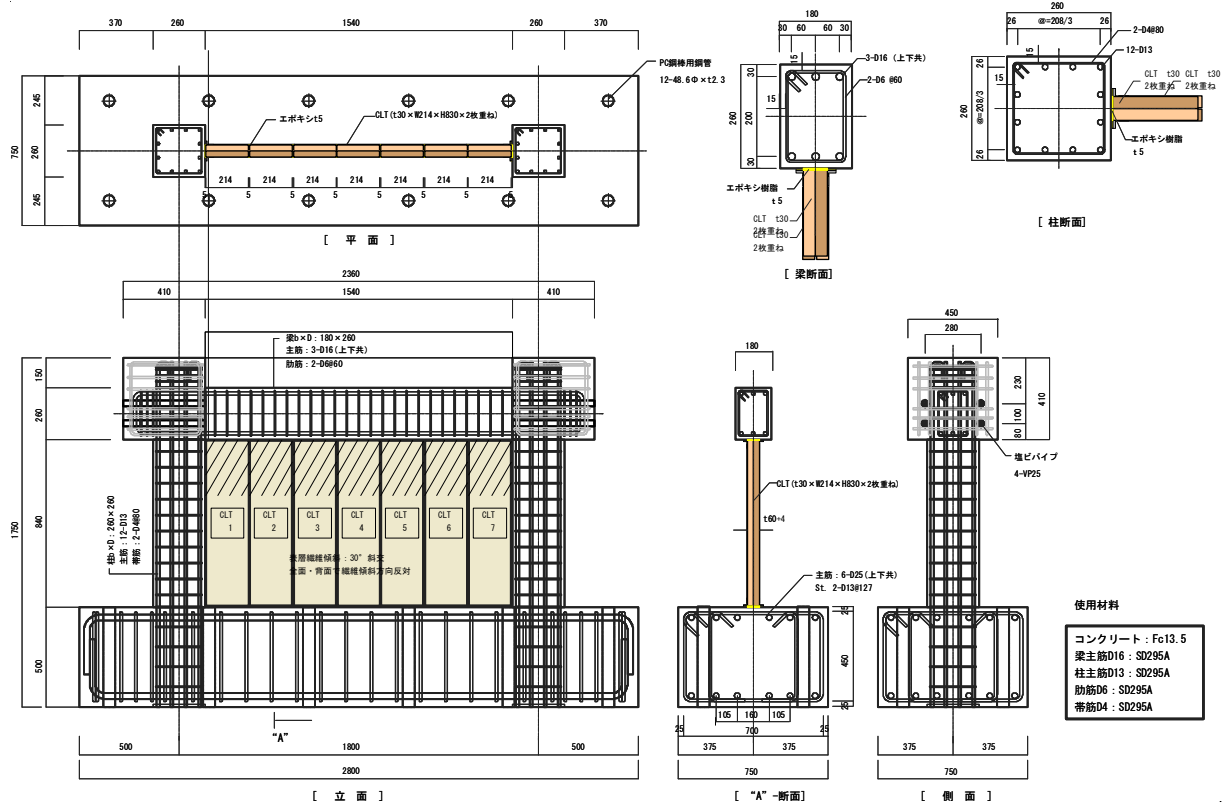
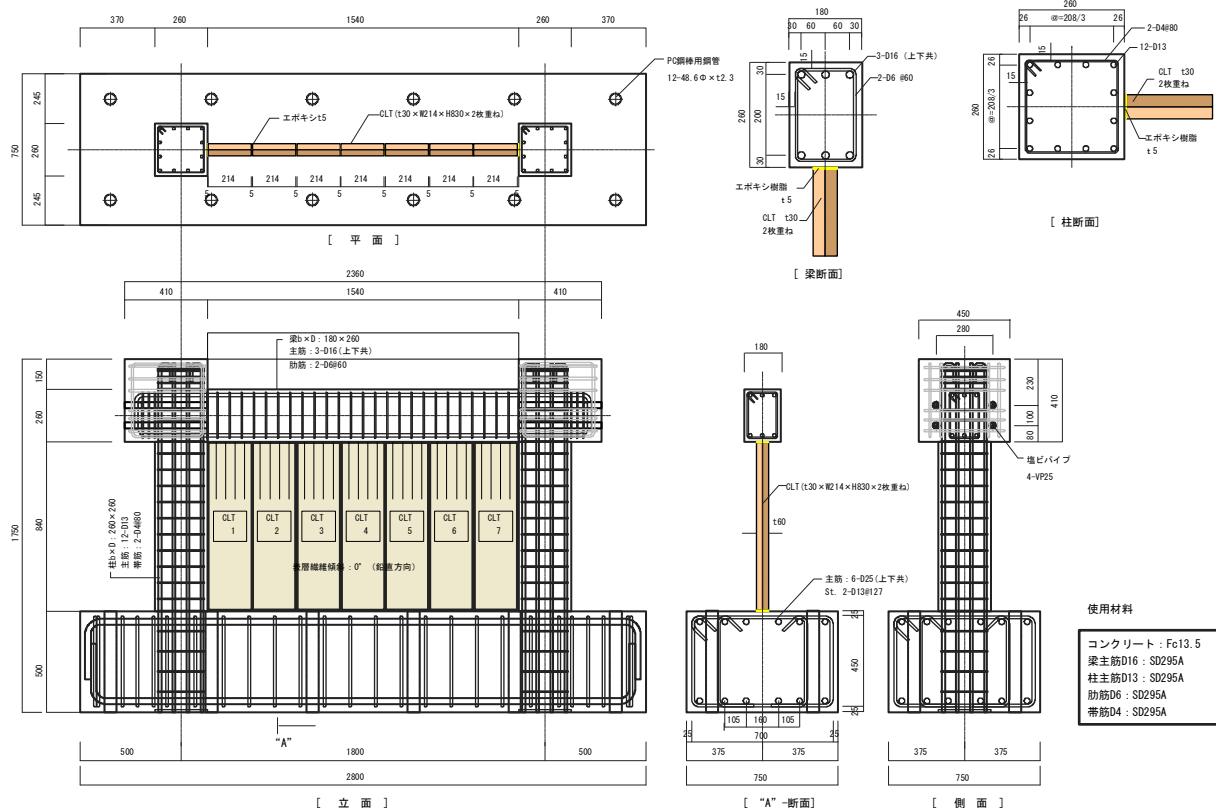
6.1.1.2 試験体詳細

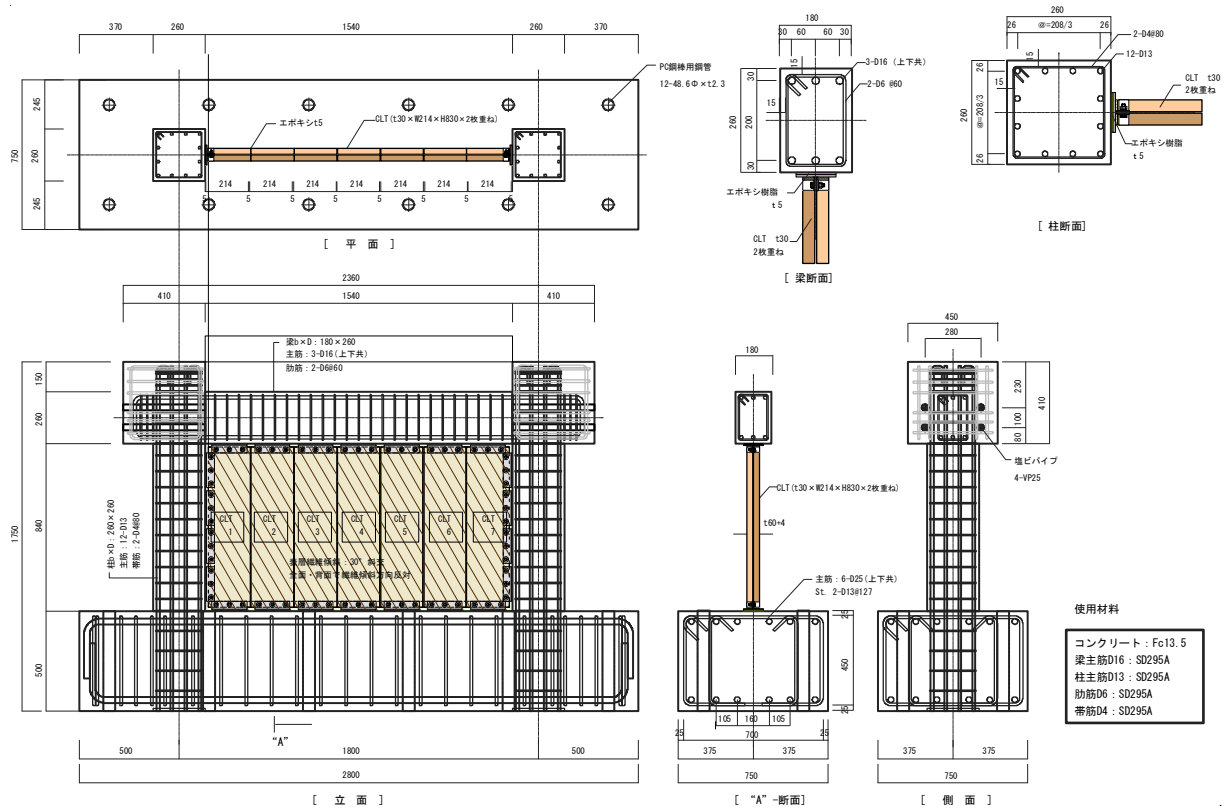
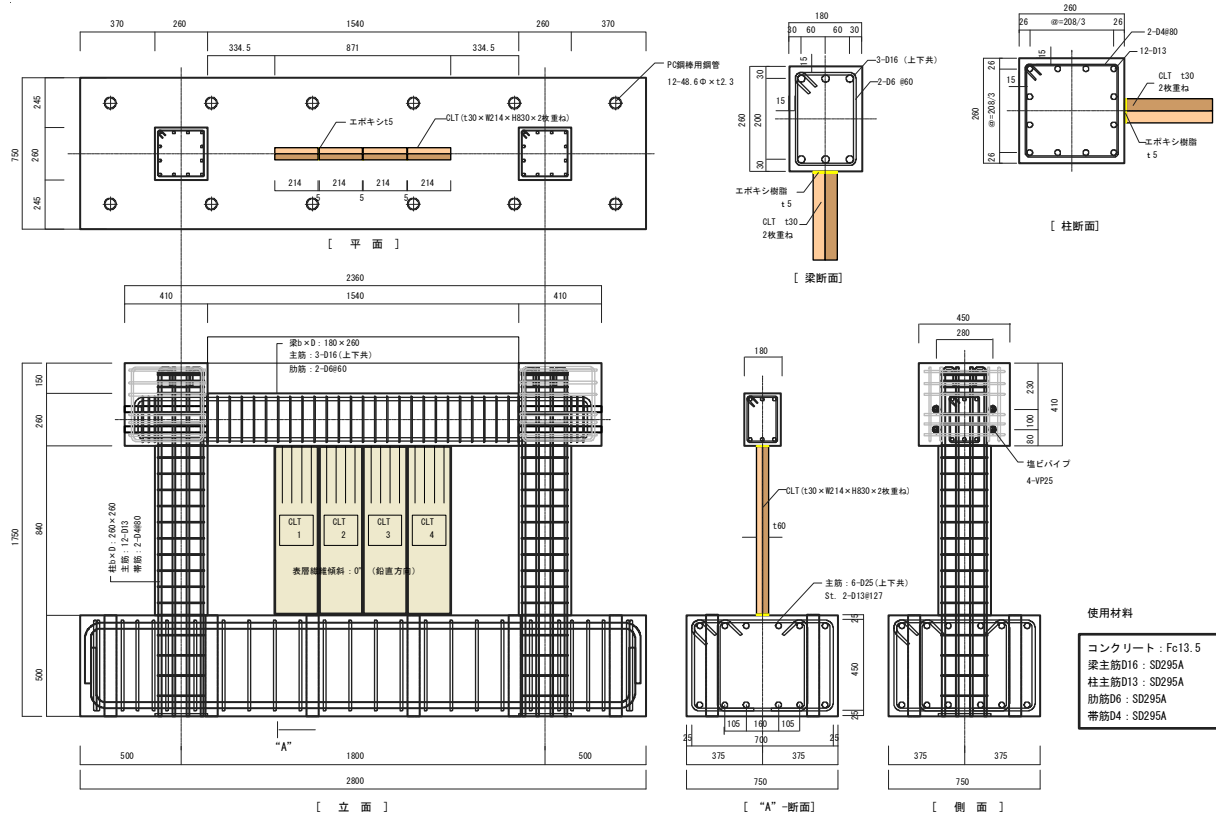
試験体に用いた RC フレームの形状・配筋、柱や梁を図 6.1.1-4(a)および(b)に示す。標準スパン試験体と大スパン試験体の 2 条件を設定した。それぞれのスパン条件内で、補強の有無や仕様によらず RC フレームの断面と配筋は一定の仕様とした。

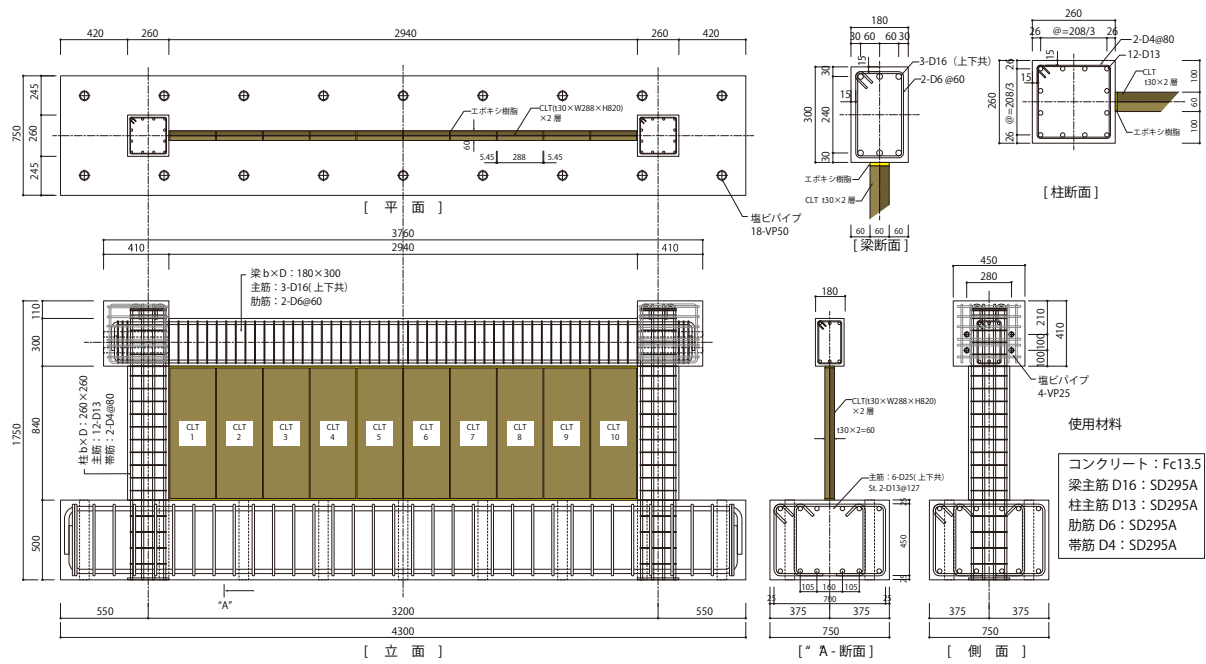
標準スパン試験体フレームは、柱中心間距離は $L=1800\text{mm}$ 、フレームの内法寸法 $840\times1540\text{mm}$ を持つ。柱断面は $B\times D=260\times260\text{mm}$ 、梁断面は $B\times D=180\times260\text{mm}$ とした。大スパン試験体フレームでは柱中心間距離は $L=3200\text{mm}$ 、フレームの内法寸法 $840\times2940\text{mm}$ を持つ。柱断面は $B\times D=260\times260\text{mm}$ 、梁断面は $B\times D=180\times300\text{mm}$ と標準スパン試験体よりやや大きい。

梁主筋には上下 3 本ずつの D16 鉄筋を用い、梁助筋として D6 鉄筋を 60mm ピッチで配した。柱は各辺 4 本計 12 本の D13 主筋を用い、帯筋として D4 鉄筋を 80mm ピッチで配した。フレームは呼び強度 13.5N/mm^2 のコンクリートを用いてあらかじめ作成し、コンクリート打設後 28 日以上養生期間を経て構造試験に用いた。

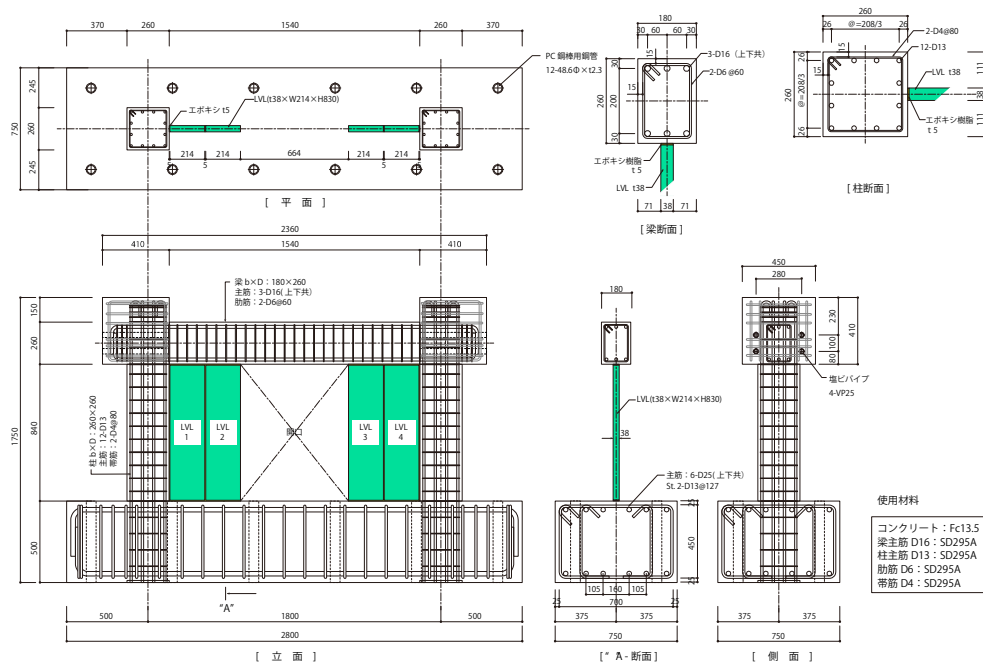
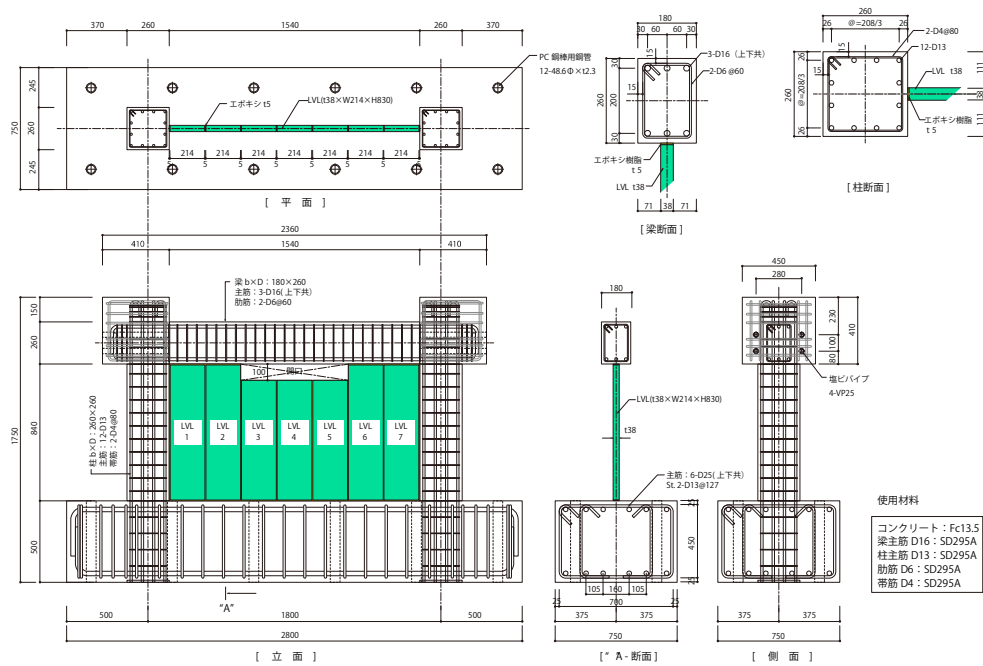
各試験体の詳細図面を図 6.1.1-5(a)~(i)に示す。フレーム内法には補強用面材料としての CLT パネルまたは LVL パネルを並べて挿入して耐震壁とした。用いたパネルの寸法は 3 章で述べたとおりであるが、実大寸法時にパネルを人力で運べる重量を考慮して、標準スパン試験体では幅 214mm、大スパン試験体では幅 289mm のパネルを用いた。CLT パネルは特注した厚さ 30mm の 3 層 3 プライ異等級スギ CLT 材料を用い、LVL パネルは標準試験体では厚さ 38mm のカラマツ LVL 材料を、また大スパン試験体では、座屈の影響を検証するため、12mm 厚 LVL パネルを 3 枚重ねて用いた。なお、この 12mm 厚 LVL パネルは同一構成で実大寸法に拡大した際に、圧縮や座屈・曲げ強度が市販の一般構成 LVL と等しくなるような断面構成を持つべく、特注で設計したものである。

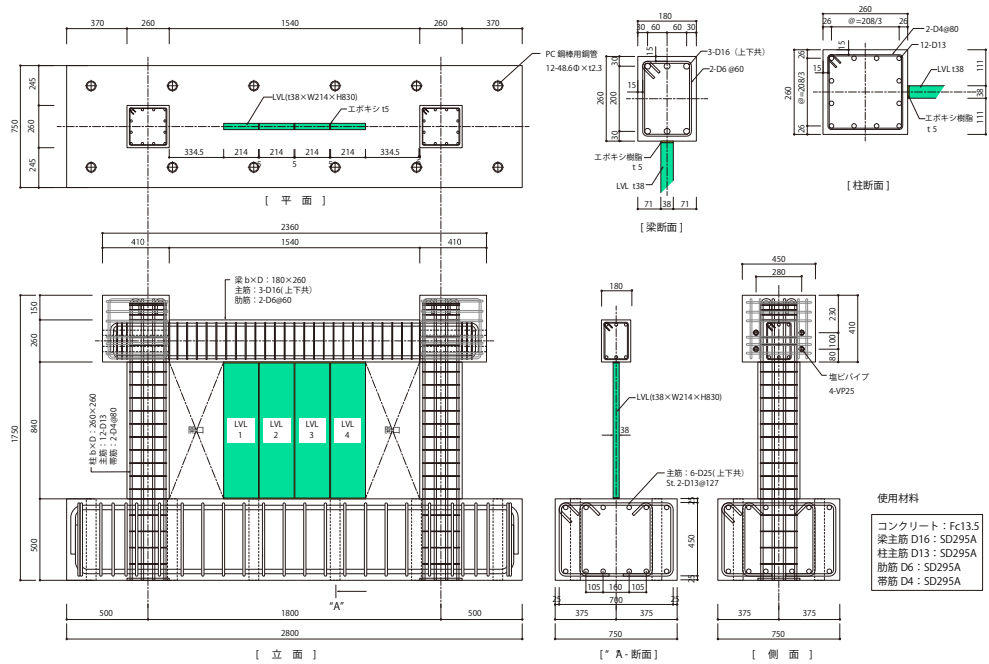




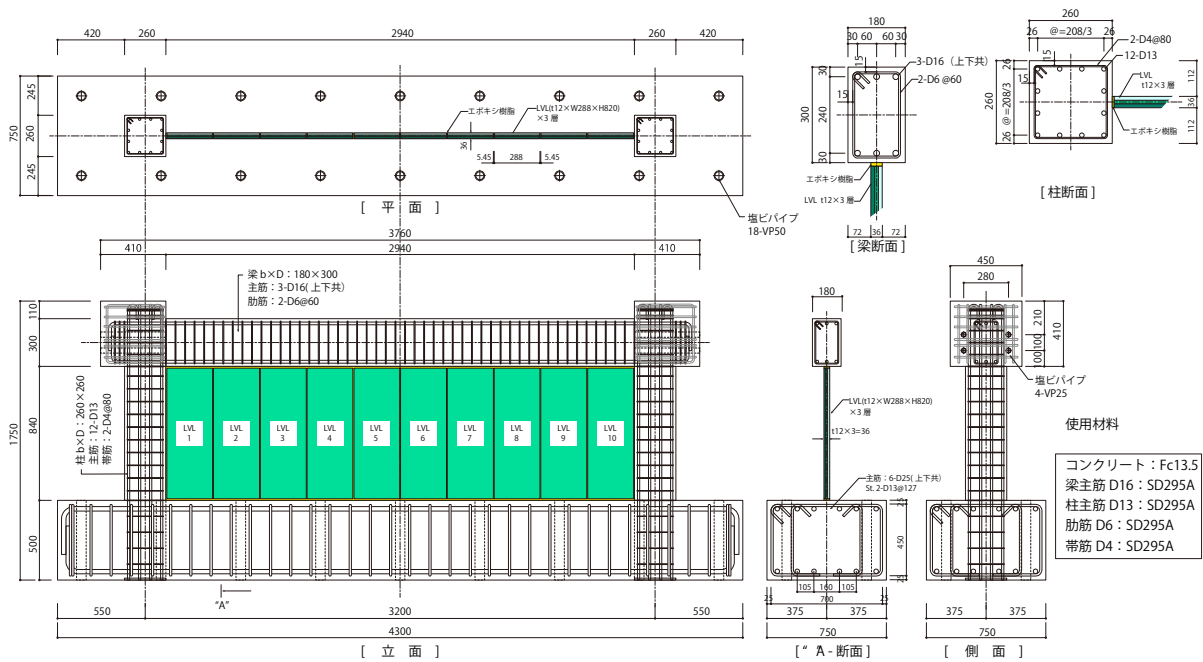


(e) W-C11





(h) Wo-L03



(i) W-L11

図 6.1.1-5 試験体詳細

6.1.1.3 使用材料

試験体に打設したコンクリートは呼び強度 13.5N/mm^2 、実強度 $F_c=21\text{N/mm}^2$ となるよう調整した。これは本工法が耐震補強用に用いる事を考慮し、実際の周囲フレームの強度値が明らかで無い、または経年変化で劣化している可能性を考え、低めで見積もったものである。

表 6-1-1 にフレーム構造試験と同時に実施した円柱圧縮試験によって得られたコンクリートの圧縮強度および円柱割裂試験によって得られた割裂引張強度値を示す。圧縮強度は実際には呼び強度よりやや高めの 20N/mm^2 程度であった。

コンクリートの引張強度 ($c\sigma_t$ or f_{tk}) はコンクリートの圧縮強度 (σ_B or f_{ck}) を用いて、

$$c\sigma_t = (0.38 \sim 0.75) \sqrt{\sigma_B} \quad \text{式 6.1.1-1}^{1)}$$

$$f_{tk} = 0.23 f_{ck}^{2/3} \quad \text{式 6.1.1-2}^{2)}$$

で計算できるとされている¹⁾²⁾。図 6.1.1-5 には上式および実験で得られたコンクリートの圧縮強度と引張強度の関係をプロットした。 $c\sigma_t$ については、下限を与えるとされる係数 0.38 を用いた場合と、平均を与えるとされる係数 0.56 を用いた場合の 2 条件について計算した。 $c\sigma_t$ (係数 0.38) と f_{tk} についてはほぼ同じ計算値を与えるが、実験値をやや下回る値を与えることが見て取れる。

表 6.1.1-2 に別途実施した引張試験によって得られた鋼材強度を示す。

試験体に使用した CLT 面材は、ヤング率 $5.4 \sim 10.4 \text{ kN/mm}^2$ (平均 8.0 kN/mm^2)、ラミナ厚 10mm 、ラミナ幅 $67.7 \sim 144\text{mm}$ (平均 112mm) のスギラミナを用い、幅はぎ接着を行って特注した 3 層 3 プライ CLT 板から切り出したものである。表 6.1.1-3 に試験体 CLT の材料特性値の実験値を示す (5 章参照)。

構造実験に用いた LVL 面材の樹種はカラマツ、JAS 規格の曲げヤング係数区分・等級は 70E1 級、水平せん断区分は 55V-47H に相当する。厚さは 38mm と 12mm の 2 種類である。この規格の LVL の基準強度 (平成 13 年国土交通省告示第 1024 号による)、基準弾性係数、およびせん断弾性係数 (木質構造設計規準・同解説 (日本建築学会) による) を表 6.1.1-4 に示す。

パネル同士の接着、パネルー RC の接着に用いたエポキシ樹脂には圧縮降伏強さ 50N/mm^2 以上、引張強さ 20N/mm^2 以上の規格値を持つ注入用エポキシ樹脂を用いた。

表 6.1.1-1 コンクリートの強度

試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 E (kN/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)
F-00	23.7	23.4	1.97
Wo-L01	22.3	24.8	2.16
Wo-L02	22.4	23.6	2.20
Wo-L03	23.3	24.5	2.31
W-C01	20.45	21.2	2.08
W-Cs01	21.2	23.1	2.12
Wo-C03	21.6	23.1	2.10
W-Cs02	22.0	23.7	2.21
F-10	20.4	23.3	1.85
W-L11	21.9	23.5	1.83
W-C11	22.8	25.5	1.98

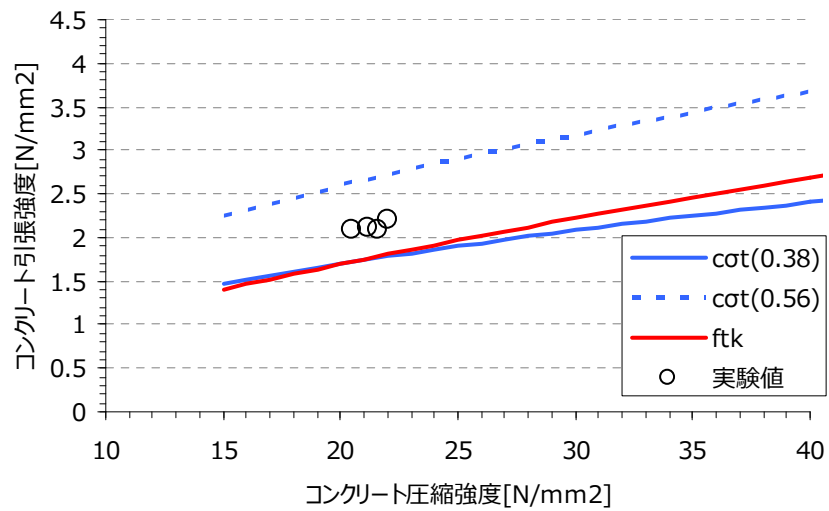


図 6.1.1-6 コンクリート圧縮と引張強度の関係

表 6.1.1-2 鋼材の引張試験結果

1 名称	部位	降伏強度 σ_y	ヤング係数 E_s	引張強度 σ_u
		(N/mm ²)	(kN/mm ²)	(N/mm ²)
D4-SD295	柱帯筋	361	193.5	536
D6-SD295	梁あばら筋	376	202.4	545
D13-SD295	柱主筋	351	190.1	489
D16-SD295	梁主筋	357	190.6	532

表 6.1.1-3 試験体 CLT の材料特性値*

	規格または特性値
樹種	スギ
規格等級	3 層 3 プライ対称異等級構成 Mx60b 準拠
基準弾性係数（使用ラミナの曲げ弾性係数の平均値） E_0 (kN/mm ²)	7.97
強軸方向圧縮弾性係数 E_{c0} (kN/mm ²)	7.1
弱軸方向圧縮弾性係数 E_{c90} (kN/mm ²)	2.8
強軸方向圧縮強度 F_{c0} (N/mm ²)	20.14
弱軸方向圧縮強度 F_{c90} (N/mm ²)	6.05
直交方向せん断強度 F_s (N/mm ²)	5.41
直交方向せん断弾性係数 G (kN/mm ²)	0.676

* いずれも 5 章の要素実験による実験値。強度は 5%下限値を、弾性係数は 50%下限値を示す。

表 6.1.1-4 試験体 LVL の規格と基準特性値

		規格または特性値
樹種		カラマツ
曲げヤング係数区分 / 等級		70E / 1 級
水平せん断強度区分		55V-47H
基準強度 (N/mm ²)	圧縮 F _c	17.4
	引張 F _t	12.0
	曲げ F _b	19.8
基準弾性係数 E ₀ (kN/mm ²)		7.0*
せん断基準強度 (N/mm ²)		3.3
せん断弾性係数 (kN/mm ²)		0.47 (E ₀ /15)*

* 木質構造設計規準・同解説（日本建築学会）による

6.1.2 変位計測方法

試験体には各種の変位計を取り付け、絶対、相対変位を計測した。また、フレーム内の主筋、帯筋に短軸ゲージを貼付し、軸ひずみ計測を行った。CLT、LVL の面材料表面には短軸・3 軸ゲージを取り付け、軸ひずみおよびせん断ひずみを計測した。図 6.1.2-1～図 6.1.2-10 にそれぞれの試験条件の変位計設置状況と、ひずみゲージ貼付状況を示す。

図 6.1.2-1 の W-C01・W-Cs01・W-Cs02 試験体の変位計設置状況とひずみゲージ貼付状況図を元に概説する。

変位計測に関して、梁の絶対水平変位は試験体左右および中心の 3 点で計測し（DH-N、DH-C、DH-S）これらの平均値とスタブの絶対水平変位との差（図中には示されていない）を用いて梁の相対水平変位 δ_H とした。なお水平加力高さは梁心であり、スタブ上端から梁心までの鉛直距離 $H=970\text{mm}$ を用いて、フレームの水平せん断変形角 $\gamma = \delta_H/H$ を計算した。

以下の変位計は面材パネルのフレームに対する独立または集合的なすべり、回転の変形挙動を計測するために設置したものである。変位計 D-1～D-5 は単位面材・面材間またはフレーム・単位面材間の鉛直方向相対滑り変位を計測した。変位計 D-6～D-14 および D-15～D-23 は単位面材・フレーム間の水平方向相対滑り変位を計測（それぞれ上部、下部）するものである。変位計 D-24～D-32 および D-33～D-41 は単位面材・フレーム間の鉛直方向相対変位を計測（それぞれ上部、下部）するものであるが、単位面材の独立回転を考慮して各面材 2 点での計測を行った。またこれら変位計の配置は正負加力字の対称性を考慮し、できる限り少ない計測点数で有効な情報が得られるよう考慮されたものである。

ひずみゲージ計測に関して、フレームの柱・梁それぞれの主筋のパネルゾーン外 20mm の位置、またパネルゾーンから 60mm の位置の柱帯筋、パネルゾーンから 150mm 位置の梁助筋、および柱・梁のスパン中央位置の帯筋・あばら筋には短軸ゲージを貼付し、軸ひずみを計測した。各単位面材には、フレームに対する圧縮反力の推定のため、周囲フレームとの接着部付近に接着層に直行する短軸ゲージを貼付し、軸ひずみを計測した。また、単位面材中心軸線上に、上から 140mm、上下中心、下から 140mm の位置に 3 軸ゲージを貼付し、せん断ひずみの分布を計測した。なお、CLT の斜交配向条件については、せん断応力への換算が容易なように、3 軸ゲージの 1 方向ゲージの向きを面材の強軸向き（30° の傾角）と一致させて添付した。

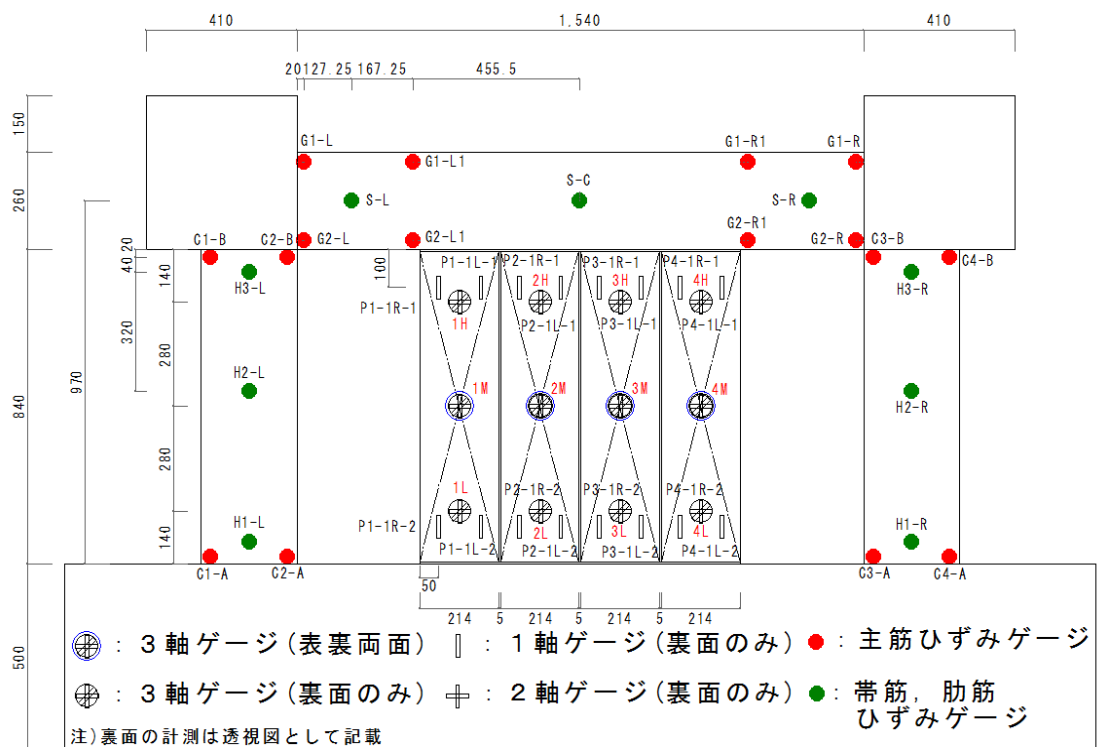
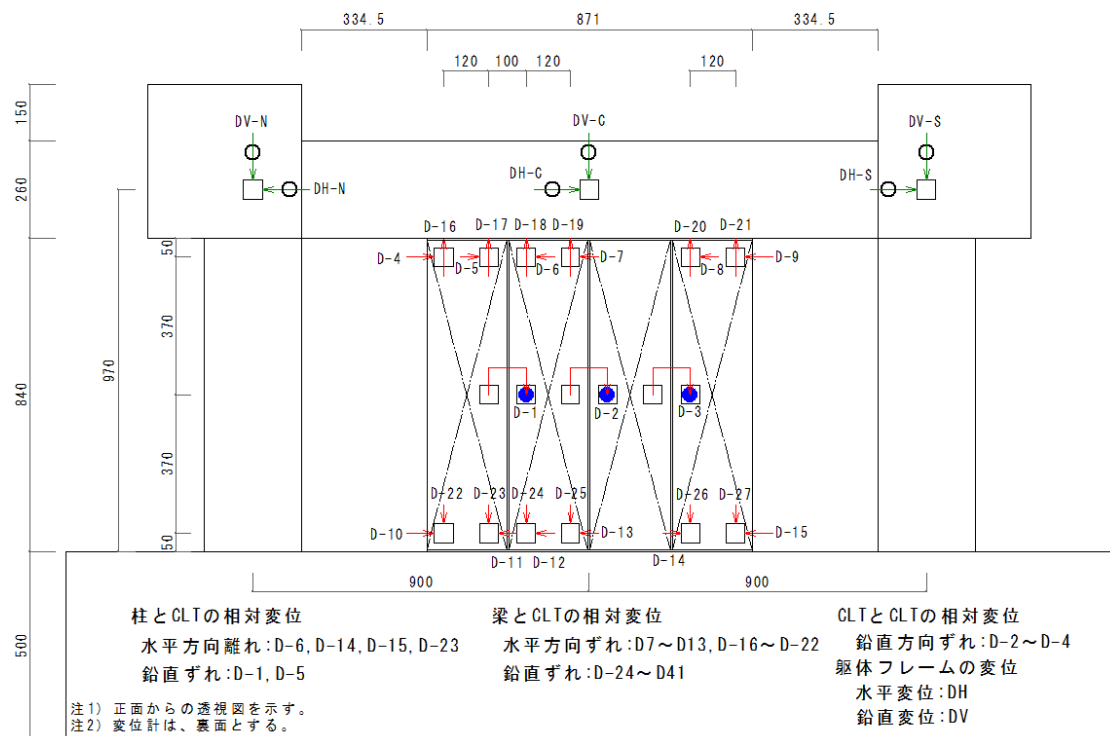
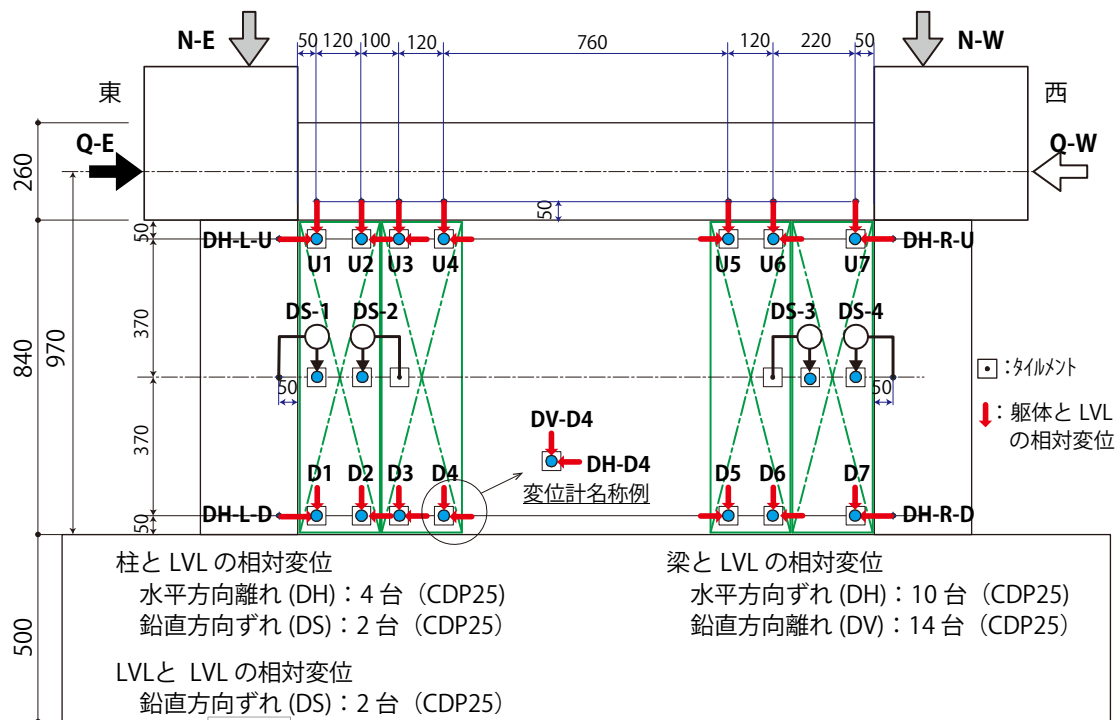
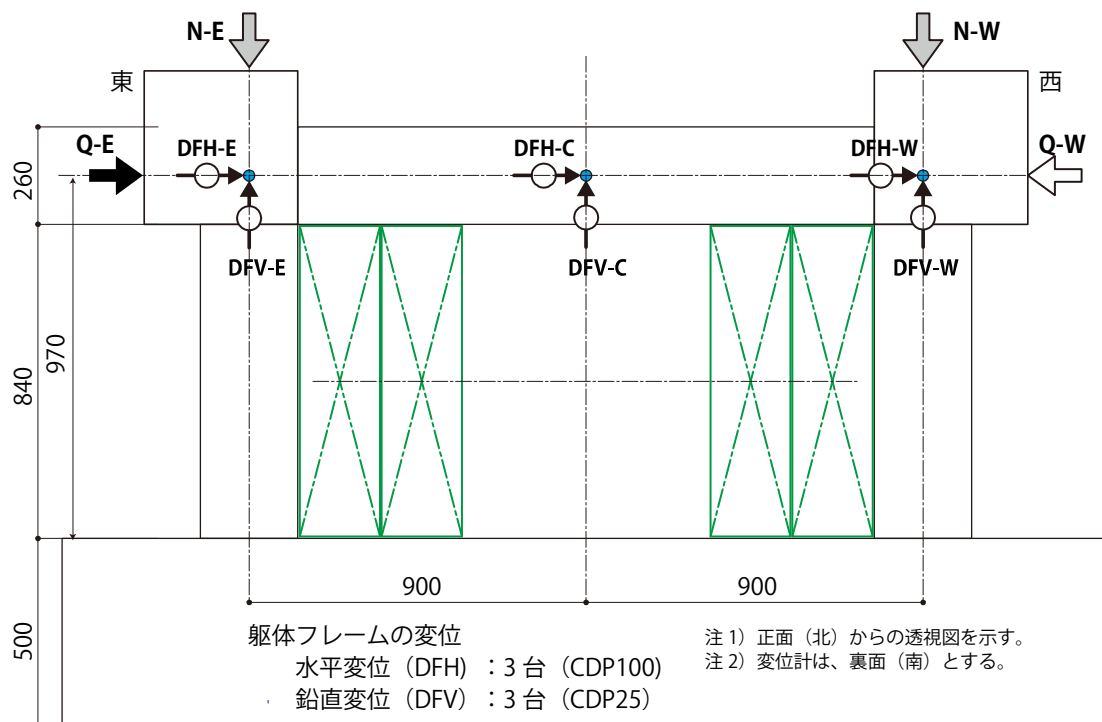


図 6.1.2-2 Wo-C03 の変位計設置状況(上図)と
 ひずみゲージ貼付状況(下図)

図 6.1.2-4 Wo-L01 のひずみゲージ貼付状況



注 1) 正面 (北) からの透視図を示す。
注 2) 変位計は、裏面 (南) とする。



注 1) 正面 (北) からの透視図を示す。
注 2) 変位計は、裏面 (南) とする。

図 6.1.2-5 Wo-L02 の変位計設置状況

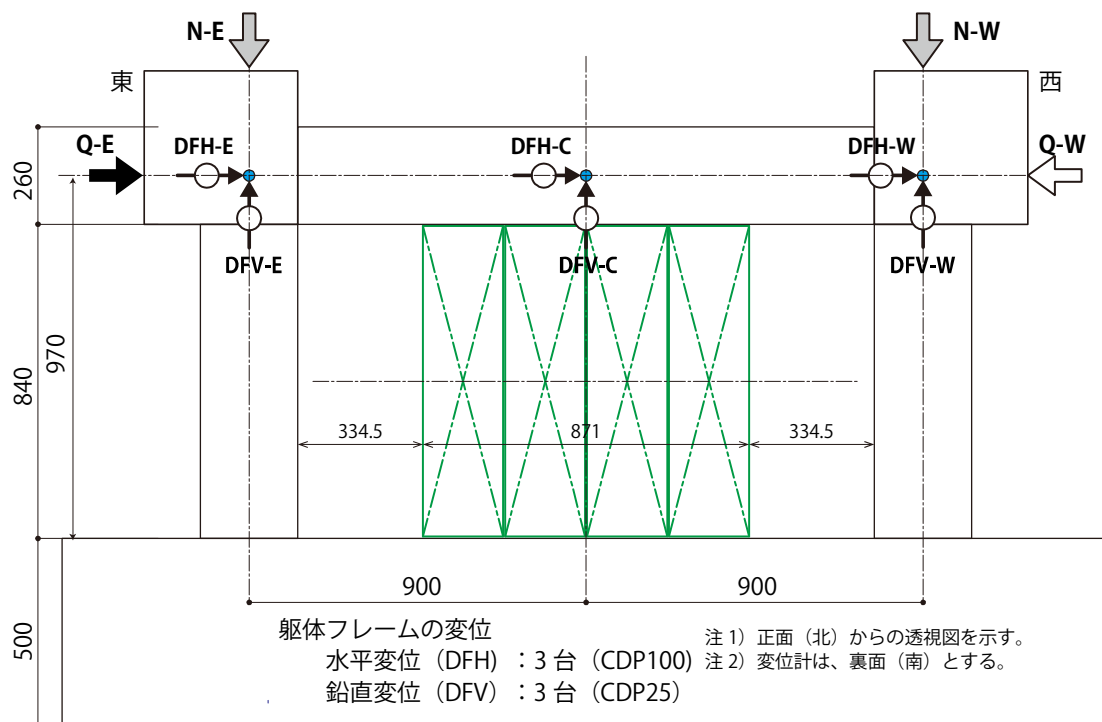
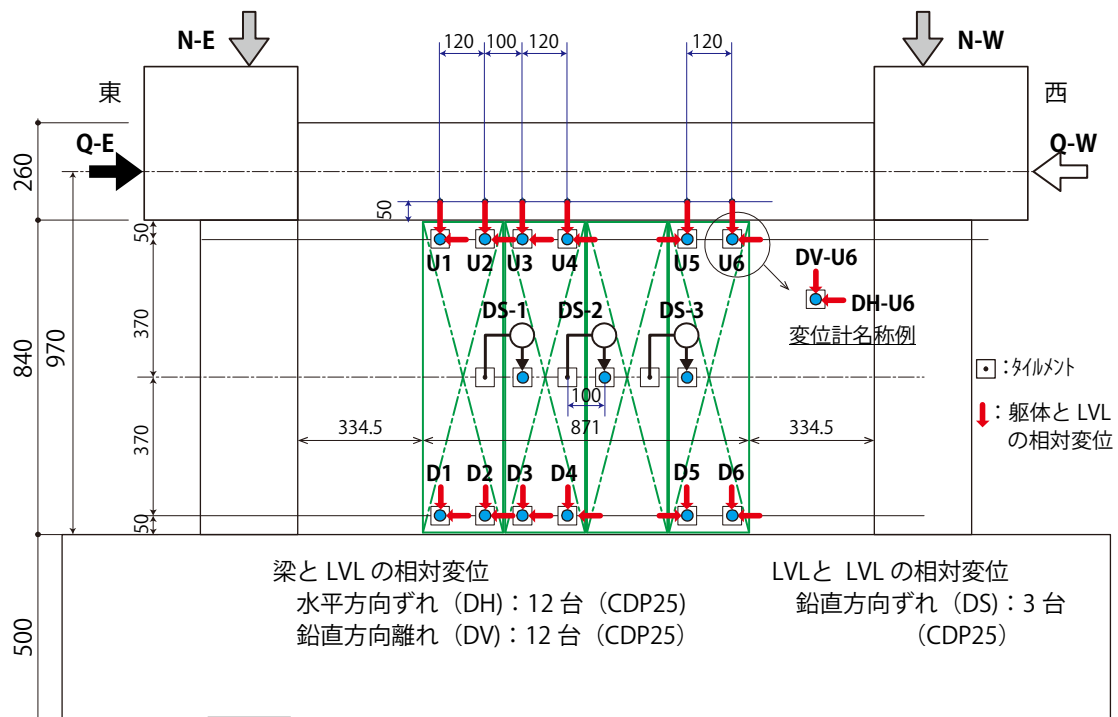


図 6.1.2-7 Wo-L03 の変位計設置状況

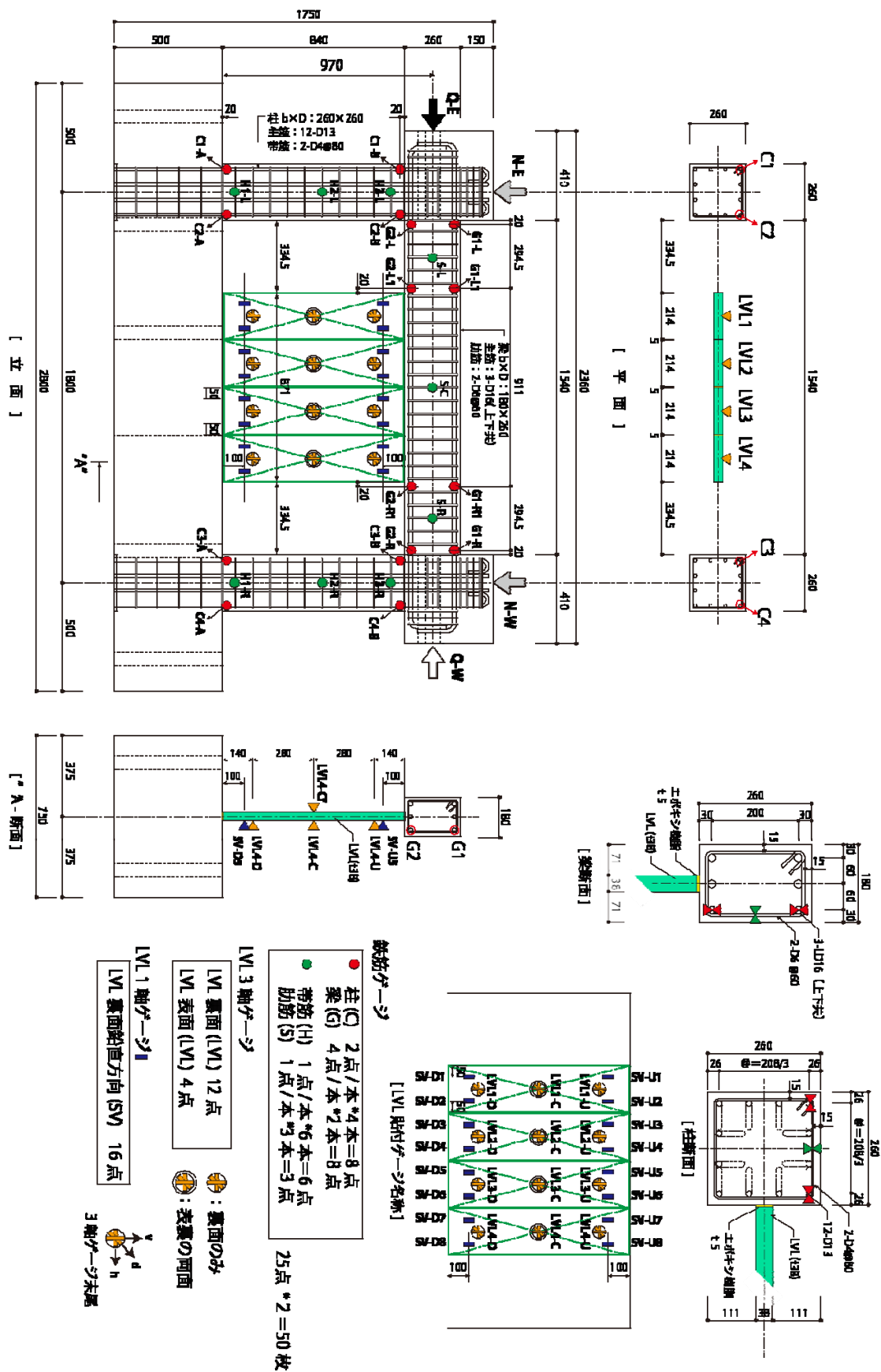


図 6.1.2-8 Wo-L03 のひずみゲージ貼付状況

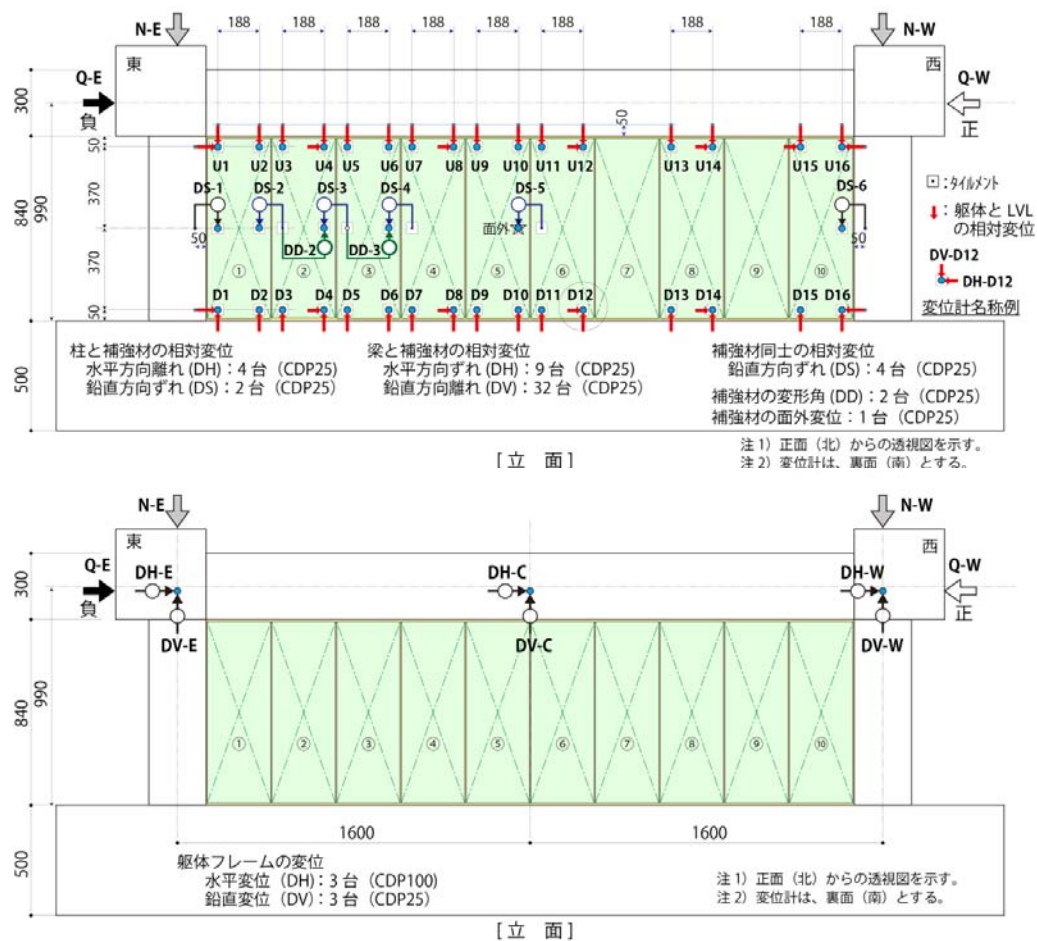


図 6.1.2-9 W-L11 の変位計設置状況

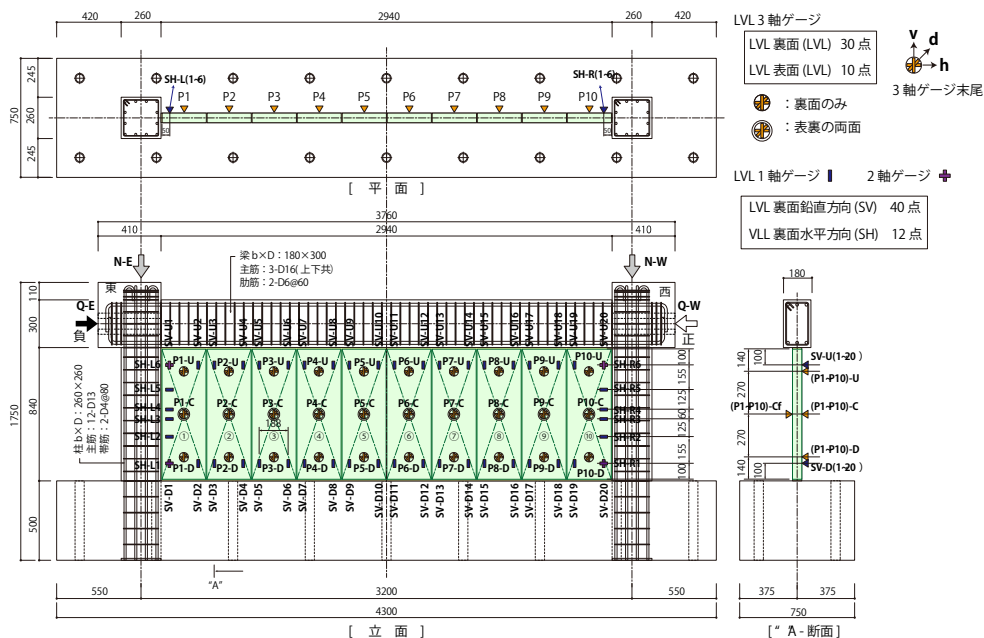


図 6.1.2-10 W-L11 のひずみゲージ貼付状況

6.1.3 試験方法

図 6.1.3-2 に加力装置の概要を示す。試験中、周囲反力フレームに取り付けた鉛直オイルジャッキを用いて、試験体の両側柱それぞれに長期応力度に相当する一定の圧縮軸力 ($N = 0.2\sigma_B \cdot B \cdot D$ 、ここに、 σ_B ：コンクリートの圧縮強度、 B ：柱幅、 D ：柱せい) を載荷した状態で、梁心位置を加力点として水平せん断力を載荷した。このとき架構の部材角（層間変形角、6.1.2 節参照） R を制御変位として、目標変形角 $1/2000 \rightarrow 1/1000 \rightarrow 1/500 \rightarrow 3/1000 \rightarrow 1/250 \rightarrow 3/500 \rightarrow 1/125 \rightarrow 1/100 \rightarrow 3/200$ のスケジュールで、正負交番の 3 回繰り返し載荷をおこなった。図 6.1.3-1 に加力スケジュールを示す。なお、水平力の載荷に関して、試験体フレーム両側にジャッキを取り付け、または片側に取り付けたジャッキと、他端は PC 鋼棒を介した接合によって、正負いずれの場合においても梁端に圧縮力を加えることによって載荷を行った。写真 6.1.3-1 に試験風景を示す。

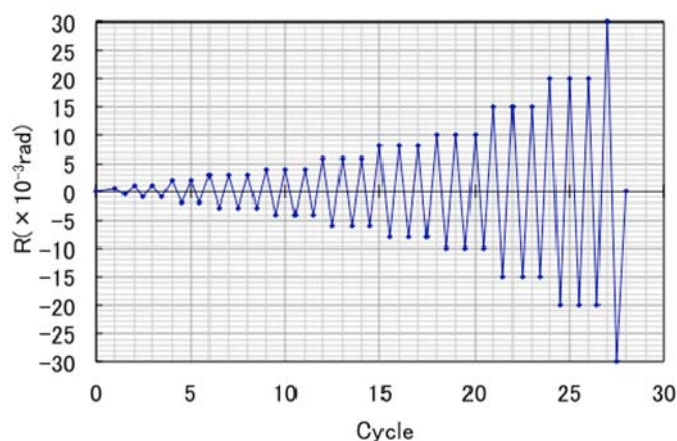
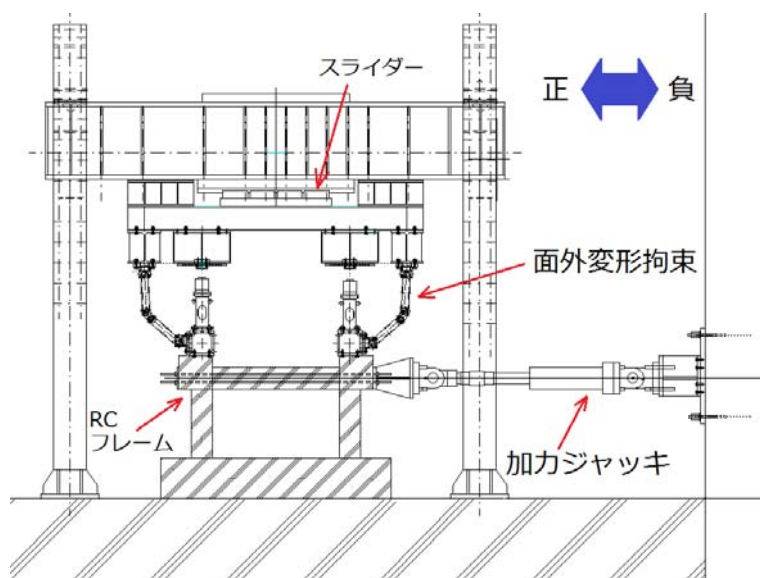
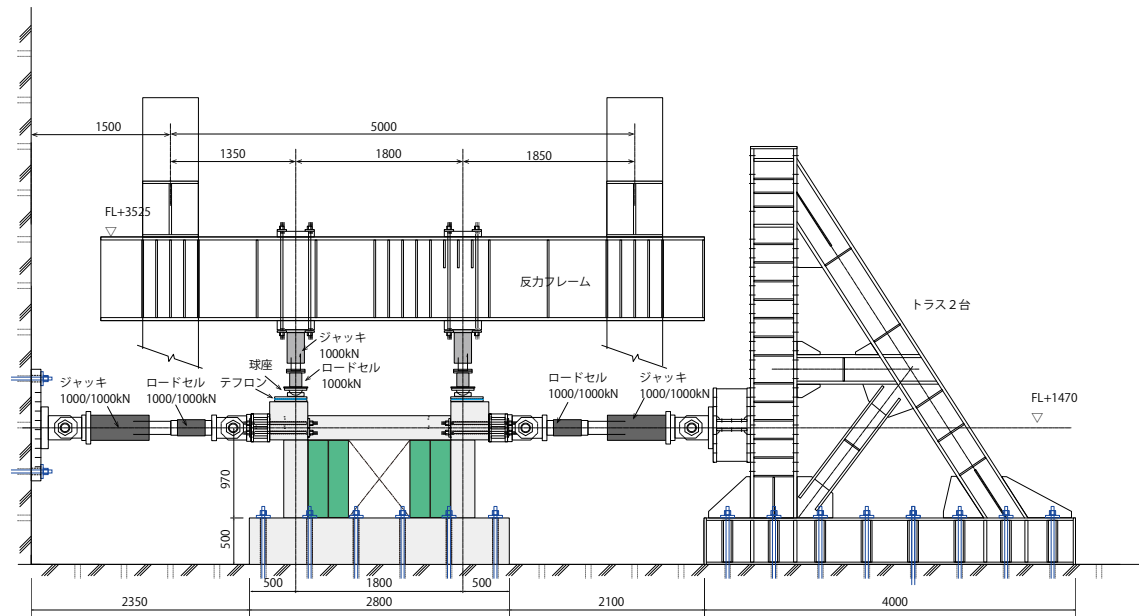


図 6.1.3-1 加力スケジュール



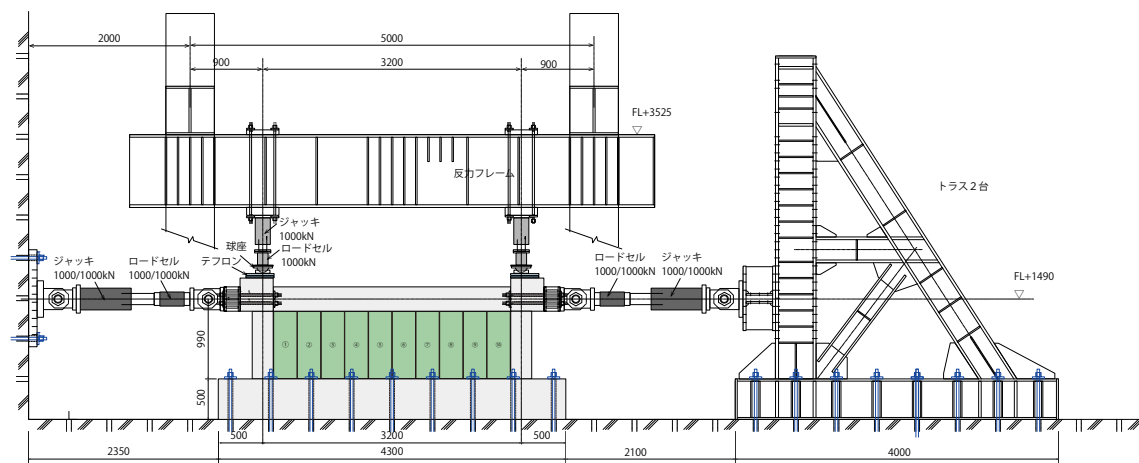
(a) W-C01、W-Cs01、Wo-C03、W-Cs02 で用いた加力装置

(試験日はそれぞれ 2014/08/22、2014/08/28、2014/09/05、2014/09/16、
試験場所は建築研究所)



(b) F-00、Wo-L01、Wo-L02、Wo-L03 で用いた加力装置

(試験日はそれぞれ 2014/09/02、2014/09/09、2014/09/17、2014/09/24、
試験場所は竹中技術研究所)



(c) F-10、W-L11、W-C11 で用いた加力装置

(試験日はそれぞれ 2015/01/07、2015/01/13、2015/01/16、
試験場所は竹中技術研究所)

図 6.1.3-2 加力装置概要

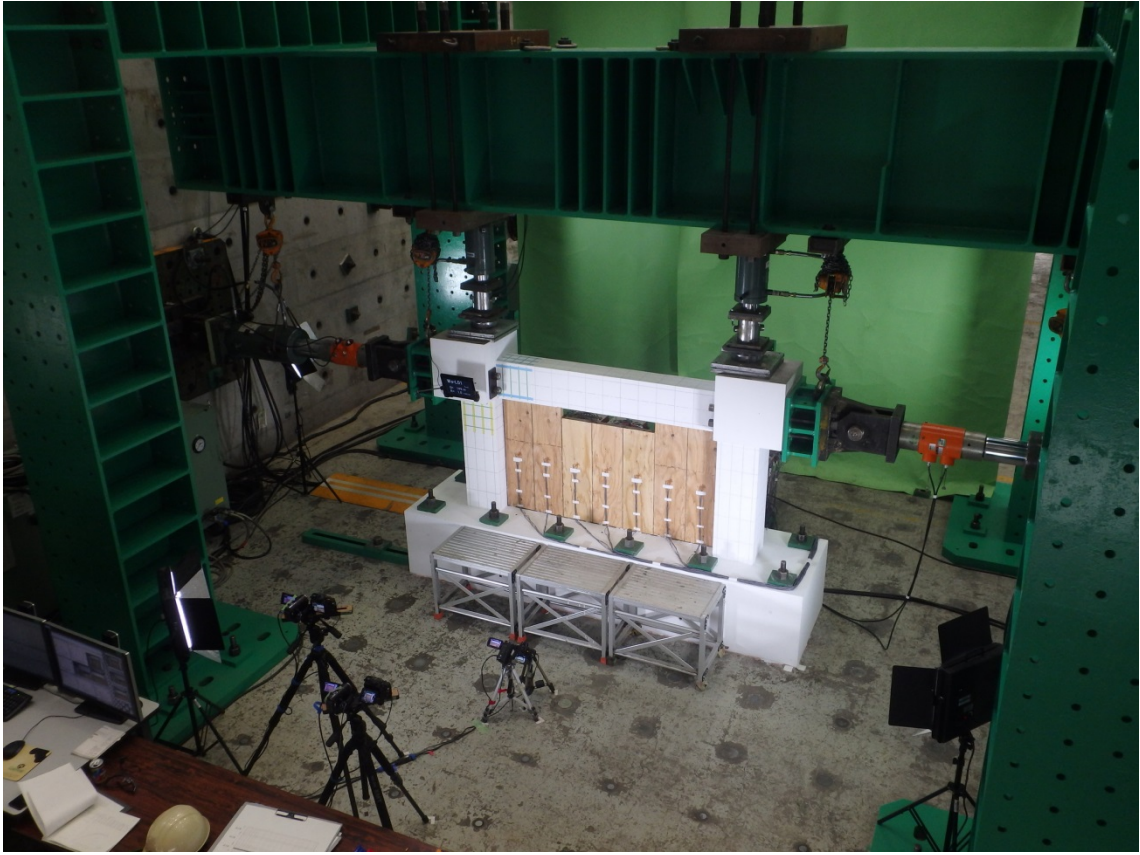


写真 6.1.3-1 試験風景

<参考文献>

- 1) 鉄筋コンクリート構造計算規準改定小委員会議事録、8条 構造解析の基本事項、
<http://news-sv.aij.or.jp/kouzou/s22/public/080331-0411/>
- 2) コンクリート標準示方書「設計偏：標準」pp340、土木学会、2007

6.2 RC フレーム試験体の構造実験の結果

ここでは、CLT 等の木質耐震壁を用いて耐震補強した RC 骨組の耐震補強効果を確認するための比較試験体として実施した、2 体の RC フレーム試験体の構造実験の結果を示す。

6.2.1 荷重変形関係・破壊性状

(1) F-00 試験体（標準スパンフレーム試験体）

写真 6.2.1-1(a)～(c)に試験体の損傷状況を、図 6.2.1-1(a)～(c)には試験体のひび割れ状況を示す。また、図 6.2.1-2 に層せん断力-層間変形角関係を、図 6.2.1-3 には RC 柱高さ方向中央の帯筋のひずみ（引張が正）と層間変形角の関係を示す。なお、柱帯筋のひずみの計測方向は、帯筋が柱せん断力をトラス機構として負担する方向で計測しており、以降の試験体も同様である。詳細は 6.1 節を参照されたい。

試験体は、層間変形角 $R=1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルにて柱脚および梁端に曲げひび割れが発生した。次いで、 $R=3.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルにて柱頭に曲げひび割れが発生した。その後、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクル 1 回目では柱主筋に沿った付着ひび割れが、同層間変形角の 2～3 回目の加力サイクルでは柱にせん断ひび割れが発生した。最終的には $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に加力側の柱に顕著なせん断ひび割れが生じ、耐力が低下した。さらに、耐力低下後も加力を継続したところ、破壊状況からは柱のせん断破壊および柱の付着せん断破壊が確認された。なお、柱中央の帯筋は $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ の 3 サイクル目で東側（写真右側、正加力時にジャッキから圧縮力を受ける側）の柱が、 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ の正加力中に西側（写真左側、負加力時にジャッキから圧縮力を受ける側）の柱が降伏ひずみに達しており、このタイミングでそれぞれの柱がせん断耐力に達しせん断破壊に至った。

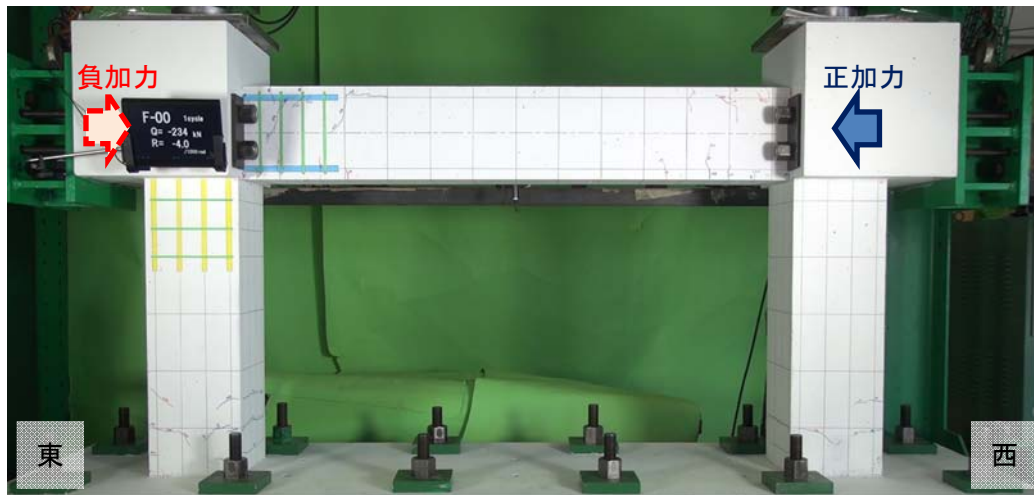
また、表 6.2.1-1 には RC 柱の計算耐力を、図 6.2.1-2 中にはその計算値を示す。柱の耐力の算定は、RC 造の耐震補強の設計で用いられる建築防災協会発行の「既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準同解説（文献 6-2-1）」に従い行った。なお、ここでは詳細な検討として、耐震補強の設計では一般的に省略される付着破壊による柱せん断耐力についても「鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説（文献 6-2-2）」により確認した。

本試験体は柱のせん断破壊型（骨組全体の水平せん断耐力が柱せん断耐力 Q_{su} で決定するメカニズム）として計画しているが、材料試験結果による実強度を用いて再度計算した表中の計算結果も試験体設計時と同様に柱せん断破壊型となることが確認できる。また、実験で確認された破壊状況も同様の破壊モードとなったことから、当初の計画通りの実験結果が得られたといえる。

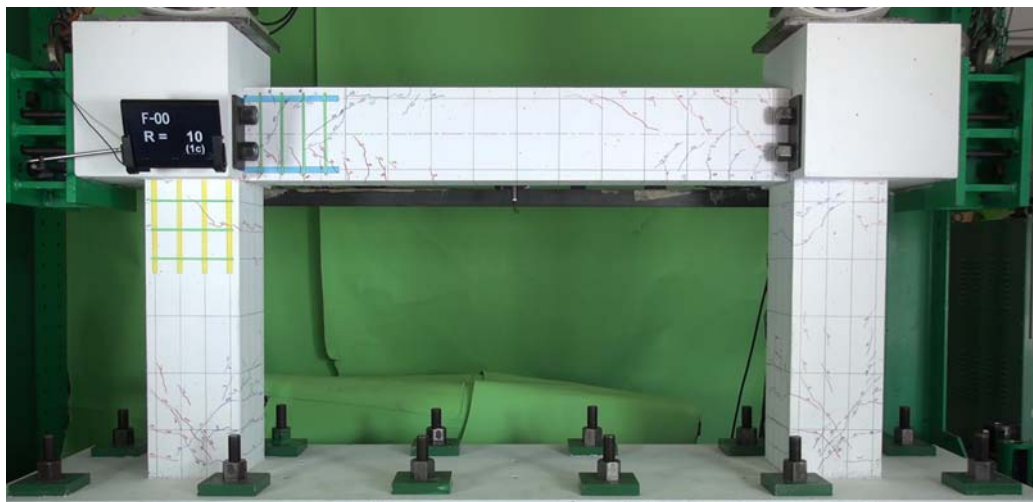
表 6.2.1-1 試験体の RC 柱の計算せん断耐力（柱 1 本当たり）

	Q_{mu} (kN)	Q_{su} (kN)	Q_{sub} (kN)
F-00（標準スパン）	183	106	136

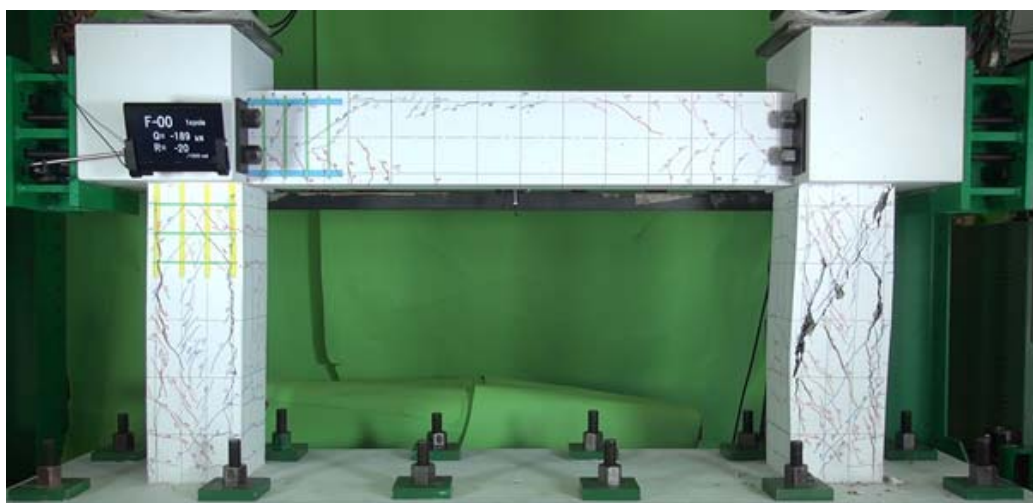
Q_{mu} ：柱終局曲げ耐力時せん断力^{6.2-1)}、 Q_{su} ：柱せん断耐力^{6.2-1)}、 Q_{sub} ：柱せん断付着耐力^{6.2-2)}



(a) $R=4.0 \times 10^{-3}$ rad 時

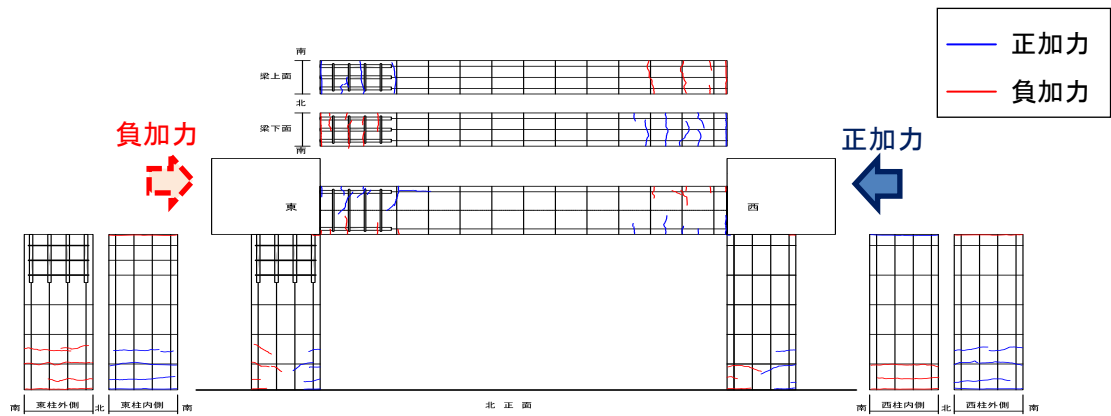


(b) $R=10 \times 10^{-3}$ rad 時

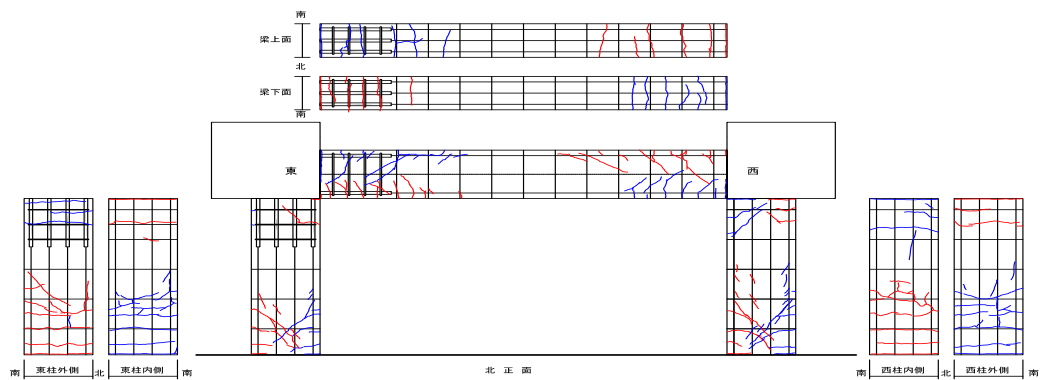


(c) $R=20 \times 10^{-3}$ rad 時

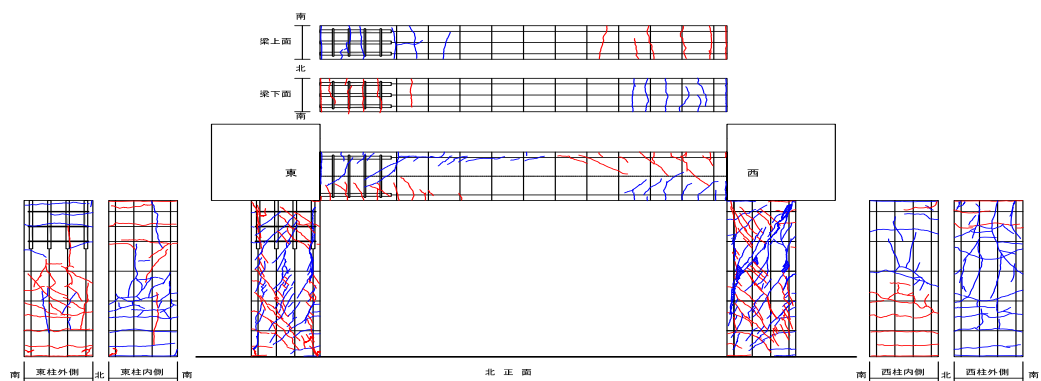
写真 6.2.1-1 試験体の損傷状況 (負加力側ピーク)



(a) $R=4.0 \times 10^{-3}$ rad 時



(b) $R=10 \times 10^{-3}$ rad 時



(c)最終破壊状況($R=20 \times 10^{-3}$ rad 時)

図 6.2.1-1 試験体のひび割れ状況

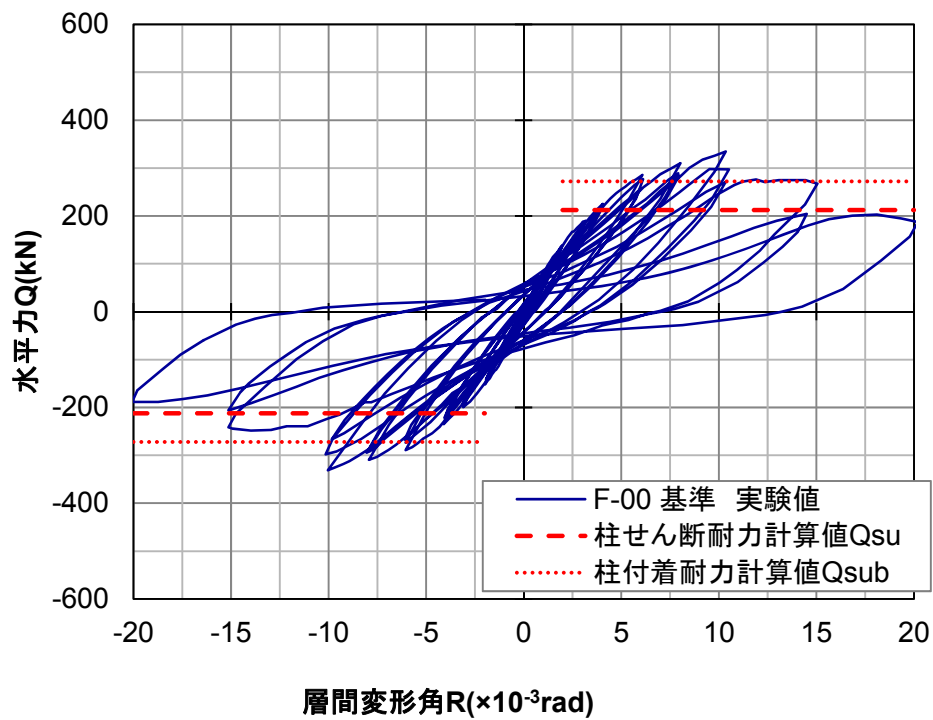


図 6.2.1-2 層せん断力-層間変形角関係

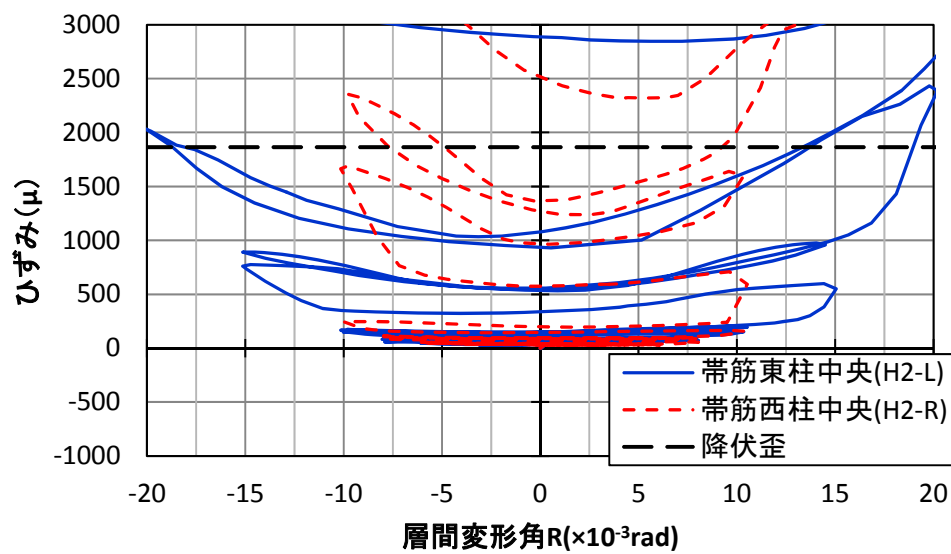


図 6.2.1-3 柱中央帯筋ひずみ状況 (引張が正)

(2)F-10 試験体（大スパンフレーム試験体）

写真 6.2.1-2(a)～(c)に試験体の損傷状況および最終破壊状況を、図 6.2.1-4(a)～(c)には試験体のひび割れ状況を示す。また、図 6.2.1-5 に層せん断力-層間変形角関係を、図 6.2.1-5 には RC 柱中央の帯筋のひずみ（引張が正）と層間変形角の関係を示す。

試験体は、層間変形角 $R=1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルにて柱脚および梁端に曲げひび割れが発生した。次いで、 $R=2.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルにて柱頭に曲げひび割れが発生した。その後、 $R=6.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルでは柱主筋に沿った付着ひび割れが、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルでは柱にせん断ひび割れが発生した。最終的には $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクル時にせん断ひび割れが進行し耐力が低下した。なお、柱中央の帯筋は $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ の 1 サイクル目で東西の柱が降伏ひずみに達しており、このタイミングで柱がせん断耐力に達しせん断破壊に至った。

スパンが短い骨組試験体である F-10 と比較すると、破壊状況および荷重変形関係いずれも近い結果となっている。これは設計時に想定した通り、いずれも骨組の性能が柱の性能で決まっているといえる。

また、表 6.2.1-2 には RC 柱の計算耐力を、図 6.2.1-5 中にはその計算値を示した。表より分かるように、本試験体は基準試験体 F-00 と同様に試験体の設計通り柱のせん断破壊型（骨組全体の水平せん断耐力が柱せん断耐力 Q_{su} で決定するメカニズム）となる計算結果であった。また、実験で確認された破壊状況も同様の破壊モードとなったことから、当初の計画通りの実験結果が得られたといえる。

表 6.2.1-2 試験体の RC 柱の計算耐力（1 本当たり）

	Q_{mu} (kN)	Q_{su} (kN)	Q_{sub} (kN)
F-10（大スパン）	183	106	136

Q_{mu} ：柱終局曲げ耐力時せん断力^{6.2-1)}、 Q_{su} ：柱せん断耐力^{6.2-1)}、 Q_{sub} ：柱せん断付着耐力^{6.2-2)}



(a) $R=4.0 \times 10^{-3}$ rad 時

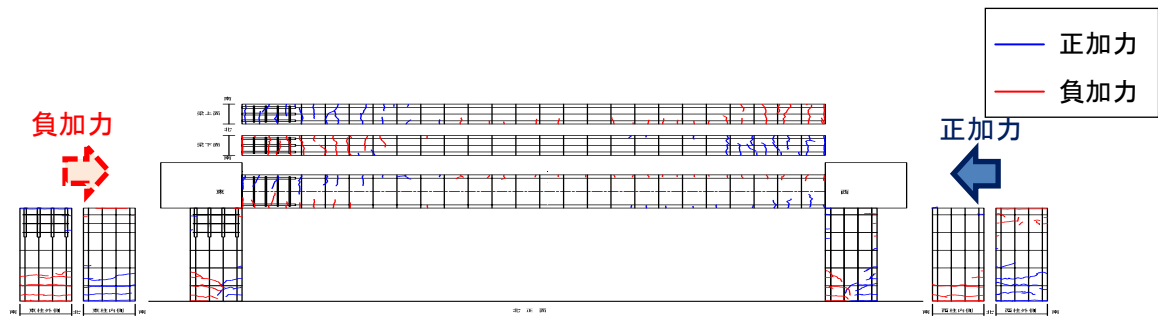


(b) $R=10 \times 10^{-3}$ rad 時

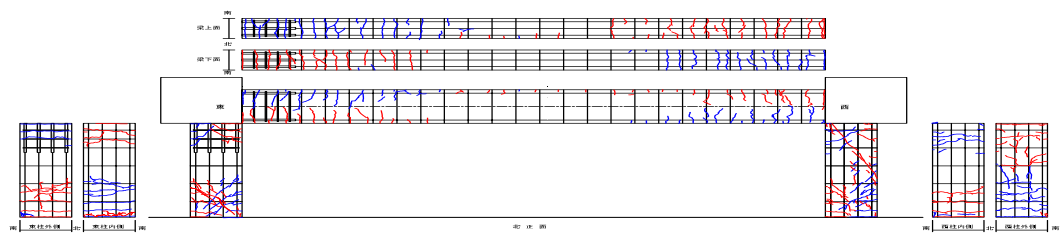


(c) $R=20 \times 10^{-3}$ rad 時

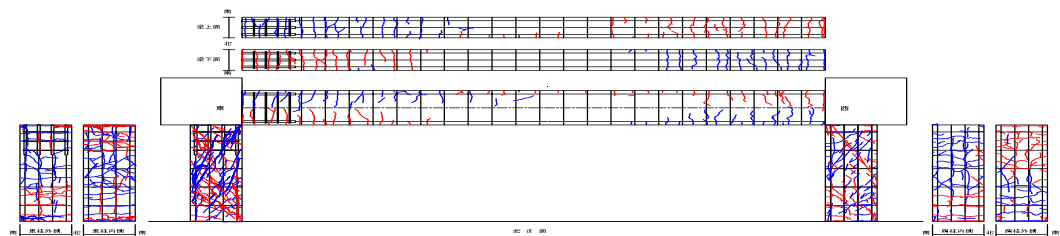
写真 6.2.1-2 試験体の損傷状況



(a) $R=4.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時



(b) $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時



(c) 最終破壊状況($R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時)

図 6.2.1-4 試験体のひび割れ状況

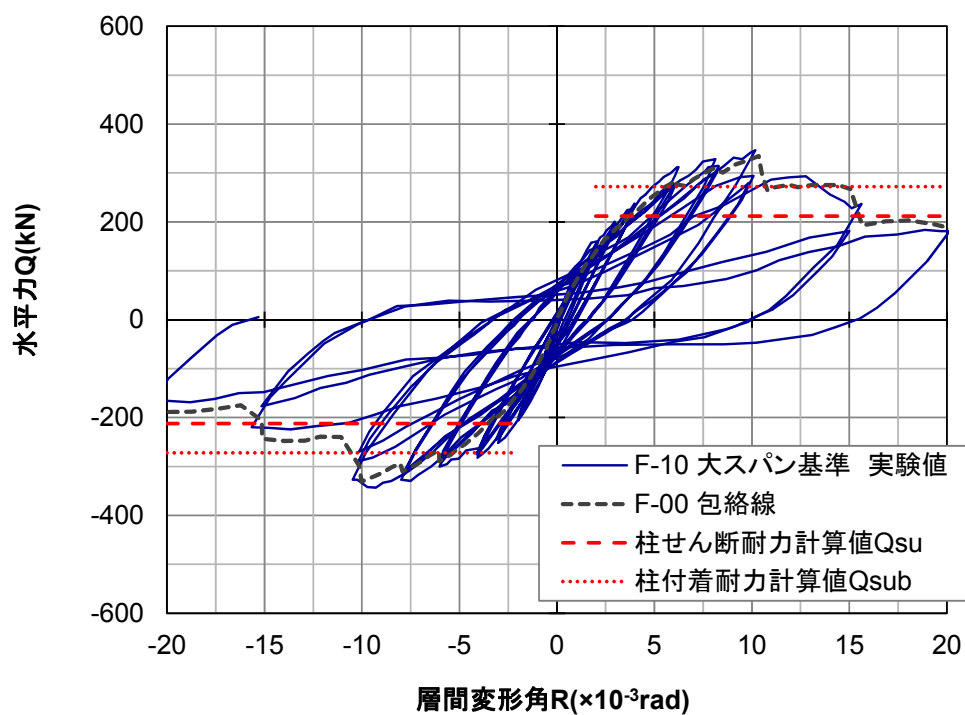


図 6.2.1-5 層せん断力-層間変形角関係

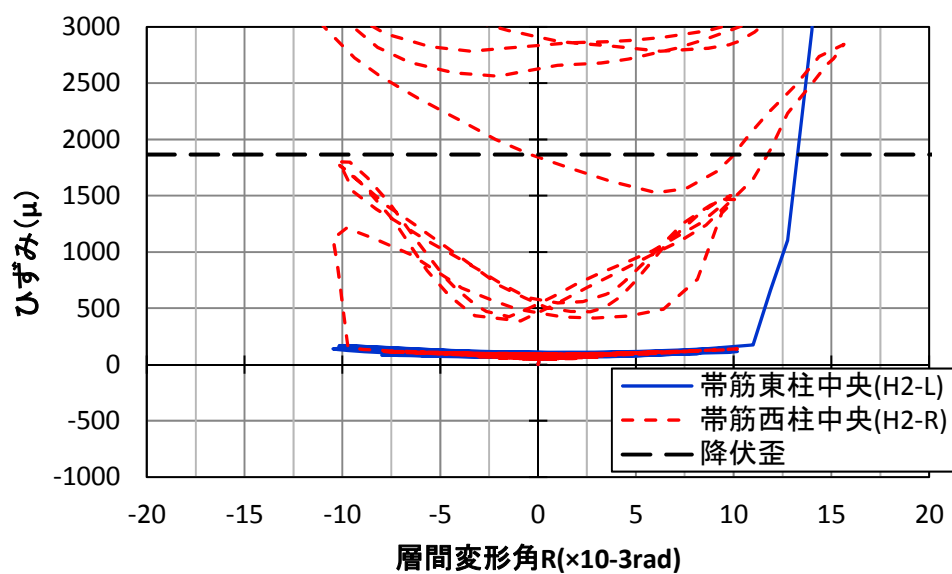


図 6.2.1-6 柱中央帯筋ひずみ状況 (引張が正)

6.2.2 RC フレーム試験体の構造実験のまとめ

CLT 等の木質壁を用いて耐震補強した RC 骨組の耐震補強効果を確認するための比較試験体として、2 体の RC フレーム試験体について構造実験を実施し、無補強の RC 骨組の構造性能のデータを得た。試験体のうち、一つは学校などの一般的なディテールを縮小して模擬した標準スパンの無補強の RC 骨組 F-00 試験体（基準試験体）であり、もう一つはホテルや SRC 造、RC 壁付き架構で想定される大スパンのディテールを縮小して模擬した無補強の RC 骨組 F-10 試験体（大スパン基準試験体）である。実験より得られた結果は以下の通りである。

- 1) いずれの基準試験体も、試験計画で想定した通り、一般的な耐震改修建物で想定される柱先行のせん断破壊モードとなった。なお、試験体には付着によるせん断破壊も顕著に観察されたが、最終的に帯筋の降伏が観察されていることから、柱のせん断破壊にて耐力が決定したと考えて良い。
- 2) 骨組のスパンを実験変数としたが、いずれの試験体も柱先行のせん断破壊モードであったため、水平荷重-層間変形関係はほとんど同様であった。

<参考文献>

6.2-1) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準同解説、2001

6.2-2) 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、1999

6.3 CLT の構造実験の結果

6.3.1 荷重変形関係・破壊性状

以下、実施した試験体ごとの試験結果を示す。なお、基準試験体である試験体 F-00 試験体および大スパン骨組の基準試験体である F-10 については 6.2 節と共通のためここでは省略する。

(1) W-C01 試験体

写真 6.3.1-1 (a)～(c)に試験体の損傷状況を、図 6.3.1-1 (a)～(c)には試験体のひび割れ状況を示す。示している層間変形角の正負交番 3 回繰り返し載荷終了後における損壊状況とひび割れ状況が各図に示されている。また、図 6.3.1-2 に、S-01 の層せん断力-層間変形角関係とフレーム骨格曲線をあわせて示す。図 6.3.1-3 には接着接合部のすべりを示す。

試験体は、層間変形角 $R=2.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルにて柱脚に曲げひび割れが発生した。次いで、 $R=3.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルにて柱頭に曲げひび割れが発生した。写真 6.3.1-1 (a)、図 6.3.1-1 (a) が示すように、 $R=4.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルにてパネル周囲を留めつける樹脂とコンクリートとの接着部分で剥離が生じ、剛性が低下した。 $R=6.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクル 2 回目では左側の梁端に曲げひび割れが発生した。その後、 $R=8.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルにて柱にせん断ひび割れが発生した。写真 6.3.1-1 (c)、図 6.3.1-1 (c) から分かるように、 $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力時に柱主筋に沿った付着ひび割れと顕著なせん断ひび割れが生じ、耐力が低下した。最終的に $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 付近では CLT が柱に押されて圧縮破壊が観察された。耐力低下後も加力を継続したところ、破壊状況からは柱のせん断破壊および柱の付着せん断破壊が確認されたことから、 $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時の変形を、ここでは終局変形とした。終局変形時における耐力は 436kN であった。



(a) $R=4.0 \times 10^{-3}$ rad 時

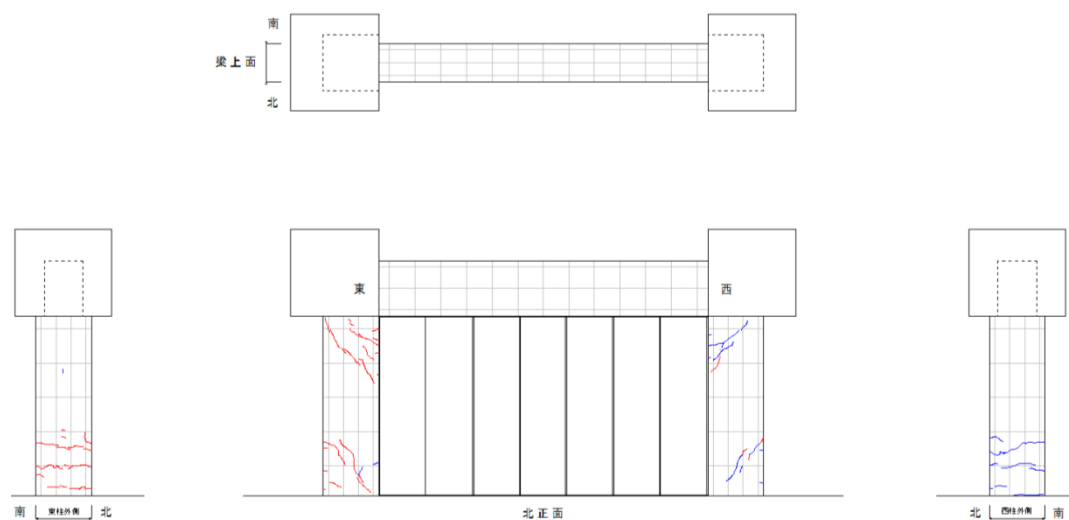


(b) $R=10 \times 10^{-3}$ rad 時

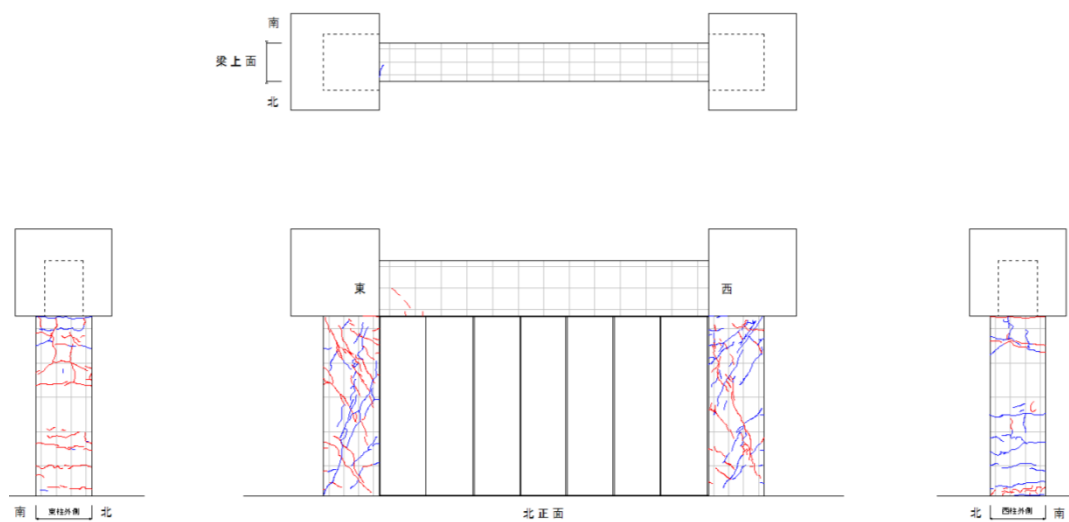


(c) $R=15 \times 10^{-3}$ rad 時

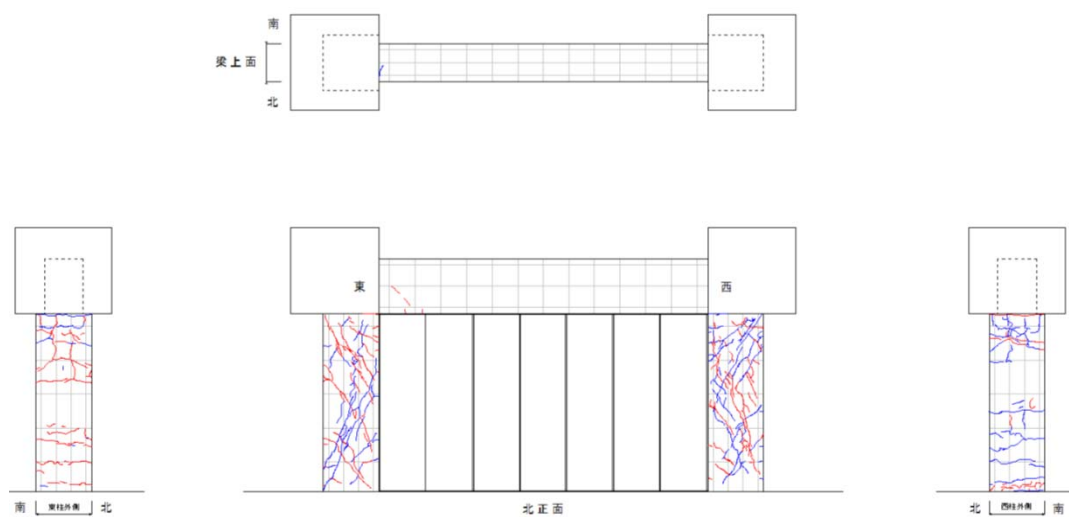
写真 6.3.1-1



(a) $R=4.0 \times 10^{-3}$ rad 時



(b) $R=10 \times 10^{-3}$ rad 時



(c) $R=15 \times 10^{-3}$ rad 時

図 6.3.1-1

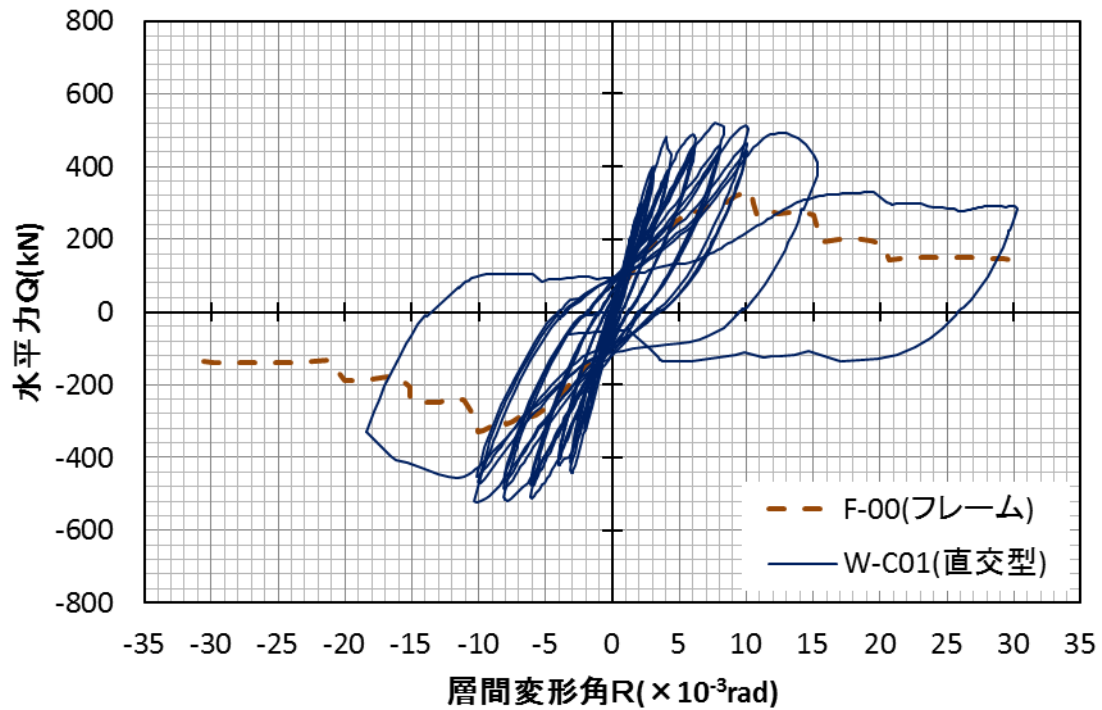


図 6.3.1-2 荷重変形関係

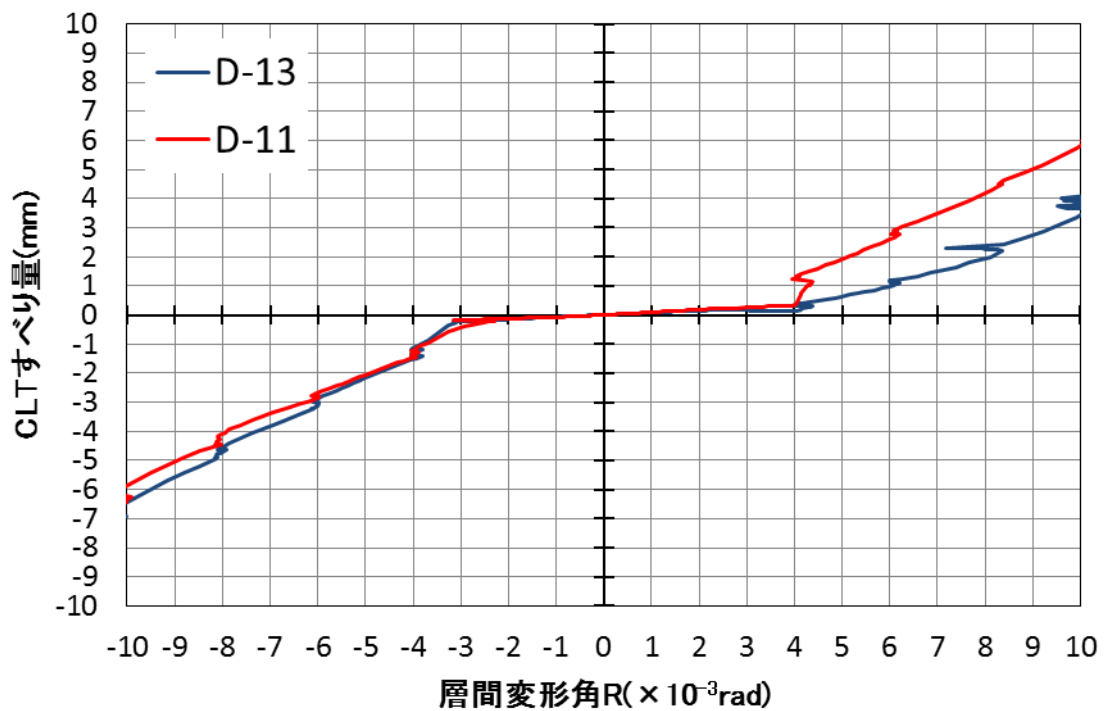


図 6.3.1-3 接着接合部すべり

【D-11、D-13（図 6.1.4 を参照）における、梁に対する CLT の水平すべり量。】

(2) W-Cs01 試験体

写真 6.3.1-2 (a)～(c)に試験体の損傷状況を、図 6.3.1-4 (a)～(c)には試験体のひび割れ状況を示す。示している層間変形角の正負交番 3 回繰り返し載荷終了後における損壊状況とひび割れ状況が各図に示されている。また、図 6.3.1-5 に、S-01 の層せん断力-層間変形角関係とフレーム骨格曲線をあわせて示す。図 6.3.1-6 には接着接合部のすべりを示す。

試験体は、層間変形角 $R=1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルにて右柱柱脚に曲げひび割れが発生した。次いで、 $R=2.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルにて右柱柱頭および左柱柱脚に曲げひび割れが発生した。また、同層間変形角の加力サイクルにて右柱および梁に、 $R=3.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルでは左柱に、CLT の接着接合面に沿ったコンクリートにひび割れが発生した。写真 6.3.1-2 (a)、図 6.3.1-4 (a) が示すように、 $R=4.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクル 1 回目では梁の左端部に、同層間変形角の 3 回目の加力サイクルでは梁の右端部に曲げひび割れが発生した。 $R=6.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ より土台に CLT の接着接合面に沿ったコンクリートにひび割れが発生した。 $R=8.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルにて両柱に柱主筋に沿った付着ひび割れが、左柱にせん断ひび割れが生じた。写真 6.3.1-2 (c)、図 6.3.1-4 (c) から確認されるように、 $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時近傍で、柱に押されたことによる CLT の圧縮破壊が観察された。また、同層間変形角付近で耐力が低下した。耐力低下後も加力を継続したところ、破壊状況からは柱のせん断破壊および柱の付着せん断破壊が確認されたことから、 $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時の変形を、ここでは終局変形とした。終局変形時における耐力は 558kN であった。



(a) $R=4.0 \times 10^{-3}$ rad 時

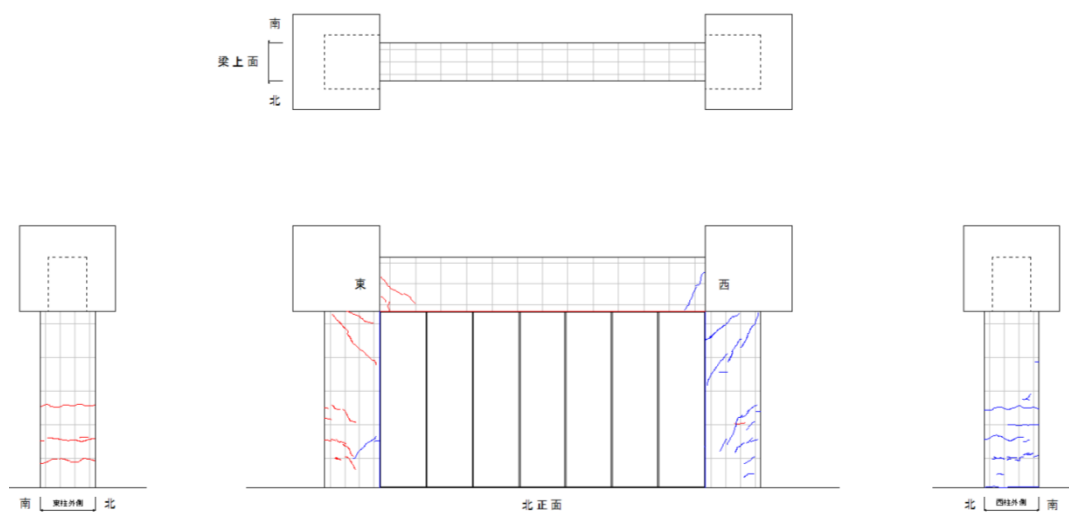


(b) $R=10 \times 10^{-3}$ rad 時

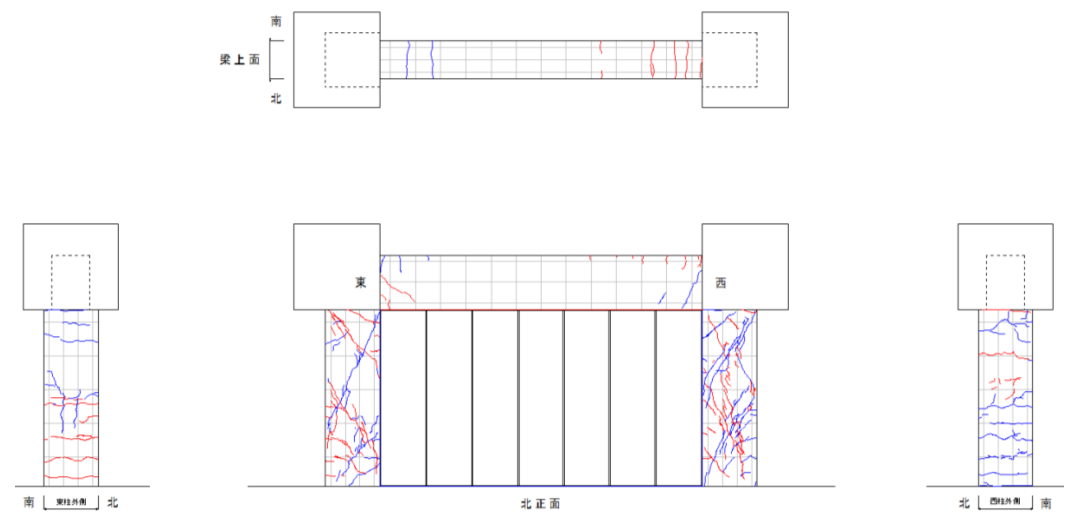


(c) $R=15 \times 10^{-3}$ rad 時

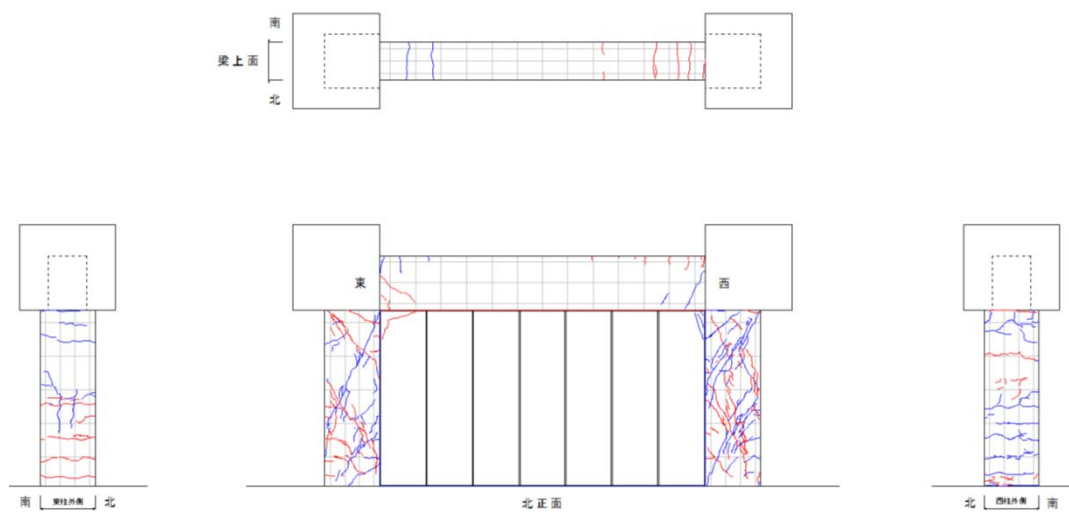
写真 6.3.1-2



(a) $R=4.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時



(b) $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時



(c) $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時

図 6.3.1-4

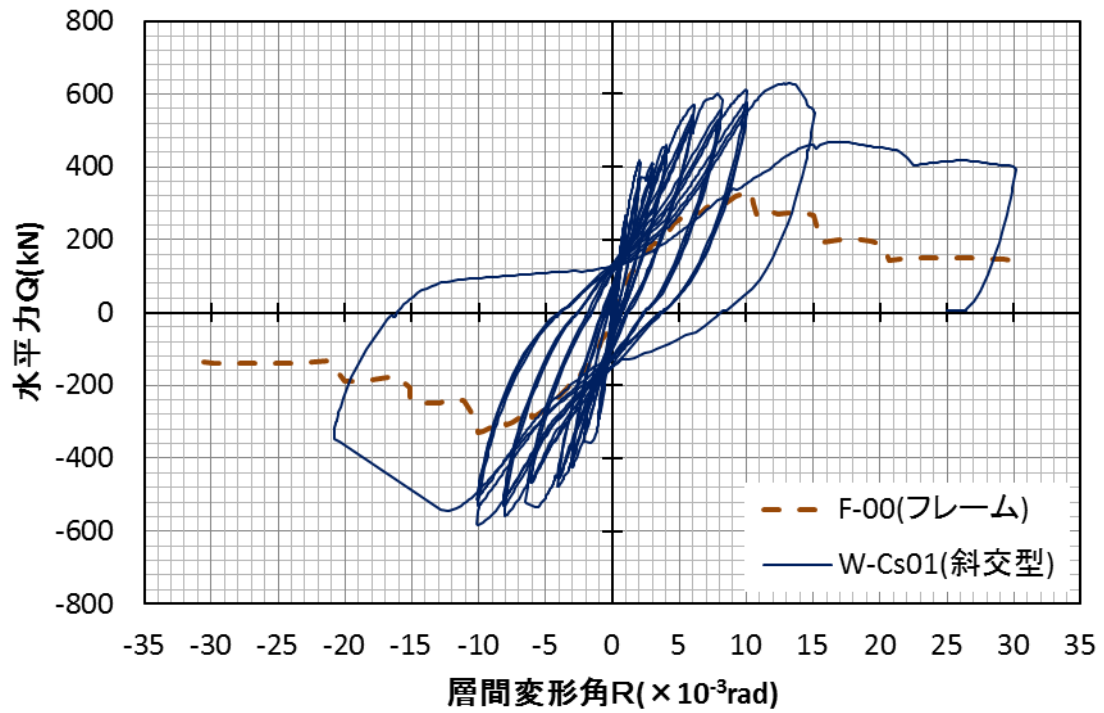


図 6.3.1-5 荷重変形関係

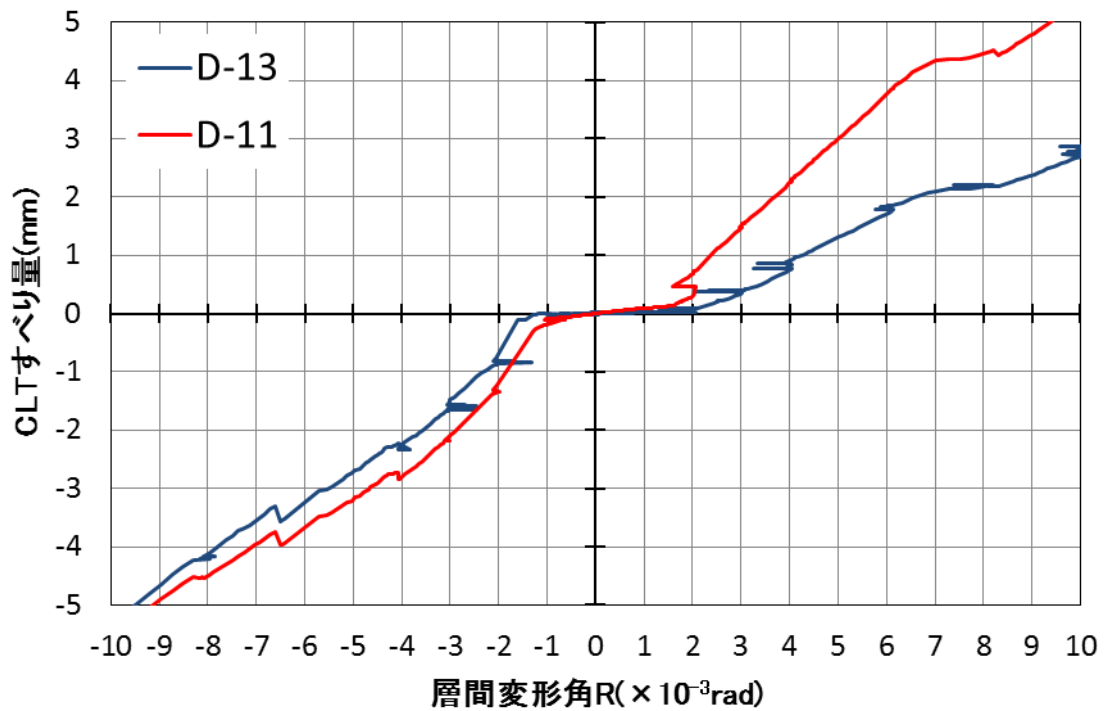


図 6.3.1-6 接着接合部すべり

【D-11、D-13（図 6.1.4 を参照）における、梁に対する CLT の水平すべり量。】

(3) Wo-C03 試験体

写真 6.3.1-3 (a)～(c)に試験体の損傷状況を、図 6.3.1-7 (a)～(c)には試験体のひび割れ状況を示す。示している層間変形角の正負交番 3 回繰り返して載荷終了後における損壊状況とひび割れ状況が各図に示されている。また、図 6.3.1-8 に、S-01 の層せん断力-層間変形角関係とフレーム骨格曲線をあわせて示す。図 6.3.1-9 には接着接合部のすべりを示す。

試験体は、層間変形角 $R=1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルにて両柱柱脚に、曲げひび割れが発生した。次いで、 $R=2.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルでは梁の両端に曲げひび割れが発生した。 $R=2.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ より梁および土台に CLT の接着接合面に沿ったコンクリートにひび割れが発生しはじめた。写真 6.3.1-3 (a)、図 6.3.1-7 (a) から分かるように、 $R=4.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ で梁下接着接合面のひび割れが正負貫通した。また、 $R=6.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ で土台上接着接合面のひび割れが正負貫通した。その後、 $R=6.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルにて左柱に、 $R=8.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルでは右柱に柱主筋に沿った付着ひび割れが発生した。最終的には、写真 6.3.1-3 (b)、図 6.3.1-7 (b) が示すように、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時付近で加力側の柱に顕著なせん断ひび割れが生じ耐力が低下した。耐力低下後も加力を継続したところ、破壊状況からは柱のせん断破壊および柱の付着せん断破壊が確認されたことから、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時の変形を、ここでは終局変形とした。終局変形時における耐力は 367kN であった。

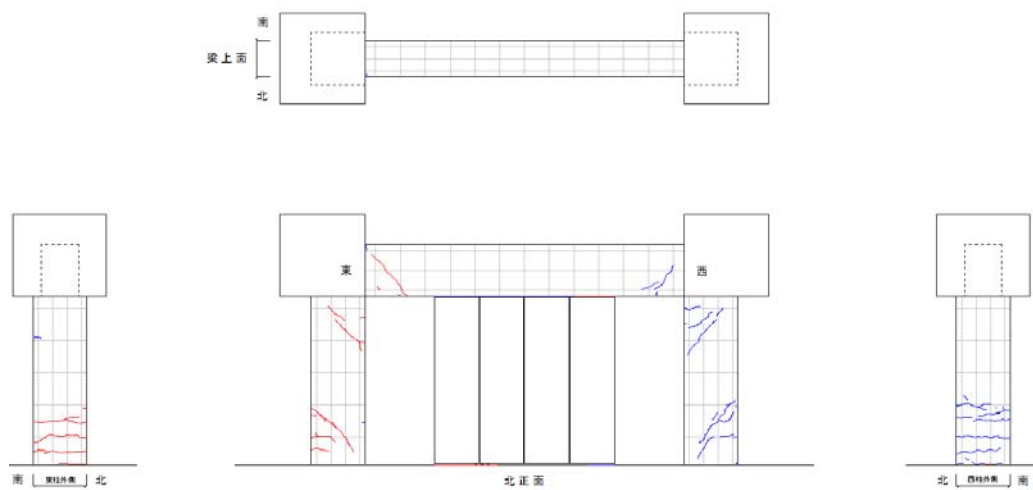


(a) $R=4.0 \times 10^{-3}$ rad 時

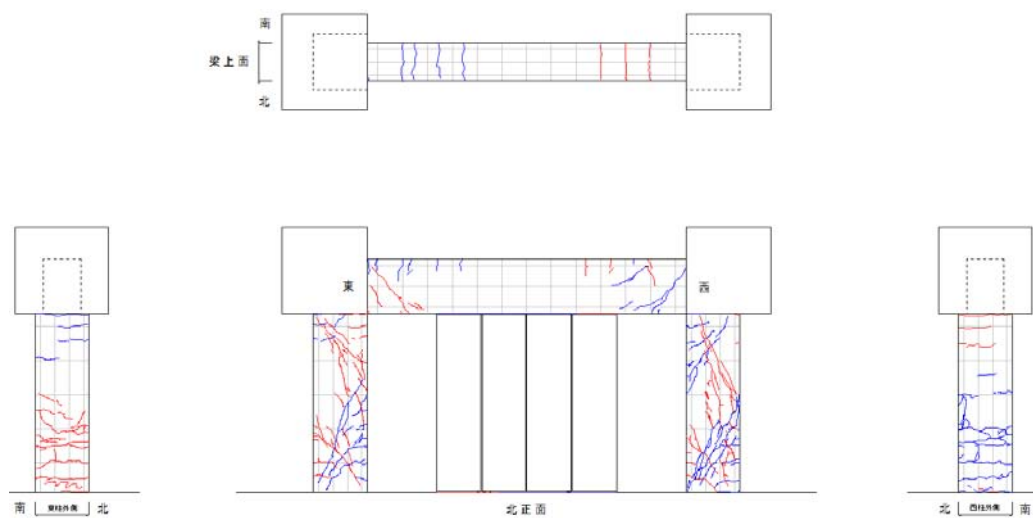


(b) $R=10 \times 10^{-3}$ rad 時

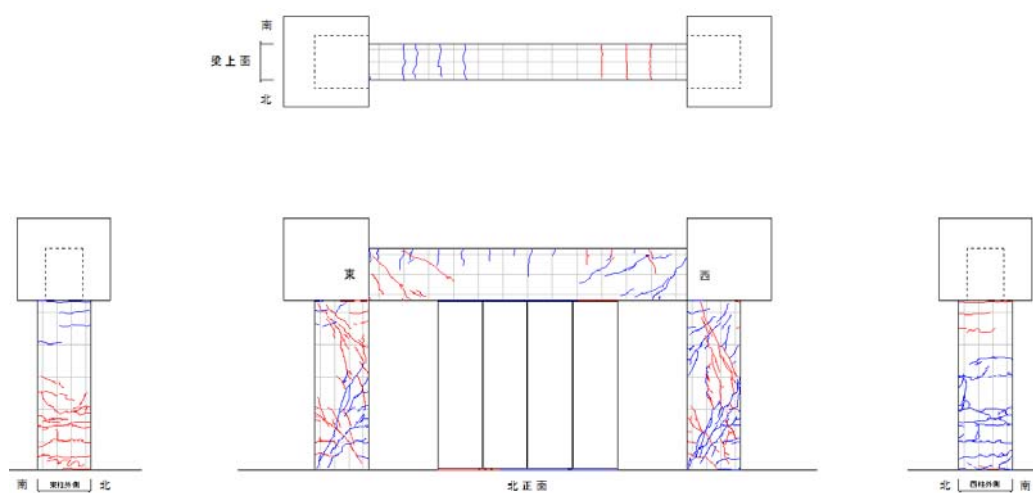




(a) $R=4.0 \times 10^{-3}$ rad 時



(b) $R=10 \times 10^{-3}$ rad 時



(c) $R=15 \times 10^{-3}$ rad 時

図 6.3.1-7

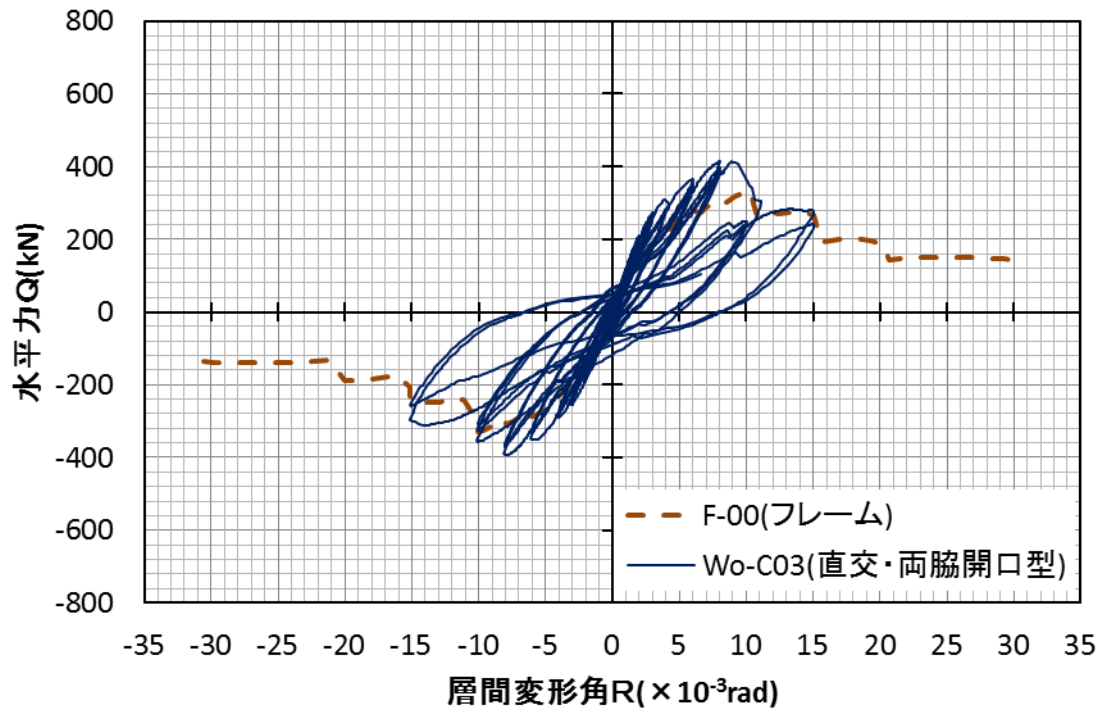


図 6.3.1-8 荷重変形関係

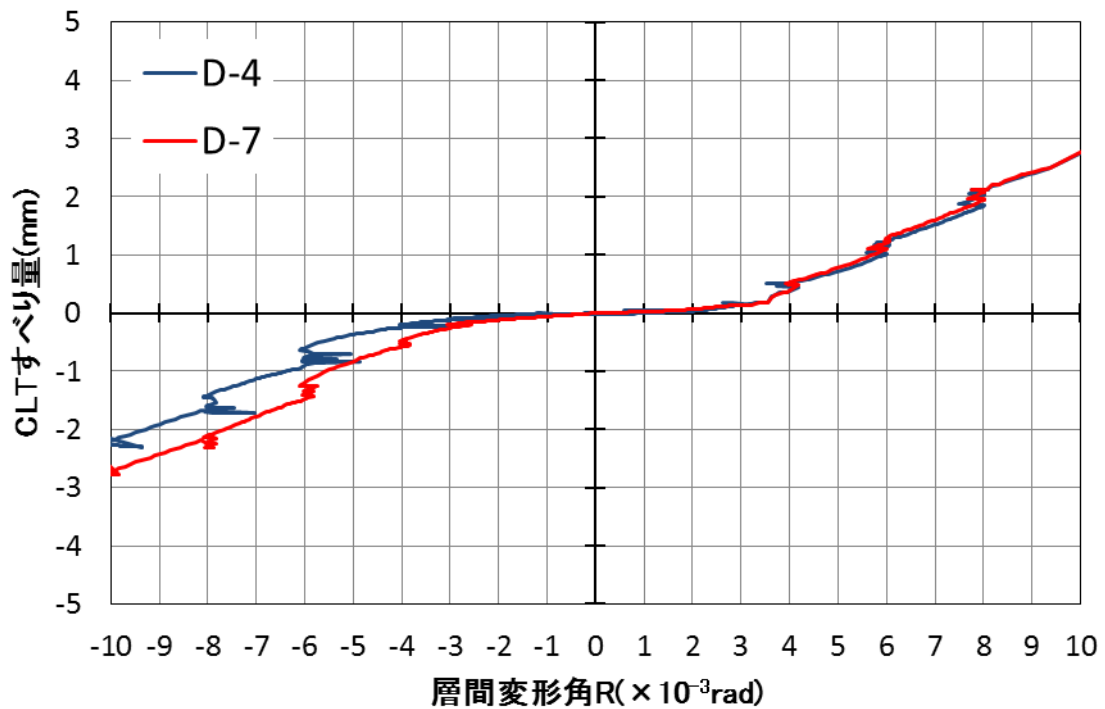


図 6.3.1-9 接着接合部すべり

【D-4、D-7（図 6.1.4 を参照）における、梁に対する CLT の水平すべり量。】

(4) W-Cs02 試験体

写真 6.3.1-4 (a)～(c)に試験体の損傷状況を、図 6.3.1-10 (a)～(c)には試験体のひび割れ状況を示す。示している層間変形角の正負交番 3 回繰り返し載荷終了後における損壊状況とひび割れ状況が各図に示されている。また、図 6.3.1-11 に、S-01 の層せん断力-層間変形角関係とフレーム骨格曲線をあわせて示す。図 6.3.1-12 には接着接合部のすべりを示す。

試験体は、層間変形角 $R=1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルでは右柱柱脚に、 $R=2.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルでは左柱柱脚および両柱柱頭、梁の右端部に、曲げひび割れが発生した。次いで、 $R=3.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルにおいて梁の左端部に曲げひび割れが生じた。その後、写真 6.3.1-4 (a)、図 6.3.1-10 (a) から分かるように、 $R=4.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルにて右柱に、柱主筋に沿った付着ひび割れとせん断ひび割れが発生した。また、 $R=6.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルでは左柱に柱主筋に沿った付着ひび割れとせん断ひび割れが発生した。 $R=8.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に右柱に顕著なせん断ひび割れが発生した。写真 6.3.1-4 (c)、図 6.3.1-10 (c) で確認されるように、 $R=10/1000 \text{rad}$ 時の加力サイクルにおいて、パネルの正面左上部分が圧縮破壊した。また、両側柱のせん断ひび割れが、押し引き両方向の加力側にも発生し、急激な耐力低下をおこした。耐力低下後も加力を継続したところ、破壊状況からは柱のせん断破壊および柱の付着せん断破壊が確認されたことから、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時の変形を、ここでは終局変形とした。終局変形時における耐力は 594kN であった。



(a) $R=4.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 時

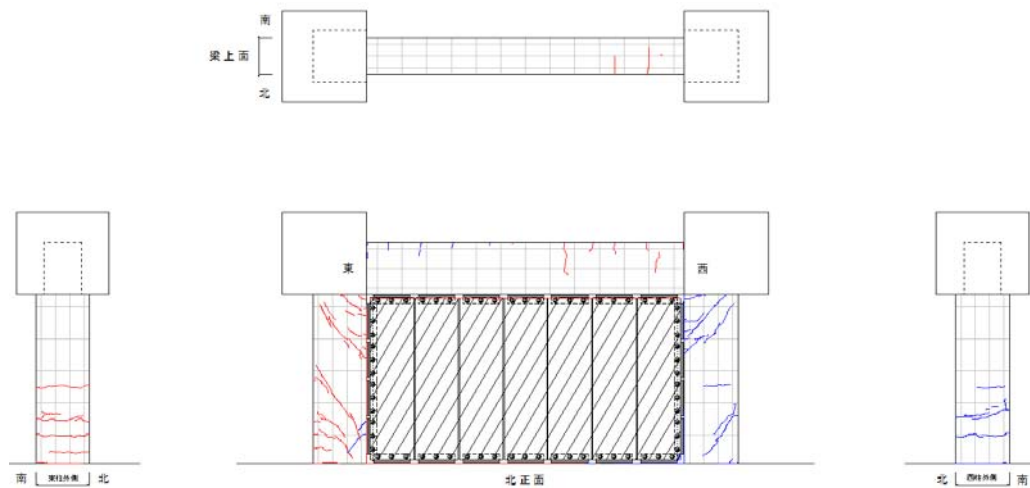


(b) $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時

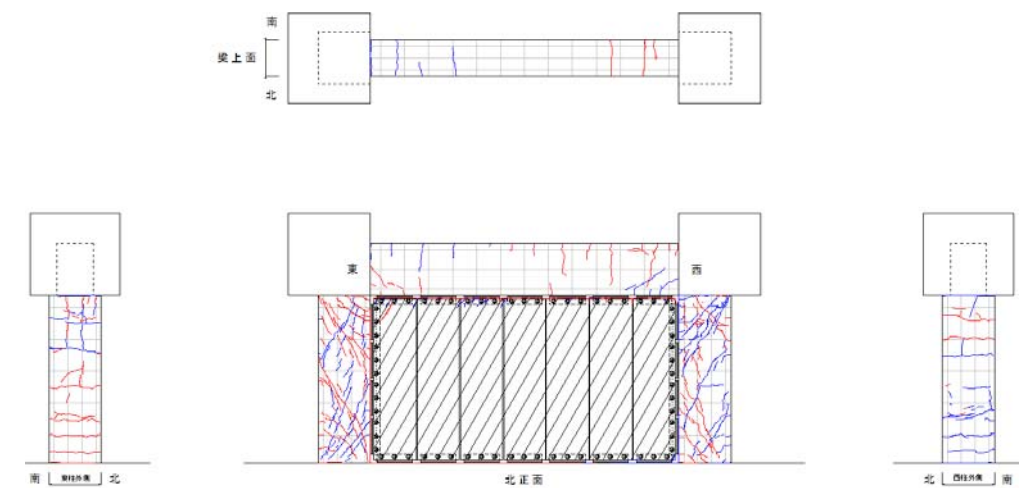


(c) $R=15 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 時

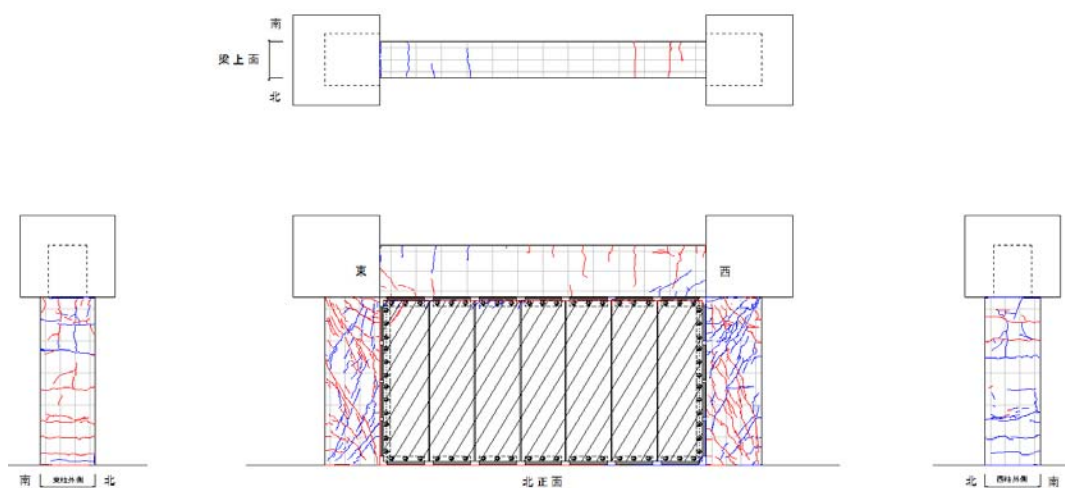
写真 6.3.1-4



(a) $R=4.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時



(b) $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時



(c) $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時

図 6.3.1-10

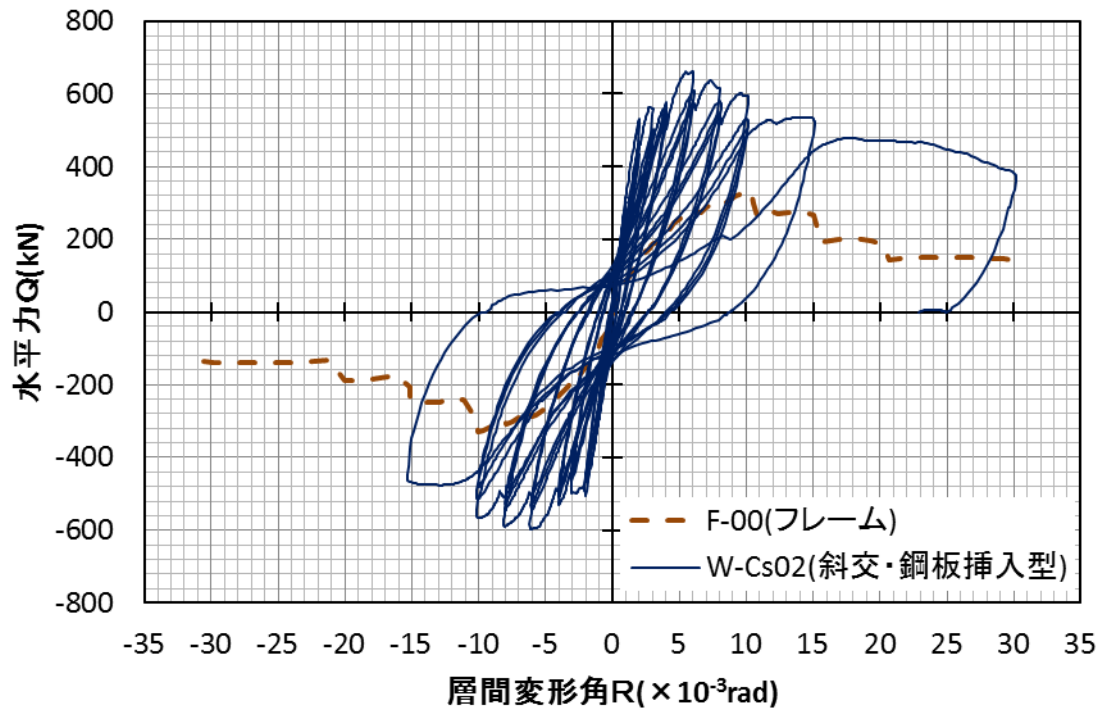


図 6.3.1-11 荷重変形関係

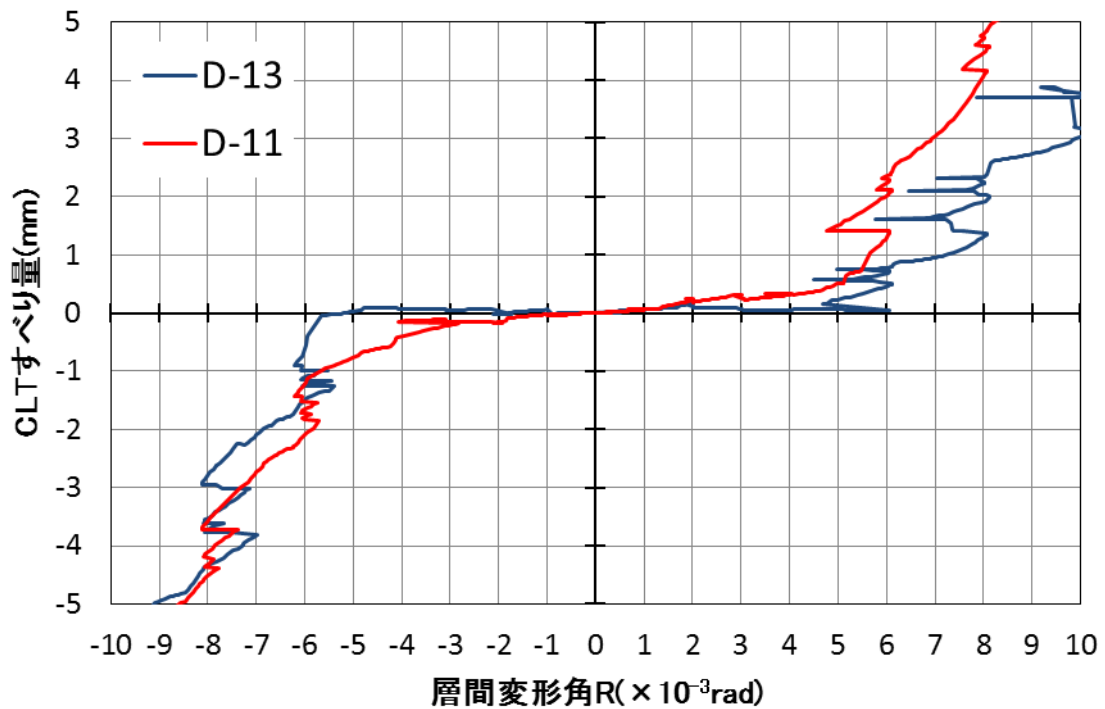


図 6.3.1-12 接着接合部すべり

【D-11、D-13（図 6.1.4 を参照）における、梁に対する CLT の水平すべり量。】

(5) W-C11 試験体（大スパン、無開口）

写真 6.3.1-5(a)～(c)に試験体の損傷状況および最終破壊状況を、図 6.3.1-13(a)～(c)には試験体のひび割れ状況を示す。また、図 6.3.1-14 に層せん断力-層間変形角関係を、図 6.3.1-15 には RC 柱中央の帯筋のひずみ（引張が正）と層間変形角の関係を示す。

試験体の RC 骨組の破壊状況は、下記の通りであった。

層間変形角 $R=0.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルにて柱脚の際に曲げひび割れが発生した。次いで、 $R=2.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルにて梁端の際および柱頭に曲げひび割れが発生した。その後、写真 6.3.1-5 (b)、図 6.3.1-13 (b) が示すように、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルでは柱にせん断ひび割れおよび柱主筋に沿った付着ひび割れが発生した。最終的には写真 6.3.1-5 (c)、図 6.3.1-13 (c) において確認されるように、 $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ 加力時に柱に顕著なせん断ひび割れが生じた。その後も加力を継続したところ、破壊状況からは柱のせん断破壊および柱の付着せん断破壊が確認された。柱中央の帯筋は $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ の 1 サイクル目で東西の柱（東は正加力時、西は負加力時）が降伏ひずみに達しており、このタイミングでそれぞれの柱がせん断耐力に達しせん断破壊に至った。

試験体の補強部分である接着接合部および CLT の破壊状況は、下記の通りであった。

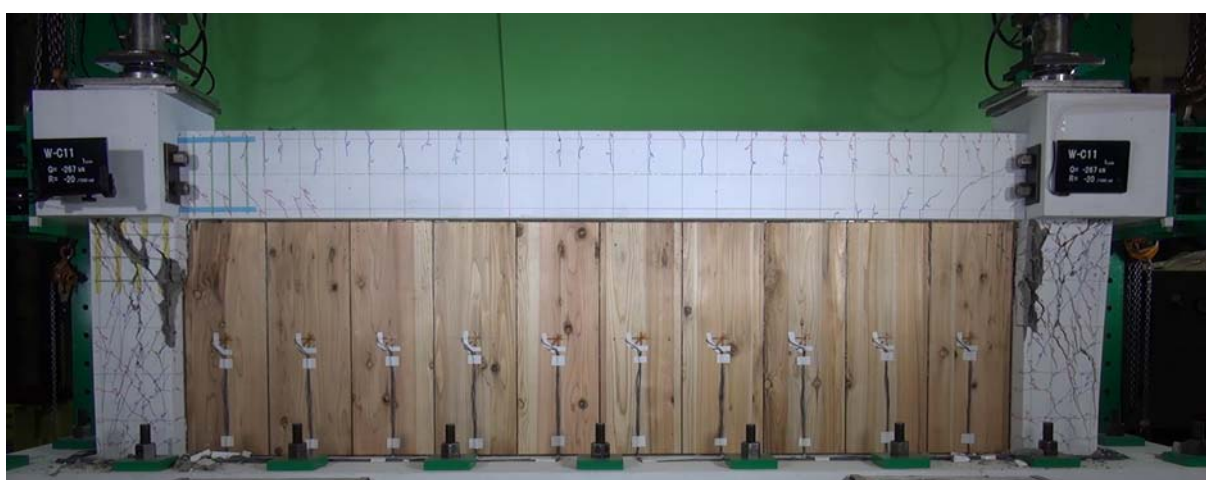
層間変形角 $R=2.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ より、CLT の接着接合面に沿って柱のコンクリート部にひび割れが発生した。次いで、 $R=3.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の正加力時において LVL の接着接合面に沿ってほぼ全面梁下のコンクリート部にひび割れが発生した。その後、 $R=3.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクル 2 回目のピークにおいて梁下の接着接合面がすべり、架構の耐力も低下した。図 6.3.1-16 には、RC 梁下における RC 骨組と CLT の間の接着接合部のすべり量と層間変形角の関係を示すが、この計測結果からも、 $R=3.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降から接着接合部のすべりが顕著となっていることが確認できる。その後加力を続けたところ、架構の耐力は再度上昇し、最終的に写真 6.3.1-5 (c)、図 6.3.1-13 (c) から分かるように、 $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクル途中で柱に押されて CLT が圧壊し、架構の耐力も低下していった。このため、 $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクル中の架構全体の耐力低下は、CLT の柱側の圧壊により生じたと考えられる。



(a) $R=4.0 \times 10^{-3}$ rad 時

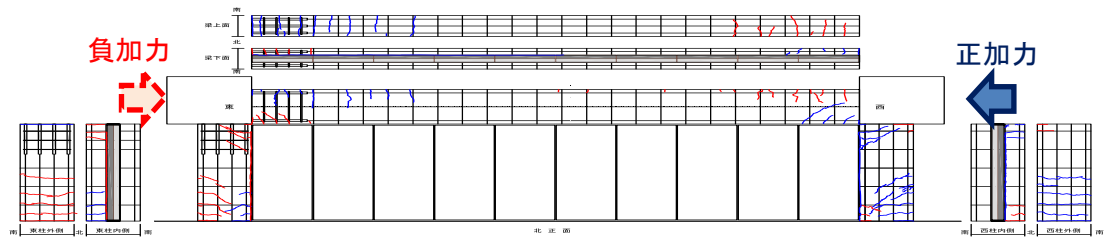


(b) $R=10 \times 10^{-3}$ rad 時

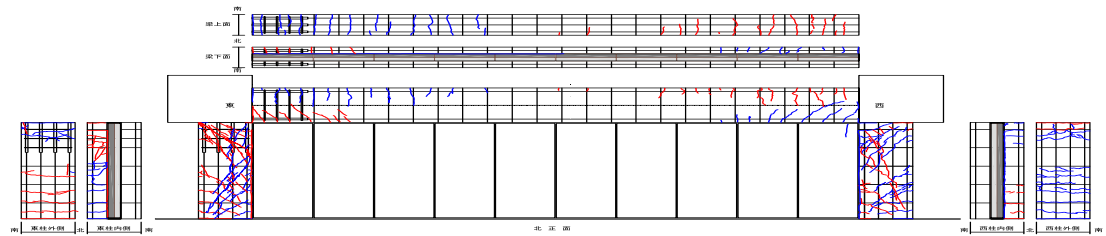


(c) $R=20 \times 10^{-3}$ rad 時

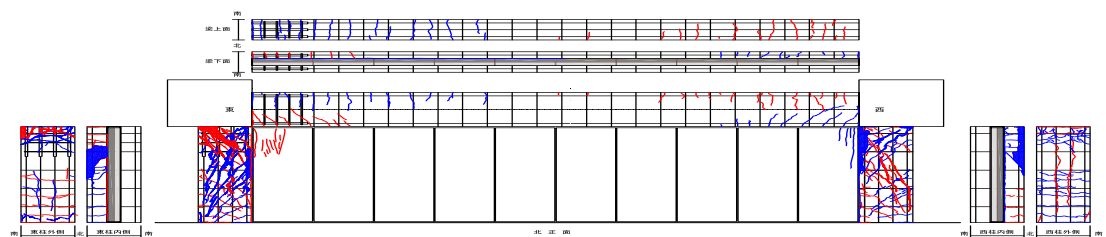
写真 6.3.1-5 試験体損傷状況



(a) $R=4.0 \times 10^{-3}$ rad 時



(b) $R=10 \times 10^{-3}$ rad 時



(c) $R=20 \times 10^{-3}$ rad 時

図 6.3.1-13 試験体ひびわれ状況

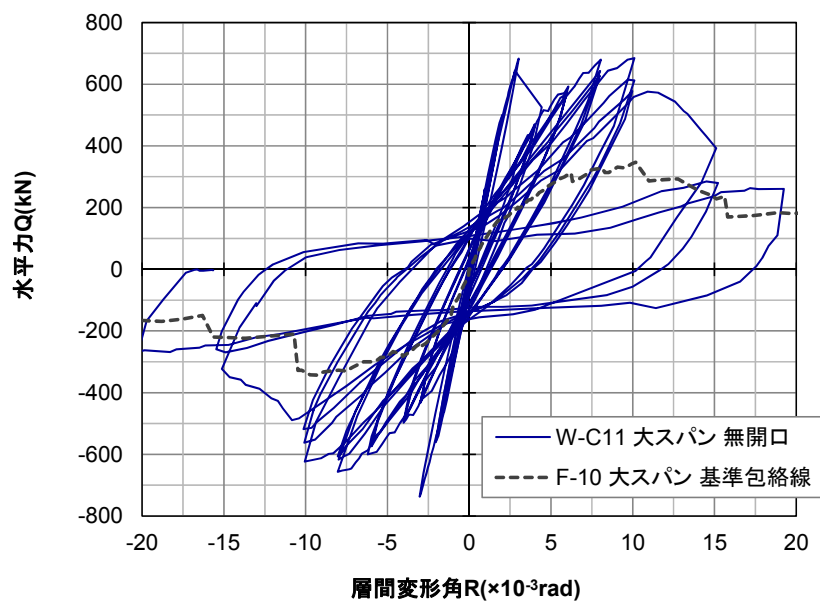


図 6.3.1-14 荷重変形関係

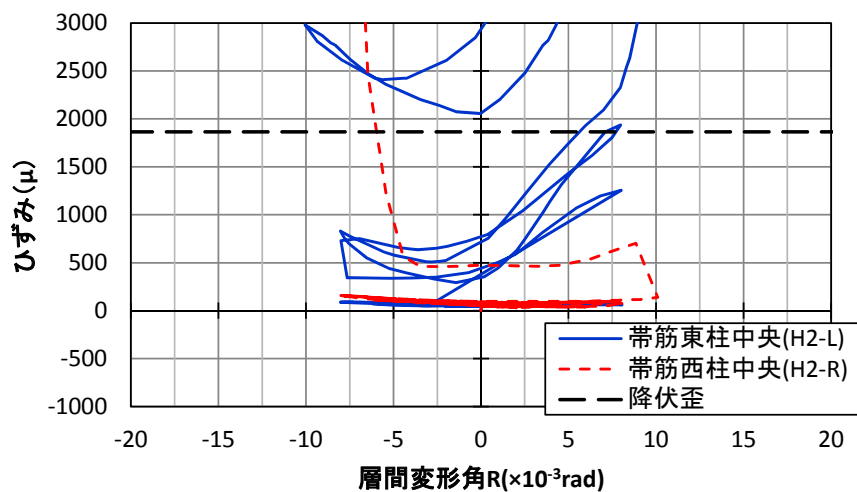


図 6.3.1-15 柱中央帯筋ひずみ状況（引張が正）

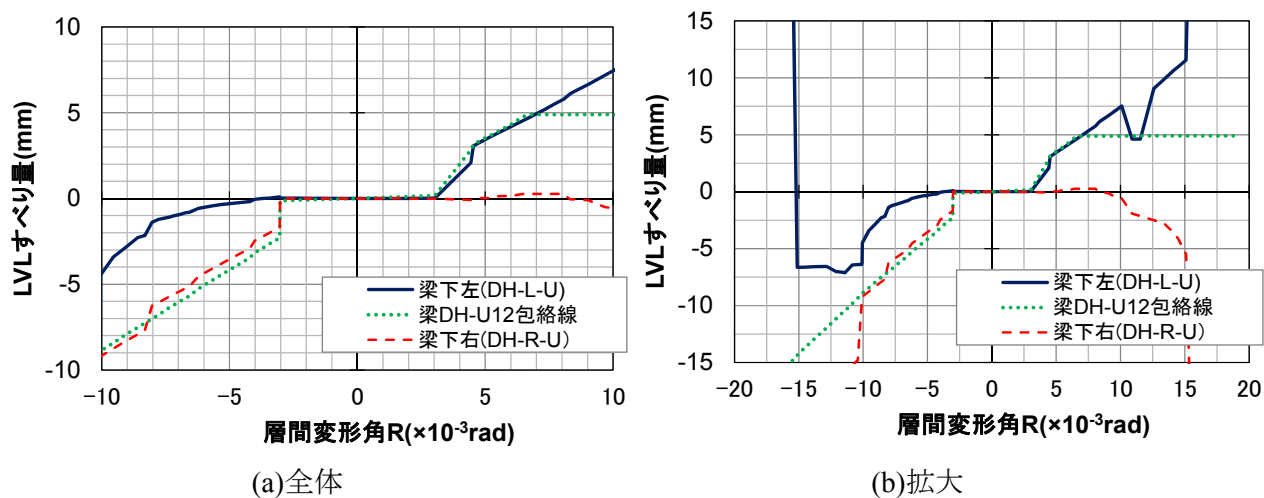


図 6.3.1-16 RC 梁下における RC 骨組と CLT の間の接合部すべり量

6.3.2 補強効果

補強効果を確認するため、図 6.3.2-1 には得られた実験結果の荷重-変形関係の包絡線から基準試験体の包絡線で差し引いたものを示した。なお、包絡線は各サイクル 1 回目のピーク点を抜き出したものを用いた。図 6.3.2-2、図 6.3.2-3(a)～(e)には、図 6.3.2-1 で得られた補強効果の荷重-変形関係を、パネルの水平の断面積で除し、平均的なせん断応力度として示した。図 6.3.2-4 には、W-Cs02 の補強効果の荷重-変形関係を、接着面積で除し、平均的なせん断応力度として示した。

図 6.3.2-3(a)～(e)中には、既往の文献^{6.3.2-2)}で提案されている一面せん断試験結果に基づいたコンクリートの接着せん断強度の計算値も併せて示している。接着せん断強度 τ_{ja} の計算は式 (6.3.2-1)による。

$$\tau_{ja} = 0.38\sqrt{\sigma_B} \quad (6.3.2-1)$$

ここで、

τ_{ja} : コンクリートの接着せん断強度 (N/mm²)

σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

また、図 6.3.2-3 には実験で得られた補強効果および既往の提案式による接着接合部せん断強度の計算結果を併せて示す。図 6.3.1-2、図 6.3.1-5、図 6.3.1-8、図 6.3.1-11、図 6.3.1-15、図 6.3.2-1 に示す補強効果の荷重変形関係のうち、接着接合部のすべりが生じ始めるまでの層間変形角 ($R=2.0\sim4.0\times10^{-3}\text{rad}$) における最大耐力を最大補強耐力とし、図 6.3.2-2、図 6.3.2-3 および図 6.3.2-4 では、その時点における最大せん断応力度を接着接合部強度とした。

無開口タイプ試験体 W-C01 の補強効果は、図 6.3.1-2 より分かるように、補強による剛性の改善は高く、また最大補強耐力もフレームに対して 2 倍程度高くなっている。また、図 6.3.2-3(a)には 5.1 節で実施した CLT のせん断試験で得られたせん断応力度-せん断によるみかけの層間変形角関係を示している。これを実験結果と比較したところ、無開口タイプ試験体 W-C01 試験体の補強効果は、材料試験とほぼ同等の剛性が発揮されていること、一方でせん断強度は材料試験結果以下であった。以上のことから、剛性については材料試験結果と同等の効果が発揮されるが、補強耐力については CLT の強度ではなく接着接合部の強度で決定したといえる。

無開口タイプ試験体 W-Cs01 の補強効果は、図 6.3.1-5 より分かるように、補強による剛性の改善は高く、また最大補強耐力もフレームに対して 2 倍程度高くなっている。また、図 6.3.2-1、図 6.3.2-2 が示すように、W-Cs01 は W-C01 に対して、最大補強耐力は概ね同程度であるものの、剛性は 3 倍程度高くなることが分かった。図 6.3.2-3(b)には 5.1 節で実施した CLT のせん断試験で得られたせん断応力度-せん断によるみかけの層間変形角関係を示している。これを実験結果と比較したところ、無開口タイプ試験体 W-Cs01 試験体の補強効果は、材料試験を上回る剛性が発揮されていること、一方でせん断強度は材料試験結果以下であった。以上のことから、剛性については材料試験結果よりも高い効果が発揮されるが、補強耐力については CLT の強度ではなく接着接合部の強度で決定したといえる。

方立壁タイプ試験体 Wo-C03 の補強効果は、図 6.3.1-8 より分かるように、補強による剛性の改善は無補強の場合よりも高く、また最大補強耐力もフレームに対して 1.3 倍程度上回っている。だが、図 6.3.2-1 および図 6.3.2-2 から、補強による剛性の改善は無開口の場合よりも低く、また最大補強耐力も下回っている。図 6.3.2-3(c)において、CLT 材料試験結果と比較したところ、方立壁タイプ試験体 Wo-C03 の補強効果は材料試験と概ね同程度の剛性が発揮されており、一方でせん断強度は材料試験結果以下であった。以上のことから、方立壁タイプについては補強効果があるものの、無開口の補強と比較すると補強効率が低いといえる。

無開口タイプ試験体 W-Cs02 の補強効果は、図 6.3.1-11 より分かるように、補強による剛性の改善は高く、また最大補強耐力もフレームに対して 2.45 倍程度高くなっている。また、図 6.3.2-1、図 6.3.2-2 が示すように、W-Cs02 は W-Cs01 に対して剛性は概ね同程度であるものの、最大補強耐力は W-C01、W-Cs01 と比較すると、1.4 倍程度高くなることが分かった。W-Cs02 の接着面積が W-C01、W-Cs01 の接着面積の 1.36 倍であることから、最大補強耐力は接着面積に比例することが分かる。図 6.3.2-3(b)には 5.1 節で実施した CLT のせん断試験で得られたせん断応力度-せん断によるみかけの層間変形角関係を示している。これを実験結果と比較したところ、無開口タイプ試験体 W-Cs01 試験体の補強効果は、材料試験を上回る剛性が発揮されていること、一方でせん断強度は材料試験結果以下であった。以上のことから、剛性については材料試験結果よりも高い効果が発揮されるが、補強耐力については CLT の強度ではなく接着接合部の強度で決定したといえる。

無開口で大スパンタイプ試験体 W-C11 の補強効果は、図 6.3.2-1 より分かるように、スパンが短い既往の無開口の実験と比較すると、剛性、耐力ともに高い値を示した。だが、図 6.3.2-2 において、せん断応力度として無開口の実験結果と比較すると、剛性および強度はいずれも同程度であった。また、接着材剥離後の $R=3.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時以降はせん断応力度が大幅に低下し、方立壁タイプ試験体 Wo-C03 と同程度となった。図 6.3.2-3(e)より、CLT 材料試験結果と比較したところ、補強効果は材料試験と比較して剛性については若干上回るが、せん断強度は材料試験結果以下であった。以上のことから、柱スパンが短いほど補強効率が低い傾向であるといえる。

図 6.3.2-3 より、無開口タイプ W-C01、W-Cs01 および W-Cs02 の補強効果は、せん断強度で比較すると式(6.4-1)による計算結果に対してそれぞれ 1.64 倍、1.74 倍、2.42 倍程度であり、既往の一面せん断試験による要素試験結果に基づいた提案式以上の接着接合部強度を発揮している。これは、本実験では柱梁の枠により補強の CLT パネルが囲われており柱軸方向の変形が拘束されることから、一面せん断試験による要素試験よりも接着接合部耐力に対して有利な境界条件であることが主因と考えられる。次いで、方立壁タイプ試験体 Wo-C03 の補強効果は、せん断強度で比較すると式(6.4-1)による計算結果に対して 1.04 倍程度の補強効果と、既往の一面せん断試験による要素試験結果による提案式に近い結果であり、無開口タイプ試験体 W-C01、W-Cs01 および W-Cs02 よりも補強効率が低い結果であった。なお、いずれの試験体においても発揮された補強せん断強度は既往の接着接合部の一面せん断試験に基づく提案式以上のせん断強度を発揮していることから、今回実施したように補強パネルの開口の有無、配置パターンおよびスパン長により補強パネル接合部の境界条件が異なったとしても、

いずれも既往の接着接合部の一面せん断試験よりもせん断強度に対して有利な境界条件であると考えられる。

参考文献

- 6.3.2-1) 栗原嵩明，福原武史，須賀順子，大野正人，楠寿博，石川裕次：構造用 LVL を耐震壁として用いた RC 架構の耐震補強の構造性能に関する研究 その 1～2，日本建築学会大会梗概集，pp.155-158，2014 年
- 6.3.2-2) 宮内靖昌，福原武史，毛井崇博：低強度コンクリート RC 部材の耐震補強性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.2，pp.1015-1020，2009 年 7 月

表 6.3.2-1 実験による補強結果および計算補強効果一覧

試験体名	W-C01	W-Cs01	Wo-C03	W-Cs02
Q_{ja_exp+}	258	279	96	391
Q_{ja_exp-}	-246	-230	-61	-352
τ_{ja_exp+}	2.80	3.02	1.84	3.19
τ_{ja_exp-}	-2.66	-2.49	-1.17	-2.87
$ave\tau_{ja_exp}$	2.73	2.75	1.51	3.03
τ_{ja_cal}	1.72	1.75	1.77	1.78
$ave\tau_{ja_exp}/\tau_{ja_cal}$	1.59	1.57	0.85	1.70

Q_{ja_exp+} 、 Q_{ja_exp-} ：それぞれ、接着接合部のすべりが観察され始める層間変形角 $R=2.0\sim4.0rad$ 時に発揮された、正加力時および負加力時における最大補強耐力

τ_{ja_exp+} 、 τ_{ja_exp-} ：それぞれ、 Q_{ja_exp+} および Q_{ja_exp-} を接着面積で除して得られた平均接合部せん断強度

$ave\tau_{ja_exp}$ ： τ_{ja_exp+} と τ_{ja_exp-} の平均値

τ_{ja_cal} ：既往の提案式によるコンクリートの接着せん断強度で、式(6.3.2-1)による。

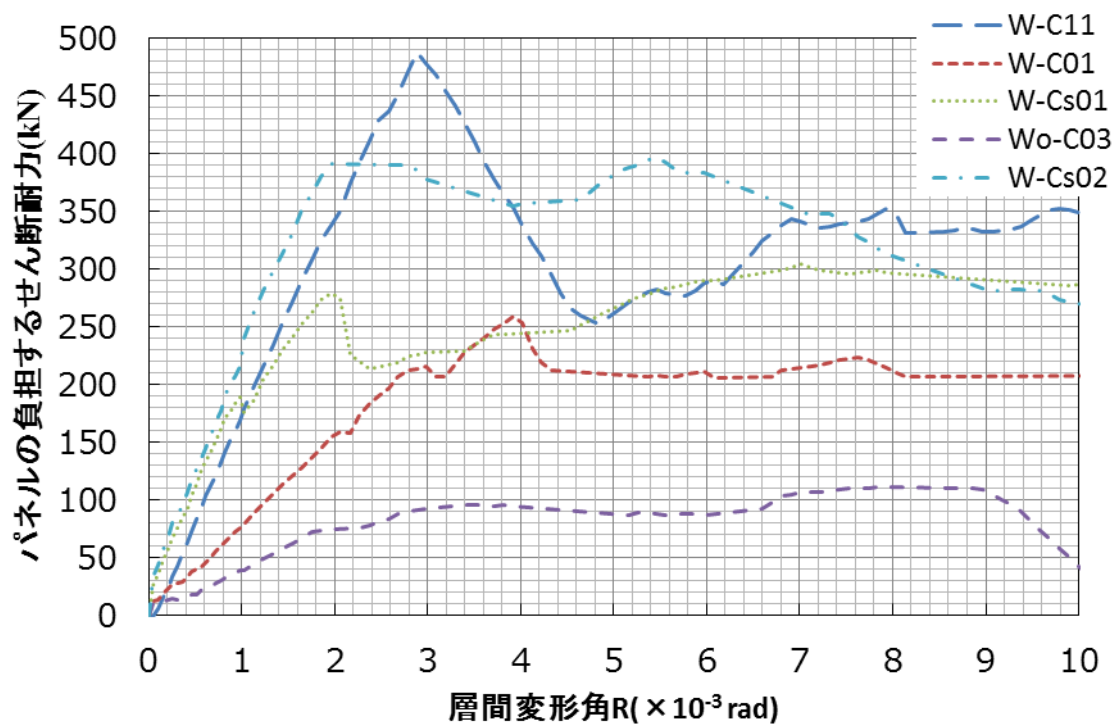


図 6.3.2-1 パネルの負担するせん断力-層間変形角包絡線(正側)

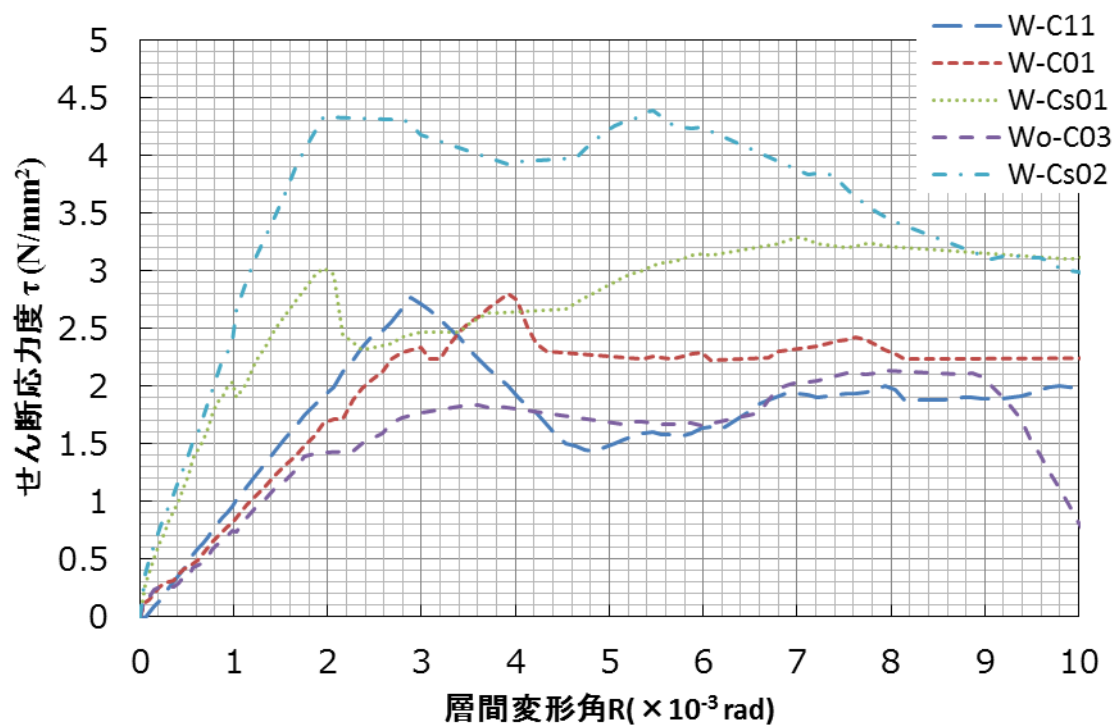
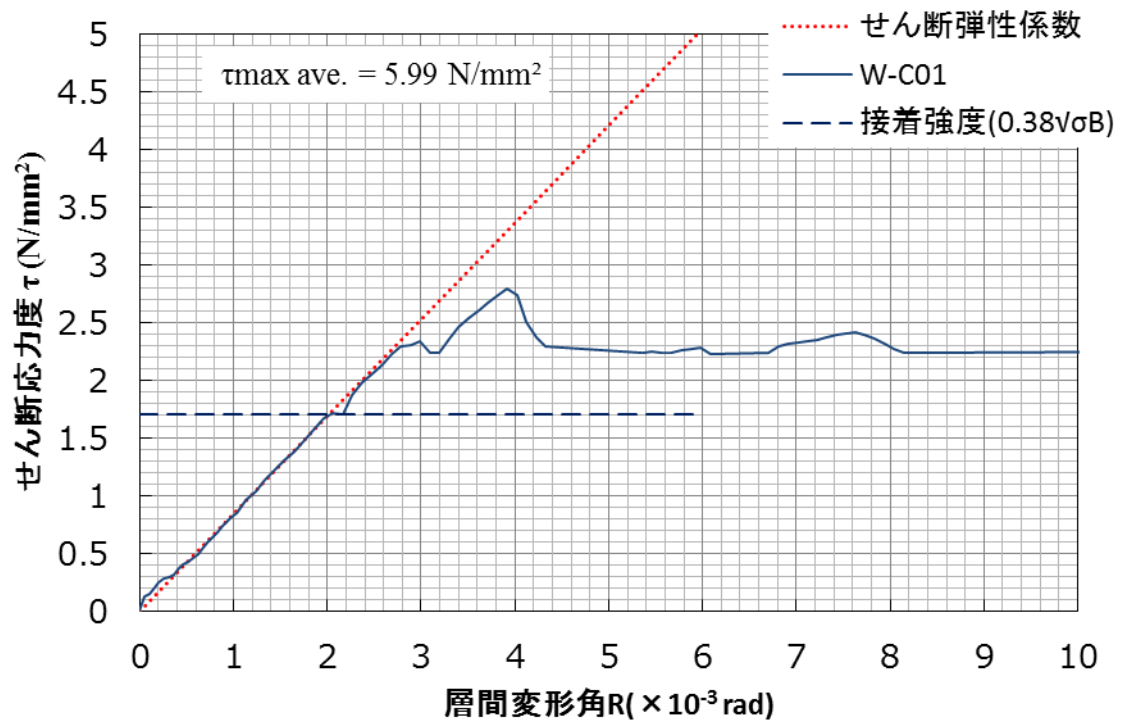
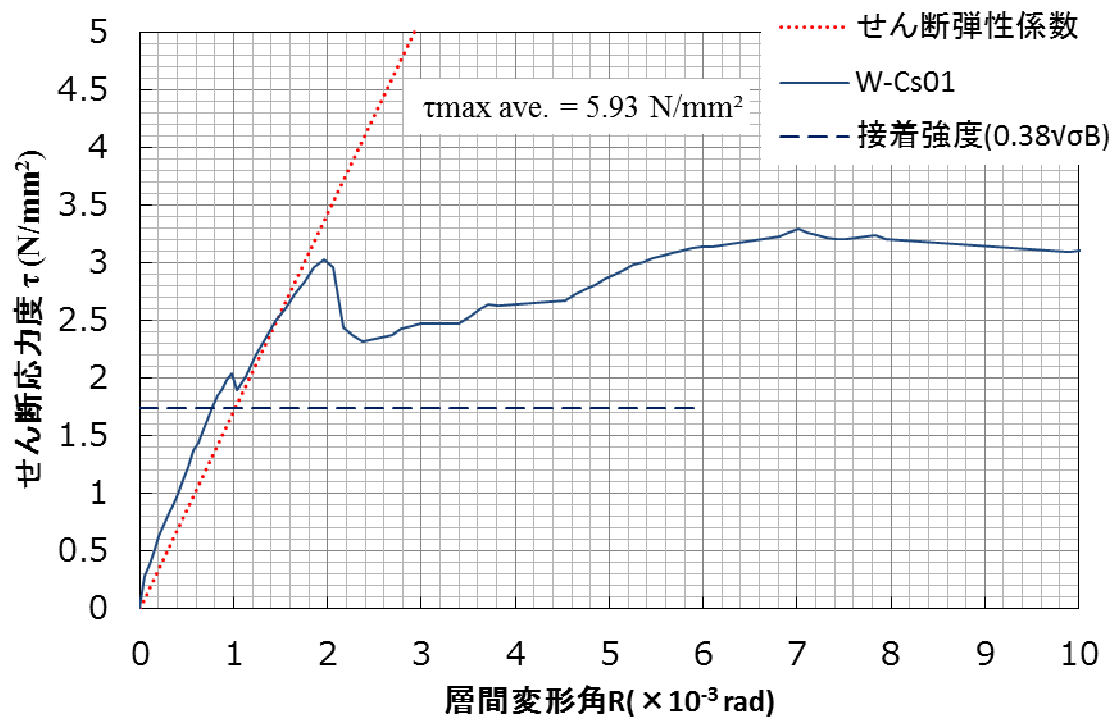


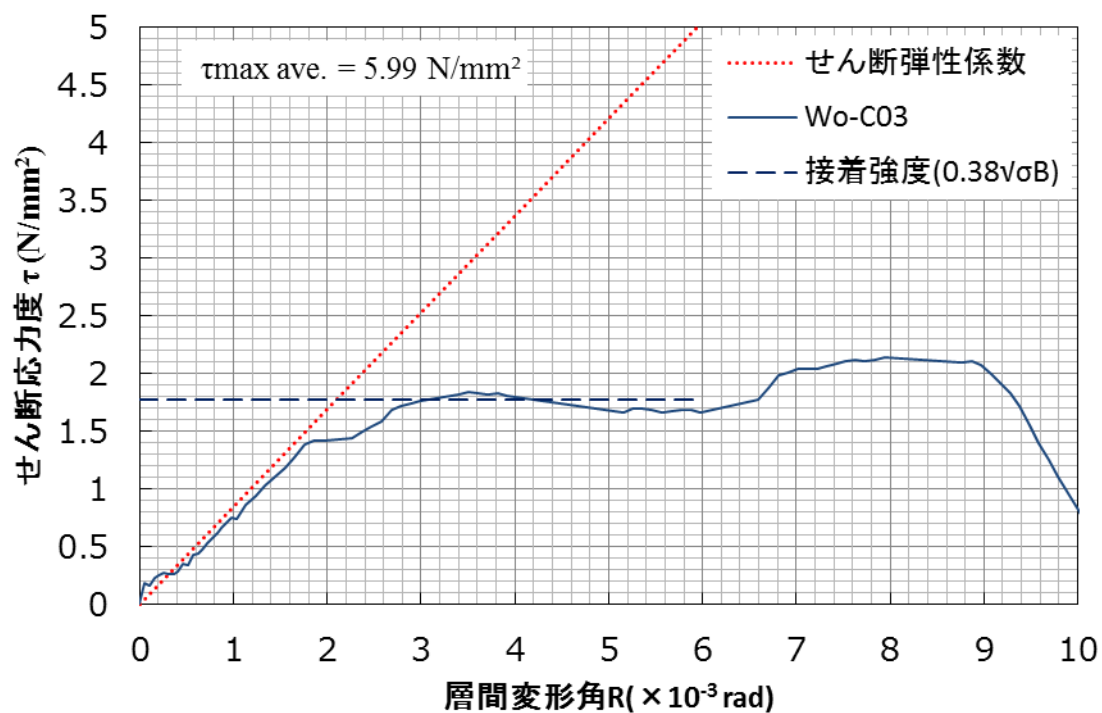
図 6.3.2-2 パネルの負担するせん断応力度-層間変形角包絡線(正側)



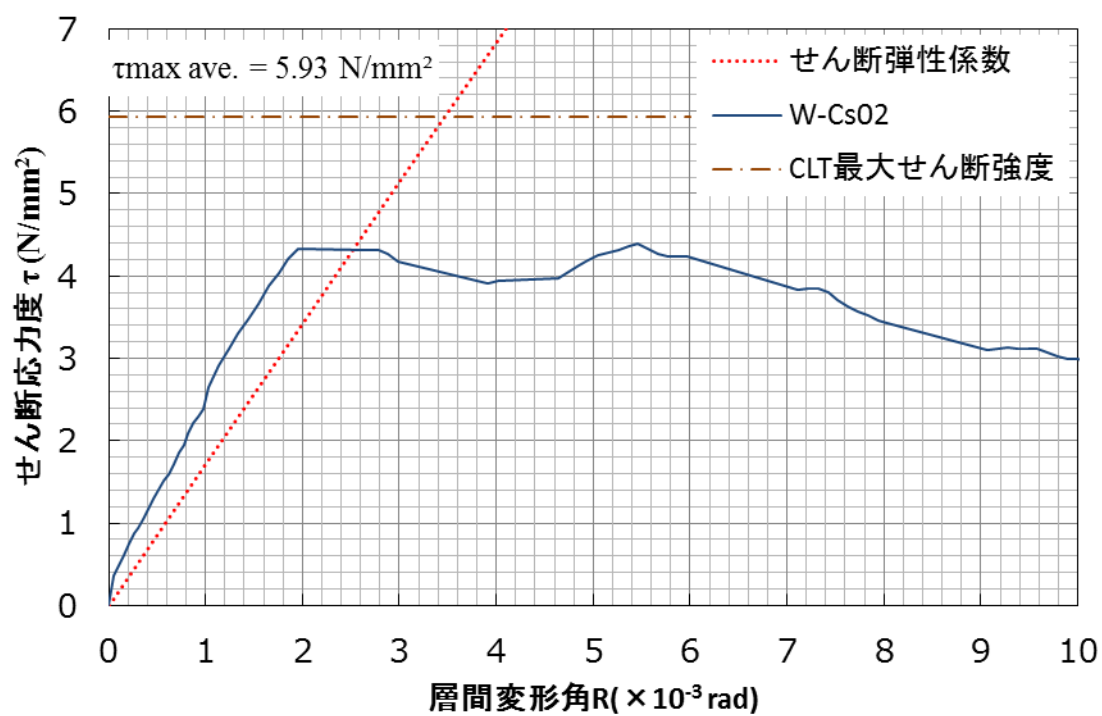
(a) W-C01



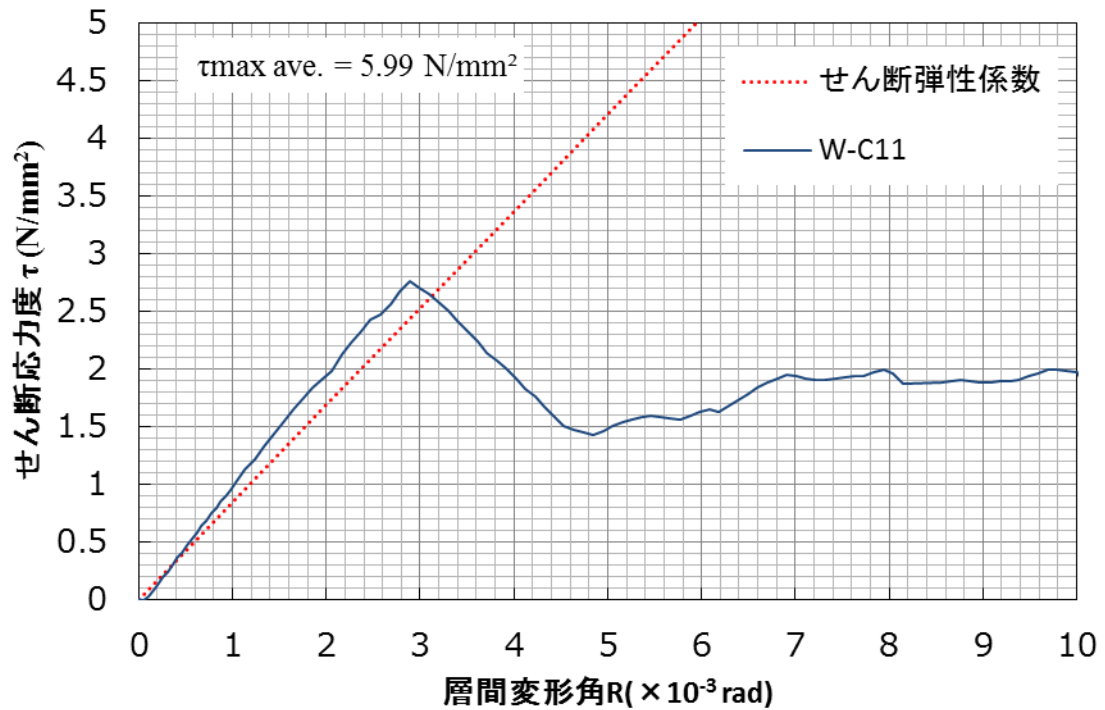
(b) W-Cs01



(c) Wo-C03



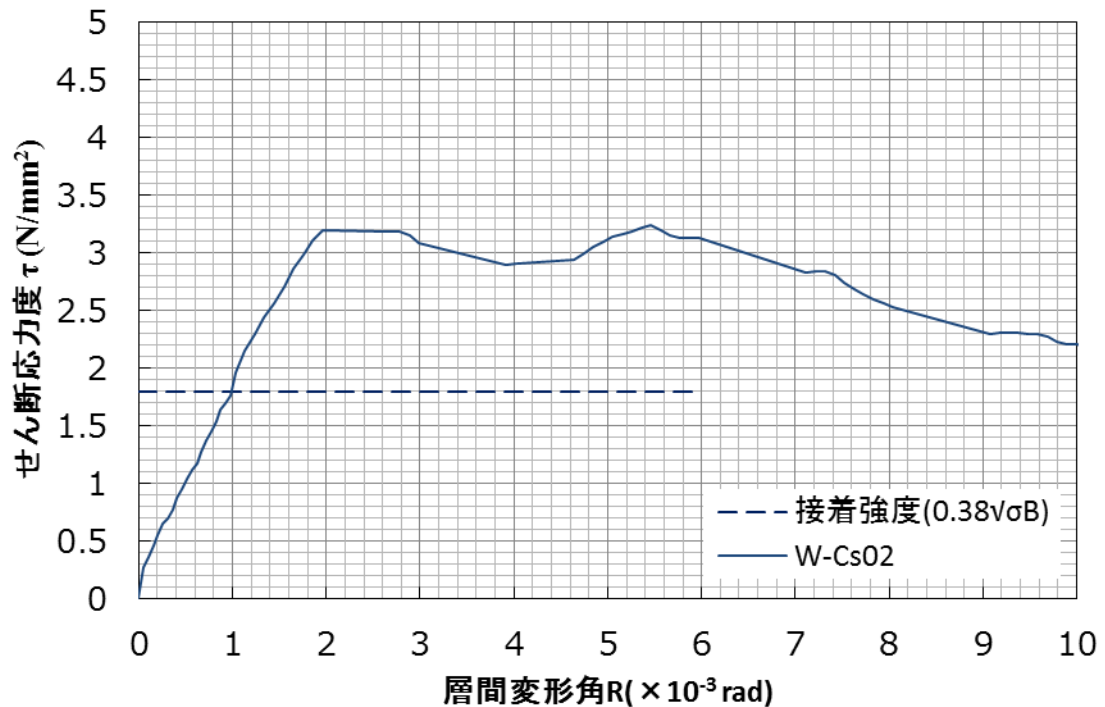
(d) W-Cs02



(e) W-C11

図 6.3.2-3 補強効果(せん断応力度換算)

(パネルの負担するせん断耐力を、パネルの断面積で除して求めたせん断応力度 τ)



W-Cs02

図 6.3.2-4 補強効果(せん断応力度換算)

(パネルの負担するせん断耐力を、接着面積で除して求めたせん断応力度 τ)

6.3.3 CLT の構造実験のまとめ

RC 骨組内法に CLT 面材パネルを挿入し、周囲を接着接合することで耐震補強を施した架構試験体について、1)CLT 強軸の繊維平行方向の角度、2)開口の有無、3)接着接合部の接着面積を実験変数にして構造実験を実施したところ、以下のことが明らかになった。

- 1) 最大補強耐力は概ね接着接合部の接着面積に比例することが確認された。また、見かけの接着せん断強度はおおよそ 3N/mm^2 程度であった。
- 2) 無補強フレーム試験体の実験結果との差し引きにより得られた補強耐力を、接着断面積で除して得た、各試験体の CLT 耐震壁の平均負担せん断応力度は材料試験より得られた CLT 面材の最大せん断強度以下に収まっている。そのため、CLT 面材の最大せん断強度の範囲内で、接着方法により接着面積を増大させ、接着接合部強度を高めることが可能である。
- 3) 全ての試験体は接着接合部のすべりにより補強後架構の初期破壊が決定する。なお、全ての試験体において、接着接合部のすべりは接着材とコンクリート界面のコンクリート部に発生した。
- 4) 全ての試験体の剛性は、CLT 面材のせん断剛性と同程度又はそれ以上であった。
- 5) 骨組に組み込まれた場合のコンクリートの接着せん断強度は、補強パネルの開口の有無、配置パターンおよび骨組みスパンによらず、いずれも既往の接着せん断強度の提案式よりも高い結果であった。
- 6) 方立壁タイプ試験体の補強効果は、無開口試験体と比べ低い結果であった。ただし、既往の接着せん断強度の提案式と比較すると最大耐力にして同程度の強度が確認された。

6.4 LVL 補強試験体の構造実験の結果

ここでは、LVL 耐震壁を用いて耐震補強した RC 骨組の耐震補強効果を確認するために実施した構造実験の結果を示す。

6.4.1 荷重-変形関係と破壊性状

以下、実施した試験体ごとの試験結果を示す。なお、比較対象のフレーム試験体 F-00（標準スパン）および F-10（大スパン）の試験結果については 6.2 節に示すものであり、ここでは省略する。なお、これは 6.3 節の CLT 補強試験体と共通である。

(1) Wo-L01 試験体（設備開口付きタイプ）

写真 6.4.1-1(a)～(c)に試験体の損傷状況および最終破壊状況を、図 6.4.1-1 には試験体のひび割れ状況を示す。また、図 6.4.1-2 に、層せん断力-層間変形角関係を、図 6.4.1-3 には RC 柱中央の帯筋のひずみ（引張が正）と層間変形角の関係を示す。

試験体の RC 骨組の破壊状況は、下記の通りであった。

層間変形角 $R=1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルにて柱脚および梁端の際に曲げひび割れが発生した。次いで、 $R=2.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルにて柱頭の際に曲げひび割れが発生した。その後、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクル 1 回目では柱主筋に沿った付着ひび割れが、同層間変形角の 2 ～ 3 回目の加力サイクルでは柱にせん断ひび割れが発生した。最終的には $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に加力側の柱に顕著なせん断ひび割れが生じ、耐力が低下した。耐力低下後も加力を継続したところ、破壊状況からは柱のせん断破壊および柱の付着せん断破壊が確認された。柱中央の帯筋は $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ の 1 サイクル目で東西の柱（東は正加力時、西は負加力時）が降伏ひずみに達しており、このタイミングでそれぞれの柱がせん断耐力に達しせん断破壊に至った。

試験体の補強部分である接着接合部および LVL 耐震壁の破壊状況は、下記の通りであった。

層間変形角 $R=2.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ より RC 柱および RC 梁下と LVL の間の接着接合面に沿って、コンクリート側にひび割れが発生しはじめ、 $R=4.0 \sim 6.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ で梁下との接着接合部の接着面に沿ったひび割れは正側加力時に生じたひび割れと負側加力時に生じたひび割れがつながり、梁下との接着接合部ほぼ全面に沿ったひび割れとなった。その後、梁下との接着接合面のせん断すべりが目視でも観察された。図 6.3.1-4 には、RC 梁下と LVL パネルの間の接着接合部のすべり量と層間変形角の関係を示すが、この計測結果からも、 $R=4.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降から接着接合部のすべりが顕著となっていることが確認できる。なお、図中の梁下中央で接着されていない個所では $R=0.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ より変位が生じているが、これは開口部左右の LVL に変形が集中しているためと考えられる。最終的に $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ で LVL パネルは柱に押されて圧縮破壊が観察された。なお、LVL には、開口隅部において $R=3.0 \sim 4.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に局所応力により LVL 小口間の接着接合部に沿って若干のひび割れが若干発生したが、その後 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ までほとんど進行しなかった。



(a) $R=4.0 \times 10^{-3}$ rad 時

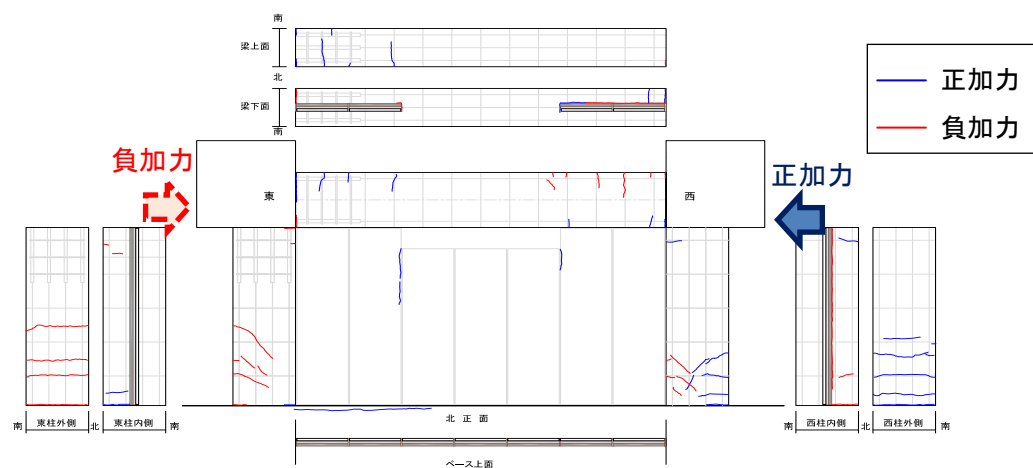


(b) $R=10 \times 10^{-3}$ rad 時

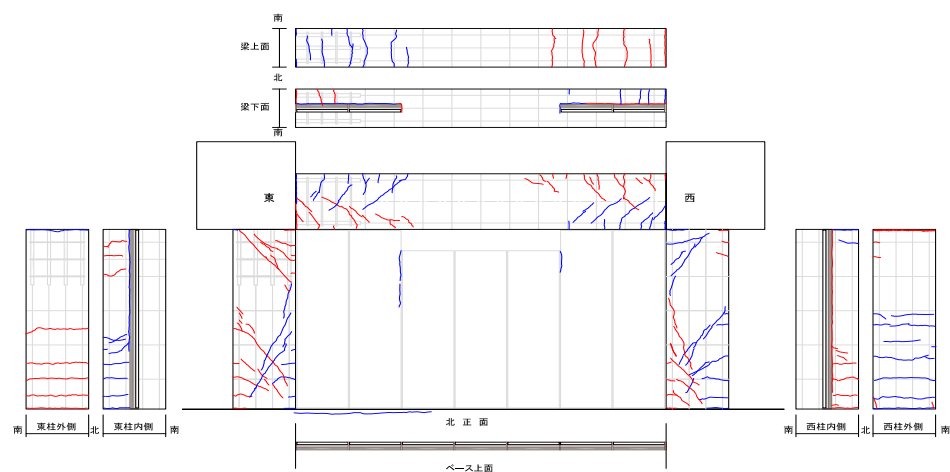


(c) $R=20 \times 10^{-3}$ rad 時

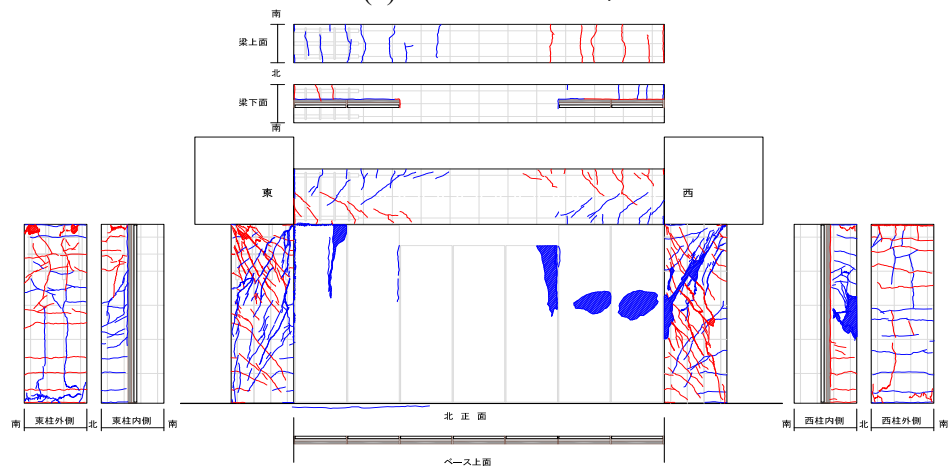
写真 6.4.1-1 試験体状況 (負加力側ピーク)



(a) $R=4.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時



(b) $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時



(c) 最終破壊状況($R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時)

図 6.4.1-1 試験体ひび割れ状況

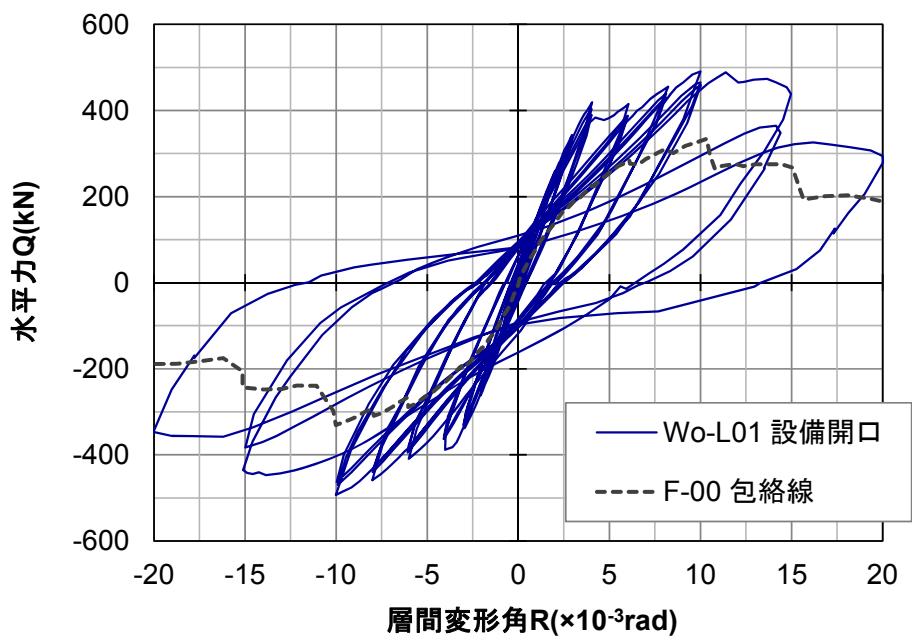


図 6.4.1-2 水平荷重-変形関係

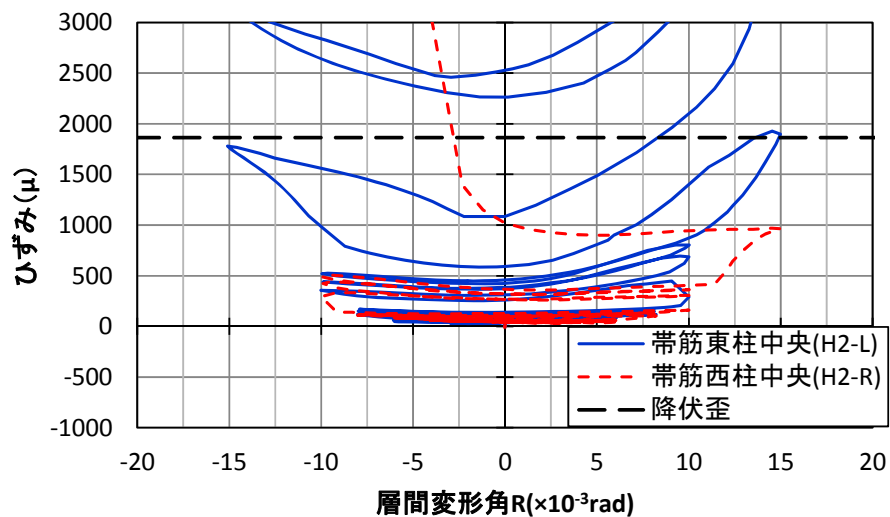


図 6.4.1-3 柱中央帯筋ひずみ状況（引張が正）

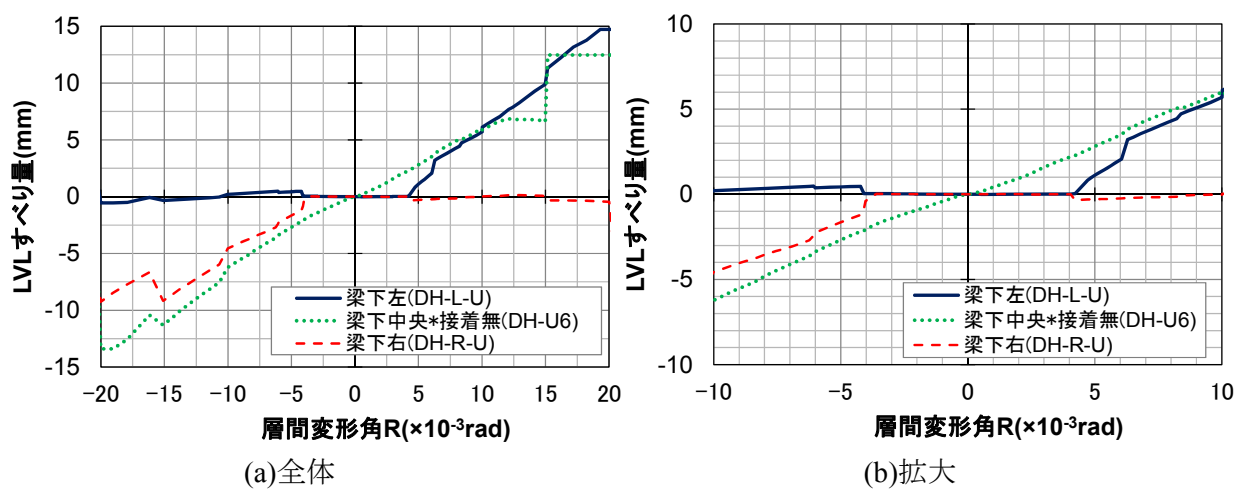


図 6.4.1-4 RC 梁下と LVL パネルの間の接着接合部すべり量

(2) Wo-L02 試験体（袖壁タイプ）

写真 6.4.1-2(a)～(c)に試験体の損傷状況および最終破壊状況を、図 6.4.1-5 には試験体のひび割れ状況を示す。また、図 6.4.1-6 に層せん断力-層間変形角関係を、図 6.2.1-7 には RC 柱中央の帯筋のひずみ（引張が正）と層間変形角の関係を示す。

試験体の RC 骨組の破壊状況は、下記の通りであった。

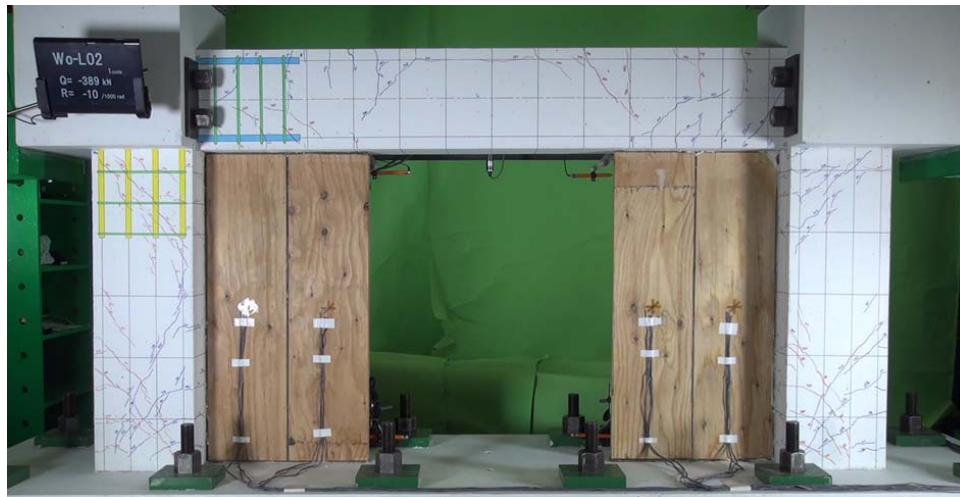
層間変形角 $R=1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルにて柱脚および梁端の際に曲げひび割れが発生した。次いで、 $R=2.0 \sim 3.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルにて柱頭の際に曲げひび割れが発生した。その後、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルではせん断ひび割れが、同層間変形角の 2～3 回目の加力サイクルでは柱にせん断ひび割れが発生した。最終的には $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に加力側の柱に顕著なせん断ひび割れが生じ、耐力が低下した。耐力低下後も加力を継続したところ、破壊状況からは柱のせん断破壊および柱の付着せん断破壊が確認された。柱中央の帯筋は $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ の 1 サイクル目で東西の柱（東は正加力時、西は負加力時）が降伏ひずみに達しており、このタイミングでそれぞれの柱がせん断耐力に達しせん断破壊に至った。

試験体の補強部分である接着接合部および LVL 耐震壁の破壊状況は、下記の通りであった。

層間変形角 $R=2.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ より RC 柱および RC 梁下と LVL パネルの間の接着接合面に沿ってコンクリート側にひび割れが発生しはじめ、 $R=4.0 \sim 6.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ で梁下との接着接合部の接着面に沿ったひび割れは正側加力時に生じたひび割れと負側加力時に生じたひび割れがつながら、梁下の接着接合部ほぼ全面に沿ったひび割れとなった。その後、梁下との接着接合面のせん断すべりが目視でも観察された。図 6.4.1-8 には、RC 梁と LVL パネルの間の接着接合部のすべり量を示すが、この計測結果からも、 $R=3.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降から接着接合部のすべりが顕著となっていることが確認できる。最終的に $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ まで LVL パネルに目立った損傷は見られなかった。



(a) $R=4.0 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 時

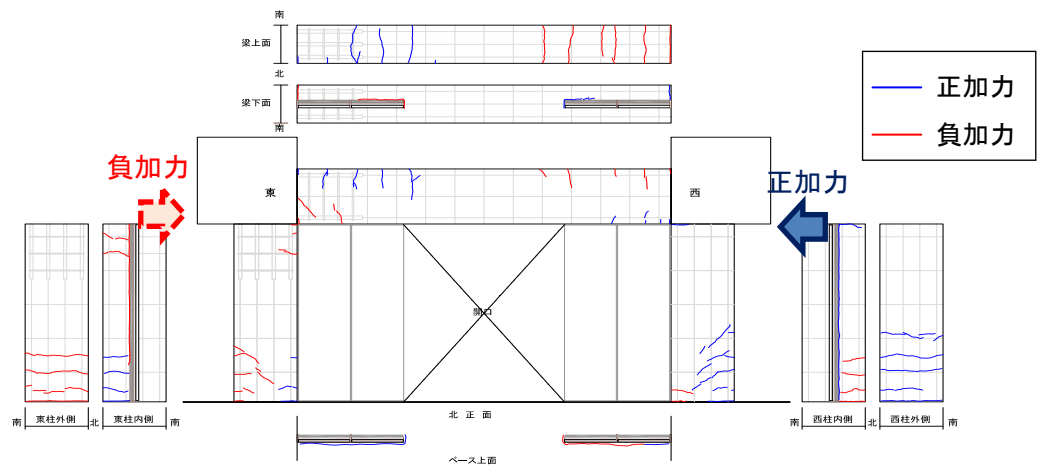


(b) $R=10 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 時

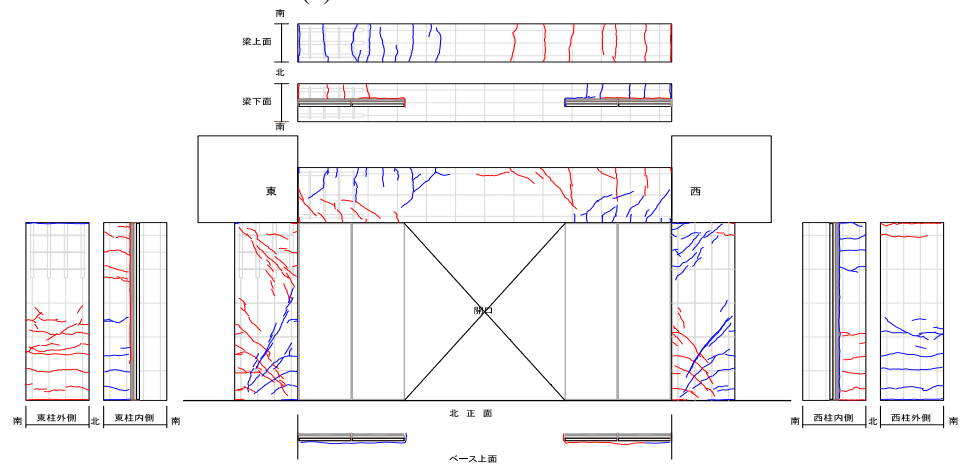


(c) $R=20 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 時

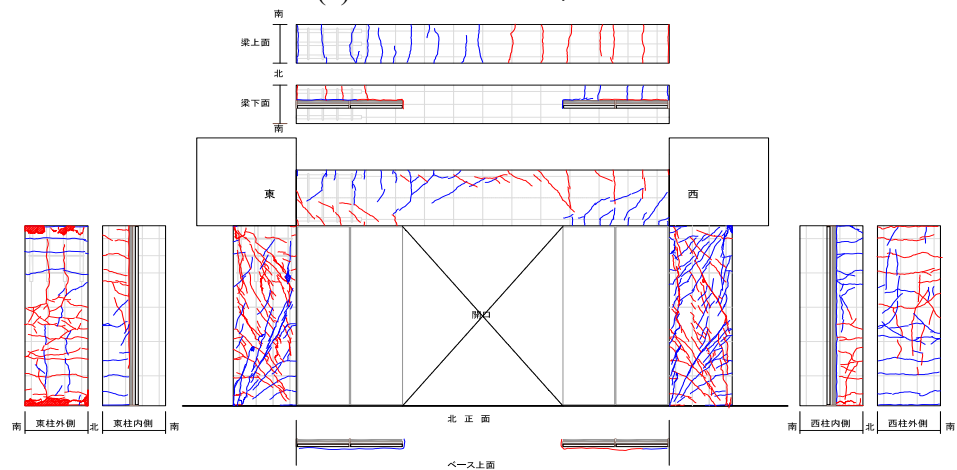
写真 6.4.1-2 試験体状況 (負加力側ピーク)



(a) $R=4.0 \times 10^{-3}$ rad 時



(b) $R=10 \times 10^{-3}$ rad 時



(c) 最終破壊状況 ($R=20 \times 10^{-3}$ rad 時)

図 6.4.1-5 試験体ひび割れ状況

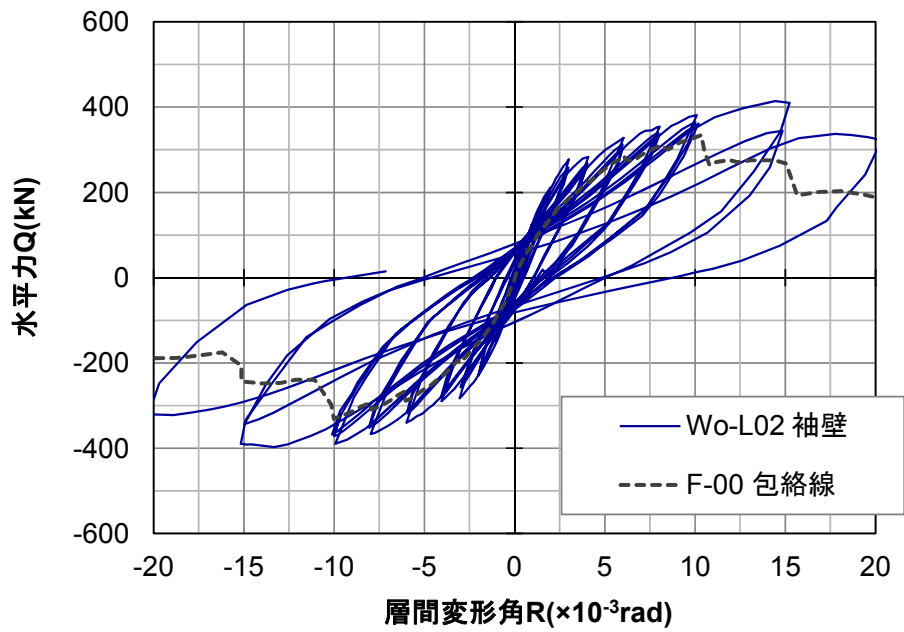


図 6.4.1-6 水平荷重-変形関係

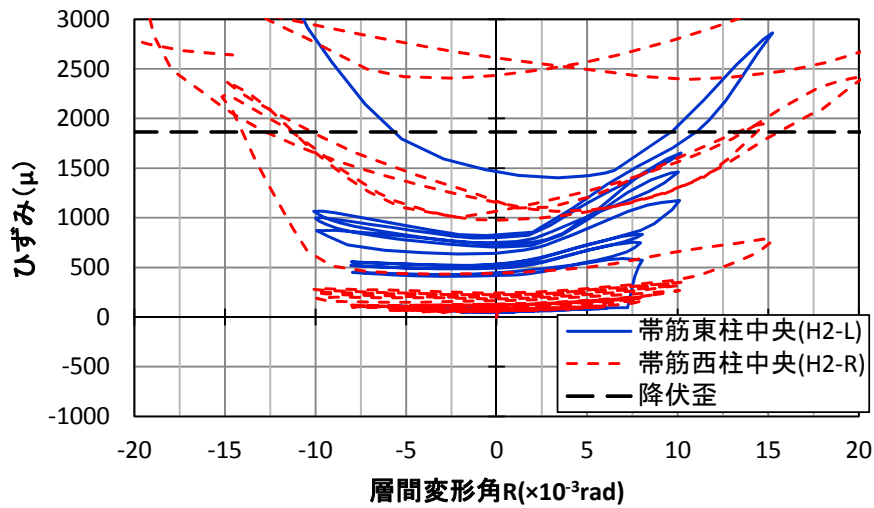
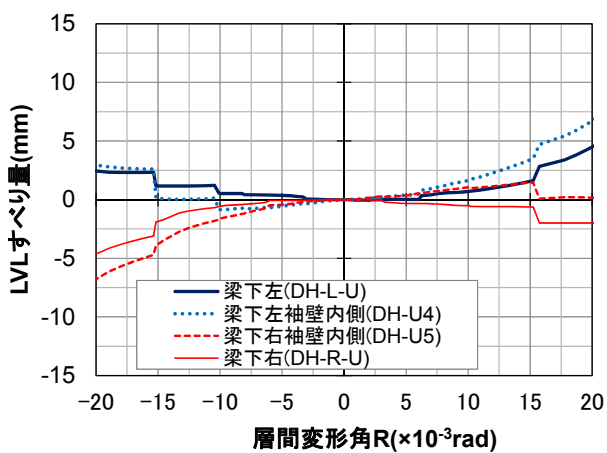
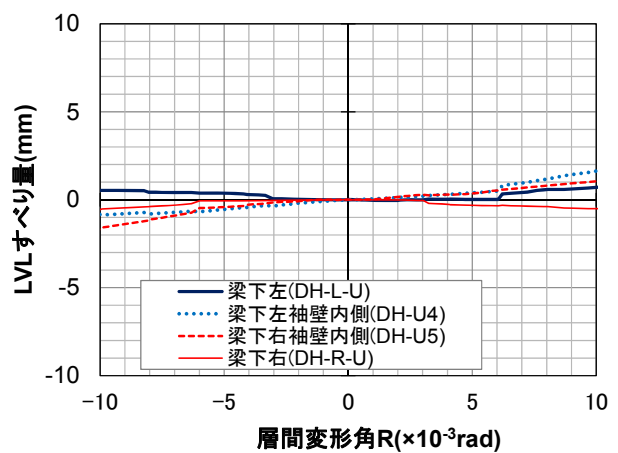


図 6.4.1-7 柱帯筋（中央）ひずみ状況



(a)全体



(b)拡大

図 6.4.1-8 RC 梁下と LVL パネルの間の接着接合部すべり量

(3) Wo-L03 試験体（方立壁タイプ）

写真 6.4.1-3 (a)～(c)に試験体の損傷状況および最終破壊状況を、図 6.4.1-9 には試験体のひび割れ状況を示す。また、図 6.4.1-10 に層せん断力-層間変形角関係を、図 6.2.1-11 には RC 柱中央の帯筋のひずみ（引張が正）と層間変形角の関係を示す。

試験体の RC 骨組の破壊状況は、下記の通りであった。

層間変形角 $R=1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルにて柱脚および梁端の際に曲げひび割れが発生した。次いで、 $R=3.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルにて柱頭の際に曲げひび割れが発生した。その後、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクル 1 回目では柱主筋に沿った付着ひび割れが、同層間変形角の 2 ～3 回目の加力サイクルでは柱にせん断ひび割れが発生した。最終的には $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に加力側の柱に顕著なせん断ひび割れが生じ、耐力が低下した。耐力低下後も加力を継続したところ、破壊状況からは柱のせん断破壊および柱の付着せん断破壊が確認された。なお、柱中央の帯筋は $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ の 1 サイクル目（負加力時）で東の柱が、 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ の 1 サイクル目で西の柱が降伏ひずみに達しており、このタイミングでそれぞれの柱がせん断耐力に達しせん断破壊に至った。

試験体の補強部分である接着接合部および LVL 耐震壁の破壊状況は、下記の通りであった。

層間変形角 $R=2.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ より RC 柱および RC 梁下と LVL パネルの間の接着接合面に沿ってコンクリート側にひび割れが発生しはじめ、 $R=3.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ で梁下との接着接合面に沿ったひび割れは正側加力時に生じたひび割れと負側加力時に生じたひび割れがつながり、梁下の接着接合部ほぼ全面に沿ったひび割れとなった。その後、梁下との接着接合面のせん断すべりが目視でも観察された。図 6.4.1-12 には、RC 梁と LVL パネルの間の接着接合部のすべり量と層間変形角の関係を示すが、この計測結果からも $R=2.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降から接着接合部のすべりが顕著となっていることが確認できる。最終的に $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ まで LVL パネルは目立った損傷が見られなかった。



(a) $R=4.0 \times 10^{-3}$ rad 時

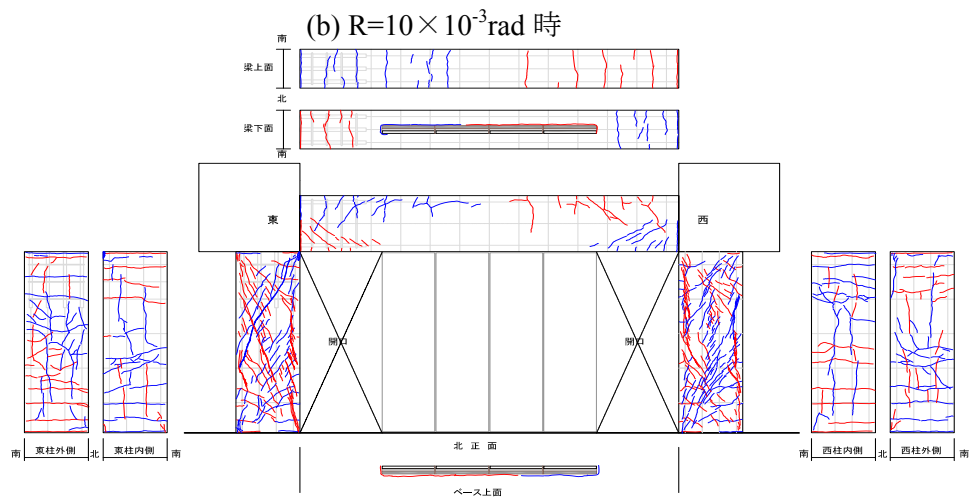
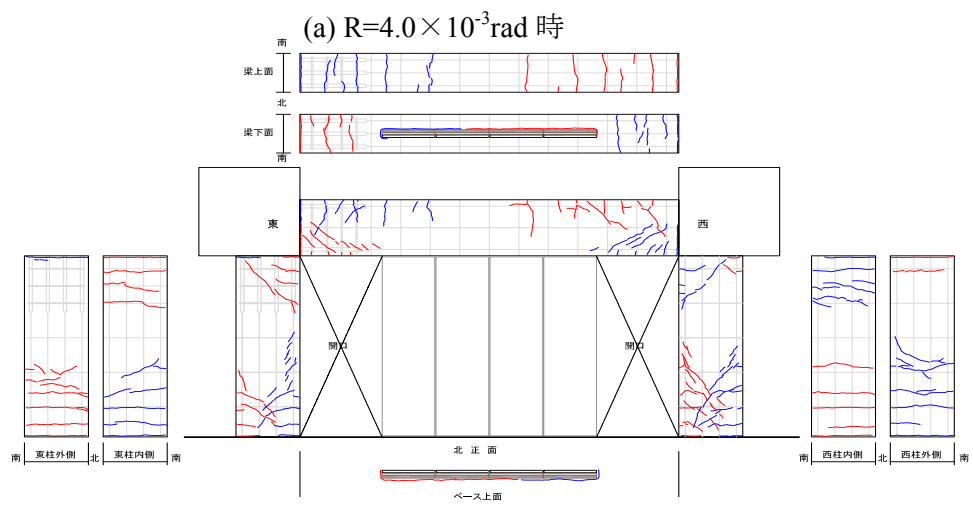
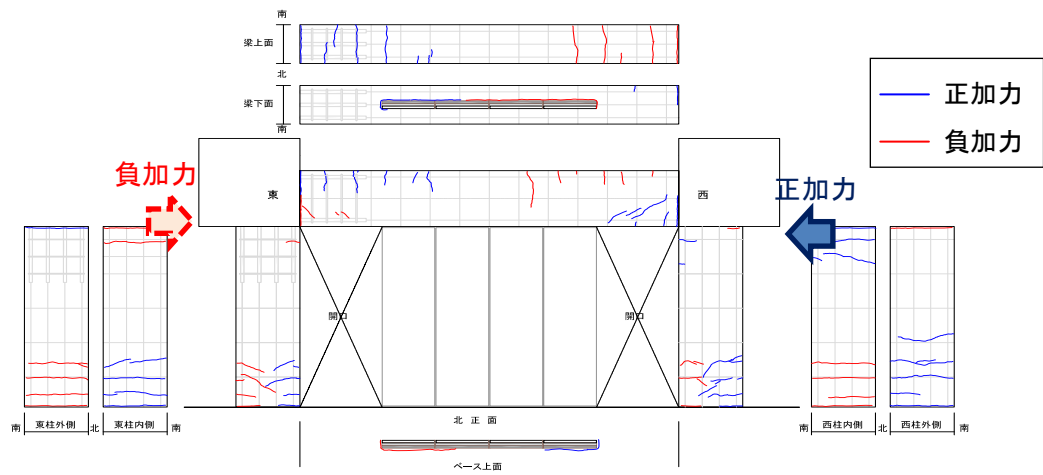


(b) $R=10 \times 10^{-3}$ rad 時



(c) $R=20 \times 10^{-3}$ rad 時

写真 6.4.1-3 試験体状況 (負加力側ピーク)



(c) 最終破壊状況 ($R=20 \times 10^{-3}$ rad 時)

図 6.4.1-9 試験体ひび割れ状況

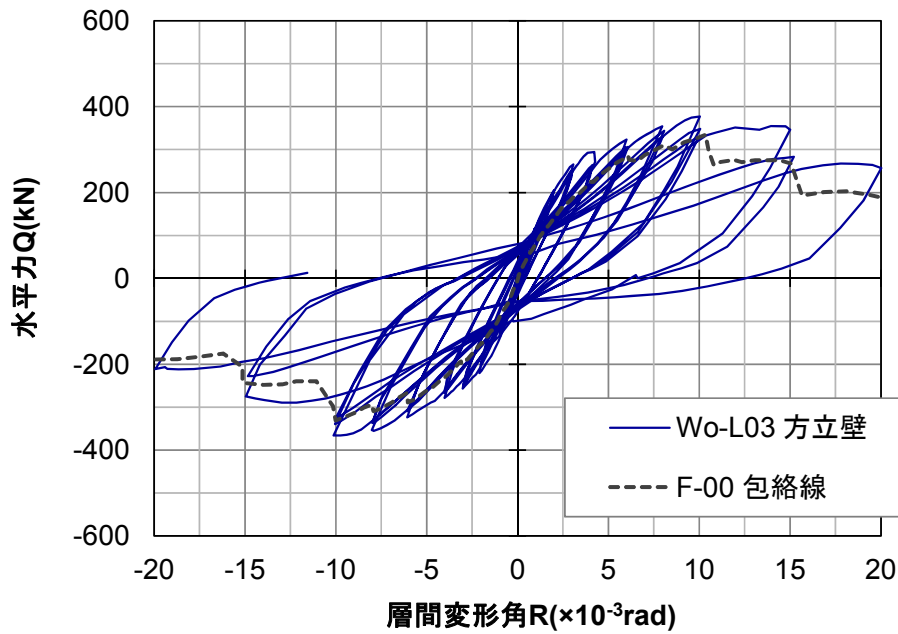


図 6.4.1-10 水平荷重-変形関係

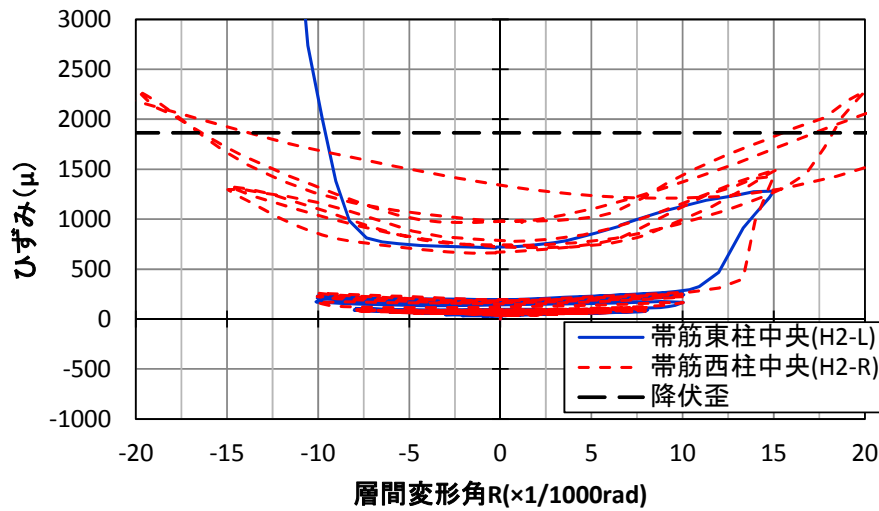


図 6.4.1-11 柱中央帯筋ひずみ状況（引張が正）

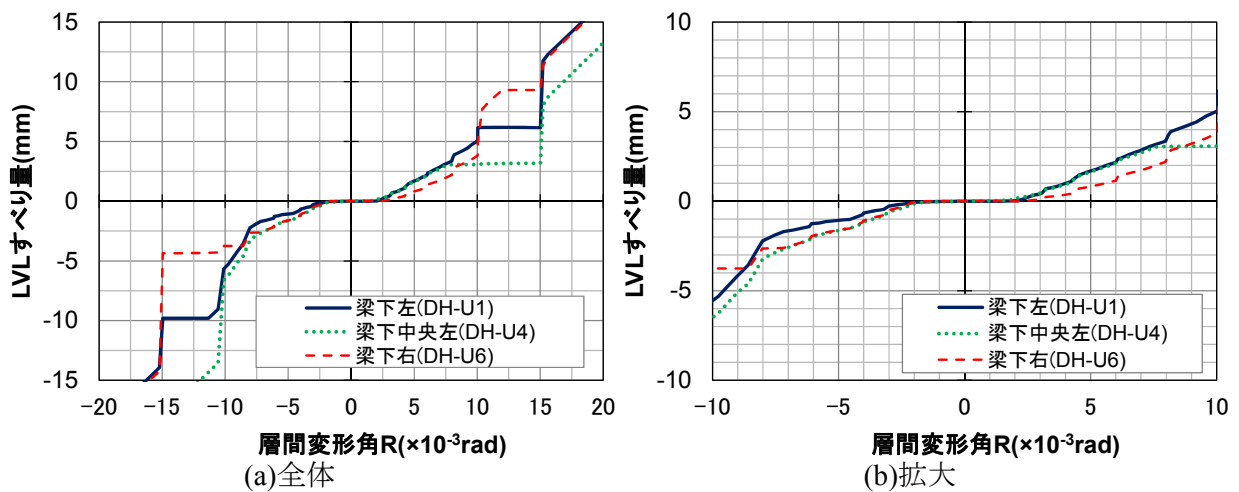


図 6.4.1-12 RC 梁下と LVL パネルの間の接着接合部すべり量

(4) W-L11 試験体（大スパンタイプ）

写真 6.4.1-4 (a)～(c)に試験体の損傷状況および最終破壊状況を、図 6.4.1-13 には試験体のひび割れ状況を示す。また、図 6.4.1-14 に層せん断力-層間変形角関係を、図 6.2.1-15 には RC 柱中央の帯筋のひずみ（引張が正）と層間変形角の関係を示す。

試験体の RC 骨組の破壊状況は、下記の通りであった。

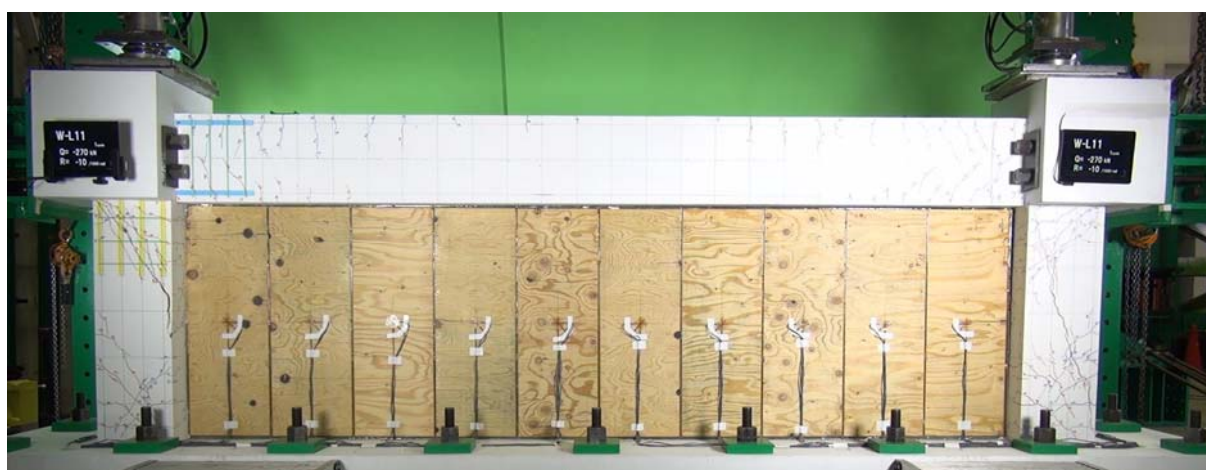
層間変形角 $R=1.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルにて柱脚、 $R=2.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルにて梁端の際に曲げひび割れが発生した。次いで、 $R=3.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクルにて柱頭の際に曲げひび割れが発生した。その後、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ の加力サイクル 1 回目では柱主筋に沿った付着ひび割れが、同層間変形角の 2～3 回目の加力サイクルでは柱にせん断ひび割れが発生した。最終的には $R=15 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に加力側の柱に顕著なせん断ひび割れが生じ、耐力が低下した。耐力低下後も加力を継続したところ、破壊状況からは柱のせん断破壊および柱の付着せん断破壊が確認された。なお、柱中央の帯筋は $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ の 1 サイクル目（負加力時）で西の柱が、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ の 2 サイクル目正側で東の柱が降伏ひずみに達しており、このタイミングでそれぞれの柱がせん断耐力に達しせん断破壊に至った。

試験体の補強部分である接着接合部および LVL 耐震壁の破壊状況は、下記の通りであった。

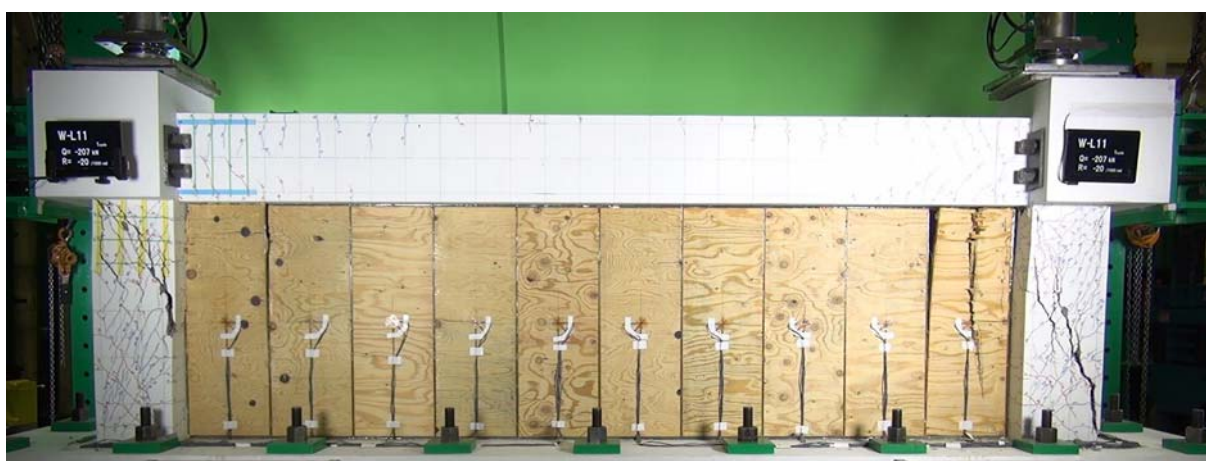
層間変形角 $R=3.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の正側加力時に RC 柱および RC 梁下と LVL の間の接着接合部の接着面に沿ってコンクリート側にひび割れが発生し、同サイクルの負側加力時に梁下との接着接合部の接着面に沿ったひび割れは正側加力時に生じたひび割れと負側加力時に生じたひび割れがつながり、梁下との接着接合部ほぼ全面に沿ったひび割れとなった。その後、梁下との接着接合面のせん断すべりが目視でも観察された。図 6.4.1-16 には、RC 梁下と LVL パネルの間の接着接合部のすべり量と層間変形角の関係を示すが、この計測結果からも $R=2.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降（正側加力時の耐力低下した変形時）から接着接合部のすべりが顕著となっていることが確認できる。最終的に $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ で LVL パネルは柱に押されて圧縮破壊が観察された。



(a) $R=4.0 \times 10^{-3}$ rad 時

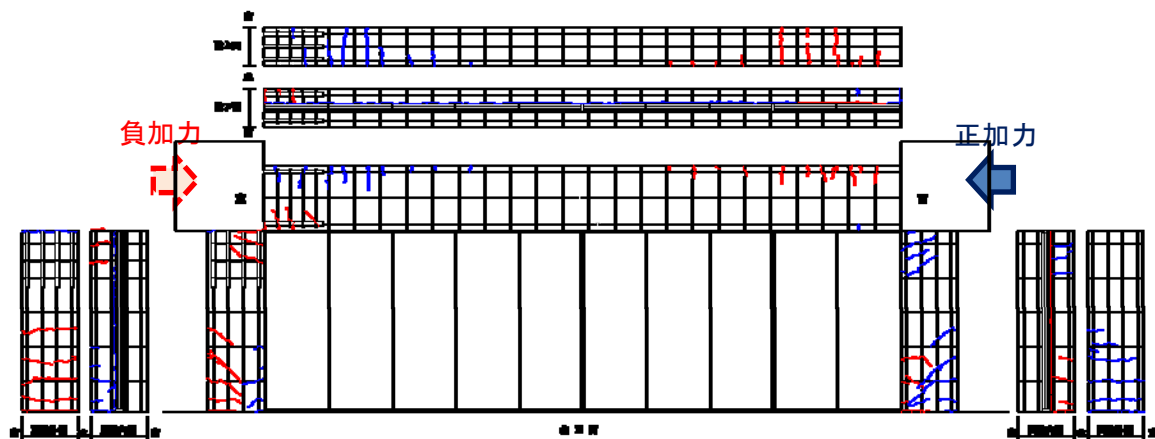


(b) $R=10 \times 10^{-3}$ rad 時

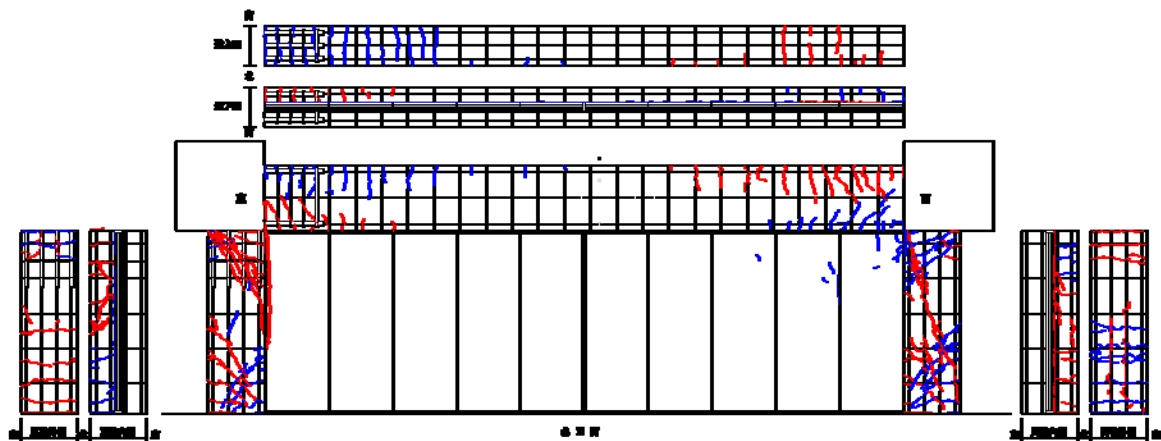


(c) $R=20 \times 10^{-3}$ rad 時

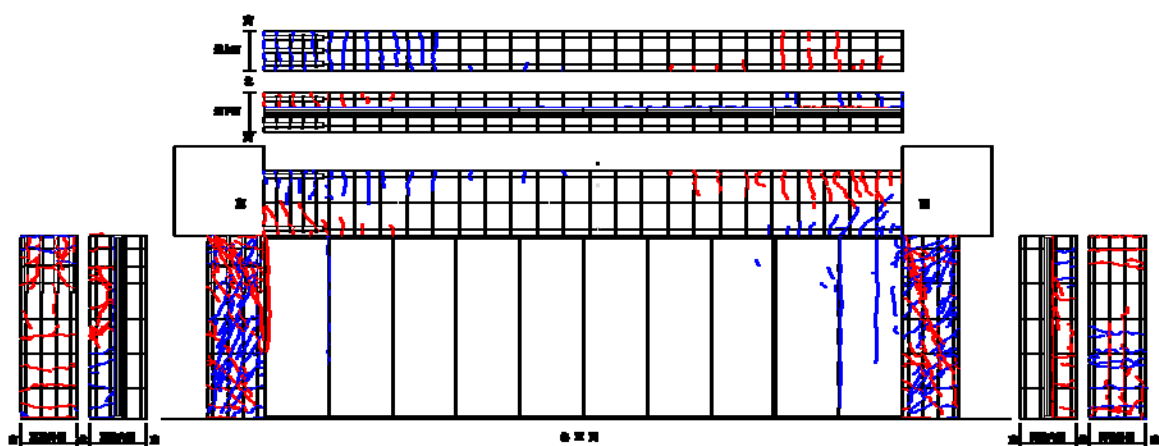
写真 6.4.1-4 試験体状況 (負加力側ピーク)



(a) $R=4.0 \times 10^{-3}$ rad 時



(b) $R=10 \times 10^{-3}$ rad 時



(c) 最終破壊状況 ($R=20 \times 10^{-3}$ rad 時)

図 6.4.1-13 試験体ひび割れ状況

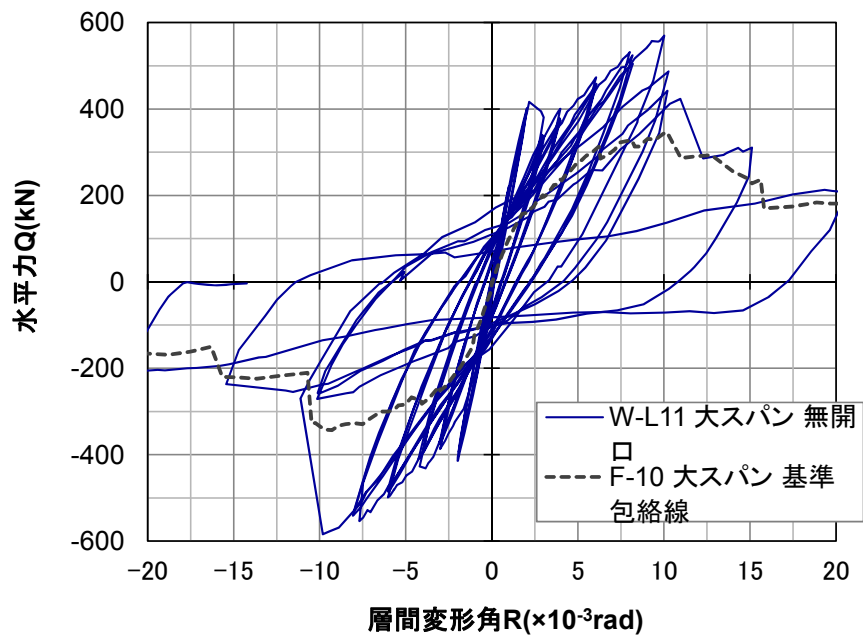


図 6.4.1-14 水平荷重-変形関係

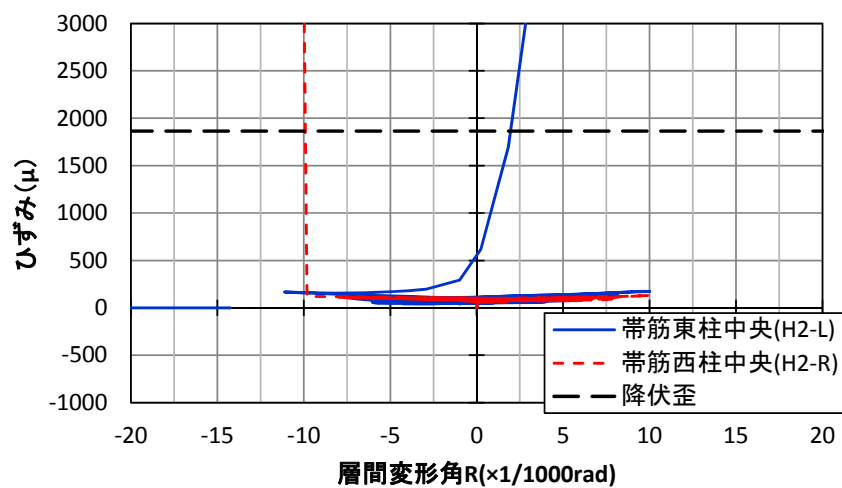


図 6.4.1-15 柱中央帯筋ひずみ状況 (引張が正)

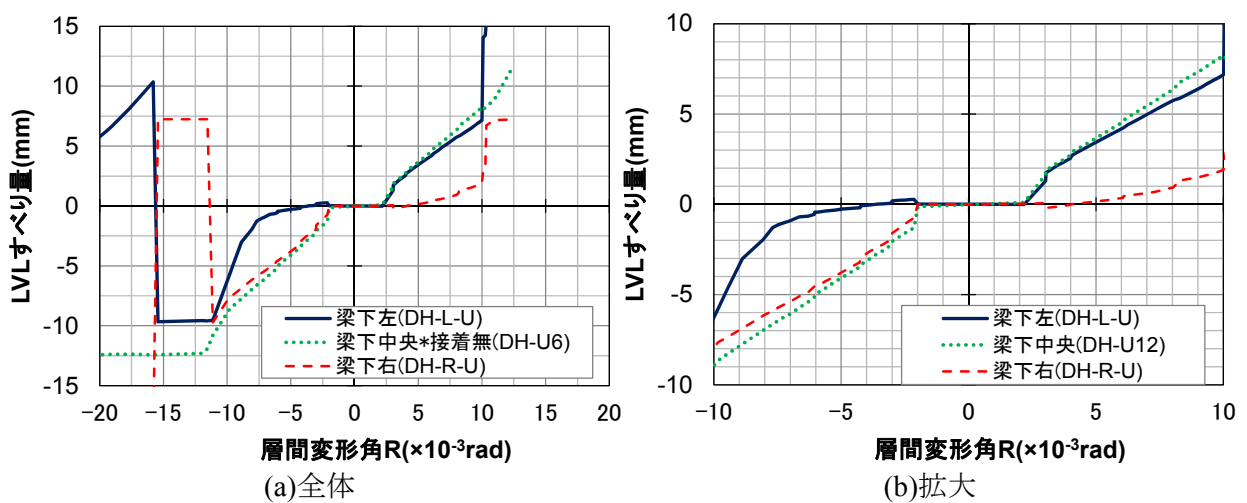


図 6.4.1-16 RC 梁下と LVL の間の接着接合部すべり量

6.4.2 補強効果

補強効果を確認するため、図 6.4.2-1(a)～(d)には得られた実験結果の荷重-変形関係の包絡線から基準試験体の包絡線で差し引いたものを示した。なお、包絡線は各サイクル 1 回目のピーク点を抜き出したものを用いた。図 6.4.2-12(a)～(d)には、図 6.4.2-1 で得られた補強効果の荷重-変形関係を、梁下の接着面積で除し、平均的なせん断応力度として示した。なお、図中には比較のため、既往の無開口タイプの LVL 補強試験体（標準スパン）の実験結果^{6.4-1)}を併せて示している。この試験体は、本実験に用いた試験体の形状を決める際に参考としたものであり、ディテールとほぼ同一（本実験では付着破壊が生じにくいように柱主筋位置を変更したが、主筋比 p_g は同一であり、計算上のせん断耐力もほぼ同じである）であることから、比較可能と判断した。

設備開口タイプ試験体 Wo-L01 の補強効果は、図 6.4.2-1(a)より分かるように、補強による剛性の改善は無開口タイプの場合よりも低く、また最大補強耐力も下回っている。一方、図 6.4.2-2(a)において、せん断応力度として無開口の実験結果と比較すると剛性についてはほぼ同程度であり、耐力についてはやや上回る結果であった。また、図中には 5.2 節で実施した LVL のせん断試験（ここでは、12mm 厚の LVL のせん断試験結果を引用した。12mm 厚および 38mm 厚の LVL はいずれも同一規格の単板より製作しているため、12mm 厚のせん断試験結果を参考に引用してよいと判断した。なお、5.2 節で実施した試験の装置^{6.4-2)}は合板のような薄板の試験を主に意図されたものであり、また 38mm 厚の LVL では実験時に治具部のすべり等が観察されているため、38mm 厚の LVL のデータについてはその影響に関して検証の余地が残されていると判断し、ここでは直接用いていない。）で得られたせん断応力度-せん断ひずみ関係から、せん断ひずみを層間変形角に置き換えて併せて示している。なお、図 6.4.2-3 には既往の無開口タイプ試験体における層間変形角と LVL の平均せん断ひずみの関係を示す。LVL の平均せん断ひずみは、柱中央位置に貼りつけたロゼットゲージから得られたせん断ひずみの平均値を用いている。この図より、少なくとも接着接合部がすべり始める層間変形角 $R=40 \times 10^{-3} \text{rad}$ までは、LVL の平均せん断ひずみは架構の層間変形角と 1 対 1 で対応しており、この範囲であれば比較して差し支えないことが分かる。これを実験結果と比較したところ、無開口試験体(既往)および設備開口試験体 Wo-L01 試験体いずれの補強効果も、材料試験で得られた以上の剛性が発揮されており、一方でせん断強度は材料試験結果以下であった。以上のことから、本実験で実施した設備開口程度の小さい開口の場合には、概ね梁下との接着面積の欠損分が補強効果の差であるといえる。また、剛性については材料試験結果よりも高い効果が発揮されるが、補強耐力については LVL の強度ではなく接着接合部の強度で決定したといえる。

袖壁タイプ試験体 Wo-L02 および方立壁タイプ試験体 Wo-L03 の補強効果は、図 6.4.2-1(b) および(c)より分かるように、補強による剛性の改善は無補強の場合よりも低く、また最大補強耐力も下回っている。また、図 6.4.2-2(b)および(c)において、せん断応力度として無開口のタイプの実験結果と比較すると、剛性および強度はいずれも下回る結果であった。さらに、Wo-L01 と同様に LVL の材料試験結果と比較したところ、袖壁タイプ試験体 Wo-L02 および方立壁タイプ試験体 Wo-L03 の補強効果は材料試験と概ね同程度の剛性が発揮されており、一

方でせん断強度は材料試験結果以下であった。以上のことから、袖壁タイプや方立壁タイプについては補強効果があるものの、無開口タイプや設備開口タイプの補強と比較すると補強効率が低いといえる。

無開口タイプの大スパン試験体 W-L11 の補強効果は、図 6.4.2-1(d)より分かるように、標準スパンの既往の無開口の実験と比較すると、剛性の改善は高いものの、耐力についてはほぼ同程度であった。また、図 6.4.2-2(d)において、せん断応力度として無開口の実験結果と比較すると、剛性および強度はいずれも下回る結果であった。さらに、Wo-L01 と同様に LVL 材料試験結果と比較したところ、補強効果は材料試験と比較して剛性については若干上回るが、せん断強度は材料試験結果以下であった。

以上のことから、柱スパンが大きくなると補強効率が低い（柱スパンが短いほど短いほど補強効率が良い）傾向であるといえる。なお、せん断応力度として大スパン試験体（図 6.4.2-2(d)）を袖壁タイプ試験体（図 6.4.2-2(b)）および方立壁タイプ試験体（図 6.4.2-2(c)）と比較するとその傾向に近いことから、スパンが長くなるほど袖壁タイプや方立壁タイプの補強メカニズムに近づいていると考えられる。

図 6.4.2-2(a)～(d)中には、既往の文献^{6,4,3)}で提案されている一面せん断試験結果に基づいたコンクリートの接着せん断強度の計算値も併せて示している。接着せん断強度 τ_{ja} の計算は式(6.4-1)による。

$$\tau_{ja} = 0.38\sqrt{\sigma_B} \quad (6.4-1)$$

ここで、

$$\begin{aligned} \tau_{ja} &: \text{コンクリートの接着せん断強度} & (\text{N/mm}^2) \\ \sigma_B &: \text{コンクリートの圧縮強度} & (\text{N/mm}^2) \end{aligned}$$

また、表 6.4.2-1 には実験で得られた補強効果および既往の提案式による接着接合部せん断強度の計算結果を併せて示す。表中に示す補強耐力は、図 6.4.2-1 に示す補強効果の荷重変形関係のうち、梁下との接着接合部のすべりが生じ始めるまでの層間変形角（ $R=2.0\sim 4.0\times 10^{-3}\text{rad}$ ）における最大補強耐力とした。また、表中の接着接合部強度は、最大補強耐力を梁下の接着面積で除して得られた値である。

図 6.4.2-2 および表 6.4.2-1 より、まず既往の無開口タイプの補強効果は、せん断強度で比較すると式(6.4-1)による計算結果に対して 2.31 倍であり、既往の一面せん断試験による要素試験結果に基づいた提案式の 2 倍以上の接着接合部強度を発揮している。これは、本実験では柱梁の枠により補強の LVL パネルが囲われており柱軸方向の変形が拘束されることから、一面せん断試験による要素試験よりも接着接合部耐力に対して有利な境界条件であることが主因と考えられる。次いで、設備開口タイプ試験体 Wo-L01 の補強効果は、せん断強度で比較すると式(6.4-1)による計算結果に対して 2.91 倍発揮しており、無開口タイプと同様に既往の要素試験結果の 2 倍以上の接着接合部耐力を発揮している。これは、設備開口タイプでは開口が小さくまた LVL パネル自身は全体がつながっていることから、無開口タイプに近いメカニズムであったと考えられる。一方、袖壁タイプ試験体 Wo-L02 および方立壁タイプ試験体 Wo-L03 の補強効果は、せん断強度で比較すると式(6.4-1)による計算結果に対して 1.13～1.47

倍の補強効果と、既往の一面せん断試験による要素試験結果による提案式に近い結果であり、既往の無開口試験体や設備開口タイプ試験体 Wo-L01 よりも補強効率が低い結果であった。また、大スパン試験体 W-L11 の補強効果も、強度で比較すると式(6.4-1)による計算結果に対して 1.40 倍の補強効果であり、既往の一面せん断試験による要素試験結果による提案式に近く、スパンの短い試験体よりは補強効率が低い結果であった。なお、いずれの試験体においても発揮された補強せん断強度は既往の接着接合部の一面せん断試験に基づく提案式以上のせん断強度を発揮していることから、今回実施したように補強パネルの開口の有無、配置パターンおよびスパン長により補強パネル接合部の境界条件が異なったとしても、いずれも既往の接着接合部の一面せん断試験よりもせん断強度に対して有利な境界条件であると考えられる。

表 6.4.2-1 実験による補強結果および計算補強効果一覧

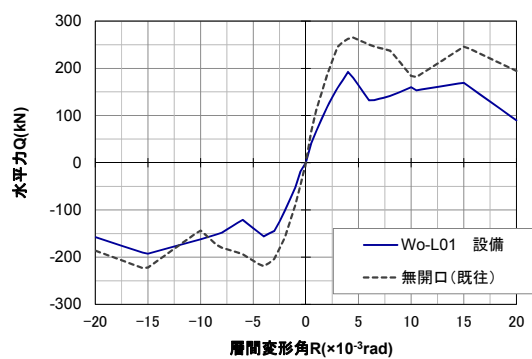
	既往 無開口	設備開口 WoL-01	袖壁 WoL-02	方立壁 WoL-03	無開口大スパン WL-11
Q_{ja_exp+}	263	192	91	76	239
Q_{ja_exp-}	-219	-156	-86	-63	-208
τ_{ja_exp+}	4.74	5.75	2.73	2.28	2.67
τ_{ja_exp-}	-3.95	-4.67	-2.56	-1.88	-2.32
$ave\tau_{ja_exp}$	4.34	5.21	2.64	2.08	2.49
τ_{ja_cal}	1.88	1.79	1.80	1.83	1.77
$ave\tau_{ja_exp}/\tau_{ja_cal}$	2.31	2.91	1.47	1.13	1.40

Q_{ja_exp+} 、 Q_{ja_exp-} ：それぞれ、接着接合部のすべりが観察され始める層間変形角 $R=2.0\sim 4.0rad$ 時に発揮された、正加力時および負加力時における最大補強耐力

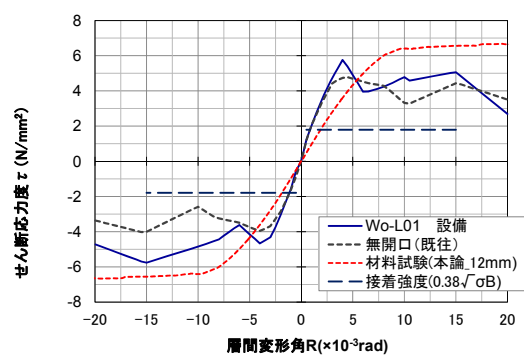
τ_{ja_exp+} 、 τ_{ja_exp-} ：それぞれ、 Q_{ja_exp+} および Q_{ja_exp-} を接着面積で除して得られた平均接合部せん断強度

$ave\tau_{ja_exp}$ ： τ_{ja_exp+} と τ_{ja_exp-} の平均値

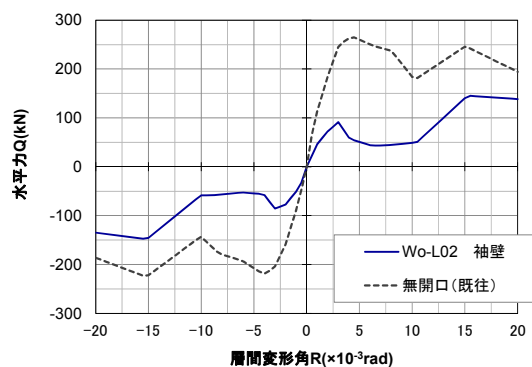
τ_{ja_cal} ：既往の提案式によるコンクリートの接着せん断強度で、式(6.4-1)による。



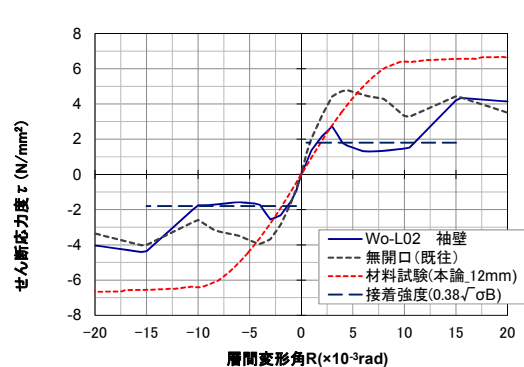
(a) Wo-L01



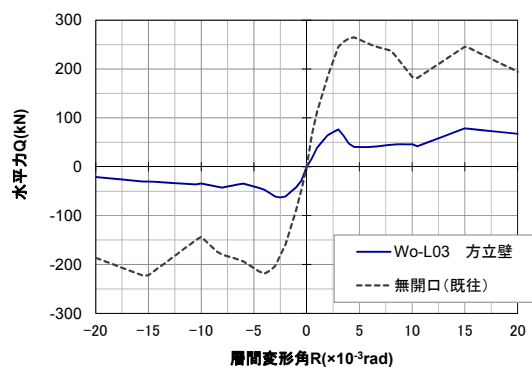
(a) Wo-L01



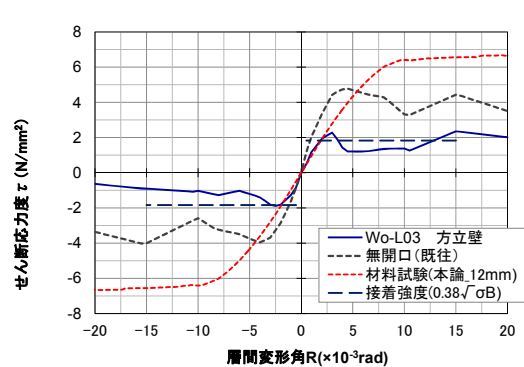
(b) Wo-L02



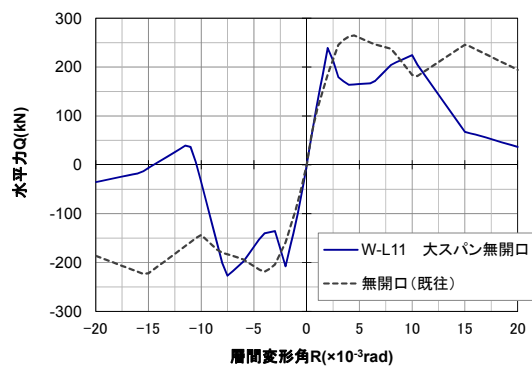
(b) Wo-L02



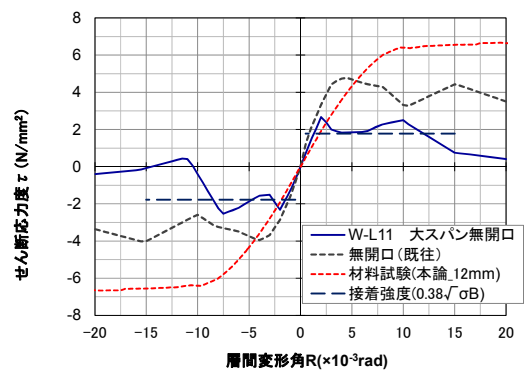
(c) Wo-L03



(c) Wo-L03



(d) W-L11



(d) W-L11

図 6.4.2-1 補強効果(荷重-変形関係)

図 6.4.2-2 補強効果(せん断応力度換算)

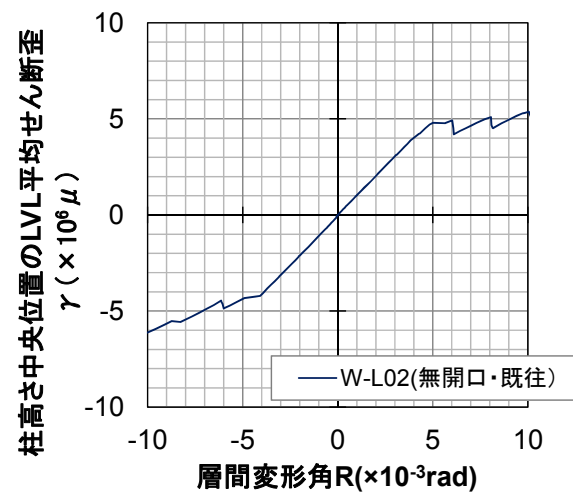


図 6.4.2-3 架構の層間変形角と LVL の平均せん断ひずみの関係

6.4.3 LVL 補強試験体の構造実験のまとめ

RC 骨組に LVL 耐震壁を接着接合することで耐震補強を施した架構試験体について、1)開口パターンおよび 2)スパンを実験変数にして構造実験を実施したところ、以下のことが明らかになった。

- 1) フレーム試験体（無補強）の実験結果との差し引きにより得られた補強耐力は、補強耐力を RC 梁（設備開口タイプは梁下）との接着接合部面積で除してせん断応力度で表すと、開口付きタイプでは $2.08\sim 5.21\text{N/mm}^2$ 、無開口タイプでは標準スパンで 4.34N/mm^2 、大スパンで 2.49N/mm^2 （いずれも正負加力の平均値、 $R=4.0\text{rad}\times 10^{-3}\text{rad}$ までの最大補強耐力時）あった。これらは、いずれも既往の要素試験より提案された接着接合部強度 τ_{ja_cal} ($1.77\sim 1.88\text{N/mm}^2$) よりも高い値である。
- 2) いずれの試験体も、材料試験より得られた LVL の最大せん断強度まで耐力を発揮しておらず、接着面積を増やすなどの接合部の改良を加えることでさらなる補強効果の向上が期待される。
- 3) いずれの試験体も、RC 梁下との接着接合部のコンクリート側にひび割れおよび破壊が生じた。なお、接着接合部の損傷により補強効果は一度頭打ちするが、急激な耐力低下には至らず、変形性能に優れた補強であるといえる。
- 4) いずれの試験体も、フレーム試験体（無補強）の実験結果との差し引きにより得られた補強効果の荷重変形関係において、変形初期の剛性は LVL のせん断剛性と同程度又はそれ以上であった。
- 5) 設備開口試験体の補強効果は、補強耐力を梁下の接着接合部面積で除して得た平均せん断応力度は 5.21N/mm^2 であり、無開口試験体と同程度以上であった。これは、既往の接着せん断強度の提案式の計算値と比較すると 2.91 倍の強度である。
- 6) 袖壁タイプおよび方立壁タイプ試験体の補強効果は、せん断応力度で $2.08\sim 2.64\text{N/mm}^2$ であり、無開口試験体や設備開口試験体と比べ低い結果であった。ただし、既往の接着せん断強度の提案式の計算値と比較すると 1.13～1.47 倍の強度を発揮している。
- 7) 無開口タイプの補強における大スパン試験体の補強効果は、せん断応力度で 2.49N/mm^2 であり、標準スパン試験体と比べ低い結果であった。ただし、既往の接着せん断強度の提案式の計算値と比較すると 1.40 倍の強度を発揮している。

参考文献

- 6.4-1) 栗原嵩明，福原武史，須賀順子，大野正人，楠寿博，石川裕次：構造用 LVL を耐震壁として用いた RC 架構の耐震補強の構造性能に関する研究 その 1～2，日本建築学会大会梗概集，pp.155-158，2014 年
- 6.4-2) 日本農林規格協会：合板の日本農林規格，2008 年
- 6.4-3) 宮内靖昌，福原武史，毛井崇博：低強度コンクリート RC 部材の耐震補強性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.2，pp.1015-1020，2009 年 7 月

6.5 構造実験のまとめ

RC 骨組内法に CLT・LVL 面材パネルを挿入し、周囲を接着接合することで耐震補強を施した架構について面内水平せん断載荷試験を行い、その補強効果を検証した。

その結果、以下の点が明らかとなった。

- 1) 初期の滑りは主に周囲のフレームと面材の接着耐力に依存したが、降伏後の耐力挙動は木質耐震壁の圧縮束効果によって維持され、また、接着剥離後の木質耐震壁とコンクリートの界面でコンクリート骨材との噛み合わせが確認され、急激な耐力低下を防いでいる様子が確認された。
- 2) 無開口の条件では、2/1000rad 時に CLT 面材パネルの場合では、耐力がフレームと比べ W-C01 では 2.16 倍、W-Cs01 では 3.09 倍、Wo-C03 では 1.55 倍、W-Cs02 では 3.92 倍向上した。LVL 面材パネルの場合では、耐力がフレームと比べ、W-L01 では 2.38 倍(既往の研究結果^{6.5-1)})、Wo-L01 では 1.88 倍、Wo-L02 では 1.52 倍、Wo-L03 では 1.49 倍向上した。また、4/1000rad 時に CLT 面材パネルの場合では、耐力がフレームと比べ、W-C01 では 2.16 倍、W-Cs01 では 2.10 倍、Wo-C03 では 1.40 倍、W-Cs02 では 2.63 倍向上した。LVL 面材パネルの場合では、耐力がフレームと比べ、W-L01 では 2.15 倍、Wo-L01 では 1.86 倍、Wo-L02 では 1.26 倍、Wo-L03 では 1.30 倍向上した。以上より、CLT、LVL いずれの面材パネルを使用した耐震補強法も有効な手段であることが確認出来た。
- 3) 初期の接着耐力に依存する補強後耐力に関して、既往の接着せん断強度に基づいた提案式によって、安全側に計算出来る事が確認された。またフレーム周囲の接着面積を増加させることで補強耐力を増大させることが出来る事を確認した。
- 3) 全ての試験体において、剛性は面材のせん断剛性と同程度又はそれ以上で、概ね面材剛性により予測可能であった。
- 4) 開口を有する補強法による効果は、無開口の補強法と比べ低い結果であった。ただし、既往の接着せん断強度の提案式と比較すると最大耐力にして同程度の強度が確認された。
- 5) 無開口の補強では、梁が大スパンになるとその単位長さあたりの補強効果は低くなった。ただし、既往の接着せん断強度の提案式と比較するとやや高めの強度が確認された。

参考文献

- 6.5-1) 栗原嵩明，福原武史，須賀順子，大野正人，楠寿博，石川裕次：構造用 LVL を耐震壁として用いた RC 架構の耐震補強の構造的な性能に関する研究 その 1～2，日本建築学会大会梗概集，pp.155-158，2014 年

第7章 まとめ

7.1 まとめ

以上、既存の鉄筋コンクリートの耐震補強に CLT や LVL といった木質系面材を用いた場合の施工方法の一例を示し、構造実験によりその性能を把握した。得られた結果を箇条書きでまとめると以下のとおりである。

- ①CLT、あるいは LVL のせん断強度は基準強度としては低い、その値であってもコンクリートと比べ遜色がない。木材のせん断強度はこれまではりを対象に考えていたため、その破壊を避けるべく安全率 1/2 を乗じているが、一般の壁ではこのような安全率を設けていない。つまり、安全率を緩和できれば、コンクリートを上回るせん断強度が得られる。鉄筋コンクリート造との比較となると鉄筋量により異なるが、対象が鉄筋コンクリートであっても木質系面材が十分なせん断強度を實力として備えていることがわかった。せん断剛性は鉄筋コンクリートの 1/2 程度であるが、曲げ降伏する柱部材よりはかたく、実用的には問題のない範囲である。
- ②CLT、LVL ともに施工時のハンドリングを確保するために 1m 幅程度に分割することを念頭において施工実験を実施した。また LVL では人力で運べる厚さに抑え、現場で積層することを想定した。一般のコンクリート造では、壁全面に対して、あと施工アンカー工事、配筋、型枠の設置、コンクリートの打設、脱型、必要に応じて仕上げという工程となる。一方、木質系面材では、設置、面材料同士間、面材料とコンクリート間の接着型枠の設置、接着の施工、脱型という工程となり、小規模な工事を短時間でできることがわかった。工期に加え、施工時のコストも大幅に低減可能なものと考えられる。
- ③CLT、LVL ともに既存鉄筋コンクリート造の耐震補強に十分な強度性能を有することが確認できた。せん断強度は木質系面材とコンクリート面の接着面において、コンクリートのせん断で生じており、その値は 2~3N/mm² 程度であった。これは 1 次診断で用いる鉄筋コンクリートのせん断強度に相当し、また一般の耐震補強で用いられている平均せん断応力度も 2~3N/mm² 程度であり、補強に十分使える数値が得られた。また、懸念されたせん断剛性であるが、1/250rad.までにせん断強度に至ることがわかり、枠付き鉄骨ブレースなどの補強と同等以上の剛性を有することもわかった。また、繊維平行方向をストラットが効く方向とすることにより、1/500rad 程度まで荷重が上昇し、鉄筋コンクリート壁と同等の剛性が得られることもわかった。

次ページ以降に、今回の検討で明らかとなった施工と構造に関する今後の課題と展望を示す。なお、今回は既存の鉄筋コンクリート造に対する木質系材料の用途拡大であったが、

今回明らかにしたように、木質系面材の構造性能は鉄筋コンクリート造や鉄骨造の壁として通用するものである。今後、鉄筋コンクリート造の新築、鉄骨造の壁などへの応用も期待されるところであるし、今回の結果の一部がそのフィージビリティスタディにつながるものとなったことも併せて追記したい。

7.2 施工実験における今後の課題

第4章において、試験体の製作を通じた接着工事の施工法を検討し、その施工性を確認した。既往の接着工法の施工手順をもとに改良を加えることで比較的容易に施工が可能であり、木質耐震壁接着工法の基本となる施工手順を確立した。

施工法に関する課題としては以下の2点が残されている。

- (1) 注入時の接着剤の漏出
- (2) 実大スケールでのパネル建て方

試験体の製作において、接着剤の漏出が課題となった。対策としては、型枠を固定するビスピッチの最適化、漏れ止めに剥離シールの併用、型枠材の剛性向上などによって改善することが考えられる。

また試験体は1/3スケールであるため、実大での施工では特にパネル重量が大きくなることにより、建て方の難易度が上昇すると考えられる。重量のあるパネルの建込方法については楊重方法や吊治具の検討が必要であり、安全対策も必要となる。鉄骨ブレース接着補強工法などを参考にし、実大での施工試験による検討が必要である。

7.3 構造実験における今後の課題

机上では可能と考えられた、「鉄筋コンクリート造の耐震補強に木質系面材を使う」を実験的に実際のものとして実証することを念頭におき事業を開始した。その結果、まとめて述べたとおり十分使えるものであることを実証できたが、今後実用化、汎用化に向けて以下の課題がある。

- ・ 今回実験を実施した大きさは一般的なものを想定しているが、実際の現場はプロポーシヨンが異なり、開口があつたりなかったりと、様々な条件での施工が求められる。それらの条件に対応するためには、木質系面材のコンクリート枠内での抵抗機構を解明し、設計式を立案する必要がある。今回の実験結果より想定される抵抗機構解明のため、そして設計式立案のために必要な検討項目は、1) 木質系面材—コンクリート間のせん断抵抗、2) コンクリート枠内のストラットやアーチ機構と称される抵抗、3) 木質系面材—柱の圧縮抵抗、それぞれを分離した実験を実施し、それぞれの壁全体への寄与を明確にすること、解析的に実験結果を追跡し、パラメータスタディによって、設計式の妥当性を検証すること、などである。また、開口が付く場合のせん断強度を求める方法、あるいは今回用いたせん断強度まで確保できる開口の大きさについての解析的、実験的検討が必要である。なお、CLT については別の事業により大型パネルで開口が付く場合のせん断強度について整理がなされており、その結果が有効に利用できるものと期待される。
- ・ 今回は接着接合を利用した。この手法は鉄筋コンクリート造を鉄骨枠組みで補強する際にも使うことがあり、この接着性能で耐震補強を実施するに足ること、はこれまでも説明されてきたものである。また、これにより施工性の良さを示すことができた。一方で、木材のせん断強度はこの接着が切れるコンクリート自体のせん断性能の2倍以上を有しており、補強効果として依然「のびしろ」がある。木質材料とコンクリートとの接合を念頭においた施工性に富み、高強度の接合方法の開発が、今後更なる普及のために期待される。

第 8 章 添付資料

8.1 打ち合わせ議事録

本事業に関する全体打ち合わせを、以下の通り実施した。

	日 時	場 所
第 1 回	平成 26 年 4 月 11 日（金） 17：00～20：00	（株）竹中工務店 東京本店 7E 会議室
第 2 回	平成 26 年 5 月 23 日（金） 14：00～17：00	（株）竹中工務店 東京本店 7E 会議室
第 3 回	平成 26 年 7 月 22 日（火） 16：10～18：30	（株）竹中工務店 東京本店 1 階会議室
第 4 回	平成 26 年 10 月 14 日（火） 16：10～18：00	（株）竹中工務店 東京本店 1 階会議室
第 5 回	平成 26 年 12 月 4 日（木） 15：30～18：00	（株）竹中工務店 東京本店 1 階会議室
第 6 回	平成 27 年 1 月 19 日（月） 10：00～12：00	（株）竹中工務店 東京本店 1 階会議室
第 7 回	平成 27 年 2 月 24 日（火） 15：00～17：00	（株）竹中工務店 東京本店 1 階会議室

次ページから、各全体打ち合わせの議事録を掲載する。

打合議事録

日時	2014 年 4 月 11 日金曜日 17:00～20:00		
場所	(株)竹中工務店東京本店 7E 会議室		
参加者	京都大学:五十田、森、幅 竹中工務店:宇佐見、福原、栗原、須賀、小林 DOT:平野(議事録作成) LVL 協会:李、成田 (オブザーバー)森林総研:青井		
配付資料			
資料 00-01:議事次第			
資料 00-02:関係者名簿			
資料 01-01:事業計画書(事前にも送付)			
資料 01-02:竹中 LVL 既往の研究情報			
資料 01-03:CLT 公開情報リスト			
資料 02-01:耐震補強に必要な開口パターン			
資料 02-02:LVL 製造についての情報			
資料 02-03:CLT 製造についての情報			
資料 03-01:実験スケジュール			
		別紙:実験内容の整理	担当・別紙 NO.
1. H26 年度事業の概要説明と基本情報の共有			
1)事業全体の説明 (資料 1-1)			
・ 本事業では、設計法の構築までは行わず、実験結果から設計法の検討までを実施。 ・ 林野庁との契約内容は、「構法を成立させるための基礎研究を行う」としており、具体的には構法の検討、施工方法の検討、実験の実施が明記されている。			
2)実証(実験方法)と現段階での技術開発の状況(LVL 分)の説明 (資料 1-2)			
・ 施工方法、これまでの縮小試験体による実験結果の説明(資料参照)。増し壁タイプ(LVL160 mm厚・スパン 1700 mm)と新設タイプ(LVL12 mm厚×3=36 mm・スパン 1800 mm)で検討を行っている。 ・ 最初に行った増し壁タイプの実験は、ある特定のプロジェクトでの活用(百貨店)を想定したため、スパンを 1,700 とした。その後実施した新設タイプは比較を行うためスパン 1,800 とした。 ・ 開発着手時は学校を対象とした内装木質化と耐震補強を同時に行える補強方法を主たるターゲットと考えていたが、耐震改修促進法の改正などの影響もあり、ホテル・旅館等の用途での需要も見込まれる。			
3)CLT の技術開発に関する情報提供 (資料1-3)			
・ 各種性能は様々な事業で行われており、公表されている。 ・ 基準強度の公表は、平成 27 年 6 月頃の予定。これらの進捗状況については、引き続き情報収集を行う。一次回の打合せで情報共有。			五十田・荒木 ③共通 03

- ・ 今回のような使用方法では、面内せん断強度・剛性、圧縮強度が必要であるが、これらのデータはほぼ出そろっており、評価を行うことは可能。
- ・ 現在の木材のせん断強度は曲げせん断を考慮して決められており、かなり控えめな数値となっているが、CLT の場合は純せん断の値なので、2 倍近くの値となっている。(木材の純せん断強度は6N/mm²程度であるが、CLT その2/3は出ている。)

2. 試験体検討

1) 開口パターンについて (資料2-1)

- ・ 実験は新設タイプ3パターンであるため、実際に必要な事例を包括できるパターンを選択する。その際、接着欠損と開口位置の2つの視点を考慮し、それぞれ以下の方針を踏まえ、具体的な寸法・割り付け案を竹中で検討。→案ができ次第情報共有し、次回の打合せで最終決定。
- ・ 現段階でのパターンとしては、①片開口(片袖壁)、②両開口(独立壁)、③設備開口(接着欠損有)が候補。
- ・ 方針 → 補強材は入れない。最大限の梁の拘束効果を活かす。パネル割りも活かす。
- ・ ①片開口→片開口の結果を足し算して両袖壁の設計を行う方針。両袖壁の実験を行って片開口の評価を行う場合と比較して、安全側と思われる。(梁の曲げの検討が必要無い等。)
- ・ ②両開口→耐力はそれほど得られない可能性はあるが、需要は多く、実際の設計においては数多く設置することで対応が可能と考えられる。学校の教室・廊下間に設ける耐震補強壁等に有効か。
- ・ ③設備開口→高さ方向は壁上部に接着欠損が生じる位置とする。横方向は圧縮場にかかる位置とするかどうか、実際の需要、その実験で得たい結果を考慮し決定。
- ・ CLT については、H26 年度に国交省事業で開口の制限について検討が行われる予定であり、今後の参考となるか。

竹中
A 共通 03
A②01
A③03

2) 試験体寸法について

- ・ 1. 3) で述べた既往の研究を活用して比較検討するために同じ試験体寸法とするか、ターゲットを絞って別の寸法・プロポーションとするかは、竹中側で検討。→案ができ次第情報共有し、次回の打合せで決定。

竹中
A 共通 01

3) LVL の試験体製作について(資料2-2)

- ・ 実際の施工では、600 mm幅・38 mm厚×3 枚 となるため、1/3 試験体では、38 mm 1 枚で実施。前回の検証では 12 mm厚×3=36 mmで実験を行っているが、今回は材料のスケール効果を生じさせないためにも、単純に 38 mm 1 枚で実施。
- ・ 既往の研究では、カラムツ A 種 E90-1 級 55V-47H を用いており、今回も同様とする。
- ・ 1/3 試験体での実験の他、せん断性能を確認する実験を行う。
- ・ 各地域の地元の材を活用したいという要望に応えるため、スギ適用の検討も合わせて行う。ス

→B②
→C②

ギでの実用化のための追加試験を含めた研究計画を立案する。

- ・ LVL では、JAS が改訂され、直行層のパターンによって、A 種・B 種に区分されるようになった。これまでの製品は A 種に区分され、B 種は新たな製品となる。B 種の材料強度は、まもなく公表される予定。

4) CLT の試験体製作について(資料2-3)

- ・ 実際の施工では、3層3プライ 90 mm 厚×2 枚 となる仮定で検討を進める。幅については、600 mm の場合 55kg、400 mm の場合 35 kg となるため、施工性を考慮して決定。(比重 0.4 と仮定)
- ・ 実際の施工時の全厚 180 mm のうち、ラミナが縦方向の層は全 6 層のうち 4 層、横方向の層は 2 層となる。1/3 試験体の実験では全厚 60 mm (ラミナ厚 20 mm) とし、縦・横層の比率を再現する。ラミナ厚を 20 mm とすることで、スケール効果も低減させる。
- ・ 試験体用の 20 mm 厚のラミナは、全数ヤング係数を計測する。ラミナの調達・製造方法、計測方法は要相談。製造ラインで計測が難しい場合は、京大が担当して計測を実施。製造については、計測結果を考慮せず、ランダムに製造を行うことで可。→DOT が銘建と相談し、早急に案を作成。
- ・ ラミナの縦継ぎ無し、幅はぎ接着なしについては、了承。
- ・ 1/3 試験体用 CLT のせん断性能を確認する実験を実施。
- ・ 実際に使用する 3 層 3 プライ 90 mm 厚のせん断性能について、せん断性能の確認試験を実施するか検討。3 層 3 プライ 90 mm 厚は、基準強度が出ない可能性も有り情報収集が必要。→五十田が情報収集を行い、実施するかどうかの方針を早急に検討。
- ・ CLT の実験においての問題は、接着面の面積が LVL と揃わないこと。

2. 2) に関係

DOT

③共通 02

→B③

五十田

C③01

3. 検証試験における課題

- ・ RC 造では 1/2～1/3 試験体での検証は一般的だが、木造では一般的ではない。そのため、実大になった際のスケール効果等については別途検証が必要。
- ・ 具体的なプロジェクトの設計の場合は、模型実験を行い、周辺状況などを確認すれば良いと思うが、一般化していくには、あと数段階の検証が必要。疑問点の例は以下の通り。
 - ①補強壁の縦横比が異なる場合、両側補強柱が無いと、挙動が変わる可能性がある。全面壁の場合は問題ないだろうが、袖壁等になると壁端部引張で破壊するか、梁のせん断で破壊するか、プロポーションによって異なることが想定される
 - ②補強壁の割り付けも性能に影響する可能性がある。開口上部にたれ壁がある場合、定尺幅にこだわらず、役物扱いとし L 型壁の組合せで木開口を設けると力学性能が向上する可能性がある。

4. スケジュール他

- ・ RC フレーム、LVL 試験体は竹中技研で、8 月中旬から 9 月末までに実験を行う。
- ・ 建築研究所は、8 月から 11 月にかけて他の実験の予定が入っており、スケジュール調整が必要。→五十田が早急にスケジュール調整を行い日程を決定。

五十田

A③01

- ・ 竹中の技研で行うRCフレーム、LVLの実験を先行して行い、建築研究所で行うCLTの実験は少し遅れて実施。試験体製作は、製作会社の都合で2回に分けて行う方が良い。
- ・ 建築研究所で実施する試験体については、治具等との納まりがあるため、調整が必要。BLの担当者(服部)に参加頂き、検討。→建築研究所のスケジュールが確認でき次第、別途試験体製作のための打合せを行う。

A③02

※次回打合せ

- ・ 5月23日 14時～17時 竹中工務店東京本店 7E 会議室

打合議事録

日時	2014 年 5 月 23 日金曜日 14:00～17:00	
場所	(株)竹中工務店東京本店 7E 会議室	
参加者	林野庁:加藤 京都大学:五十田、森、北守、幅 竹中工務店:宇佐見、福原、栗原、小林 建築研究所:荒木 BL:服部、 DOT:平野(議事録作成) LVL 協会:李、成田 (オブザーバー)森林総研:青井	
配付資料	資料 00-01:議事次第 資料 00-02:関係者名簿 資料 01-01:前回議事録 資料 01-02:実験内容の整理 4/16 段階 資料 02-01:試験体案 RC フレーム・LVL 資料 02-02:試験体図 竹中分 資料 03-01:試験体案 CLT 資料 03-02:実験内容の整理 CLT 分 5/22 段階 資料 03-03:参考文献 資料 04-01:CLT 試験 確認事項 BL 担当分 資料 04-02:CLT 試験体 セットアップ方法等 BL 担当分	
1. 林野庁加藤係長挨拶		
2. 前回の議事録の確認 (資料 1-1、1-2)	議事録の修正指示→CLT の基準強度公表に関わる記述は確定でないため、削除。	
3. 1/3 模型試験関係の検討		
1) RC フレーム試験体(資料 2-1、2-2)	- 既往の試験との比較のため、同様の寸法の試験体とする。(柱断面としては5～10階の建物をイメージした寸法) - 柱配筋は、せん断破壊となるよう既往の試験のものから変更。 - 梁配筋は、開口部上部についてせん断耐力を確認し、あばら筋を増やすなどの対応とする。 - 無開口での計測位置は既往の試験と原則同じ。これに加え、開口パターンに合わせた計測の位置を検討。→RC 埋め込み部分については、5/30 までに決定。 - LVL・CLT を計測するために RC フレーム側に埋め込む必要があるものについても同様に 5/30 までに決定。	
		竹中担当
2) LVL 試験体(資料 2-1、2-2)	- 開口パターンは資料 2-1 に示す中央開口、両側ドア開口、両側設備開口の 3 種類とする。 - LVL 厚さ 38 mm 1 枚、幅 214 mmとする。(実際の施工時には、厚さ 38 mm×3 枚、幅 600 ミリ。) - LVL の計測位置を決定。RC 側に埋め込む必要のあるものは 5/30 までに決定。	
		竹中担当

3)CLT 試験体(資料 3-1、3-2) ※前回の決定事項から大きく変更。 - CLT の仕様は、Mx60 3 層 3 プライ(ラミナ厚 10 mm・計 30 mm)2 枚重ね、幅 214 mmとする。(実際の施工時には厚さ 90 mm×2 枚、幅 600 mm)レングスで製作。幅はぎ接着有り。 - ラミナのグレーディング情報を入手しヤング係数の分布は把握する。 - 試験体仕様は、T1:接着接合・無開口、T2':接着接合・無開口・CLT60 度方向性無し、T3:接着接合・両側ドア開口(LVLと同じ)、T4:鋼板摩擦接合・無開口・CLT60 度方向性無しとする。 - 鋼板摩擦接合については、CLT に鋼板プレートを接着し(工場接着を想定)、RCフレームに接着したカット T にハイテンションボルトで接合。ボルトの仕様・数、鋼板の寸法等を検討。 - CLT60 度仕様については、4. で示す CLT の圧縮試験の結果により最終決定する。 - CLT の計測位置を決定。RC 側に埋め込む必要のあるものは 5/30 までに決定。	京大担当 (→竹中へ)
4)CLT 試験の体制について(資料 4-1、4-2) - BL の業務範囲は、資料 4-1 に示してあるものに、建築研究所の装置に合わせた RC フレーム試験体図作成(新規治具製作含む)、試験体の廃棄を追加。 - 試験装置のコンクリートスタブと反力床のすべり防止方法について、BL より最も低コストな方法を提案し、治具や PC 鋼棒等を含め見積もりを作成。 - 加力スケジュールについては、既往の研究に合わせる。→ 詳細は竹中より BL に連絡。 - 加力は 100t・押し／押し・変位制御とする。 - 軸力は柱断面に対して 0.2 とする。	BL 担当 (→京大・DOTへ) (←竹中から)
5)従属する材料試験 - コンクリートピースの圧縮試験は、フレーム試験を実施する場所で実施。試験のタイミングは、フレーム試験の当日を原則とするが、前後1日のズレを許容する(記録を残す)。 - 接着強度の確認試験は、接着材メーカー(木質パネル施工者)が JIS に従って実施。(ロット・練り混ぜ環境毎、圧縮・引っ張り・せん断、各 5 体) - RCフレームの鉄筋の材料試験は、竹中工務店で実施。	
6)スケジュール - RC フレームに埋め込むものは各試験体の整合性を確認した上で 5/30 までに決定し、発注。 - 竹中技研での試験は、8 月中旬から 9 月末までで実施。 - 建築研究所での実験は、8 月中旬から 9 月末までで実施。試験体の搬入・CLT の施工は 7 月中旬から OK。必要スペース 3m×7m 確保 OK。 - LVL・CLT の施工はアシス(株)が実施し(各 3 日間を予定)、建築研究所での施工時の立ち会いは京大:幅、管理は竹中:福原もしくは栗原が行う。 - RC フレームの試験体の製作が 8 体同時には不可能なため、LVL・CLTの納期、CLTの要素実験の時期、アシス(株)が行う LVL・CLT 施工の日程等を検討し、詳細な工程表を作成。	竹中 竹中

4. 木質材料要素実験の検討	
1) LVL ・ 既往の試験で実施したせん断試験、接着強度確認試験の他、CLT 用として京大より提案された試験方法を含め、性能を確認するためにどの試験方法が適切か検討を行う。 ・ スギ LVL についても、同様の材料要素実験を実施。(スギ LVL の接着強度実験は必要無いのではとの指摘が五十田先生より有。)	竹中
2) CLT ・ 既往の研究に見られる CLT のせん断試験には、曲げの要素が含まれるものが多いことから、今回は逆対称 4 点曲げせん断実験(幅 800×高 200×厚 30mm) 6 体を実施する。 ・ 接着強度確認試験においては、考え得る 6 パターン(CLT 同士の繊維方向 3 種、CLT-コンクリートの繊維方向 4 種)について、逆対称 4 点曲げせん断実験各 6 体を実施する。 ・ CLT の圧縮試験を繊維方向別(90 度、60 度、45 度、30 度、0 度?)を 7 月中旬に実施。この結果により、1/3 模型試験の T2': 接着接合・無開口・CLT60 度方向性無し、T4: 鋼板摩擦接合・無開口・CLT60 度方向性無し を変更するかどうか最終判断。 ・ スケジュールは、7 月中旬の試験後すぐに 1/3 模型試験用の木取り決定・カット依頼→RCフレーム試験体到着後、CLT の施工→1 週間の接着養生→試験となる。 ・ CLT において幅はぎ接着の有無によって剛性、せん断強度への影響がどの程度あるのかについては、別途確認方法を検討。	京大
※次回打合せ ・ 日時: 7 月 22 日(火) 16:10~18:00 場所: 東京本店応接室(1 階) ※ 20 人まで	

打合議事録

日時	2014 年 7 月 22 日火曜日 16:10～18:30		
場所	(株)竹中工務店東京本店 1 階会議室		
参加者	林野庁:加藤 京都大学:五十田、森、北守、幅 竹中工務店:宇佐見、福原、栗原、小林 建築研究所:荒木 BL:服部、高橋 DOT:平野(議事録作成) LVL 協会:李、成田 (オブザーバー)森林総研:青井、山佐木材:村田		
配付資料			
資料 01-01:前回議事録			
資料 01-02:実験内容の整理			
資料 02:建築研究所試験装置図・試験スケジュール			
資料 03-01:CLT 試験計画内容と要素実験報告			
資料 03-02:CLT 要素実験 破壊性状写真			
資料 04:LVL 要素実験 計画案			
資料 05-01:フレーム製作工程			
資料 05-02:全体スケジュール			
資料 06:報告書 執筆要領			
1. 前回の議事録の確認 (資料 1-12)			
2. 1/3 模型試験関係の確認事項			
1)建築研究所での試験実施(CLT 分)にあたっての確認事項			
・ 試験体は前回提案のあった仕様で実施。ただし、T3開口タイプについては、LVL の試験体に合わせるため、CLT を 3 枚から 4 枚に変更。材料等変更可能か至急確認。	京大		
・ T4の鋼板接合タイプについて、接着部の数量を把握可能な納まり図、想定している施工手順、接着業者が担当する作業の切り分けについて資料を提出。施工が必要な場合は、大工等の手配を行う。	京大→竹中		
・ 建築研究所での試験実施に向けて、以下の 3 点について竹中より至急情報提供を行い、メンバーで共有する。	竹中 →京大・BL		
①軸力比(0.2)、②変位制御位置、③加力スケジュール(3 サイクル)			
・ 7/28～29 竹中技研において実施する LVL 接着施工に幅が立ち会い。			
・ 8/1 建築研究所へ試験体搬入 高橋、荒木 対応。			
・ 8/1 もしくはその前までに、加工済 CLT を建築研究所へ搬入。手配は北守担当。搬入日時など決定したら高橋・荒木に連絡。	京大 →BL、建研		
・ 8/11～12 に試験体装置組み立て。接着施工を行った後、1 週間は動かさないことが望ましい。ただし、1 体目についてはそれが難しいため、スタブ側を吊って移動する等の工夫で対応する。			
・ 8/4～7 CLT 接着施工 4 日 AM 高橋が立ち会い。4, 5 日 幅が立ち会い。			
・ 試験の作業者は、高橋+学生 3 名。→ 学生の名簿を事務局まで提出。	京大		
・ 試験実施日は、1 体目 8/22、2 体目 8/28、3 体目 9/3、4 体目 9/16 の予定。			

2) 竹中技研での試験実施(LVL 分)に当たっての確認事項 試験実施日は、1 体目(RC フレームのみ)9 月第一週、2 体目 9/8or9、3 体目 9/16、4 体目 9 月第 4 週の予定。工程を確認して、決定したら、メンバーに連絡。	竹中
3) 共通での確認事項 - コンクリートのテストピースの圧縮試験は 1/3 模型試験当日もしくは前日に行う。その際、ヤング係数も計測すること。 - ゲージ・変位計位置は現在の案から追加予定。京大より提案有り(資料 3-1 P.7)。 梁・柱際に一軸ゲージもしくは変位計を追加する。竹中で案を作成し、それを元に京大で変位計の数などを確認した上で、最終案を至急決定。	竹中→京大
3. 木質材料要素実験の検討	
1) LVL の要素試験について - カラマツ LVL 38 mm については以下を実施予定 ①カラマツ LVL のせん断強度の確認実験 (水平せん断試験(LVL の JAS)／面内せん断試験(合板の JAS)／押し抜きせん断試験) ②接着強度実験 ③曲げ試験 JAS ④圧縮試験 JAS - その他、長スパン性能検証 or 純せん断 or 実大純せん断 を計画する。 - スギ LVL についても、同様の材料要素実験を実施するかどうか検討。	竹中
2) CLT の要素試験について - CLT の圧縮試験(幅 120×高 180×厚 30mm): 繊維方向別(90 度、60 度、45 度、30 度、0 度) 各 6 体は終了。圧縮においては、斜め仕様は剛性がやや低下。 - 逆対称 4 点曲げせん断実験(幅 700×高 200×厚 30mm) 6 体は終了。せん断においては、斜め仕様は剛性が向上。 - 以上の要素試験の結果から、実際にはせん断変形が主体であると考え、CLT の繊維方向角度を付けた場合に性能が向上し、LVL と同程度の性能が確保できる可能性がある。 - 接着強度確認試験においては、考え得る 7 パターン(CLT 同士の繊維方向 3 種、CLT-コンクリートの繊維方向 4 種)について、逆対称 4 点曲げせん断実験各 6 体を今後実施する。 (前回議事録より)CLT において幅はぎ接着の有無によって剛性、せん断強度への影響がどの程度あるのかについては、別途確認方法を検討。	京大
※次回打合せ 日時: 10 月 14 日(火) 16:00~18:00 場所: 竹中工務店東京本店会議室	

打合議事録

日時	2014 年 10 月 14 日火曜日 16:10～18:00
場所	(株)竹中工務店東京本店 1 階会議室
参加者	林野庁:加藤 京都大学:五十田、森、北守、幅 竹中工務店:宇佐見、福原、栗原、小林 建築研究所:荒木 BL:服部、高橋 DOT:平野(議事録作成) LVL 協会:成田
配付資料 資料 01: 前回議事録 資料 02-01: 2014 年 LVL 耐震補強実験 追加試験計画 資料 02-02: CLT・LVL 耐震補強開発スケジュール 資料 03: 2014 年 LVL 耐震補強実験 実験結果(荷重変形関係) 資料 04-01: RC 造フレームの CLT による耐震補強試験の報告 資料 04-02: 補足資料 既往実験結果を踏まえた縮小試験体の耐力予測 1. 前回の議事録の確認 (事前に完了・省略: 資料 1) 2. 追加実験についての検討(資料 2-1、2-2) - 追加実験は、ロングスパンフレーム試験体、ロングスパンLVL無開口試験体、ロングスパンCLT無開口試験体 の3体とする。(資料内容からは変更) - これまでの試験体は学校をイメージしたプロポーションの試験体としていたが、追加実験では、H25 年の耐震改修促進法の改正で耐震診断結果の公表が義務化されたホテル等に適用できるプロポーションとしてロングスパン試験体を設定。 - 追加実験は、竹中工務店技術研究所で実施。加力は、1 月 6 日または 7 日にフレーム試験体、1 月 13 日 LVL 試験体、16 日 CLT 試験体の予定とする。 3. 実験結果報告 LVL (資料 3) - 設備開口試験体および無開口試験体では 4/1000 時にすべり現象と思われる状況が見られるが、実際に何が生じているのか詳細な分析が必要か。 - 現在の設計式は、無開口試験体の場合、かなり安全側となっており、どのように修正可能か今後検討が必要。ただし、今回の成果として設計式をどこまで示すかどうかは別途検討する。 120 mm 厚の RC 補強壁の設計式と比較すると、LVL 無開口の試験体の実験値は同等に近い値を示す。しかし、設計式同士で比較すると上に示した様に、かなり LVL の性能が低い結果となる。 - 報告書では性能についての説明を記述する際に、在来工法の RC 補強壁との比較についても示す様にする。(CLT も同様) 4. 実験結果報告 CLT (資料 4-1、4-2) - 試験結果は、剛性についてはパネルのせん断剛性に、終局耐力は CLT 面厚によって算出する耐力とおおむね一致するが、接着耐力が低下した後に、しばらく骨材のかみ合わせによる抵抗が存在する段階があると考えられる。	

- ・ 今後実施する要素試験は、上に示した骨材かみ合わせ効果を確認するための実験と、CLT－RC 側面の接着試験とする。試験体の RC 部分については、2. に示した追加実験の試験体のコンクリート打設時に同時に製作する。(試験体について京大より竹中に依頼)

5. 報告書作成についての方針と今後のスケジュール

- ・ 報告書の目次案は 10 月末までに五十田で作成し、メールで送付・意見を収集した上で確定する。
- ・ LVL の成果と CLT の成果は竹中と京大がそれぞれ担当し、独立した形でまとめる。
- ・ 各担当者の原稿は執筆要領を遵守して作成し、ドットへの提出日は 2 月 13 日金曜日厳守とする。
- ・ 本文部分は研究者向けに執筆が良いが、まとめや今後の課題については、官庁職員等が十分に理解できるよう作成する。
- ・ 各担当者の原稿部分は、最終段階でコアメンバーにてチェックする。まとめおよび今後の課題については、全体会議で確認する。

6. その他

- ・ 成果をどのように・どこに公表していくかは、別途検討する。現在予定しているのは、CLT についての 12 月の木質構造研究会 技術発表会での発表。実用化に向けて、建築防災協会などから公表することも検討。
- ・ 竹中工務店の寮(埼玉県和光市)で CLT の施工実証実験の見学会を実施予定。

※次回打合せ

- ・ 日時:12 月 4 日(木)15:30～18:00 場所:竹中工務店東京本店会議室(応接会議室 No.12)
- ・ 日時:1 月 19 日(月)10:00～13:00 場所:竹中工務店東京本店会議室

打合議事録

日時	2014 年 12 月 04 日木曜日 15:30～18:00
場所	(株)竹中工務店東京本店 1 階会議室
参加者	林野庁:加藤 京都大学:五十田、森、北守、幅 竹中工務店:宇佐見、福原、栗原、小林 建築研究所:荒木 DOT:平野(議事録作成)
配付資料 資料 NO.01: 前回議事録 資料 NO.02: 林野庁助成事業 木質耐震壁 追加実験計画 資料 NO.03-01: CLT 接着挿入方式による RC フレームの耐震補強 資料 NO.03-02: RC 造フレームの CLT による耐震補強試験の報告 資料 NO.04-01: 報告書 執筆要領 資料 NO.04-02: 報告書 内容確認 1. 前回の議事録の確認 2. 追加実験についての確認(資料 2) - 追加実験は予定通り、ロングスパンフレーム試験体、ロングスパンLVL無開口試験体、ロングスパンCLT無開口試験体 の3体とする。 - これまでの試験と異なる部分は、LVL の層構成を 12 mm厚を 3 層としたこと。(これまでは 36 mm 厚のものを仕様) - 計測計画については、資料2より以下の部分を変更。 【変位計について】 ③⑤のパネルに設置する上下は全て省略→対称の位置の⑧⑥を計測するため。 ①⑩のパネル上下に補強材とフレームの相対変位を追加→これまでの実験でも計測していたため。 パネル中央部の補強材同士の相対変位は②と③の間、④と⑤の間については省略→これまでの試験から判断。 パネル中央部の一般部に変位計を追加→確認のため 【ゲージについて】 変位計を省略しているところはゲージでの計測を行う。その他、対称の位置にゲージがあるものは省略しても良いのではないかと(例えば④⑧など)。 これらを方針として、実験時の作業量を見て、竹中でゲージ位置を決定。 - 追加実験は、1 月 7 日にフレーム試験体、13 日 LVL 試験体、16 日 CLT 試験体の加力予定。見学案内は竹中より別途送付。 - 京大で実施する CLT と RC 面の接着試験の試験体は、フレーム試験体のコンクリート打設に合わせて製作。配筋は、施工上の都合により鉄筋から溶接金網に変更。 - コンクリートが破壊した後の骨材かみ合わせ効果を確認するための実験は、今年度は試験方法などを検討を行う。	

3. 実験結果報告（資料 3-1、3-2 他）

- ・ ひずみ分布図は、計測点同士の数値を線形と仮定してつないだもの。
→計測地点間の状態は線形であるとは確認できていないため、実験結果を示す方法としては注意が必要。
→せん断ひずみについては良いかも知れないが、圧縮(最大主ひずみ)・引っ張り(最小主ひずみ)についてはベクトルなので、方向を現す十字の→で示す方が良いか。
→降伏のレベルがわかる表現であることが望ましい。
- ・ 方立てタイプ、無開口タイプでは、どちらも補強の効果は壁長さで確認できる、つまりせん断の効果のみでわかるという結果になっているか。
→方立てについてはそのようになっているが、全面壁ではせん断以外の効果がかかなりある(結果、性能が2倍以上となる)と思われるので、単純に壁長さだけで表現することは難しい。
→今後、設計法を確立するには、この部分の検討が必要。
- ・ 在来RCでの壁補強工法と比べると、どの程度の性能になると表現できるか。
→無開口なら、RCでの補強と大差はない厚さで補強が可能か。方立て方式では単純に比較すると倍の厚さが必要。
→RCでの補強では、柱型を造らない方立て形式での補強は推奨していないが、現実には多い。その際には一次診断での補強とすることが多いので、この時のRC補強壁の性能と比較すると同程度であるとも言える。
- ・ 変位計のデータ上ですべていっているところは特定できるか。
→全体変形に対する各部の変形を確認していくとある程度は特定できるか。
→どの程度の変位ですべったと判断するかは難しい。
- ・ CLTの斜行させたものの効果は、補強効果としてはどう考えれば良いか。歩留まりが減少した分の効果はあると考えて良いか。
→耐力は同程度だが、剛性は向上する。耐震補強の対象となる建物の特性(強度抵抗型か靱性型か)によって使い分けるといことはあり得るか。
- ・ CLTの接合方法が異なるものについては、補強効果としてはどう考えれば良いか。
→接着材面積が増えた分、最大耐力が向上する。
→予想されるCLTの材料強度から考えると、鋼板挿入型でほぼ性能を使い切っていると言える。(実質的には余力はあるが、設計上としてのこと。)
- ・ 幅はぎ有り無しCLTでは、せん断強度・剛性はどの程度異なるか。(本事業では幅はぎ有りで実験。)
→幅はぎ無しは有りの半分程度のせん断強度・剛性であると予想される。現在国交省で準備している値は幅はぎ無しのタイプのみ。幅はぎ有りの値を示すことは現段階では予定に無い。
→CLTは幅はぎ有りの製品もJASの範囲に入るので、本事業で想定している使い方のためには幅はぎ有りの製品について別途、基準強度等を取ることが現実的か。(37条認定ではなく。)
- ・ 本工法の応用として新築のS造にも活用可能と考えられるが、何が課題となるか。
→S造・RC造では、エポキシについては耐久性上の問題が指摘され、使用することが困難。

→ただし、木造では認められている。長期荷重に対しては問題であるが、短期荷重のみを対象とする部位については、1－3階の低層なら可能性はあるか。

4. 報告書作成についての方針と今後のスケジュール

- ・ 報告書の目次案について確認。各節のタイトルは、必要に応じて担当者が変更して進める。
- ・ 5章について、5.2 無補強フレームを追加・竹中が作成、5.3 以降は現在の目次の5.2をずれさせる。
- ・ 各担当者の原稿は執筆要領を遵守して作成し、ドットへの提出日は2月13日金曜日厳守とする。(林野庁への提出は2月27日)

※次回打合せ

- ・ 日時:1月19日(月)10:00～13:00 場所:竹中工務店東京本店会議室
- ・ 日時:2月24日(火)15:00～17:00 場所:竹中工務店東京本店会議室

打合議事録

日時	2015 年 1 月 19 日 月曜日 10:00～12:00
場所	(株)竹中工務店東京本店 1 階会議室
参加者	林野庁:加藤 京都大学:五十田、森、北守 竹中工務店:宇佐見、福原、栗原、小林 LVL 協会:李 DOT:平野(議事録作成)
配付資料 資料 NO.01: 前回議事録 資料 NO.02: 報告書目次・執筆要領 資料 NO.03: 論文 CLT を接着挿入した RC フレームの耐震補強効果に関する実験 資料 NO.04: CLT 要素実験の報告 資料 NO.05: 木質材料を用いた RC 造建築物耐震補強工法の開発 1. 前回の議事録の確認 2. 報告書の目次等の確認(資料 2、5) ・ 要素試験の結果を構造実験の補強効果の説明の部分で使用するため、第 5 章要素実験、第 6 章構造実験とする。 ・ 第 6 章構造実験では、荷重変形関係と破棄性状をまとめて同じ節で記述する。 ・ 8.4 結果概要説明書は資料5を参考に作成する。既存のコンクリート補強壁との比較では、耐震診断の方法で算定したものをを用いる必要があるか。 3. ロングスパン試験体の結果の速報 ・ 無補強フレームの実験結果は普通スパンと同様の結果となった。 ・ 普通スパンの試験体と比較して、LVL、CLT 補強ともに、接着が切れた後に最大耐力が出ている傾向が明確。最後に大きく耐力が落ちているのは、柱のせん断破壊によるもの。 ・ CLT では、接着面積が LVL と比較すると大きいので、剛性も最大耐力も大きくなる。 ・ 実験結果からは、LVL、CLT のパネルによる補強効果は必ずしも各パネルのせん断応力とイコールとはなっていない。 ・ 接着の効果、各パネルのせん断性能、柱による押さえ込み効果や積載荷重の効果などが複合的に作用し、スパンが異なるとこれらの影響も変化してくると思われるため、設計式を導き出すには、これらの検証が必要か。 ・ 層間変形角を算出する際の高さの取り方については再確認。 ・ 今までの木質構造では、せん断剛性はそれほど必要では無かったが、本仕様の設計式では LVL、CLT のせん断剛性が必要となる。これを正確に検証できる試験方法が必要。現在様々な方法で行われているが、試験方法によって結果が大きく異なる。 4. CLT 試験体についての分析・報告(資料3、4) ・ 今回実験によって得られた CLT のせん断弾性係数は壁試験結果の剛性と上手く一致する推定値を与えるものの、一般に知られる値よりも高すぎるようであったため、材料実験結果から	

弾性係数を導出する手法をもう一度精査する必要があるか。

(要素実験結果 $G=840\text{N/mm}^2$ (700×1.2)を用いた壁の推定を行ったが、 G を計算する際の係数 1.2 は必要ないのでは無いか(壁のせん断剛性計算には用いるが)。)

- ・ 資料3の冒頭に、CLT を利用するメリットとして集成材と比較して膨潤収縮が小さいことを挙げているが、この程度の差が施工性や性能にどの程度影響があるかは不明であること等から、この記述は避けることとする。

5. その他

- ・ 今年度は、本工法が耐震補強としての効果は十分にあり、また、施工性などにも従来の工法と比較し優位性があることが確認できた。
- ・ 今後一般的に展開していくには、設計式を検討していく必要があるが、そのためには接着の効果、各パネルのせん断性能、柱による押さえ込み効果や積載荷重の効果などについて、確認していく実験が必要となる。
- ・ 今後、これらをどう実証し進めていくかは別途検討する。

※次回打合せ

- ・ 日時:2月24日(火)15:00~17:00 場所:竹中工務店東京本店会議室
報告書の7章まとめ部分を中心に内容の確認を行う。

打合議事録

日時	2015 年 1 月 24 日火曜日 15:00～17:00
場所	(株)竹中工務店東京本店 1 階会議室
参加者	林野庁:加藤 京都大学:五十田、森、北守、幅 竹中工務店:宇佐見、福原、栗原、小林 LVL 協会:成田 DOT:平野(議事録作成)
配付資料 資料 NO.01: 前回議事録 資料 NO.02: 報告書抜粋(6 章中心) 1. 前回の議事録の確認(資料1) 2. 報告書の修正に関する検討(資料 2) 【共通】 ・ 用語を共通化する。(例:標準スパン／大スパン) ・ 実験データの処理の方法について共通化する。(例:包絡線の作成方法) LVL に揃える。 ・ まとめで記述している内容は、必ず前の項等で、その旨を説明しているグラフや表を示すこと。 ・ まとめを記述する際に、補強効果について、耐力と剛性については分けて記載する。 ・ まとめを記述する際に、具体的な工学的な数字を入れること。その上で、〇〇と比較して何倍といった表現を加える。 ・ その他詳細な指摘は省略。各担当で 2 月 27 日の〆切までに対応のこと。 【6.1 実験の概要】 ・ 試験体の実数・種類を示している図 6.1.1.3 については、加力前の写真を使用する。 ・ 6.1.1.2 試験体の詳細は、全ての試験体についてここを確認すれば同じ試験体を製作できるような試験体図を掲載する。 ・ 大スパン・標準スパンのフレームの仕様の違いなども文章でわかるように明記する。 ・ コンクリート強度は呼び強度のみで表示。また、LVL 試験体のコンクリート強度の表も入れる。 ・ 表・図の単位を再度確認し共通化する。 ・ LVL については、直交 2 層ありの材料であった旨を明記する。 ・ ゲージの方向なども正確に記載する。 ・ 加力装置については、建築研究所と竹中技研では異なるため、両方を記載。どの試験体をどちらで実施したかも明記する。 ・ 3. 今後のスケジュール ・ 林野庁への報告書の提出:2 月 27 日金曜日 本日議題に出た修正を行った原稿を 27 日 9 時までに事務局に送付→27 日中に事務局で整理、林野庁に提出(5 部)。 ・ 27 日に提出した報告書の PDF は、京都大学および竹中工務店の関係者に送付。	

8.2 本構法に関する Q&A

本事業で開発を行っている構法は、従来、鉄筋コンクリートや鉄骨で行われていた補強構法を、木質パネルに置き換えるものである。本構法の目的および利点については 1.2 で示しているが、ここでは、その背景や具体的内容および実現に向けての条件整備が必要な内容について Q&A 方式で解説を行う。

1 現状における鉄筋コンクリート造建物の耐震補強の方法は？

(答)

一般的な鉄筋コンクリート造建築物の耐震補強の方法として、以下が考えられる。

- ① 柱などに炭素繊維シートを巻き付けて壊れにくくする「炭素繊維シート補強構法」
- ② 別の場所に新たな鉄筋コンクリート等の壁を増やす「増設壁補強」
- ③ 既存壁の上から新たな鉄筋コンクリート等で厚みを持たせることにより耐震壁を増設する「増し打ち壁補強」
- ④ 開口部を鉄筋コンクリートや鉄骨のフレーム等で閉じて強度を高めて耐震壁とする「閉塞壁補強」

〈参考〉

これらの鉄筋コンクリート造の耐震補強工法は、主に以下の 2 タイプに分類される。

- (1) 柱のせん断補強（鋼管、繊維巻き立て）

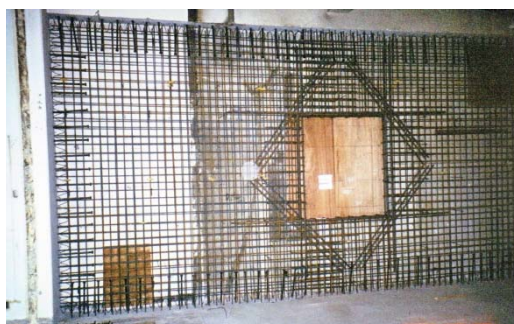


鋼板巻き補強



炭素繊維巻補強

- (2) 壁・ブレースの増設（鉄骨ブレース，RC 壁）



RC 壁増設



鉄骨ブレース増設

なお、公共建築においては、コストが安く、高い耐力を確保できることから、(2) の補強が採用される場合が多い。

2 鉄筋コンクリート造建物に設けられる耐震補強用の壁として、CLT 以外の木質材料で行われた事例はあるのか？

(答)

鉄筋コンクリート造建築物の耐震補強では、鉄筋コンクリート造および鉄骨造によるものが主流であり、木質材料を使った耐震補強の事例の報告はない。

しかしながら、厚物の LVL や CLT が開発されたことにより、内装木質化と併せた耐震補強が計画可能となり、今後は、地元産木材を利用した木質材料による耐力補強構法が可能になると考えている。

3 耐震壁として利用するためには、基準強度が必要になるのか？

(答)

CLT 等を耐震補強用の耐震壁として使用する場合については、材料の強度データをもとに構造設計者が強度を設定するため、建築基準法で言うところの“基準強度”は必要ない。ただし、大規模修繕等、確認申請が必要な建築行為に該当する場合には、建築基準法で定められた構造計算が求められる場合があることから、基準法の体系の中で定められた基準強度が必要となる。

なお、CLT については、現時点において、基礎的なデータおよび基準強度が示されていないことから、新築工事および耐震補強工事用の耐震壁としての利用が進んでいない。

〈参考〉

◆耐震補強に関して、

- ・ 法律的には不要である。
- ・ 補助金申請や耐震補強の認定が必要な場合は、補助金の要綱や認定委員会の判断に委ねられる。一般的には、補強技術に関しては第3者機関に（例えば建築防災協会）による技術評価を取得していることが望ましいとされる。

◆新築に関して

新築建築物や、大規模の修繕、大規模の改修に係わる確認申請が必要となる行為を行う場合、

- ① 基準強度が告示で定められている必要がある。
- ② 許容応力度が告示で定められている必要がある。

CLT については、現在①、②ともに告示で定められていないため、確認申請を必要とする建物には適用できない。

ただし、材料認定（大臣認定）を取得している場合には利用可能なケースがある。

4 本構法はいつ頃から CLT を耐震壁として利用可能になるのか？

(答)

本事業では、新たな CLT の活用方法として、耐震壁利用を想定した壁としての強度等に関する基礎データを収集することとしており、本事業の成果として、CLT の基準強度が公になった際には、時間をかけずに耐震補強用の耐震壁としての利用・普及が期待出来る。

なお、大規模修繕などの建築確認と呼ばれる行政手続きが必要になる場合については、基準強度が整備されたのち耐震補強のケースと同様に普及するものとする。

〈参考〉

本年度取得するデータにより、限定的であるが利用が可能になると考えている。具体的には、以下の要件が揃う必要がある。

- ・ 建築主の了承（理解）が得られている。
- ・ 確認申請が不要な規模である。
- ・ 補助金などが不要または認定（判定）委員会などと事前協議済みである。
- ・ 耐震壁としての性能を妥当に設計し、適切に施工できる設計者および施工者によって利用される。

5 耐震壁として利用する CLT の使用量は床面積に対してどれくらいか。また、将来的な CLT の需要予測は？

(答)

平成 25 年に改正された耐震改修促進法で新たに耐震診断の義務付け・結果の公表が求められるようになり、店舗、旅館等、従来あまり耐震補強が進んでいない民間の建築物においても、利用者の安全確保と信用面から耐震改修の実施に向けた圧力として作用すると予想される。

以下に示す単純計算によって、需要予測のベースとなる値を示す。これらのうち、実際に何パーセントが CLT 等の木質材料が使用されるかは、別途設定が必要である。

【CLT 使用量予測】

★基本情報

- ・ 小学校の教室 7m×9m、廊下幅 3m から単位を 90m² と設定。
- ・ CLT 使用幅は、開口部を考慮して、小学校は 5m、その他は 7m と設定。そのため、1m² 当たりの CLT 使用量を以下のとおり設定。

学 校：0.0245 m³ （開口部が多く CLT 使用量が少ない）

学校の階高は 3m なので梁下を 2.4m と設定し、(5m×0.18m×2.4m) /90

その他：0.02938 m³ （開口部が少なく学校よりは多く使用が可能）

古い建物ほど、階高が低い傾向になるので梁下を 2.1m と設定し

(7m×0.18m×2.1m) /90

※1 棟当たりの使用量は、建物毎に大幅に異なることから算出していない。

○法人等の事務所・店舗

延べ床面積（昭和 56 年以前）135,370,000 m²

（国土交通省・建築ストック統計 H26 年 1 月 1 日）

CLT での耐震改修を実施した場合 925,730 m³ (135,370,000×0.029)

○非木造の共同住宅

延べ床面積（昭和 56 年以前）236,490,000 m²

（国土交通省・建築ストック統計 H26 年 1 月 1 日）

CLT での耐震改修を実施した場合 6,858,210 m³ (236,490,000×0.29)

○公立学校

耐震補強が必要な棟数 8956 棟

要耐震改修の校舎の面積 14,379,680 m²

（文部科学省・公立学校施設実態調査報告／公立学校施設の耐震改修状況調査）

CLT での耐震改修を実施した場合 45,112 m³ (14,379,680×0.024)

6 耐震壁として使用する CLT の樹種やサイズ等に特性はあるのか？

（答）

CLT の耐震壁としての使用方法は、現在日本で製造可能な幅 3000mm×高さ 27000mm から適切なサイズを切り出し、3 層 3 プライ 90mm 厚を 2 枚重ねることで 180mm 厚として施工することを想定している。

なお、本年度の実験で使用する CLT はレングス製の Mx60 のスギとし、10mm ラミナを 3 層積層させた CLT から試験体サイズ（215mm×830mm）に切り出して実験する。接着剤は、水性高分子イソシアネートを使用し、仮止め程度の幅はぎ接着を行っている。

7 CLT の耐震補強壁は、一般的な壁（耐力壁）と同じで、被覆等が必要となるのか？

（答）

建物の壁として使用されることから、耐力壁として間仕切壁に求められる耐火性能確保（令 107 条）の観点からと、火災避難時の延焼防止を目的に内装制限（令 128 条の 4）の観点から被覆の要否が求められる。

学校施設は内装制限の対象外なので被覆等は特に求められないが、それ以外の人が集まる施設や大規模な施設は内装制限の対象となる。ただし、スプリンクラーの設置や天井仕上げ材料の準不燃材料の採用、避難安全検証法の適用等により被覆を設けなくてもよい方法が建築基準法施行令や告示等に示されている。

また、耐震改修促進法上の「計画の認定（別途資料添付）」を受ける場合には、柱、はり、壁が不燃材または準不燃材で造られる、または覆われていることが求められる。

以上のことから、条件によっては現状の CLT を現しで用いることが可能である。ただし、適用範囲を増やすためには、現しで使用するための最外層に準不燃材が用いられている等の工夫された CLT や、コスト競争力のある被覆型構法用の CLT の開発も求められる。

8.3 発表梗概等

8.3.1 木質構造研究会技術発表会

下記の第 18 回木質構造研究会技術発表会にて、本事業の成果を発表したので、梗概を掲載する。

日時：平成 26 年 12 月 10 日（水） ～ 平成 26 年 12 月 11 日（木）

場所：東京大学 農学部

CLT 接着挿入方式による RC フレームの耐震補強

○京都大学大学院農学研究科 幅 亮太, 信州大学工学部 関口智章
 京都大学生存圏研究所 北守顕久, 森 拓郎, 五十田 博

1. はじめに

1981 年以前に建築された RC 造建築物の中には耐震補強の必要なものがあり、RC 造耐震壁や鉄骨ブレースの挿入等による耐震改修技術が導入されている。本研究では、RC フレーム内に小割した CLT(Cross Laminated Timber)パネルを挿入し、パネル相互および周囲のフレームと現場接着接合により緊結し、耐震壁とする技術について検討を行う。本工法では木材のハンドリングの良さによる施工の簡便化や工期の短縮、自重の小ささによる地震力の低減といった利点が考えられ、また、国産スギ CLT の有効利用による林業の活性化に繋がることも大いに期待される。本報では 1/3 縮小モデルによる RC フレーム+CLT 耐震壁試験体を用いて水平せん断載荷試験を実施し、その結果について報告する。

2. 試験体の概要

本研究では厚 30mm3 層 3 プライ異等級スギ CLT パネル 214x830mm を 2 枚重ねに用い、内法寸法 840x1540mm の RC フレーム内に並べて挿入すること

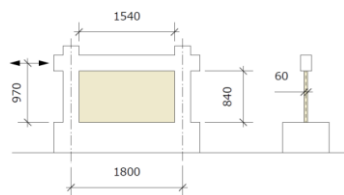


図1 試験体図

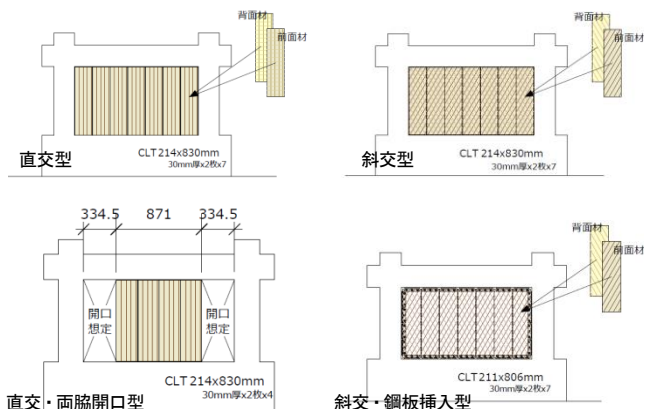


図2 各試験体図

で耐震パネルとした。全ての試験体のパネル間およびパネルーフレーム間は接着厚 5mm をとり、あと施工でエポキシ系接着剤によって結合した(図 1)。RC フレーム内の CLT パネル配置について、下記の 4 種類の補強方法を検討した(図 2)。1 つめは CLT 表層の繊維方向を柱と平行になるように配した試験体(直交型)、2 つめは CLT 表層の繊維方向を 30° 傾けた試験体(斜交型)。3 つめはフレーム内の両脇が開口となるよう CLT を配した試験体(直交・両脇開口型)、4 つめは 30° 斜交 CLT と鋼板を接着接合し、その鋼板と RC との定着用の接着面積を増やした T 形の接合金物とを摩擦接合した試験体(斜交・鋼板挿入型)である。なお、斜交型の CLT パネルの繊維配向は、2 枚重ねの前後で逆方向とすることで方向性の影響を減少させた。また、コントロールとして RC フレームのみの条件を加えた計 5 条件についてそれぞれ 1 体ずつ正負交番繰り返し水平せん断載荷試験に供した。

3. 試験の概要と試験結果

図 6 に荷重－変形角の包絡線を比較して示す。無補強



図3 施工の様子



図4 ひび割れ図

の RC フレームと比較すると、いずれの CLT による耐震補強も剛性、耐力ともに向上していることがわかる。とりわけ斜交型、斜交・鋼板挿入型は、直交型と比較しても高剛性であった。

試験体の破壊性状は、全面壁(直交型、斜交型、斜交・鋼板挿入型)の場合、 $2/1000\text{rad}$ 近傍から周囲の接着剥離が進展し破壊した後、最終的に CLT パネルの圧壊により RC フレームが大変形をおこした。直交・両脇開口型の場合、同じく $2/1000\text{rad}$ 近傍から上端下端部分の接着剥離が進展し破壊した後、パネル上部がひずみ、最終的には右側柱が圧壊した(図 5)。

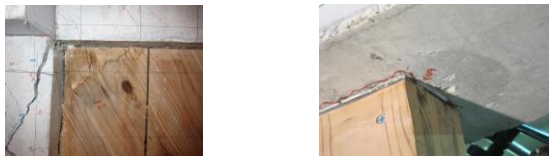


図 5 試験体の接着剥離とパネルの圧壊(左: 斜交型、右: 直交・両脇開口型)

図 4 に斜交型と直交・両脇開口型のひび割れ図を比較する。両脇開口型には梁に外向きの曲げ破断線がみとれ、CLT パネルの突き上げ挙動を確認された。

ここで、各試験体の耐力から同一変位時のフレームの耐力を差し引いて、各試験体のパネルの負担せん断力と変形の間係を導いた(図 7)。目視により弾性範囲内と判断できるパネル自体が 150kN のせん断力負担時のパネルの鉛直・水平回転(図 8、9)、パネル中央部分のせん断ひずみ分布を求めた(図 10)。図 8、9 から、弾性範囲内でのパネルの回転成分はほとんど生じないことがみてとれ、また図 10 より、同一荷重時のせん断ひずみが斜交型において直交型より小さい、すなわち斜交配置においてパネルのせん断剛性が高いことがわかり、このことがフレーム耐震補強効果の差異の要因であると推察される。

4. 今後の検討予定

現在、速報的に実験結果を取りまとめた段階である。今後、パネルーフレーム間の接着剥離前後における、パネル内最大せん断ひずみ分布の変化を分析し、接着剥離後のパネルーフレーム間に生じた摩擦や骨材の噛み合わせ等の抵抗機構の挙動を明らかにする予定である。挙動分析により設計法の立案し、CLT による RC フレームの耐震補強を実大の建築物に応用できるよう環境を整える。

5. 謝辞

本研究は、平成 26 年度林野庁委託事業 CLT 等新製品・新技術利用促進(接合部データ等の収集・分析)事業)木質材料を用いた RC 造建築物耐震補強工法開発(代表: ドットコーポレーション 平野陽子)にて実施しました。また、竹中工務店: 福原武史氏、栗原嵩明氏 ベターリビング: 服部和徳氏、高橋豪氏にご指導・ご協力を賜りました。ここに感謝の意を表します。

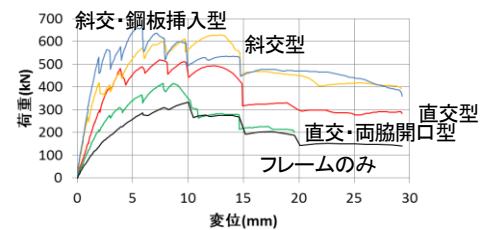


図 6 各試験体の水平荷重－変位関係の包絡線

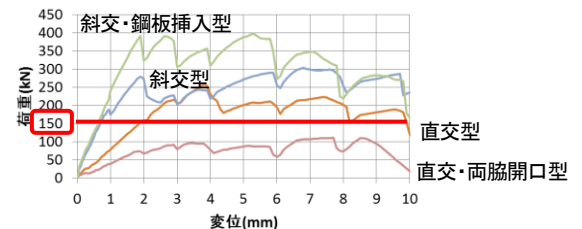
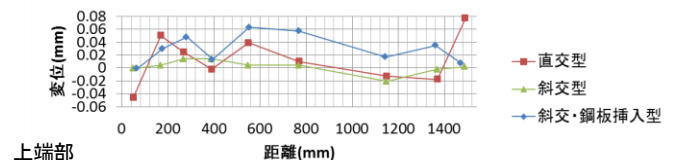
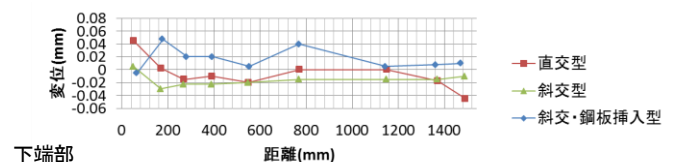


図 7 フレームの耐力の除いた、各試験体(パネルのみ)の荷重－変位関係グラフ



上端部



下端部

図 8 パネル荷重負担 150kN 時のパネル上下端部分の鉛直変位

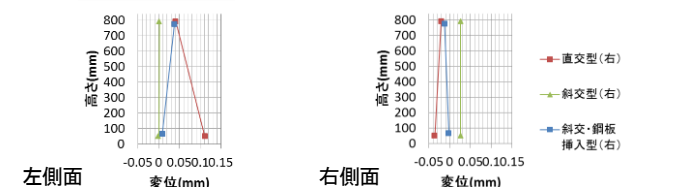


図 9 パネル荷重負担 50kN 時のパネル側面部分(左右)の水平変位

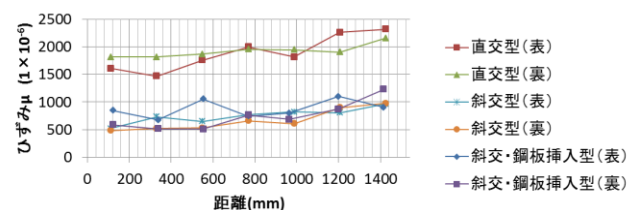


図 10 パネル荷重負担 150kN 時のパネル中央部分の最大せん断ひずみ分布