

木造住宅・建築物の整備推進に関する
調査・普及・技術基盤強化
成果報告書

住宅及び中規模建築に用いる、単板積層材を用いた厚板構造と
高強度水平構面（床・屋根パネル）の開発とラーメン構造開発

全国LVL協会

目 次

1. LVL で構成されたストレススキンパネルの曲げ性能	1
2. LVL を用いた新しい厚板壁構造の開発	18
3. LVL 厚板 2 層鉛直構面水平せん断加力試験	55
4. LVL ラーメン分科会報告書	109
5. LVL による厚板壁と SSP を用いたラーメン構造	120
6. LVL の物理的特性	139
7. 二次接着された単板積層材の曲げ性能	147
8. 合板やLVLを用いた仮設建築構法の開発	209

1. LVL で構成されたストレススキンパネルの曲げ性能

はじめに

今回、LVL の利用機会を拡大するために LVL をウェブ材・フランジ材として組み合わせ、断面効率に優れたストレススキンパネル (Stressed skin panel) を作り上げることが提唱された。これは幅広かつ長尺の材を製造可能な LVL を活かし、小さな梁せいで大スパンの水平構面を支持することが可能な構造であり、北欧を中心として海外では広く取り入れられている。この LVL のみで構成されたストレススキンパネル (LVL-SSP) の曲げ性能および破壊性状を明らかにすることを目的とし、本試験を行うこととした。

要素試験 LVL 曲げ試験

1.1. はじめに 本試験は東京大学農学部弥生キャンパス 5 号館の木工室によって行われ、試験体には実物大 LVL-SSP 四点曲げ試験において実際に用いられた材料を標本として選出し、使用した。

1.2. 試験体 今回開発された LVL のうち LVL-SSP 試験体に用いたものは、すべて国産材のスギ、もしくはカラマツ単板を使用している。後述の「本試験 LVL-SSP の四点曲げ試験」において示すが、それらのうち積層方向に 40mm 厚の材がフランジ、50mm 厚の材がウェブとして用いられた。フランジ用 40mm 厚 LVL は、寸法安定化の目的から最外層より一枚内側の単板を直交させた構成とした。これら 4 種類の試験体を各 8 体ずつ、標本として実大材 LVL-SSP 四点曲げ試験後の試験体複数から切り出し、計 32 体の試験体を用意した。以下に用意した曲げ試験体の形状および命名法を示す。なお、フランジ用 40mm 厚試験体は単板面から加力する平使い、ウェブ用 50mm 厚試験体は積層面から加力する縦使いの曲げを想定したものとした。

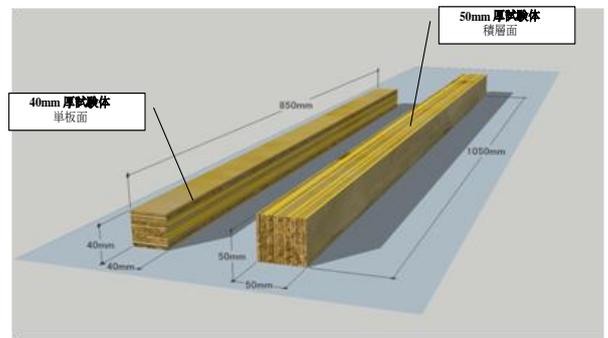


Fig.1.1. LVL 曲げ試験体 形状

試験体シリーズは Tab1.1 のようになる。フランジ用 LVL における単板積層数は直交単板 2 枚を含んだ数を示した。また、フランジ用 LVL とウェブ用 LVL は曲げ方向が異なるため、それぞれ Fig1.2 のように幅および厚さを定め、スパン中央と両端の三点に対してそれぞれ測定を行い、その平均値を示した。

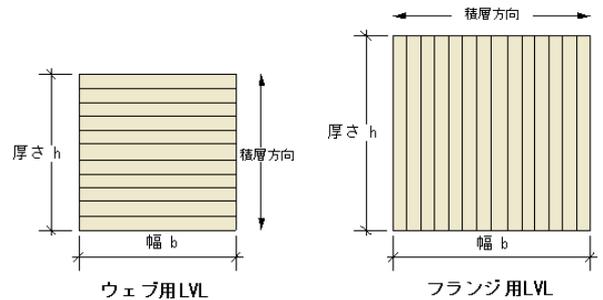


Fig1.2. LVL 曲げ試験体における寸法名称

Tab. 1.1. 試験体シリーズ

試験体名称	樹種	断面厚さ(mm)	単板積層数	試験体番号	幅(mm)	厚さ(mm)	軸方向長さ(mm)
L40-1	カラマツ	40	11	1	40.21	40.44	850.0
L40-2				2	40.24	40.00	
L40-3				3	40.27	39.85	
L40-4				4	40.28	39.85	
L40-5				5	40.24	39.59	
L40-6				6	40.38	39.49	
L40-7				7	40.11	39.48	
L40-8				8	40.27	39.31	
L50-1	スギ	50	15	1	50.78	50.08	1050.0
L50-2				2	51.21	50.17	
L50-3				3	50.69	50.28	
L50-4				4	50.83	50.20	
L50-5				5	50.93	50.47	
L50-6				6	50.85	50.09	
L50-7				7	50.70	49.93	
L50-8				8	50.66	50.10	
C40-1	カラマツ	40	11	1	40.37	40.81	850.0
C40-2				2	40.26	40.73	
C40-3				3	40.21	41.08	
C40-4				4	40.27	40.96	
C40-5				5	40.38	40.99	
C40-6				6	40.42	40.95	
C40-7				7	40.39	40.23	
C40-8				8	40.30	40.31	
C50-1	スギ	50	15	1	50.54	49.97	1050.0
C50-2				2	50.62	50.18	
C50-3				3	50.33	49.76	
C50-4				4	50.53	49.99	
C50-5				5	49.81	49.76	
C50-6				6	49.65	49.77	
C50-7				7	50.29	50.02	
C50-8				8	50.45	50.02	

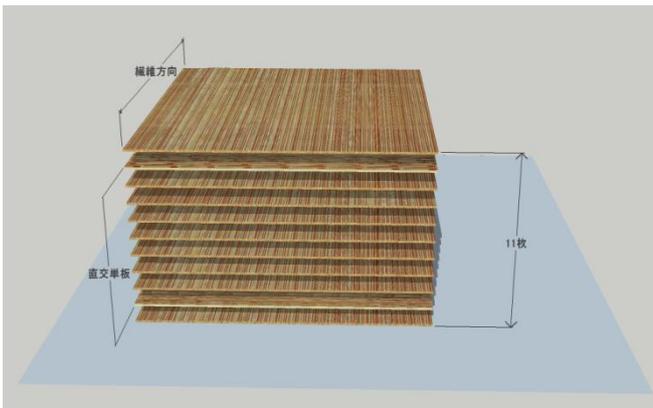


Fig. 1.3a. フランジ用 LVL の単板構成

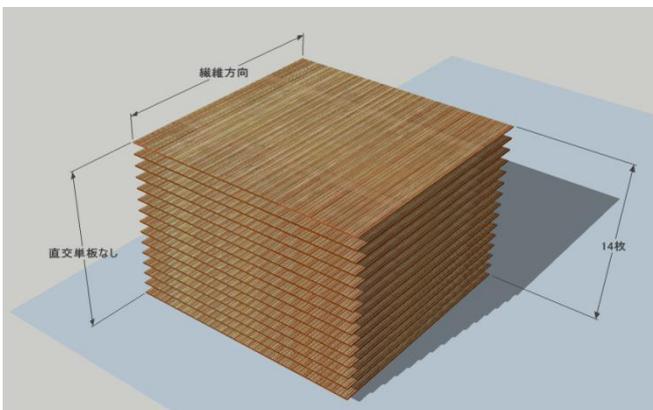


Fig. 1.3b. ウェブ用 LVL の単板構成

1.3. 試験方法 試験は四等分点加力による四点曲げ試験とした。実大 LVL-SSP の曲げ試験時と同様の曲げ挙動を調べる必要があるため、フランジ用の 40mm 厚のものは平使い、ウェブ用の 50mm 厚のものは縦使いで曲げ試験を行った。曲げスパンはフランジ用のものを 800mm、ウェブ用のものを 1000mm とし、変位計 CDP-50 (東京測器株) によってスパン中央のたわみを測定した。また加力スケジュールに関しては、荷重がおおよそ三分程度で最大荷重に達するよう、油圧ジャッキを操作した。Fig. 1.4 に四点曲げ試験図を示す。

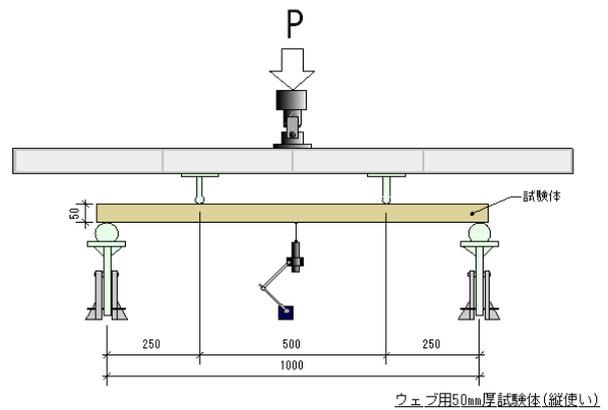
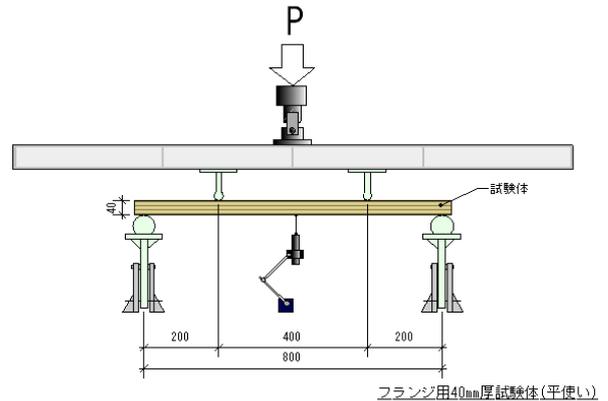


Fig. 1.4. LVL 四点曲げ試験図

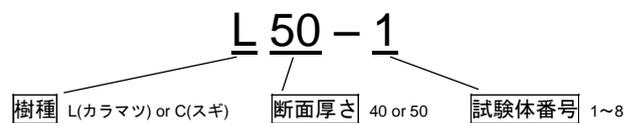
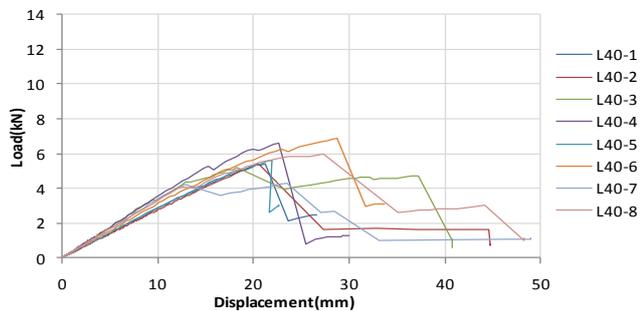
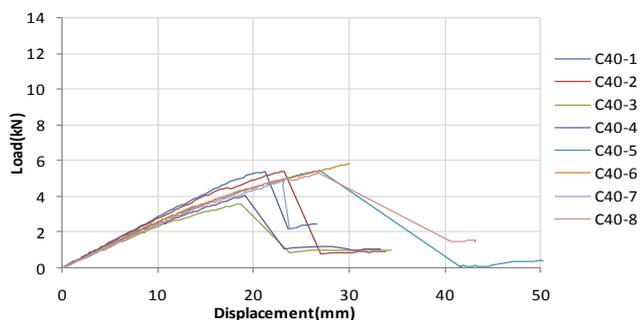


Fig. 1.5. LVL 四点曲げ試験 試験体命名法

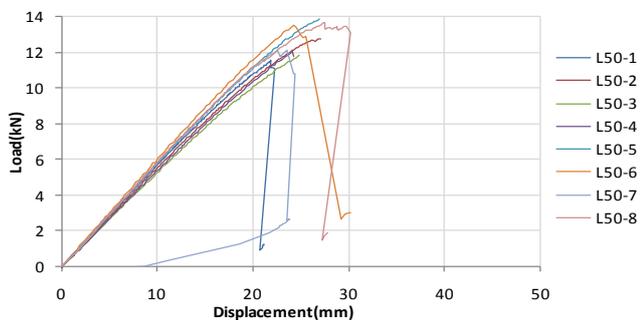
1.4. 結果 Fig. 1.6 に各試験体の荷重変位曲線、Tab1.2 に各物性値を示す。



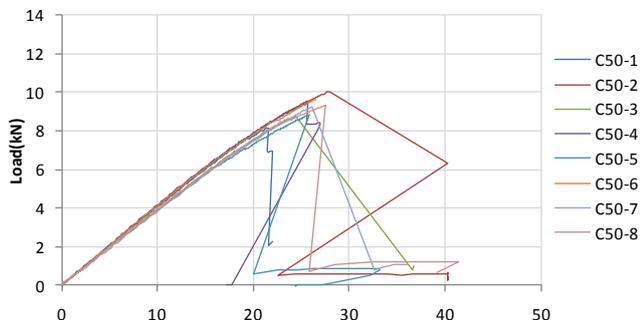
L40



C40



L50



C50

Fig. 1.6. LVL 四点曲げ試験 荷重変位曲線

Tab. 1.2. LVL 四点曲げ試験 各物性値

L40				
試験体名称	ヤング係数(kN/mm ²)	曲げ強度(N/mm ²)	最大荷重(kN)	初期剛性(kN/mm)
L40-1	11.05	54.25	5.946	0.334
L40-2	10.98	68.21	7.318	0.321
L40-3	9.33	50.57	5.391	0.270
L40-4	12.24	48.72	5.195	0.355
L40-5	12.52	62.77	6.599	0.355
L40-6	10.16	53.55	5.619	0.287
L40-7	11.26	65.83	6.861	0.316
L40-8	12.07	41.26	4.280	0.336
平均値	11.20	55.65	5.901	0.322
標準偏差	0.96	8.16	0.875	0.027

L50				
試験体名称	ヤング係数(kN/mm ²)	曲げ強度(N/mm ²)	最大荷重(kN)	初期剛性(kN/mm)
L50-1	15.41	67.91	11.533	0.572
L50-2	14.69	74.31	12.774	0.553
L50-3	14.05	69.20	11.827	0.527
L50-4	14.47	70.59	12.055	0.541
L50-5	15.37	80.29	13.885	0.585
L50-6	16.25	79.51	13.525	0.604
L50-7	16.06	71.93	12.121	0.590
L50-8	15.84	80.37	13.623	0.587
平均値	15.27	74.26	12.668	0.570
標準偏差	0.70	4.55	0.804	0.024

C40				
試験体名称	ヤング係数(kN/mm ²)	曲げ強度(N/mm ²)	最大荷重(kN)	初期剛性(kN/mm)
C40-1	9.22	48.39	5.423	0.288
C40-2	9.01	48.43	5.391	0.278
C40-3	7.35	31.78	3.594	0.233
C40-4	8.14	35.98	4.051	0.256
C40-5	8.39	48.24	5.456	0.265
C40-6	8.24	51.48	5.815	0.260
C40-7	8.12	44.68	4.868	0.243
C40-8	8.09	48.50	5.293	0.243
平均値	8.32	44.69	4.986	0.258
標準偏差	0.51	6.18	0.682	0.017

C50				
試験体名称	ヤング係数(kN/mm ²)	曲げ強度(N/mm ²)	最大荷重(kN)	初期剛性(kN/mm)
C50-1	11.22	48.54	8.168	0.412
C50-2	11.07	59.02	10.030	0.412
C50-3	11.10	52.89	8.788	0.400
C50-4	11.47	57.24	9.638	0.421
C50-5	10.92	53.65	8.821	0.390
C50-6	11.70	58.77	9.638	0.417
C50-7	10.83	55.12	9.246	0.397
C50-8	10.63	55.32	9.311	0.391
平均値	11.12	55.07	9.205	0.405
標準偏差	0.31	3.05	0.523	0.011

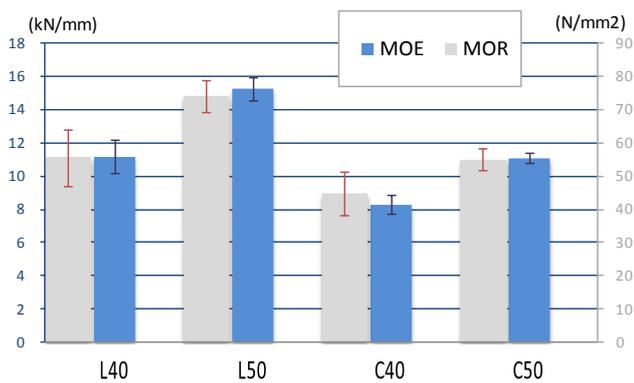


Fig. 1.7. 各物性値の比較

スパンが十分に取られているためにせん断の影響は低いものとして、また、初期剛性 K が弾性域にあるという仮定から式 (1) を求め、MOE の導出に適用した。

$$E = \frac{11KL^3}{2^8 \cdot 3I} \quad (1)$$

また、破壊性状に関しては平使いの L40、C40 シリーズの曲げ破壊に比べ、縦使いの L50、C40 シリーズの試験体の曲げ破壊は脆性的であり、破壊時の形状からもその様子が伺うことができる。



Fig. 1.8. LVL 曲げ試験体 平使い時の曲げ破壊形状



Fig. 1.9. LVL 曲げ試験体 縦使い時の曲げ破壊形状

1.5. まとめ

- ・全体の傾向として、MOE は標準偏差の値が小さくなったが、MOR に関しては若干のばらつきが見られた。

- ・スギ LVL よりカラマツ LVL の方が MOR および MOE において高い値を示した。

- ・フランジ用 LVL はウェブ用 LVL に比べて低い曲げ性能値を示した。単板数および直交単板による低減の他に、ウェブ用 LVL が縦使いであることからくる接着層の曲げ抵抗の寄与などが考えられる。

要素試験 接合部の一面せん断試験

2.1. はじめに 本試験は東日本パワーファスニング㈱および LVL 協会の協力の下、東日本パワーファスニング㈱への委託という形で行われた。LVL-SSP のウェブ-フランジ間の接合部を接合具とみなした場合におけるせん断耐力は、LVL-SSP の曲げ性能に大きく関わりと予想される。しかし木質材料など、めり込みを引き起こす材を用いた場合の接合部のせん断性能に関しては明らかにされていない部分が多く、今回新開発された LVL に関しては無論、モデル式などは存在しない。よって、本試験を行う目的は LVL-SSP の木ねじによる接合部が接合具としてどのようなせん断性能を示すかを明らかにし、本研究の解析に適用すること、そして、異樹種 LVL や CN 釘の性能も評価することで新開発 LVL の利用拡大の基礎を築くことである。本試験の試験結果に関しては東日本パワーファスニング㈱の報告書において詳細に示されているため、本項では試験設定のみを示すことにする。

2.2. 試験体 本試験における接合具は、外壁材などに用いられる木ねじのパネリッド P6×90、および 2×4 工法に用いられる CN 釘の CN-90 の二種類を用意した。パネリッド P6×90II はねじ長さ L が 90mm、ねじ山径φが 6mm の木ねじである。また、CN-90 は釘長さ L が 90mm、胴部径φが 3.8mm の CN 釘である。LVL-SSP の仕様に基づいて主材をウェブ用 LVL、側材をフランジ用 LVL とした。試験体概要などを以下に示す。

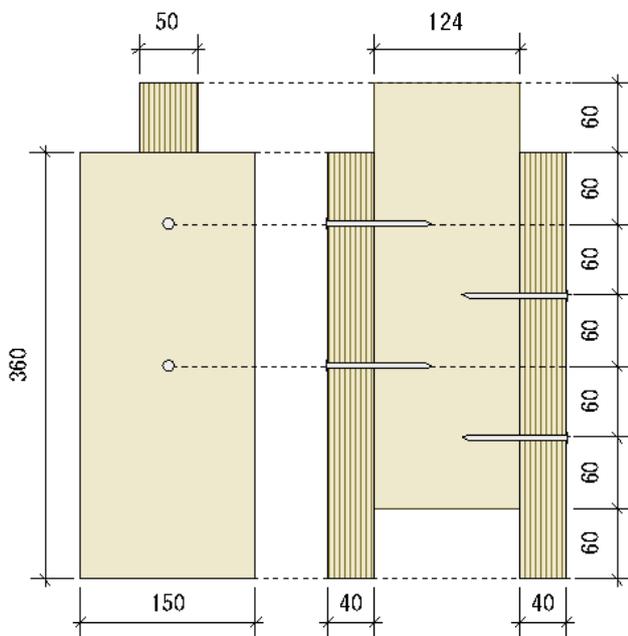


Fig. 2.1. 一面せん断試験体

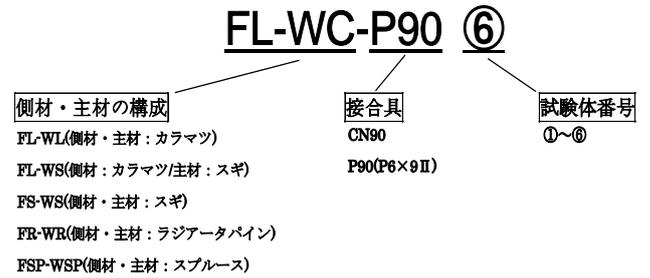


Fig. 2.2. 一面せん断試験体 試験体命名法

Tab. 2.1. 一面せん断試験シリーズ

試験体名称	側材	主材	接合具	側材厚さ(mm)	主材厚さ(mm)	試験体数
FL-WL-CN90			CN90			
FL-WL-P90	カラマツ		P6×90II			
FL-WS-CN90	カラマツ	スギ	CN90			
FL-WS-P90			P6×90II	38	50	
FS-WS-CN90		スギ	CN90			6体
FS-WS-P90			P6×90II			
FR-WR-CN90			CN90			
FR-WR-P90	ラジアータバイン		P6×90II			
FSP-WSP-CN90			CN90			
FSP-WSP-P90	スプルース		P6×90II	39	56	

2.3. 試験方法 Fig. 2.3 に試験仕様を示す。試験方法は万能試験機による単調加力とし、荷重速度は圧縮変位 (Ch1, Ch2 の平均値) が 2mm/min となるよう設定した。同パラメータの試験体をそれぞれ 6 体ずつ用意し、計 60 体の試験体に対して一面せん断試験を行った。

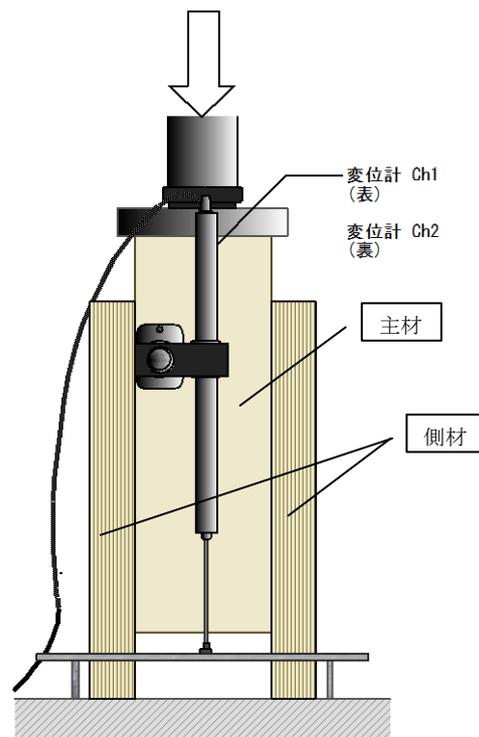


Fig. 2.3. 一面せん断試験 概要

本試験 LVL-SSP の四点曲げ試験

3.1. はじめに 本試験は LVL 協会および広島県立総合技術研究所の林業技術センターの協力の下、広島県三次市にある同機関の木材実験棟において行われた。本試験の目的は実大材 LVL-SSP 破壊形態および曲げ応力の分布を調べ、各要素試験の結果を基に LVL-SSP の曲げ性能を明らかにすることである。



Fig. 3.1a. 試験場



Fig. 3.1b. 試験体搬入



Fig.3.1c.試験体

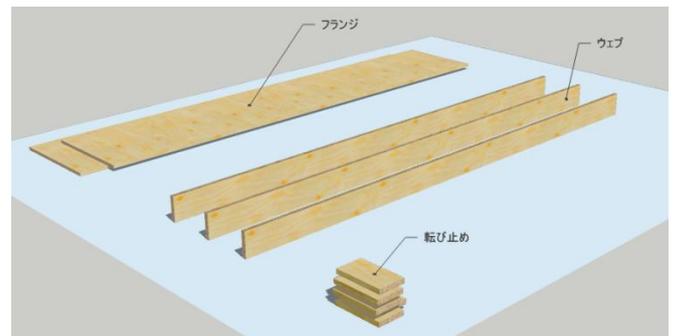


Fig. 3. 2a. LVL-SSP 材料

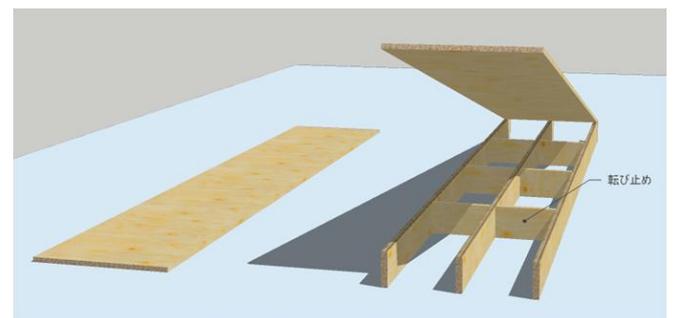


Fig.3.2b. LVL-SSP 材料 組立図

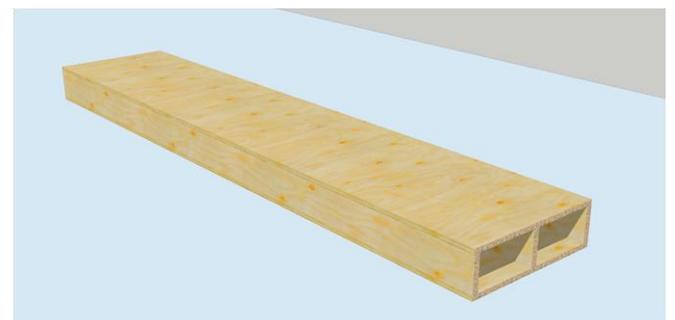


Fig.3.2c.LVL-SSP 完成図

3.2. 試験体 試験体は断面形状の違いで上フランジ型と上下フランジ型に分かれる。上フランジ形は施工の利便性から屋根などへの利用を前提とした設計とした。上下フランジ型は建築基準施工令 令 85 条(積載荷重)参照の下、教室利用階の荷重 (2100N/m²) を負担する梁として上階からの荷重に耐え得るような設計とした。これにより試験体に応じてウェブとフランジを接合するビスの間隔が異なる (Tab3.1) ため、確認を容易にするために試験体名称の最後にビス間隔を付加する事とした。試験体はいずれも幅が 1200mm であり、梁せいは上フランジ型のものが 362mm、上下フランジ型のものが 364mm となっている。軸方向のスパンに関しては 6000mm スパンのものと 9000mm スパンのものが存在する。試験体の主なパラメータ、形状および命名法を以下に示す。

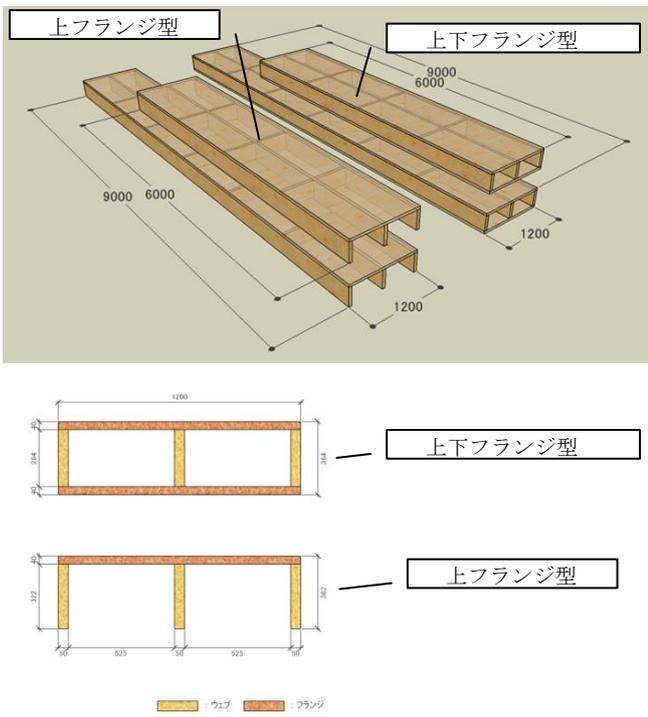


Fig.3.3. LVL-SSP 形状 および断面



Fig.3.4.LVL-SSP 試験体 命名法

Tab.3.1 試験体シリーズ

名称	LVL材種	接着剤	フランジ数	スパン	試験体数	ビス間隔		
L1-6000	スギ	×	1	6000	各3体	200		
L1-9000				9000				
L2-6000			2	6000				
L2-9000				9000				
LB1-6000			カラマツ	○			1	6000
LB1-9000								9000
LB2-6000	2	6000						
LB2-9000		9000						
C1-6000	カラマツ	×	1	6000	各3体	200		
C1-9000				9000				
C2-6000			2	6000				
C2-9000				9000				
CB1-6000			カラマツ	○			1	6000
CB1-9000								9000
CB2-6000	2	6000						
CB2-9000		9000						

C=Cedar

(全 48 体)

L=Larch

B=Bond

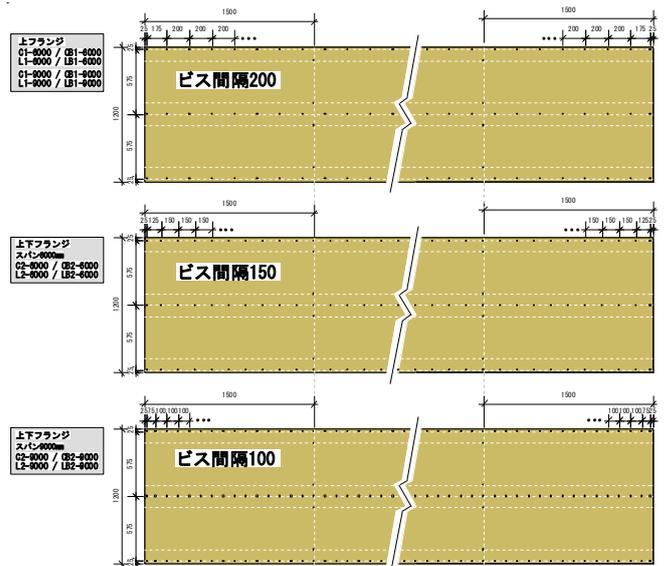


Fig.3.5. ビス間隔配置図

3.3 試験方法 試験は三等分点単調加力による四点曲げによるものとした。荷重速度は $P_{max}/10min$ とし、支点・加力点には幅拡張用治具の H 鋼を取り付けた。これらの治具は何れも同じ仕様で 1300mm のスパンを持ち、加力点には試験体へのめり込みを緩和するために端部に丸みを持たせたナラ材が取り付けられた。支点・加力点は共にピン支点かつナイフエッジであり、前後左右にある程度自由回転が出来るような仕様のもを用いた。曲げスパンは 9000mm 試験体が 8700mm、6000mm 試験体が 5700mm となるよう値を設定した。



Fig.3.6.試験機写真

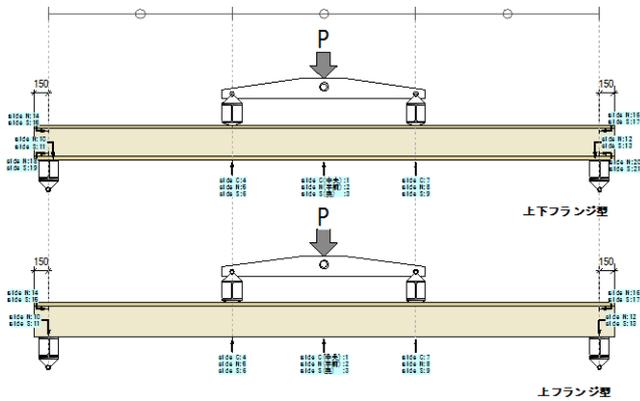


Fig.3.7. LVL-SSP 四点曲げ試験図



Fig.3.8a.加力点 (左) および支点 (右) 写真



Fig.3.8b.支点・加力点拡張用治具 (左) めり込み防止用治具 (右)



Fig.3.9.フランジ厚測定 (左) ウェブ厚測定 (右) 写真

3.4. 試験結果

3.4.1. 破壊性状

破壊性状はほぼ曲げスパンおよび樹種のパラメータに依らない結果を示した。以下に各々の破壊性状を示す。

・上フランジ型 ビスのみ接合試験体シリーズ

フランジとウェブを接合するビスの降伏によって一体断面は初期で崩れ、徐々にウェブの応力負担が増加し、ウェブの曲げ破壊によって最大荷重が決定した。終局においてはビスの降伏によってウェブの割裂が見られた。



Fig.3.10a.全体の破壊性状 (L1-6000)



Fig.3.10b. 曲げ破壊 (左) およびウェブ端部の割裂 (右)

・上フランジ型 接着ビス接合試験体シリーズ

フランジとウェブは一体断面を保ったまま、全体としての曲げ破壊によって最大荷重が決定した。上フランジ型ビスのみ接合試験体シリーズとは異なり、終局におけるビスの降伏によるウェブの割裂などは見られなかった。



Fig.3.11a.全体の破壊性状 (LB1-6000)



Fig.3.11b. 曲げ破壊 (左) およびウェブ端部割裂なし (右)

・上下フランジ型 ビスのみ接合試験体シリーズ

上フランジ型ビスのみ接合試験体シリーズ同様、フランジとウェブを接合するビスの降伏によって一体断面は初期で崩れ、徐々にウェブの応力負担が増加し、ウェブの曲げ破壊によって最大荷重が決定した。終局においてはビスの降伏によってウェブの割裂が見られた。



Fig.3.12a.全体の破壊性状 (L2-6000)



Fig.3.12b. 曲げ破壊 (左) およびウェブ端部の割裂 (右)

・上下フランジ型 接着ビス接合試験体シリーズ

フランジとウェブが一体断面を保ったまま、ある程度まで荷重が増加した後フランジのスパン方向端部における単板のせん断によって一体断面が崩れ、急激に進行したウェブの曲げ破壊によって最大荷重が決定した。せん断は強度の低い直交層の単板から発生する事が多かった。また、CB2-9000 試験体においてのみ、2体ほどフランジの引張破壊による最大荷重の決定がなされていた。これはCB2-9000 試験体のフランジの引張破壊荷重と端部の単板のせん断が発生する荷重が同程度であったためと考えられる。



Fig.3.13a.全体の破壊性状 (LB2-6000)



Fig.3.13b. 曲げ破壊 (左) フランジ端部の単板のせん断 (右)

3.4.2. 荷重変位曲線

全ての試験体に関して曲げスパン中央かつ幅方向中央のたわみ変位 (Ch1) を測定した。測定には DP 系巻き込み変位計 (東京測器 株) を用いた。以下に各々の荷重変位曲線を示す。

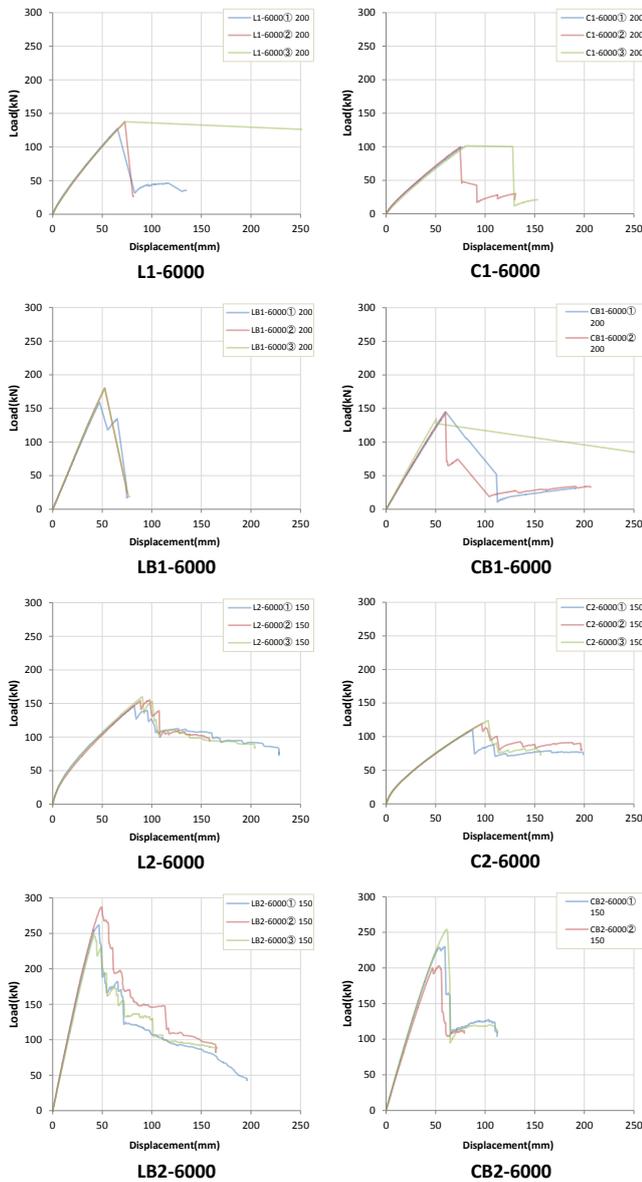


Fig.3.14a.スパン 6000mm 試験体における荷重変位曲線

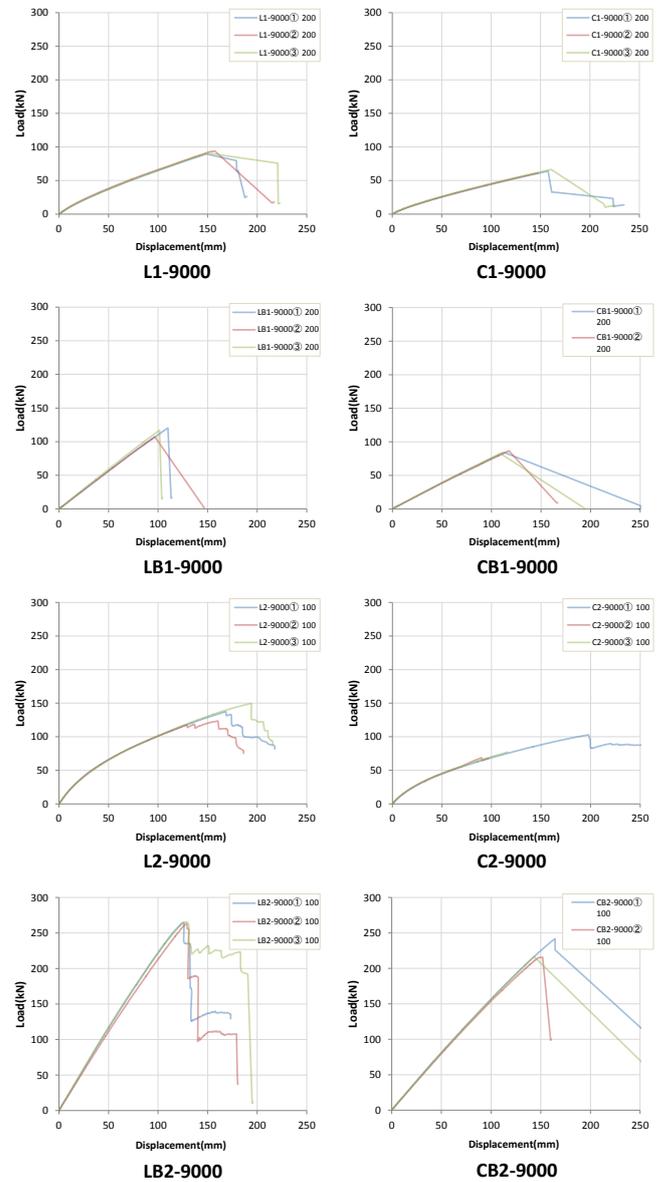


Fig.3.14b.スパン 9000mm 試験体における荷重変位曲線

3.4.3. 特性値

各試験体の特性値を以下に示す。なお、降伏点及び初期剛性の導出にはバイリニア法に代表される以下の手法を用いた。

「最大荷重を P_{max} としたとき、 $0.1P_{max}$ および $0.4P_{max}$ の点を直線 I で結び、この直線の傾きを初期剛性 K とする。また、 $0.4P_{max}$ および $0.9P_{max}$ を結んだ直線と並行かつ荷重変位曲線に接する直線 II を引き、直線 I と直線 II の交点を降伏点 P_y とする。」

Tab.3.2a. ビスのみ接合試験体の特性値

試験体	最大荷重 kN	降伏点 kN	降伏変位 mm	初期剛性 kN/mm
C1-6000①200	99.6	46.15	99.56	1.512
C1-6000②200	99.6	47.53	99.60	1.541
C1-6000③200	101.5	48.88	101.50	1.413
ave.	100.2	47.52	100.22	1.489
S.D.	1.1	1.37	1.11	0.068
C1-9000①200	64.1	29.05	64.08	0.490
C1-9000②200	61.3	27.89	61.31	0.506
C1-9000③200	66.4	29.67	66.40	0.510
ave.	63.9	28.87	63.93	0.502
S.D.	2.5	0.91	2.55	0.010
C2-6000①150	110.2	59.27	123.96	1.685
C2-6000②150	124.0	54.94	119.22	1.704
C2-6000③150	119.2	51.05	110.22	1.778
ave.	117.8	55.09	117.80	1.722
S.D.	7.0	4.11	6.98	0.049
C2-9000①100	103.0	48.43	102.96	0.854
C2-9000②100	106.0	58.09	105.99	0.796
C2-9000③100	107.1	51.17	107.11	0.855
ave.	105.4	52.56	105.35	0.835
S.D.	2.1	4.98	2.15	0.034
L1-6000①200	127.5	63.50	137.74	2.216
L1-6000②200	137.6	58.14	127.48	2.287
L1-6000③200	137.7	65.24	137.58	2.164
ave.	134.3	62.29	134.27	2.222
S.D.	5.9	3.70	5.88	0.062
L1-9000①200	89.4	41.27	89.43	0.723
L1-9000②200	94.2	43.17	94.21	0.744
L1-9000③200	90.9	42.27	90.92	0.725
ave.	91.5	42.24	91.52	0.730
S.D.	2.4	0.95	2.45	0.011
L2-6000①150	146.6	67.86	146.64	2.734
L2-6000②150	155.2	73.68	160.14	2.529
L2-6000③150	160.1	70.32	155.20	2.451
ave.	154.0	70.82	153.99	2.571
S.D.	6.8	2.92	6.93	0.146
L2-9000①100	137.4	65.51	137.44	1.327
L2-9000②100	123.5	59.47	123.52	1.379
L2-9000③100	149.5	70.88	149.48	1.257
ave.	136.8	65.29	136.81	1.321
S.D.	13.0	5.71	12.99	0.062

Tab.3.2b. 接着ビス接合試験体の特性値

試験体	最大荷重 kN	降伏点 kN	降伏変位 mm	初期剛性 kN/mm
CB1-6000①200	144.1	76.31	31.04	2.459
CB1-6000②200	145.3	78.68	31.50	2.498
CB1-6000③200	134.7	71.12	26.27	2.707
ave.	141.4	75.37	29.60	2.555
S.D.	5.8	3.87	2.89	0.134
CB1-9000①200	84.3	41.58	53.70	0.774
CB1-9000②200	86.7	42.24	55.17	0.766
CB1-9000③200	84.0	42.57	54.13	0.786
ave.	85.0	42.13	54.33	0.775
S.D.	1.5	0.50	0.75	0.010
CB2-6000①150	229.9	125.71	26.20	4.798
CB2-6000②150	202.9	109.88	24.10	4.559
CB2-6000③150	254.0	139.13	29.09	4.783
ave.	228.9	124.90	26.46	4.713
S.D.	25.6	14.64	2.51	0.134
CB2-9000①100	241.9	122.95	77.22	1.592
CB2-9000②100	215.8	114.46	72.93	1.569
CB2-9000③100	216.9	107.06	66.97	1.599
ave.	224.9	114.82	72.37	1.587
S.D.	14.8	7.95	5.15	0.015
LB1-6000①200	159.3	87.22	25.15	3.546
LB1-6000②200	180.5	156.86	44.87	3.467
LB1-6000③200	179.7	108.62	30.63	3.496
ave.	173.2	117.57	33.55	3.503
S.D.	12.0	35.67	10.18	0.040
LB1-9000①200	120.3	69.40	61.72	1.124
LB1-9000②200	107.3	61.84	54.85	1.128
LB1-9000③200	117.0	72.98	62.01	1.177
ave.	114.9	68.07	59.53	1.143
S.D.	6.8	5.68	4.05	0.029
LB2-6000①150	261.8	158.83	24.42	6.504
LB2-6000②150	287.3	164.13	24.51	6.695
LB2-6000③150	248.4	145.01	23.04	6.293
ave.	265.8	155.99	23.99	6.497
S.D.	19.7	9.87	0.82	0.201
LB2-9000①100	264.8	131.42	56.88	2.310
LB2-9000②100	263.5	133.69	60.56	2.208
LB2-9000③100	265.7	137.75	59.09	2.331
ave.	264.6	134.28	58.84	2.283
S.D.	1.1	3.21	1.85	0.066

スギ試験体よりもカラマツ試験体、上フランジ型試験体よりも上下フランジ型試験体、ビスのみ接合試験体よりも接着ビス接合試験体の方が最大荷重と初期剛性において高い値を示した。また、上下フランジ型接着ビス接合試験体シリーズを除き、スパン 9000mm 試験体よりもスパン 6000mm 試験体の方が高い値を示した。上下フランジ型接着ビス接合試験体シリーズにおいて、初期剛性はこの傾向が見られるものの、最大荷重に関してはスパン 6000mm 試験体とスパン 9000mm 試験体がほぼ変わらない値を示している。これはこのシリーズの最大荷重を決定している要因が、およそ曲げスパンの値に依らない単板のせん断破壊であるためであると考えられる。

3.4.4. 曲げ応力分布の測定

LB1-6000①200、L2-6000②150、LB2-6000③150、LB2-9000③100、CB1-6000③200、C2-6000②150、CB2-6000③150、CB2-9000①100 の試験体に関して、スパン中央におけるせい方向の曲げ応力の分布を測定した。測定には PLW-60-11-5LT (東京測器株) のひずみゲージを用い、上フランジ型試験体には上フランジ上面とウェブ側面の上端と下端の計 3 点、上下フランジ型試験体にはこれらに加えて下フランジ下面の計 4 点にひずみゲージを張り付けた。以下に各々の応力荷重曲線を示す。なお、グラフには比較のため主軸を用いて変位荷重曲線を示してある。グラフは圧縮方向の値を正とし、最大荷重までの結果を示した。

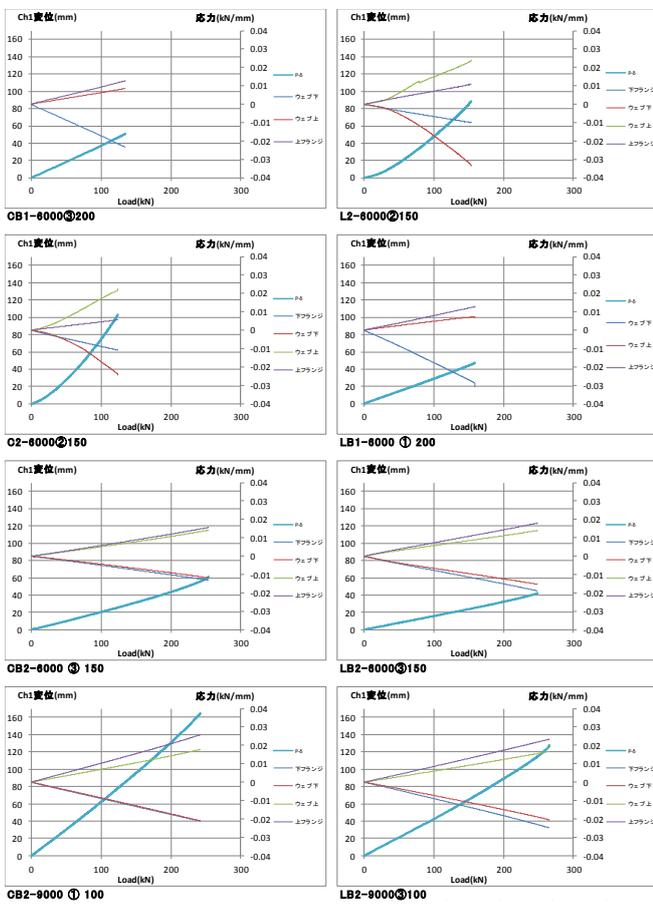


Fig.3.15. 変位荷重曲線を含めた応力荷重曲線

接着ビス接合試験体 (LB1-6000①200LB2-6000③150、LB2-9000③100、CB1-6000③200、CB2-6000③150、CB2-9000①100) は総じてウェブの縁応力をフランジの縁応力が上回った。また、ビスのみ接合試験体 (L2-6000②150、C2-6000②150) は初期の段階でウェブの縁応力がフランジの縁応力を上回っており、一体断面が保持されていない事がわかる。

3.4.5. セン断遅れに関する測定

L2-6000①150、LB2-6000③150、CB1-6000③200 の試験体に関して上部フランジ上面スパン中央における幅方向の圧縮応力分布を測定した。測定には PLW-60-11-5LT（東京測器株）のひずみゲージを用い、試験体の端部から 100mm おきに計 7 点貼りつけた。以下に各々の圧縮応力分布を示す。

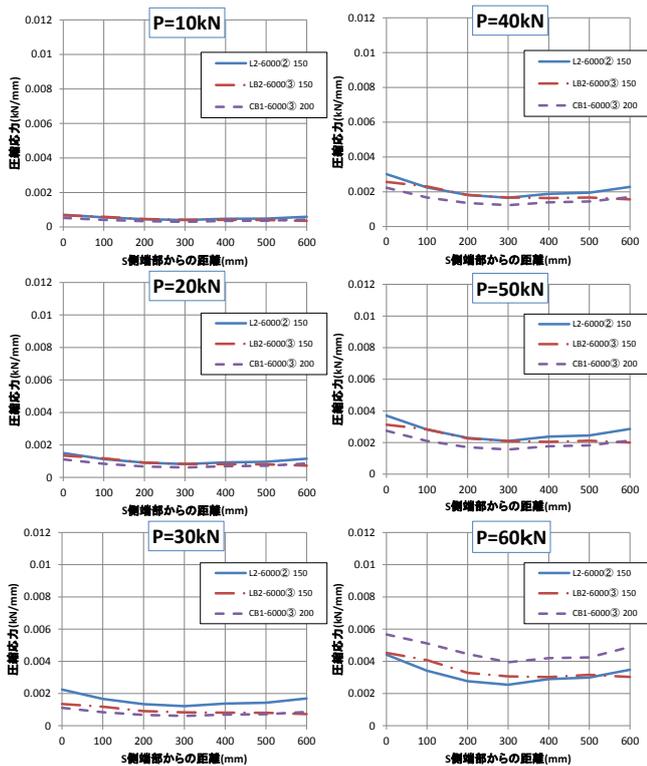


Fig.3.16a.各荷重におけるフランジ上面の圧縮応力分布

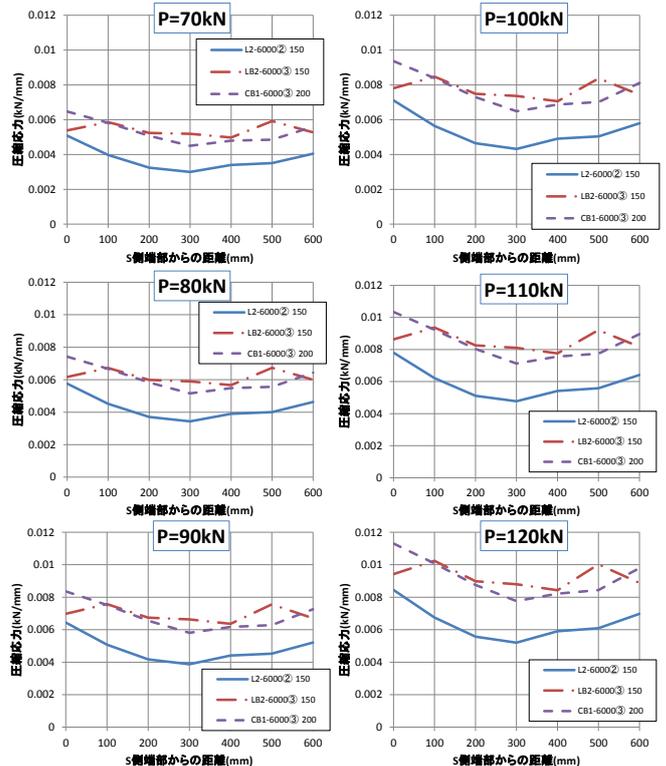


Fig.3.16b.各荷重におけるフランジ上面の圧縮応力分布

Tab3.3.各試験体の有効幅

試験体	荷重 kN	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	ave.	S.D.
		有効幅 mm													
L2-6000②150	荷重 kN	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	ave.	S.D.
	有効幅 mm	214	203	200	203	207	211	213	215	216	218	219	220	212	7
LB2-6000③150	荷重 kN	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	ave.	S.D.
	有効幅 mm	208	208	211	218	222	225	302	300	299	297	296	295	257	44
CB1-6000③200	荷重 kN	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	ave.	S.D.
	有効幅 mm	214	203	200	203	207	240	240	240	240	239	239	238	225	18

ウェブとウェブのおよそ中間において圧縮応力の低減が見られた。これにより、本試験体フランジの幅方向においてせん断遅れ現象が発生していることが明らかとなった。剛性の低下を考慮して、断面性能の低減を課す必要がある。Tab.3.3 に、実験値から得られた各々の試験体における有効幅を示す。

ただし、これらの値はグラフの積分値を端部の圧縮応力で除することにより得た、ウェブの軸からの有効な距離とした。試験体のフランジの有効幅は端部の圧縮応力が大きくなるほど上昇する傾向にあった。

また、LB2-6000③150 に関しては、一般に定義されるせん断遅れのグラフとは異なる傾向を示しており、研究の余地がある。

3.4.6. むり込みの測定

全ての試験体に関して支点と試験体の四隅との相対変位を測定し、むり込みの度合いを確認した。測定には CDP-25（東京測器株）の変位計を用いた。以下に各々の最大荷重までのむり込み荷重曲線を示す。なお、試験体は同シリーズにおいてほぼ同様の挙動を示していたため、各シリーズにおける試験体番号①のものだけを抽出した。

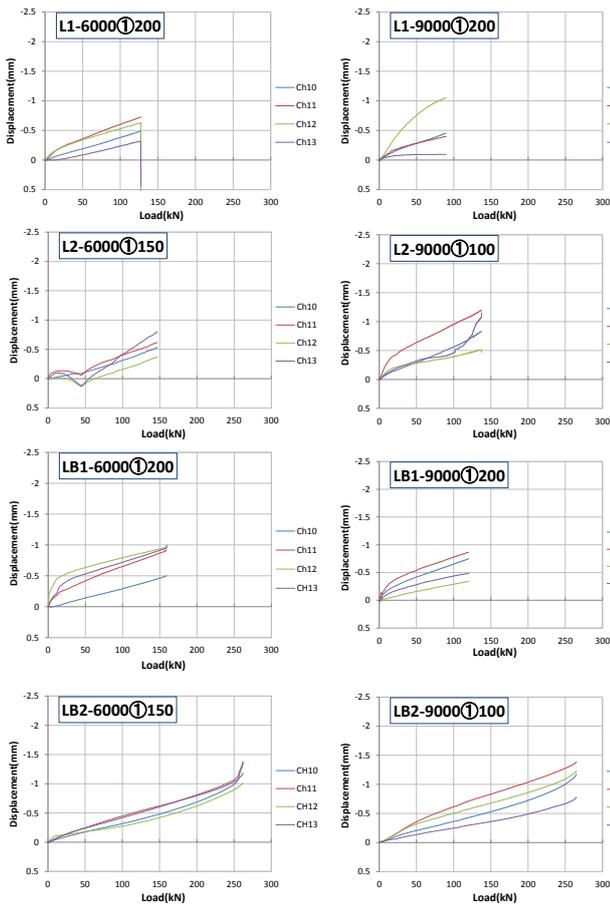


Fig.3.17a. カラムツ試験体におけるむり込み荷重曲線

スパン 6000mm試験体よりもスパン 9000mm試験体の方がねじれが大きく表れた。むり込み剛性に関しては、上フランジ型試験体よりも上下フランジ型試験体の方が、またスギ試験体よりもカラムツ試験体の方が大きくなった。また、L2-6000①150 の 50kN 付近において一時的な浮き上がりが確認されたが、ねじれによる浮き上がりとして捉えるには同じ端部に存在する変位 (Ch13, Ch14) が同時に浮き上がりを記録しているという点に疑問が生じる。右に同シリーズ試験体の他二つのむり込み荷重変位曲線を示すが、これら試験体はいずれも浮き上がりは発生しておらず、L2-6000①150 がイレギュラーであった可能性が高い。L2-6000①150 が最終的にグラフ初期における包絡線にあるように見えることから、変位計のエラーが生じたのではなく、支点の治具の回転角よりも試験体の回転角が上回るといったエラーのために、一時的に支点が内側よることによって本来の支点が浮き上がり、その後の経過とともに徐々に回転角が一致していったという現象が起きたものと推測される。

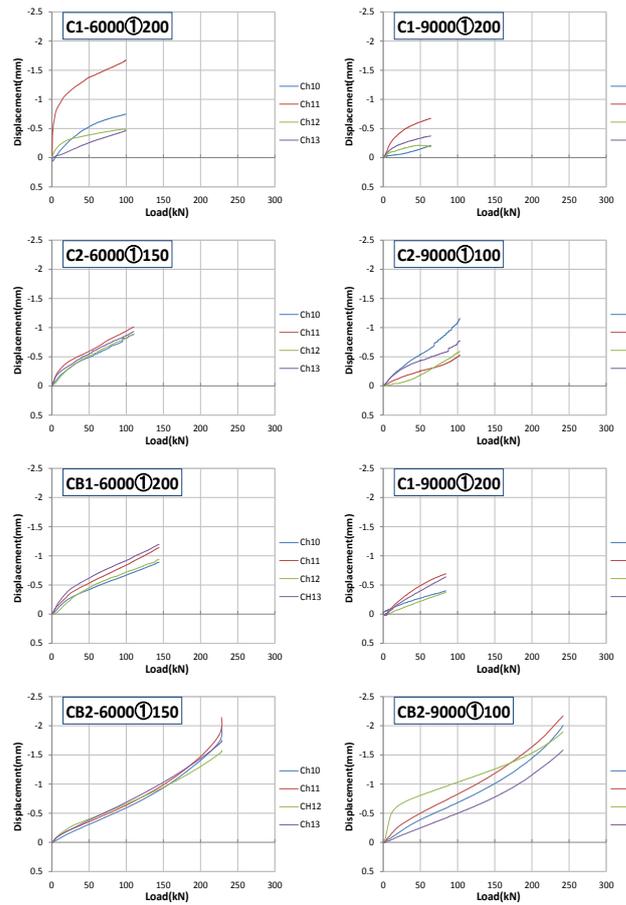


Fig.3.17b. スギ試験体におけるむり込み荷重曲線

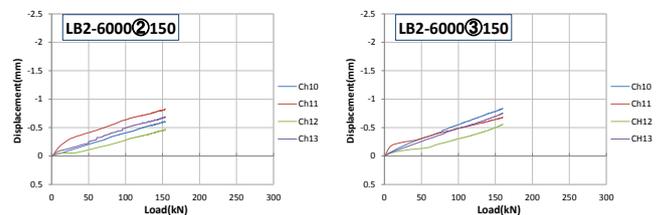


Fig. 3.17c. LB2-6000②150, LB2-6000③150 のむり込み荷重曲線

3.4.7. スパン端部におけるウェブ - フランジのずれ変位

全ての試験体に関してスパン端部におけるウェブとフランジの接合部のずれ変位を測定し、接合具としての降伏性状を確認した。上フランジ型試験体に関しては、支点直上におけるウェブの上端から上フランジがはみ出た変位を負とし、試験体側面の計 4 点 (Ch14 - Ch17) の測定を行った。上下フランジ型試験体に関しては上フランジ型と同様の測定 (Ch14-Ch17) に加え、支点直上における下フランジからウェブの下端がはみ出た変位を正とし、試験体側面の 4 点 (Ch18-Ch21) の測定を行った。測定には CDP-50 (東京測器株) の変位計を用いた。以下に各々の最大荷重までの接合部ずれ変位荷重曲線を示す。なお、試験体は同シリーズにおいてほぼ同様の挙動を示していたため、各シリーズにおける試験体番号①のものだけを抽出した。

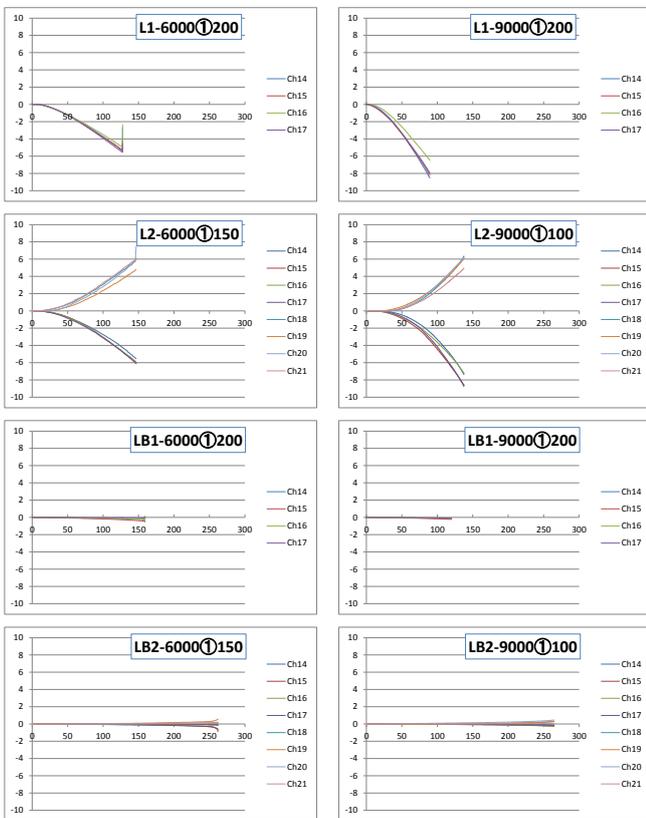


Fig.3.18a. カラマツ試験体における接合部ずれ変位荷重曲線

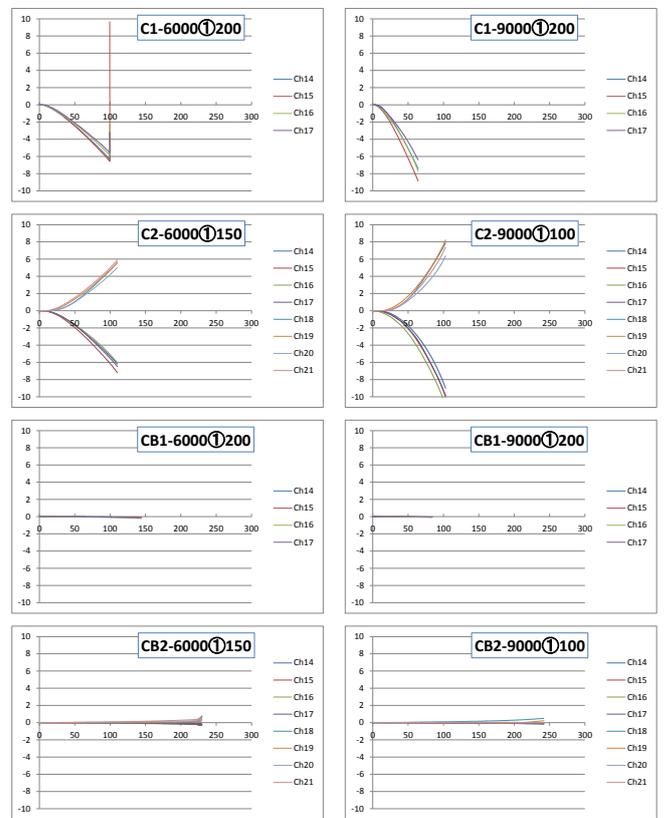


Fig.3.18b. カラマツ試験体における接合部ずれ変位荷重曲線

ビスのみ接合試験体の接合部変位に比べ、接着ビス接合試験体の接合部変位は最大荷重に至るまでほぼ変化しておらず、降伏が発生していないと言えることが判明した。

ビスのみ接合試験体の接合部の降伏は初期の段階 (荷重 50kN 未満) から発生しており、カラマツ試験体よりもスギ試験体の方が早く表れている。また、降伏後の剛性低下、最大荷重時の変位量に関してはスパン 6000mm 試験体よりもスパン 9000mm 試験体の方が、また、カラマツ試験体よりもスギ試験体の方が大きくなる傾向を示した。

3.5. まとめ

- ・上下フランジ型 SSPの方が上フランジ型 SSPよりも高い耐力・剛性を示した。

- ・カラマツ SSPの方がスギ SSPよりも高い耐力・剛性を示した。

- ・接着ビス接合 SSPはビスのみ接合 SSPより高い耐力・剛性を示し、最大荷重まではほぼ一体断面が保持されることが判明した。

- ・上下フランジ型接着ビス接合試験体の最大荷重はフランジ端部の単板のせん断もしくはフランジの引張破壊により決定することが判明した。単板のせん断による場合はスパンの大小に関わらず最大荷重はほぼ一定となるものと推定される。

2. LVLを用いた新しい厚板壁構造の開発

1. はじめに

単板積層材 (Laminated Veneer Lumber, LVL) は、小径木・曲がり材が有効利用できることから、間伐材を積極的利用できる材料として注目されており、国内製品の生産量と原料の国産材比率を増やしつつある。また、多数の単板を積層接着することから強度のばらつきが小さな材料が得られるほか、幅 1.2m×長さ 12m もの長大かつ幅広な構造材が製造可能であるなど、他の構造材料にはない優位性を有する。しかし、現状の主な用途である柱や梁などの軸材料としては、競合する構造用集成材に比べて生産性と経済性が厳しい状況にあり、単板積層材の特徴を活かした用途開発が急務となっている。欧米では、大規模面材として様々な木質構造が開発されており、従来の木造にはない構造性能によって、鉄筋コンクリート造や鉄骨造に代替可能かつ環境負荷の少ない建築物として注目されている。

全国 LVL 協会では、単板積層材の新たな需要開拓のために、大規模面材として利用する新たな木質構造として、厚板壁構造に着目している。単板積層材の大規模面材による高性能な厚板壁構造が実現すれば、設計の自由度が高まり、開放的で意匠的な木造建築物が可能となり、公共建築物の木造化を進める上でも重要な技術開発となりえる。また、従来にない建築様式により、単板積層材の需要拡大と国産材の高付加価値化にも貢献することが期待される。

本研究では、長尺かつ幅広な材料が製造可能な LVL の特徴を生かして、LVL 原板をそのまま耐力壁要素として用いる厚板壁工法について検討した。

研究期間は平成 22 年度単年度であり、研究内容は以下のとおりである。

1) 国産樹種を用いた大断面単板積層材の力学特性の把握

部材の面内せん断試験や曲げ試験によって、国産樹種（カラマツ、スギ等）を用いた大断面単板積層材の基礎的な力学特性を明らかにする。

2) 柱脚金物を用いた接合部の性能評価

大断面単板積層材に既存の金物を取り付けた柱脚接合部の接合性能を実験によって評価するとともに、高性能な壁構造に適した接合部仕様を明らかにする。

3) 大断面単板積層材を用いた耐力壁の構造性能評価

耐力壁としての面内せん断試験を実施し、大断面単板積層材を用いた鉛直構面の構造性能を明らかにする。

なお本研究は平成 22 年度国交省補助事業「木のまち・木のいえ整備促進事業」の一環として実施した。

2. 国産樹種を用いた大断面単板積層材の力学特性の把握

国産樹種（カラマツ，スギ）を用いた大断面単板積層材の基礎的な力学特性を明らかにするため，採材した小断面部材による曲げ試験およびせん断試験を行った。

今回の単板積層材は，厚さ 35mm の一次接着 LVL を 3 枚合わせて二次接着することによって厚さ 105mm に仕上げたものである。

単板構成は，カラマツとスギで異なり，断面構成の詳細を図 2-1 に示す。カラマツでは，全層数が 33 層となり，11 層からなる一次接着 LVL は 3 枚とも同じ構成であり，一次接着 LVL の表層から 2 枚目の単板が直交層となる。一方，スギでは，全層数が 36 層となり，12 層からなる一次接着 LVL の 3 枚のうち，中間板には直交層が含まれていない。樹種によって積層数が異なるのは，熱圧時の厚さ減率率が異なるためである。なお，現行の単板積層材の日本農林規格では，構造用単板積層材において，「主繊維方向に直交する単板を入れる場合，その使用は最外層の隣接部分に限定」されており，本試験で用いた単板構成では JAS に該当しない。

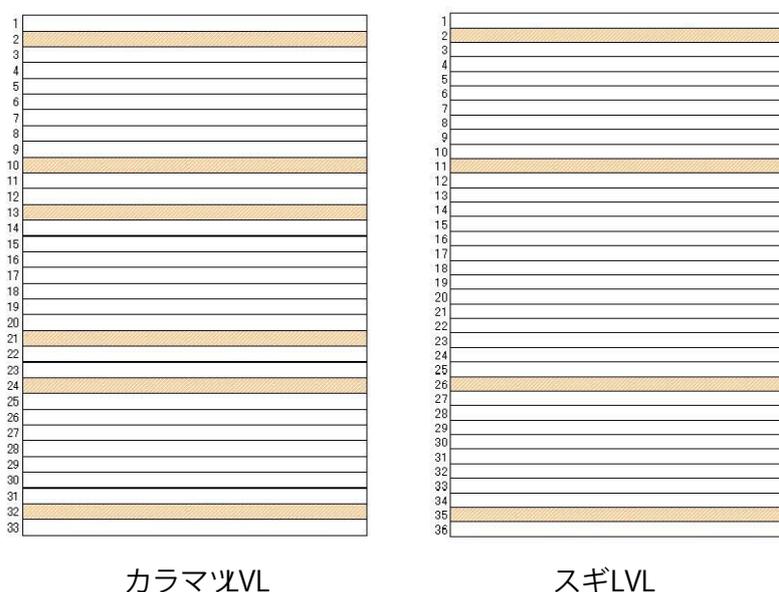


図 2-1 単板積層材の単板構成（着色部が直交層）

2. 1 曲げ試験

2.1.1 試験体

国産樹種（カラマツ，スギ）を用いた大断面単板積層材（厚さ 105×幅 1000×長さ 2700mm）の 10 体から，正角断面（厚さ 105×幅 105mm）の試験体を隣接する部位から 2 本ずつ採材した。一方を水平型（積層面が水平方向），他方を垂直型（積層面が鉛直方向）の曲げ試験に供した。曲げ試験体の材料長さは 1930mm とした。

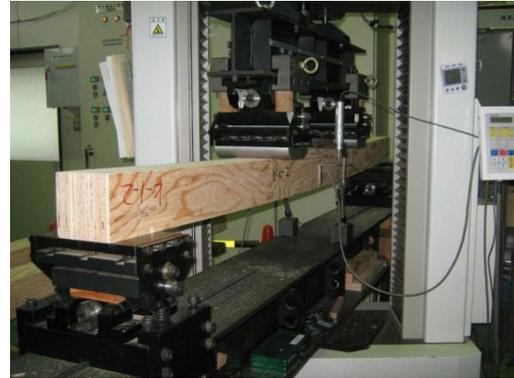
2.1.2 試験方法

曲げ試験の様子を図 2-2 に示す。加力は，テンシロン型強度試験機（(株)オリエンテック，RTD-2410，容量 100kN）を用いて行った。荷重方式は 3 等分点 2 点荷重とした。試験スパンは 1800mm（梁せいの 17.1 倍）とした。荷重点および支点の支持長さはいずれも 130mm とした。たわみの計測は，中央部の全たわみを両側面の 2 か所でひずみゲージ式変位変換器（(株)共和電業，DTHA-50，容量 50mm）を用いて行うとともに，荷重点間の相対たわみを試験体上面でヨーク（ス

パンは 498mm) とひずみゲージ式変位変換器 ((株)東京測器研究所, CDP-10, 容量 10mm) を用いて行った。開始から最大荷重に達するまでの時間はすべての試験体で 1 分以上であった。試験は、温湿度無調整下の実験棟内で行った。一部の試験体の未破壊部分から強度試験後に試験片を採取して全乾法により含水率を測定した。含水率はカラマツ LVL で 9.16% ($n=3$), スギ LVL で 10.82% ($n=3$) であった。



水平型曲げ試験



垂直型曲げ試験

図 2-2 曲げ試験の様子

次に、最大荷重 P_{\max} から曲げ強さ f_b , 荷重 P とたわみ d の関係から曲げヤング係数 E および見かけの曲げヤング係数 E_a を次式により算出した。

$$f_b = \frac{P_{\max} \cdot L}{6 \cdot Z}$$

$$E = \frac{P \cdot L \cdot L_2^2}{48 \cdot \delta_1 \cdot I}$$

$$E_a = \frac{23 \cdot P \cdot L^3}{1296 \cdot \delta_2 \cdot I}$$

ここで、 f_b : 曲げ強さ (N/mm^2)

E : 純曲げヤング係数 (kN/mm^2)

E_a : 見かけの曲げヤング係数 (kN/mm^2)

P_{\max} : 最大荷重 (N)

L : 試験スパン (mm)

L_2 : ヨークスパン (mm)

Z : 断面係数 (mm^3)

I : 断面二次モーメント (mm^4)

P : 最大荷重の 10~40% までの荷重増分 (N)

δ_1 : 荷重増分 P に対応する相対たわみの平均増分 (mm)

δ_2 : 荷重増分 P に対応する中央たわみの平均増分 (mm)

2.1.3 試験結果

破壊形態および荷重変形曲線の代表例を図 2-3~6 に示す。

破壊形態は、カラマツの水平型では 10 体のうち 4 体が水平せん断破壊となり (図 2-3 の上段), 主に中央に近い直交層 (2~3 枚目) で水平方向に破壊亀裂が進展した。そのほかの試験体ではすべて最外縁繊維の破断による曲げ破壊となった (図 2-3 の下段, 図 2-4~6)。水平型と垂直型で破壊亀裂の進展方向に差異が見られ、水平型では最外層単板の欠点を基点に破壊亀裂が試験体側面の積層面に沿って進展したが、垂直型では破壊亀裂が試験体下面の積層面に沿って左右に進展した後、鉛直方向に亀裂が進展した。

荷重変形曲線については、曲げ破壊と水平せん断破壊で顕著な差はなく、破壊時には脆性的な荷重低下が見られた。

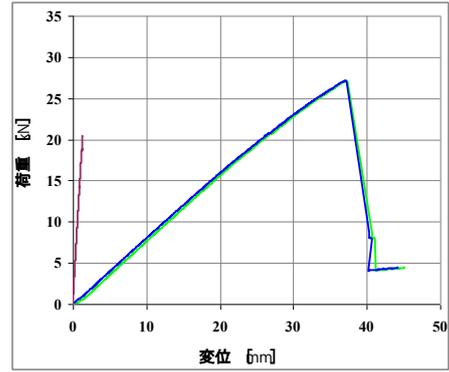
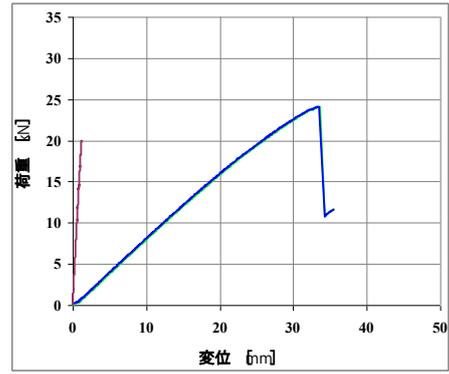


図 2-3 水平型カラマツ試験体の破壊形態および荷重変位曲線の一例

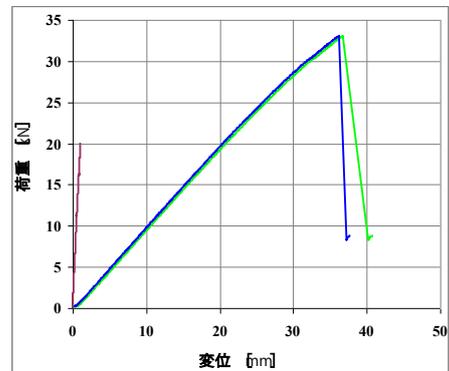


図 2-4 垂直型カラマツ試験体の破壊形態および荷重変位曲線の一例

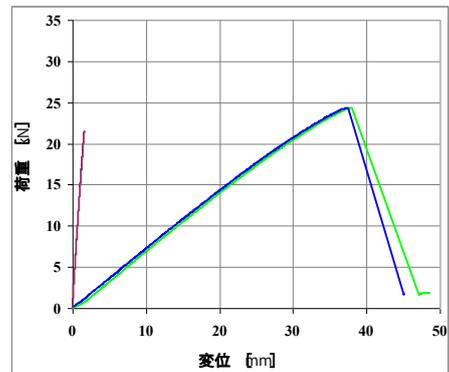


図 2-5 水平型スギ試験体の破壊形態および荷重変位曲線の一例

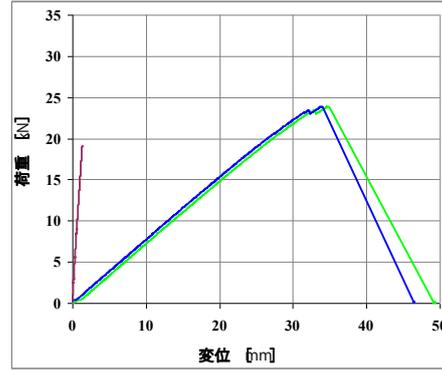
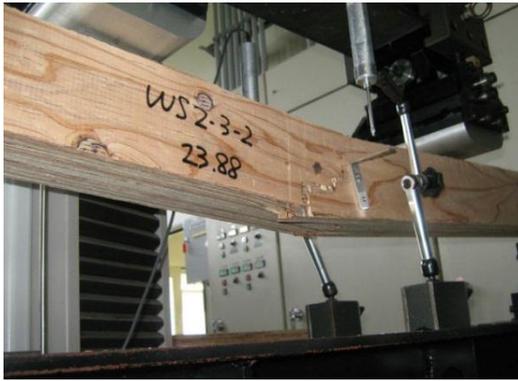


図 2-6 垂直型スギ試験体の破壊形態および荷重変位曲線の一例

次に、試験結果を表 2-1~3 に示す。ここでは、水平せん断破壊した試験体についてもデータから除外せず、曲げ強さとして評価しているが、その値はあくまでせん断破壊時に生じた曲げ応力であり、実際の使用条件に近い実用的な値ではあるが、厳密な曲げ強さではないことに留意すべきである。なお、曲げ破壊とせん断破壊では、求めた曲げ強さに顕著な差は見られなかった。

試験結果より、まず、カラマツの曲げ強さを見てみると、平均値では水平型より垂直型が大きく、バラツキを示す変動係数についても垂直型が小さく、統計的下限值 TL を見ても垂直型が大きく、強度的に有利であることが示されている。一方、スギの曲げ強さにおいては、水平型と垂直型の平均値の差はカラマツより小さいものの、変動係数の差が顕著であり、バラツキが影響する TL では垂直型の優位性が示されている。今回の試験体では、材軸方向の強度性能には不利となる直交層が一部の層に挿入されており、水平型では、曲げ応力の大きな最外縁に近い部分に直交層が配置されるため、強度が低くなっている。

次に、カラマツの曲げヤング係数を見てみると、純曲げヤング係数 E では水平型と垂直型の平均値がほぼ同等であり、直交層による断面二次モーメントの減 \square が影響していない。見かけの曲げヤング係数 E_a では水平型が 1 割ほど小さく、直交層によりせん断変形が増加したと推察される。一方、スギにおいては、純曲げヤング係数 E でも見かけの曲げヤング係数 E_a と同様に水平型が 1 割ほど小さく、直交層の影響が同様に現れている。

以上より、直交層を挿入した単板積層材の曲げ性能については、外縁付近に直交層が配置される水平型加力の場合には、 \square なからず曲げ強さと曲げヤング係数が低下することが示された。

表 2-1 水平型と垂直型の平均値の比較

	カラマツ			スギ		
	f_b	E_a	E	f_b	E_a	E
	MPa	GPa	GPa	MPa	GPa	GPa
水平型の平均値	39.0	8.92	10.32	33.0	6.73	7.28
垂直型の平均値	47.3	9.88	10.35	34.6	7.45	7.97
垂直型／水平型	1.21	1.11	1.00	1.05	1.11	1.09

表 2-2 曲げ試験結果 (カラムツ)

番号	破壊 形態	水平型				破壊 形態	垂直型			
		f_b MPa	E_a GPa	E GPa	E/E_a		f_b MPa	E_a GPa	E GPa	E/E_a
1	曲げ	42.1	8.28	9.16	1.11	曲げ	45.2	9.35	9.93	1.06
2	曲げ	36.6	9.20	10.77	1.17	曲げ	51.1	10.15	10.99	1.08
3	せん断	36.9	8.64	10.05	1.16	曲げ	47.3	9.63	9.79	1.02
4	曲げ	37.7	8.52	9.76	1.15	曲げ	47.2	9.88	10.39	1.05
5	せん断	46.3	9.88	11.63	1.18	曲げ	46.6	10.40	10.61	1.02
6	曲げ	41.0	8.84	10.07	1.14	曲げ	46.7	9.82	10.75	1.10
7	せん断	35.2	9.08	10.46	1.15	曲げ	45.9	9.86	10.52	1.07
8	せん断	37.7	8.57	9.90	1.16	曲げ	47.0	9.82	10.27	1.05
9	曲げ	37.5	9.30	11.22	1.21	曲げ	50.6	10.12	10.50	1.04
10	曲げ	39.5	8.89	10.19	1.15	曲げ	44.9	9.76	9.76	1.00
Max		46.3	9.88	11.63	1.21		51.1	10.40	10.99	1.10
AV		39.0	8.92	10.32	1.16		47.3	9.88	10.35	1.05
Min		35.2	8.28	9.16	1.11		44.9	9.35	9.76	1.00
SD		3.3	0.46	0.73			2.1	0.29	0.41	
CV		8.4%	5.2%	7.0%			4.4%	3.0%	4.0%	
k		2.104	0.2222	0.2222			2.104	0.2222	0.2222	
TL		32.1	8.82	10.16			42.9	9.81	10.26	

注) Max : 最大値, AV : 平均値, Min : 最小値, SD : 標準偏差, CV : 変動係数(%), k : TL を求めるための係数, TL : 正規分布仮定による統計的下限值 (強度では信頼水準 75% の 5% 下側許容限界値, 弾性係数では 50% 下側許容限界値), f_b : 曲げ強さ, E_a : 見かけの曲げヤング係数, E : 純曲げヤング係数。

表 2-3 曲げ試験結果 (スギ)

番号	破壊 形態	水平型				破壊 形態	垂直型			
		f_b MPa	E_a GPa	E GPa	E/E_a		f_b MPa	E_a GPa	E GPa	E/E_a
1	曲げ	34.5	6.61	7.26	1.10	曲げ	33.1	7.30	7.84	1.07
2	曲げ	33.1	6.69	7.40	1.11	曲げ	32.8	7.30	7.98	1.09
3	曲げ	37.6	7.42	8.12	1.09	曲げ	37.0	7.83	8.30	1.06
4	曲げ	33.1	6.66	7.35	1.10	曲げ	36.1	7.32	7.93	1.08
5	曲げ	30.5	6.80	7.46	1.10	曲げ	32.6	7.33	8.01	1.09
6	曲げ	30.5	6.54	6.95	1.06	曲げ	32.2	7.29	7.55	1.04
7	曲げ	36.1	6.62	7.11	1.07	曲げ	34.9	7.29	7.70	1.06
8	曲げ	27.9	6.20	6.55	1.06	曲げ	36.7	7.67	8.02	1.05
9	曲げ	37.5	7.39	7.76	1.05	曲げ	33.6	7.59	7.91	1.04
10	曲げ	29.4	6.33	6.89	1.09	曲げ	36.6	7.62	8.44	1.11
Max		37.6	7.42	8.12	1.11		37.0	7.83	8.44	1.11
AV		33.0	6.73	7.28	1.08		34.6	7.45	7.97	1.07
Min		27.9	6.20	6.55	1.05		32.2	7.29	7.55	1.04
SD		3.4	0.40	0.45			1.9	0.20	0.26	
CV		10.3%	5.9%	6.1%			5.5%	2.7%	3.2%	
k		2.104	0.2222	0.2222			2.104	0.2222	0.2222	
TL		25.9	6.64	7.18			30.6	7.41	7.91	

2. 2 せん断試験

2.2.1 試験体

国産樹種（カラマツ、スギ）を用いた大断面単板積層材（厚さ 105×幅 1000×長さ 2700mm）の 10 体から、正角断面（厚さ 105×幅 105mm）の試験体を隣接する部位から 2 本ずつ採材した。なお、前述の曲げ試験体とは長さ方向にマッチングされている。一方を水平型（積層面が水平方向）、他方を垂直型（積層面が鉛直方向）のせん断試験に供した。せん断試験体の材料長さは 730mm とした。

2.2.2 試験方法

せん断試験の様子を図 2-7 に示す。加力は、テンシロン型強度試験機（(株)オリエンテック, RTD-2410, 容量 100kN）を用いて行った。荷重方式は 3 等分点 2 点荷重とした。試験スパンは 600mm（梁せいの 5.7 倍）とした。荷重点および支点の支持長さはいずれも 130mm とした。たわみの計測は、中央部の全たわみを両側面の 2 か所でひずみゲージ式変位変換器（(株)共和電業, DTHA-50, 容量 50mm）を用いて行った。開始から最大荷重に達するまでの時間はすべての試験体で 1 分以上であった。カラマツの垂直型の一部の試験体では、試験機容量を超えるおそれがあったため、最大荷重に達する前に加力を中止した。試験は温湿度無調整下の実験棟内で行った。



水平型せん断試験



垂直型せん断試験

図 2-7 せん断試験の様子

次に、最大荷重 P_{\max} からせん断強さ f_s 、荷重 P とたわみ d の関係から見かけの曲げヤング係数 E_{as} を、曲げ試験で求めた曲げヤング係数 E を用いてせん断弾性係数 G を次式により算出した。

ここで、 f_s ：せん断強さ (N/mm^2)

$$f_s = \frac{3 \cdot P_{\max}}{4 \cdot A}$$

G ：せん断弾性係数 (kN/mm^2)

E_a ：見かけの曲げヤング係数 (kN/mm^2)

E ：曲げ試験で求めた純曲げヤング係数 (kN/mm^2)

P_{\max} ：最大荷重 (N)

L ：試験スパン (mm)

A ：断面積 (mm^2)

I ：断面二次モーメント (mm^4)

P ：最大荷重の 10～40%までの荷重増分 (N)

δ ：荷重増分 P に対する中央たわみの平均増分 (mm)

$$G = \frac{L}{5A \cdot \left(\frac{\delta}{P} - \frac{23 \cdot L^3}{1296 \cdot E \cdot I} \right)}$$

$$E_a = \frac{23 \cdot P \cdot L^3}{1296 \cdot \delta \cdot I}$$

2.2.3 試験結果

破壊形態および荷重変形曲線の代表例を図 2-8~11 に示す。まず、破壊形態については、カラマツとスギの水平型（図 2-8 および図 2-10）ではすべて水平せん断破壊となり、中央に近い直交層の複数層で水平方向に破壊亀裂が進展した（図 2-12）。一方、カラマツとスギの垂直型ではすべて最外縁繊維の破断による曲げ破壊となった（図 2-9 および図 2-11）。前述のとおり、カラマツの垂直型では 10 体のうち 4 体で、最大荷重が試験機容量を超えるおそれがあったため、加力を中止しており未破壊である。荷重変形曲線については、曲げ破壊と水平せん断破壊で顕著な差があり、曲げ剛性を示す弾性域の傾きが水平型で緩やかとなり、直交層によるせん断変形の増加の影響が曲げ試験よりも顕著に現れている。また、最大荷重後の荷重低下についても垂直型では脆性的であるのに対して、水平型では延性的であった。

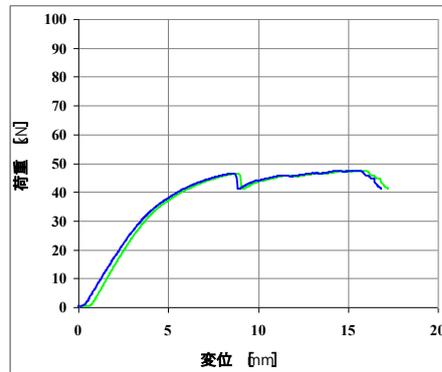


図 2-8 水平型カラマツ試験体の破壊形態および荷重変位曲線の一例

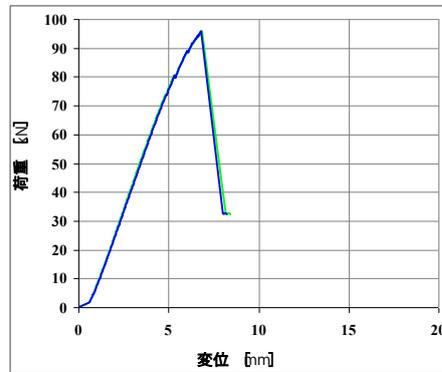


図 2-9 垂直型カラマツ試験体の破壊形態および荷重変位曲線の一例

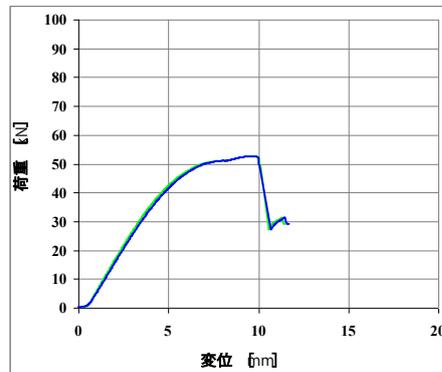


図 2-10 水平型スギ試験体の破壊形態および荷重変位曲線の一例

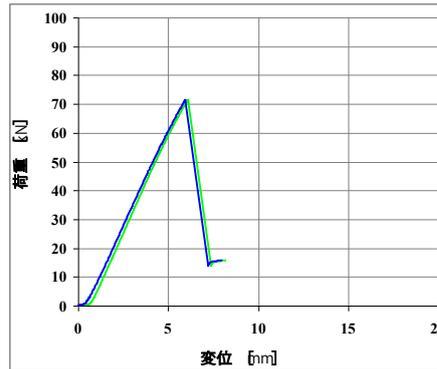


図 2-11 垂直型スギ試験体の破壊形態および荷重変位曲線の一例

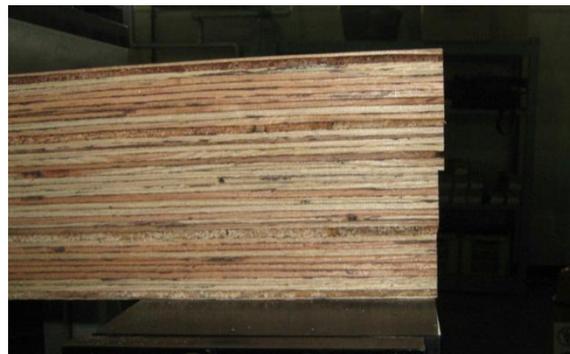


図 2-12 水平型試験体のせん断破壊の様子（左図：カラマツ，右図：スギ）

次に、試験結果を表 2-4~6 に示す。垂直型試験体ではせん断破壊したものは皆無であり、さらに一部の試験体では、試験機容量のため未破壊で加力を中止したものがあり、それらの強度データは除外した。よって、ここで求めたせん断強さはあくまで曲げ破壊時に生じたせん断応力であること、実際の使用条件に近い実用的な値ではあるが、厳密なせん断強さではなく、真のせん断強さよりは低い評価となることに留意すべきである。その前提で、せん断強さを見てみると、カラマツの平均値では垂直型が水平型より約 1.9 倍、スギの平均値では 1.4 倍大きくなっており、水平型では、大きなせん断応力が生じる中央付近に配置された直交層によってせん断強さが大きく低下することが示されている。なお、曲げ破壊した試験体の曲げ強さは、カラマツ平均値で約 50MPa、スギ平均値で約 37MPa であり、前述の曲げ試験で求めた曲げ強さ（表 2-2 より 47.3MPa、表 2-3 より 34.6MPa）にそれぞれ近い値となっている。

次に、せん断弾性係数 G を見てみると、垂直型より水平型が小さく、カラマツで約 $1/3$ 、スギで約 $1/2$ しかなく、直交層によるせん断変形の増大が顕著に現れている。 G の低下により、せん断変形が増えるために、見かけの曲げヤング係数 E_a も水平型のほうが小さくなっている。

以上より、直交層を挿入した単板積層材のせん断性能については、水平型加力では、中央付近に配置される直交層のために、せん断強さとせん断弾性係数が大きく低下することが示された。

表 2-4 水平型と垂直型の平均値の比較

	カラマツ			スギ		
	f_s	E_a	G	f_s	E_a	G
	MPa	GPa	GPa	MPa	GPa	GPa
水平型の平均値	3.47	4.28	0.21	3.46	3.88	0.24
垂直型の平均値	6.47	6.99	0.63	4.83	5.19	0.43
垂直型／水平型	1.87	1.63	3.00	1.39	1.34	1.80

表 2-5 せん断試験結果 (カラマツ)

番号	破壊 形態	水平型				破壊 形態	垂直型			
		f_b MPa	f_s MPa	E_a GPa	G GPa		f_b MPa	f_s MPa	E_a GPa	G GPa
1	せん断	26.9	3.53	4.16	0.218	曲げ	45.0	5.94	6.63	0.578
2	せん断	26.0	3.40	4.24	0.200	曲げ	50.4	6.65	6.70	0.498
3	せん断	27.5	3.61	4.36	0.221	未破壊			7.09	0.739
4	せん断	26.5	3.47	4.31	0.221	未破壊			7.20	0.677
5	せん断	25.0	3.28	4.71	0.227	曲げ	50.9	6.70	7.23	0.657
6	せん断	30.0	3.92	4.16	0.202	未破壊			7.40	0.683
7	せん断	27.3	3.57	4.79	0.253	未破壊			7.18	0.651
8	せん断	24.6	3.22	3.97	0.189	曲げ	49.8	6.54	6.72	0.560
9	せん断	24.4	3.19	3.99	0.177	曲げ	48.0	6.34	6.99	0.608
10	せん断	26.6	3.47	4.09	0.195	曲げ	50.6	6.66	6.79	0.645
Max		30.0	3.92	4.79	0.253		50.9	6.70	7.40	0.739
AV		26.5	3.47	4.28	0.210		49.1	6.47	6.99	0.630
Min		24.4	3.19	3.97	0.177		45.0	5.94	6.63	0.498
SD		1.6	0.22	0.28	0.022		2.3	0.29	0.27	0.070
CV		6.2%	6.2%	6.6%	10.5%		4.6%	4.5%	3.9%	11.1%
k		2.104	2.104	0.2222	0.2222		2.336	2.336	0.2222	0.2222
TL		23.0	3.01	4.22	0.205		43.9	5.79	6.93	0.614

注) Max: 最大値, AV: 平均値, Min: 最小値, SD: 標準偏差, CV: 変動係数(%), k : TL を求めるための係数, TL: 正規分布仮定による統計的下限值 (強度では信頼水準 75%の 5%下側許容限界値, 弾性係数では 50%下側許容限界値), f_b : 曲げ強さ, f_s : せん断強さ, E_a : 見かけの曲げヤング係数, G : せん断弾性係数。

表 2-6 せん断試験結果 (スギ)

番号	破壊 形態	水平型				破壊 形態	垂直型			
		f_b MPa	f_s MPa	E_a GPa	G GPa		f_b MPa	f_s MPa	E_a GPa	G GPa
1	せん断	26.3	3.45	3.72	0.220	曲げ	36.3	4.77	5.01	0.401
2	せん断	27.0	3.55	3.89	0.236	曲げ	35.5	4.67	5.25	0.442
3	せん断	25.1	3.29	4.22	0.254	曲げ	38.1	5.02	5.49	0.471
4	せん断	25.4	3.34	3.71	0.216	曲げ	37.2	4.91	4.93	0.379
5	せん断	27.2	3.57	3.93	0.239	曲げ	36.9	4.85	5.20	0.427
6	せん断	25.4	3.34	3.99	0.270	曲げ	35.2	4.63	5.18	0.476
7	せん断	25.7	3.37	3.53	0.202	曲げ	34.1	4.48	5.00	0.412
8	せん断	28.4	3.73	3.74	0.250	曲げ	37.7	4.94	5.29	0.446
9	せん断	28.1	3.69	4.33	0.281	曲げ	39.2	5.16	5.36	0.480
10	せん断	25.2	3.31	3.73	0.235	曲げ	36.5	4.82	5.22	0.398
Max		28.4	3.73	4.33	0.281		39.2	5.16	5.49	0.480
AV		26.4	3.46	3.88	0.240		36.7	4.83	5.19	0.433
Min		25.1	3.29	3.53	0.202		34.1	4.48	4.93	0.379
SD		1.2	0.16	0.25	0.024		1.5	0.20	0.17	0.036
CV		4.7%	4.6%	6.4%	10.1%		4.1%	4.1%	3.3%	8.2%
k		2.104	2.104	0.2222	0.2222		2.104	2.104	0.2222	0.2222
TL		23.8	3.13	3.83	0.235		33.5	4.41	5.15	0.425

3. 柱脚金物を用いた接合部の性能評価

3. 1 試験の目的

厚板 LVL を耐力壁体として用いる場合、土台または基礎との接合方法が性能を決定する重要な因子となるが、一般的な軸組構法に用いられているホールダウン金物では、今回の構法に期待する剛性や耐力を担保するには不十分であることが予想される。

そこで、厚板 LVL に既存の金物または新たに開発した金物を取り付けた柱脚接合部の接合性能を実験によって評価するとともに、高性能な壁構造に適した接合部仕様を明らかにすることを目的とした。

3. 2 試験体

使用した LVL は、国産材であるスギまたはカラマツの単板を用いたものであり、LVL 製品としての比重はスギで約 0.5、カラマツで約 0.6 である。厚板壁工法に用いる LVL は、厚さ 35mm の LVL を 3 枚合わせて二次接着することによって厚さ 105mm に仕上げたものである。単板構成の詳細は第 2 章に示したとおりである。LVL 断面の様子を写真 3-1 に示す。



写真 3-1 LVL 断面の様子 (左:スギ, 右:カラマツ)

引張試験用試験体の寸法は厚さ 105×幅 300×長さ 1000mm である。

使用した柱脚金物は、ビスどめホールダウン金物 (タナカ製 U-35, 短期許容耐力 35kN, 試験最大耐力 70kN) である。ホールダウン金物の配置は、柱厚さの中央に 1 個を配置するもの (単独タイプ)、金物 2 個を横に並べて配置するもの (並列タイプ)、縦に並べて配置するもの (直列タイプ) の 3 種類を設定した。単独タイプおよび並列タイプは一般的に使用されているボルト ($\phi 16$) を用いて基礎に見立てた支持治具に固定するが、直列タイプは高強度ボルト ($\phi 16$) を用いて、下側の金物を固定した後に高力仕様の長ナットを介してもう 1 本の高強度ボルトを連結することによって上側の金物を固定した。なおナットの締め具合は、トルクレンチを用いて管理した。

一方、新開発の金物は、厚さ 6mm の鋼板を厚さ 12mm の鋼板にコの字型に溶接して作製したものであり、先のホールダウン金物と同じビスを用いて壁体に固定される。基礎側には高強度ボルト ($\phi 16$) を 2 本用いて固定する。なお、金物内側にナットおよびボルト先端部が突出するため、LVL 側に $\phi 54$ mm、深さ 30mm の座掘加工を施している。接合金物の仕様を図 3-1 に、試験体の形状を図 3-2 に示す。

ビスどめホールダウン金物U-35 (タナカ)
 (短期許容耐力35.4kN, 試験最大耐力70kN)

ビスどめ コ型金物(新) (タナカ)



タナカ オリジナル金物専用ビス (TBA-65D)

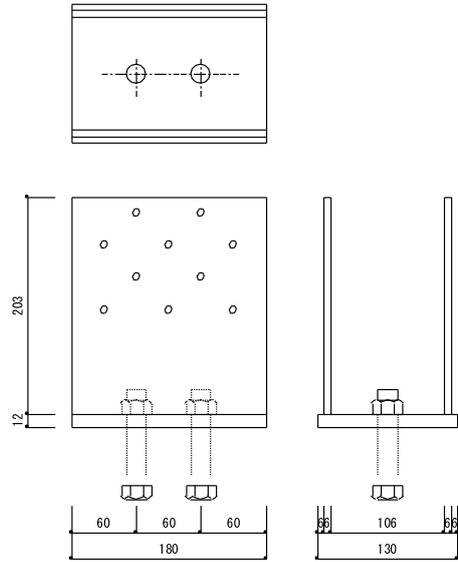
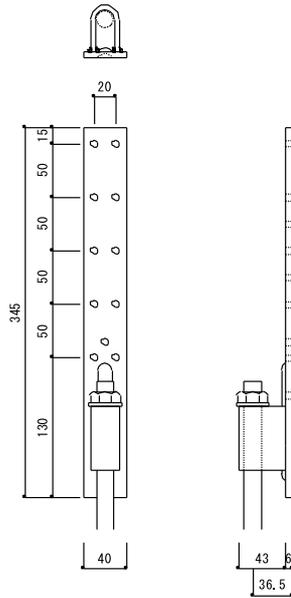
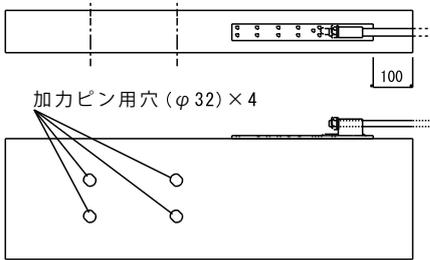
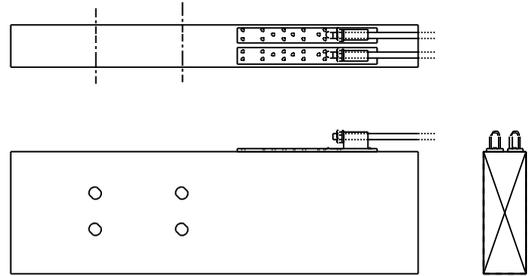


図 3-1 接合金物の仕様 (単位: mm)

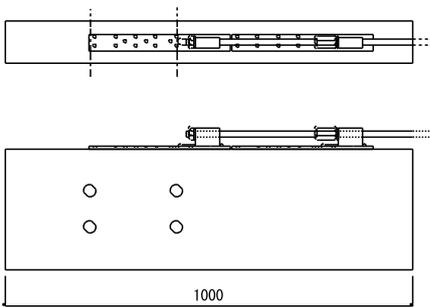
1. ホールダウン金物 単独型



2. ホールダウン金物 並列型



3. ホールダウン金物 直列型



4. コ型金物

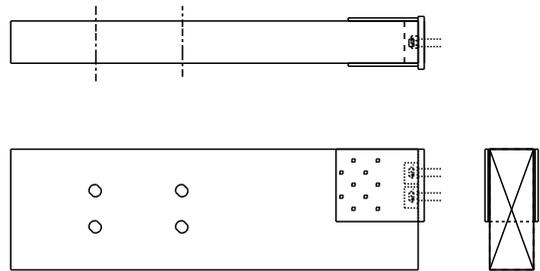


図 3-2 柱脚接合部試験体の形状 (単位: mm)

3. 3 試験方法

引張試験は、「木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2008年度版）」に記載されている「柱頭柱脚接合部の引張試験」に準じ、繰返し荷重試験機(能力200kN)を使用して、単調増加あるいは一方向繰返し荷重条件にて、供試体の破壊あるいは最大荷重の80%以下に荷重が低下するまで実施した。加力スケジュールほか試験方法の詳細は、上記設計書の記載に従った。試験方法を図3-3に、試験の様子を写真3-2に示す。

荷重の計測は、容量200kNのロードセルで、またLVL材の支持ベースに対する変位(断面对称位置2点)の計測は最大ストローク50mmのひずみゲージ式変位変換器を使用して行い、荷重の増減約0.1kN毎に記録した。

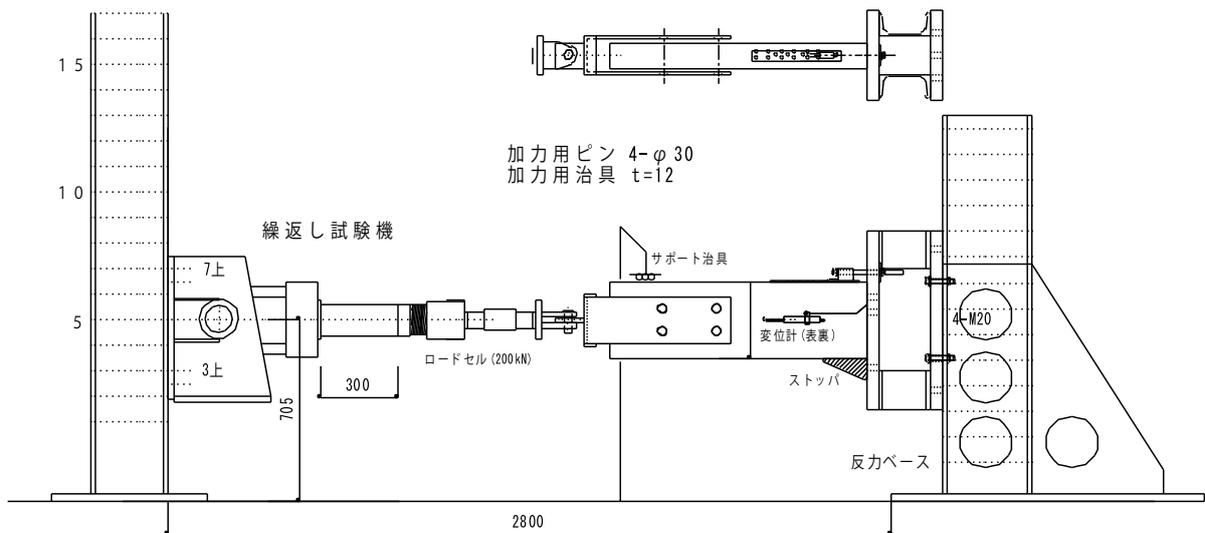


図3-3 柱脚接合部の引張試験方法（単位：mm）

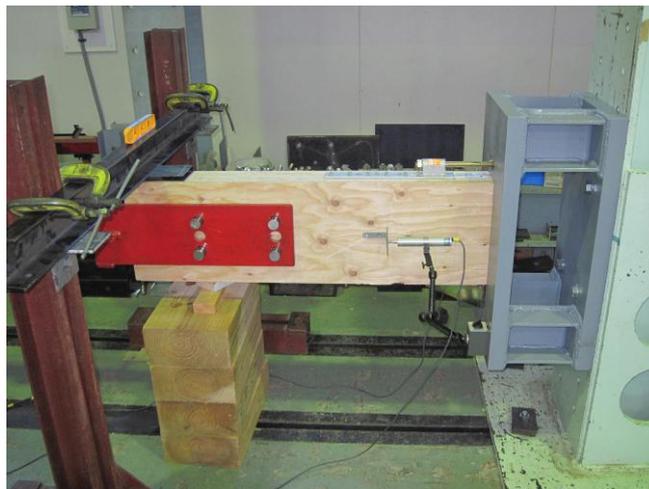


写真3-2 柱脚接合部の引張試験の実施状況

3. 4 試験結果

試験結果を表 3-1~2 に示す。また仕様ごとにまとめた包絡処理後の荷重変形曲線と完全弾塑性モデル曲線を図 3-4 に、個々の荷重-変形曲線を図 3-6~21 に、代表的な破壊の様子を写真 3-3~9 に示す。

表 3-1 試験結果その 1 (スギ)

			最大耐力 (kN)	最大耐力 時の変位 (mm)	降伏耐力 (kN)	降伏変位 (mm)	終局変位 (mm)	初期剛性 (kN/mm)	終局耐力 (kN)	降伏点 変位 (mm)	最大耐力 の2/3 (kN)
スギ	単独型	最小	51.5	16.2	29.1	2.8	29.8	8.8	49.4	4.5	34.3
		平均	57.6	21.6	33.9	3.5	29.9	9.7	54.1	5.6	38.4
		最大	65.6	26.6	39.4	4.5	30.0	11.3	61.9	7.1	43.7
		変動係数	0.08	0.21	0.11	0.17	0.00	0.09	0.08	0.15	0.08
		ばらつき係数	0.80	0.51	0.75	0.60	1.00	0.78	0.81	0.65	0.80
		基準耐力			25.2						
	並列型	最小	104.6	16.5	64.2	4.6	29.8	12.2	98.0	7.4	69.7
		平均	108.8	22.4	66.3	5.1	29.9	13.0	103.4	8.0	72.5
		最大	111.0	26.5	70.3	5.7	29.9	14.1	106.3	8.5	74.0
		変動係数	0.02	0.19	0.03	0.09	0.00	0.07	0.03	0.05	0.02
		ばらつき係数	0.95	0.56	0.93	0.79	0.99	0.84	0.93	0.88	0.95
		基準耐力			61.4						
	直列型	最小	103.2	10.6	56.8	2.9	22.5	17.5	97.4	4.8	68.8
		平均	113.9	16.6	62.6	3.3	27.2	19.3	104.0	5.4	76.0
		最大	121.6	21.9	66.1	3.8	30.0	21.8	111.3	6.3	81.0
		変動係数	0.06	0.34	0.06	0.10	0.12	0.09	0.07	0.10	0.06
		ばらつき係数	0.86	0.21	0.87	0.76	0.73	0.79	0.85	0.75	0.86
		基準耐力			54.2						
	コ型	最小	150.8	21.4	86.9	4.8	29.6	15.6	140.4	7.7	100.5
		平均	159.5	26.2	94.3	5.6	29.8	16.8	147.8	8.8	106.3
最大		167.0	29.9	100.3	6.1	30.0	18.3	154.1	9.9	111.3	
変動係数		0.04	0.15	0.05	0.08	0.01	0.06	0.04	0.09	0.04	
ばらつき係数		0.90	0.65	0.88	0.81	0.99	0.87	0.91	0.79	0.90	
基準耐力				83.1							(96.1)

表 3-2 試験結果その 2 (カラマツ)

			最大耐力 (kN)	最大耐力 時の変位 (mm)	降伏耐力 (kN)	降伏変位 (mm)	終局変位 (mm)	初期剛性 (kN/mm)	終局耐力 (kN)	降伏点 変位 (mm)	最大耐力 の2/3 (kN)
カラマツ	単独型	最小	72.3	22.5	41.0	4.6	28.9	6.7	65.5	7.3	48.2
		平均	76.1	26.9	43.7	5.2	29.4	8.6	69.8	8.2	50.7
		最大	79.3	29.4	46.8	6.1	30.0	10.1	73.8	9.7	52.9
		変動係数	0.04	0.10	0.05	0.12	0.01	0.13	0.04	0.11	0.04
		ばらつき係数	0.91	0.76	0.87	0.71	0.97	0.69	0.90	0.74	0.91
		基準耐力			38.1						
	並列型	最小	104.1	14.8	59.0	4.2	29.8	12.4	98.0	7.0	69.4
		平均	113.0	17.9	68.9	4.9	29.9	14.1	106.9	7.6	75.3
		最大	120.3	21.6	76.6	5.9	30.0	15.5	113.6	9.1	80.2
		変動係数	0.05	0.18	0.09	0.12	0.00	0.07	0.05	0.11	0.05
		ばらつき係数	0.89	0.59	0.79	0.71	1.00	0.83	0.89	0.75	0.89
		基準耐力			54.1						
	直列型	最小	125.8	12.8	63.8	3.3	26.1	14.3	112.1	6.2	83.9
		平均	133.5	19.0	71.2	4.3	28.6	17.0	122.3	7.3	89.0
		最大	147.3	25.7	85.0	5.3	30.0	20.4	133.7	9.0	98.2
		変動係数	0.06	0.26	0.11	0.16	0.05	0.16	0.07	0.16	0.06
		ばらつき係数	0.85	0.40	0.74	0.62	0.87	0.63	0.84	0.63	0.85
		基準耐力			52.5						
	コ型	最小	199.6	27.9	105.8	4.9	29.9	18.3	171.8	8.0	133.1
		平均	211.6	29.6	111.8	5.5	30.0	20.3	179.7	8.9	141.1
最大		218.8	30.0	120.1	6.6	30.0	22.9	188.1	10.3	145.9	
変動係数		0.04	0.03	0.05	0.12	0.00	0.08	0.04	0.09	0.04	
ばらつき係数		0.91	0.93	0.87	0.73	1.00	0.82	0.92	0.78	0.91	
基準耐力				97.6							(128.8)

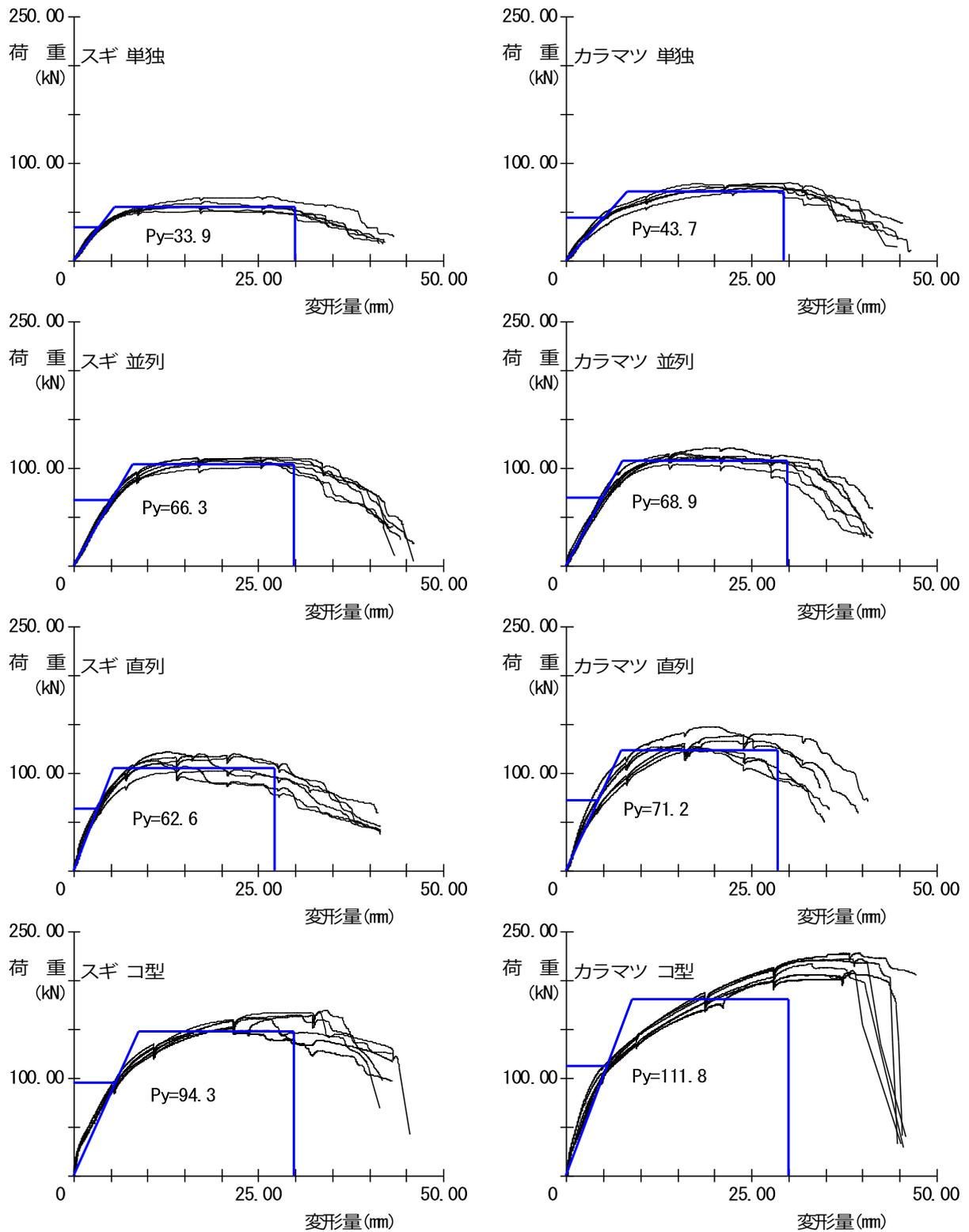


図 3-4 各仕様の荷重－変形量の関係曲線（包絡処理後）
 （青実線は完全弾塑性モデル曲線を示す）

接合部の基準耐力をグラフ化したものを図 3-5 に示す。基準耐力はすべての仕様で P_y で決定された。スギ LVL の場合は、並列タイプ、直列タイプともに単独タイプの 2 倍に近い性能が得られているが、カラマツ LVL の場合は 2 倍には至っていない。これは、カラマツ LVL の場合は、ビス位置にかなり近いところに直交層が存在したためと考えられる。スギ、カラマツともに終局的な破壊形態はビスの破断が多かったが、LVL のせん断破壊によって端部分が抜け落ちるものも見受けられた。

一方、コ型金物は、ホールダウン仕様に比べると高い剛性および耐力が得られている。特に、終局時には金物自体が変形することによって、じん性に富んだ変形性状が認められた。また、ホールダウン金物の場合はビス本数が 1 金物当たり 15 本であるのに対して、コ型金物では表裏併せて 20 本であるにも関わらず、ホールダウン金物を上回る性能が得られているが、これはビスを打ち込む面が木口ではなく表面であったことが原因と考えられる。

なお、変動係数はスギ、カラマツとも最大で 11% であり、製材品に比べてばらつきが小さいことが特徴として挙げられる。

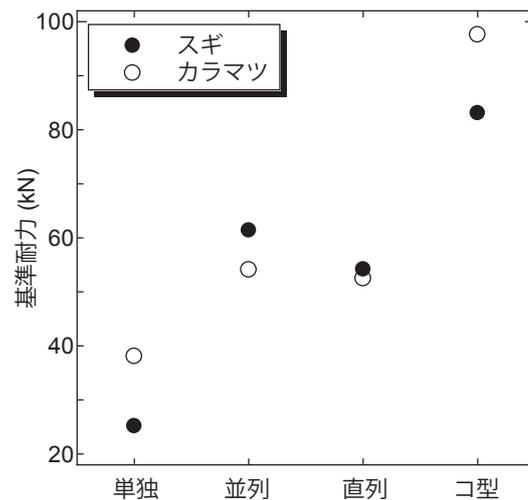


図 3-5 柱脚接合部の基準耐力



写真 3-3 引張試験後の様子
スギ 単独型

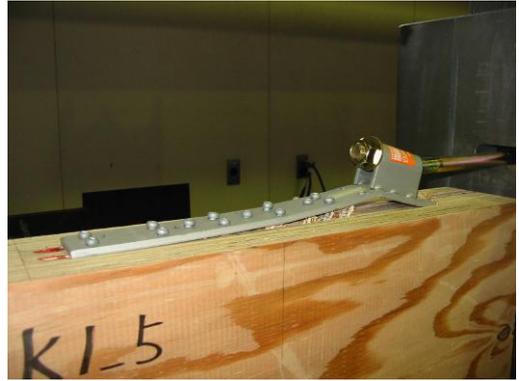


写真 3-4 引張試験後の様子
カラマツ 単独型

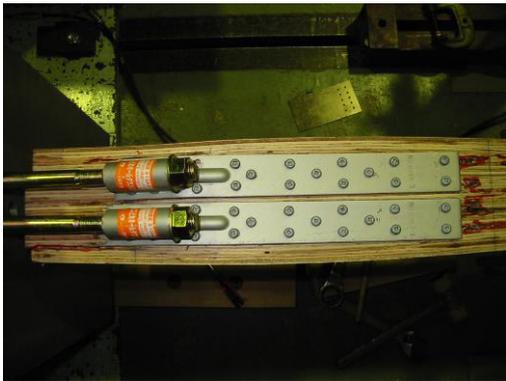


写真 3-4 引張試験後の様子
スギ 並列型



写真 3-6 引張試験後の様子
カラマツ 並列型



写真 3-5 引張試験後の様子
スギ 直列型

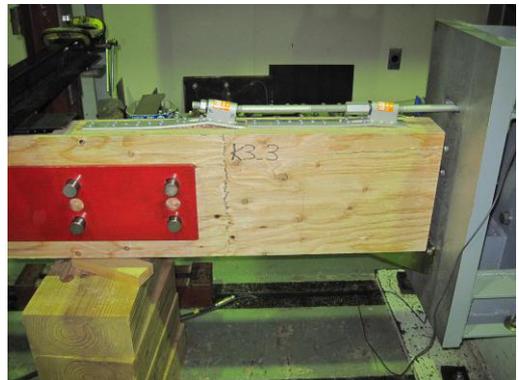


写真 3-7 引張試験後の様子
カラマツ 直列型



写真 3-8 引張試験後の様子
スギ コ型



写真 3-9 引張試験後の様子
カラマツ コ型

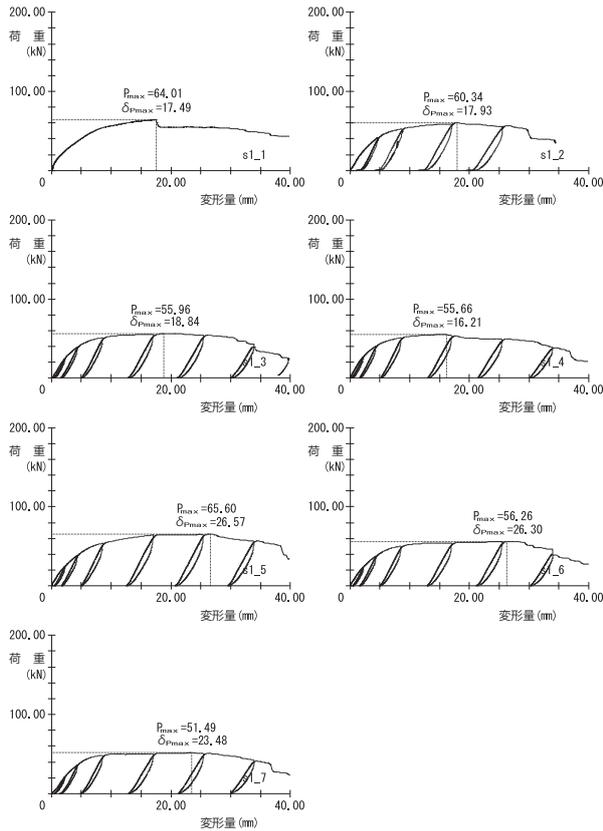


図 3-6 荷重—変形量の関係曲線 (全計測)
スギ 単独型

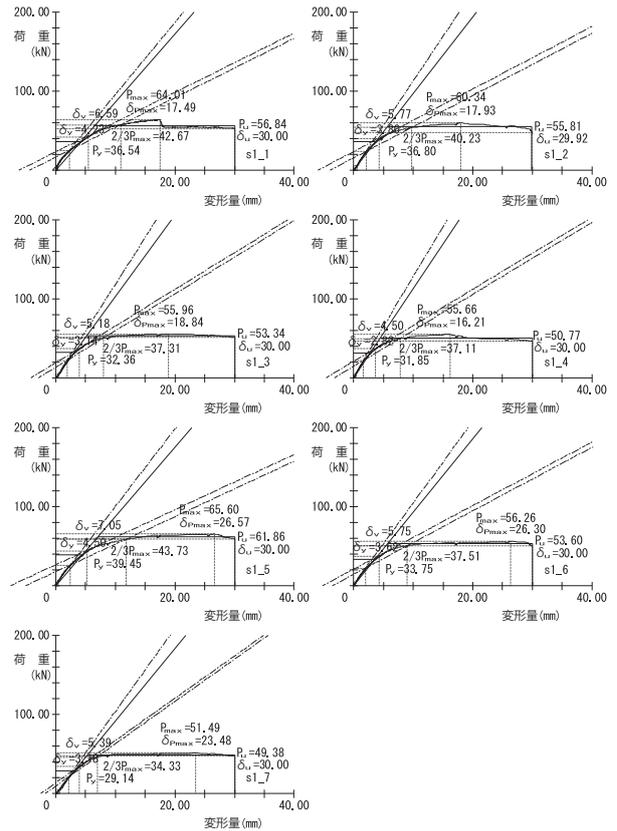


図 3-7 荷重—変形量の関係曲線 (包絡後)
スギ 単独型

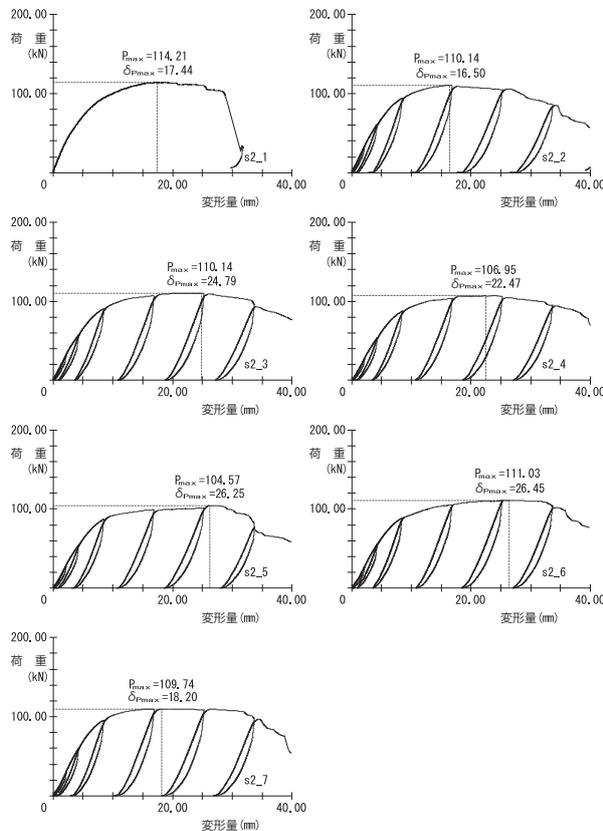


図 3-8 荷重—変形量の関係曲線 (全計測)
スギ 並列型

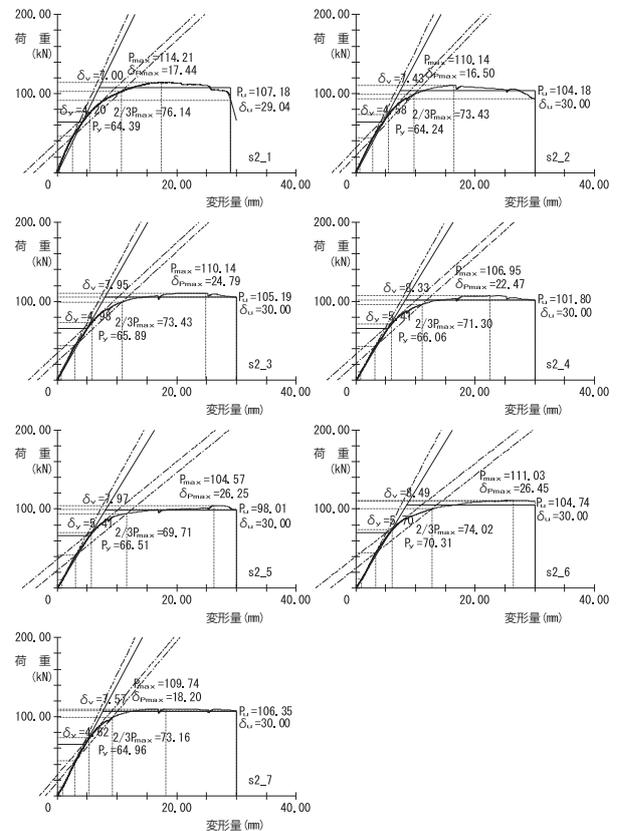


図 3-9 荷重—変形量の関係曲線 (包絡後)
スギ 並列型

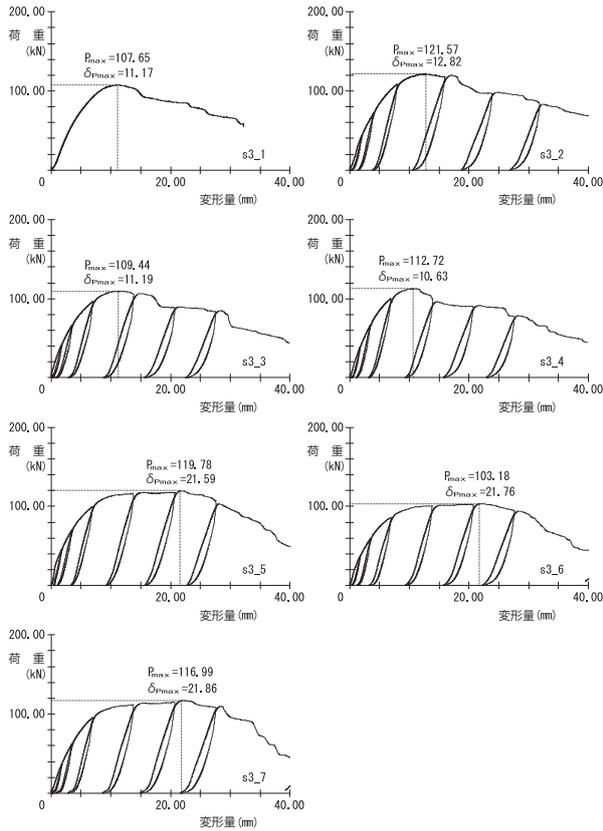


図 3-10 荷重—変形量の関係曲線 (全計測)
スギ 直列型

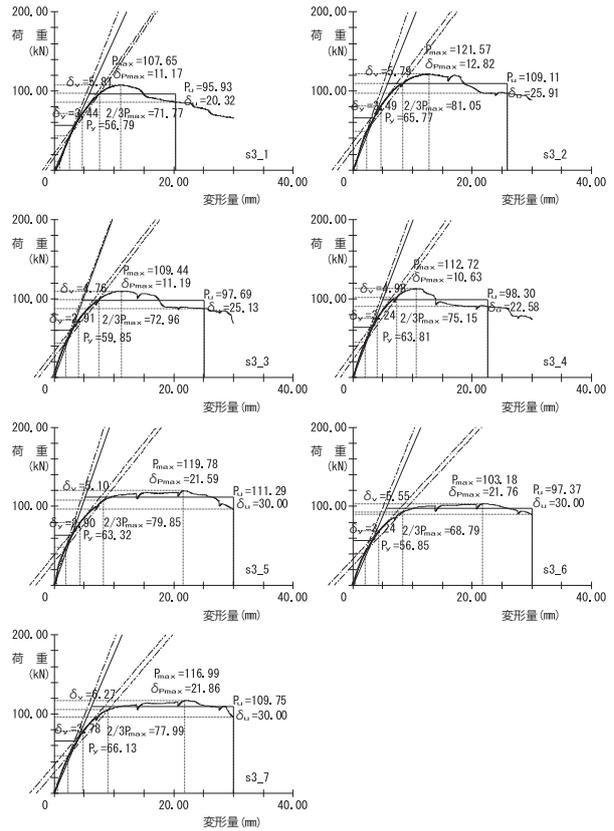


図 3-11 荷重—変形量の関係曲線 (包絡後)
スギ 直列型

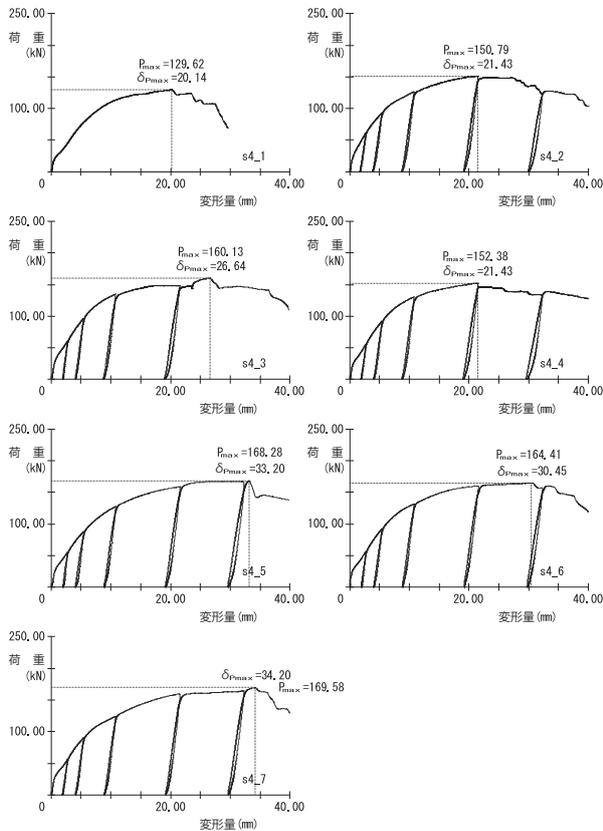


図 3-12 荷重—変形量の関係曲線 (全計測)
スギ コ型

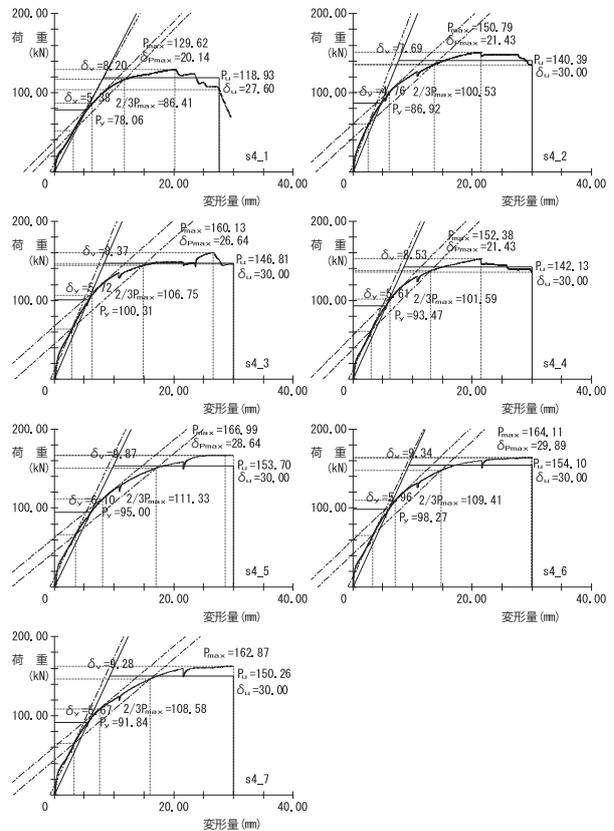


図 3-13 荷重—変形量の関係曲線 (包絡後)
スギ コ型

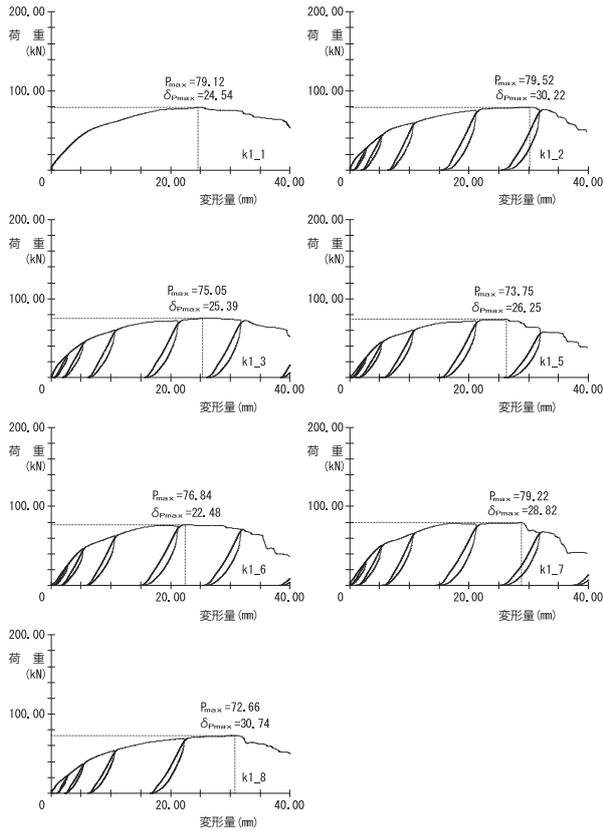


図 3-14 荷重—変形量の関係曲線（全計測）
カラムツ単独型

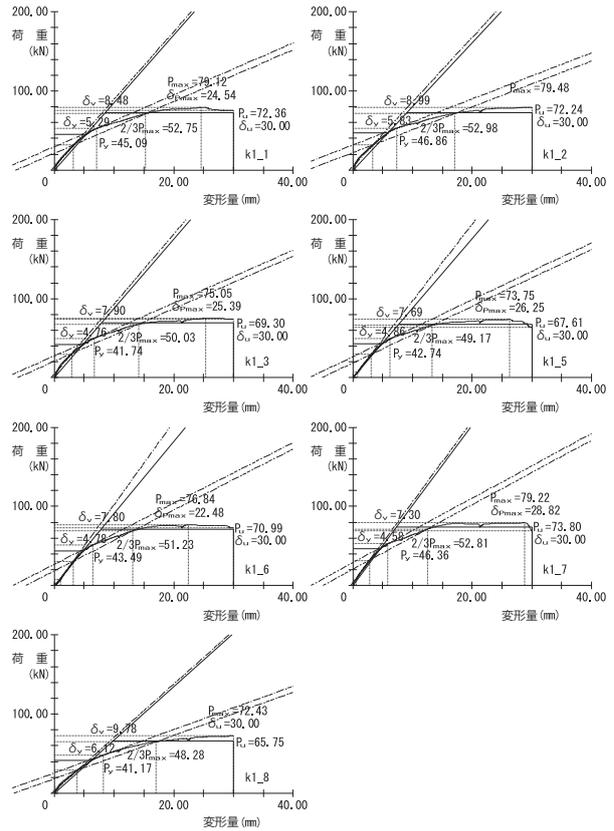


図 3-15 荷重—変形量の関係曲線（包絡後）
カラムツ単独型

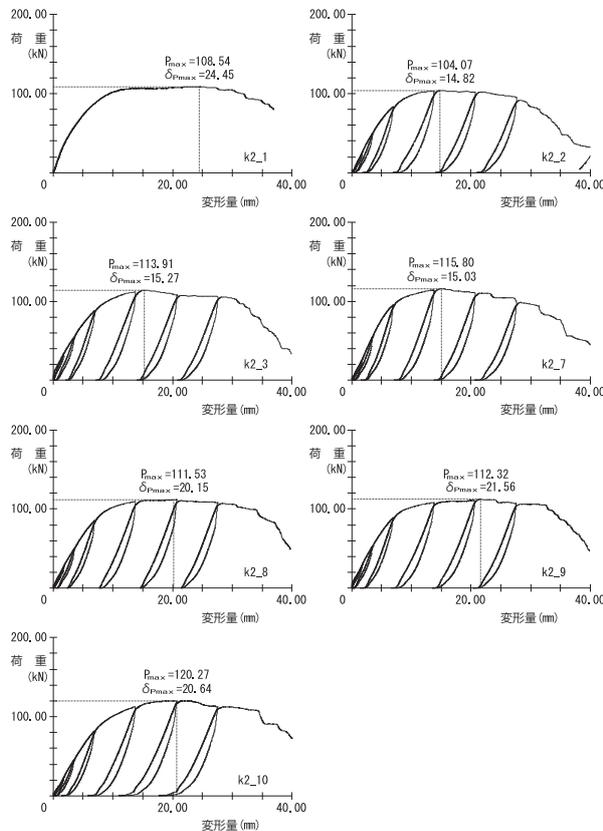


図 3-16 荷重—変形量の関係曲線（全計測）
カラムツ並列型

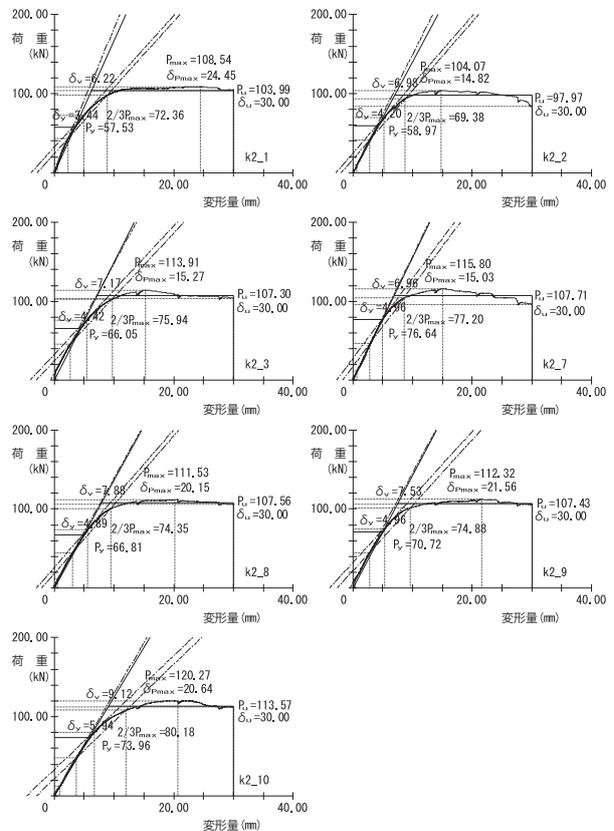


図 3-17 荷重—変形量の関係曲線（包絡後）
カラムツ並列型

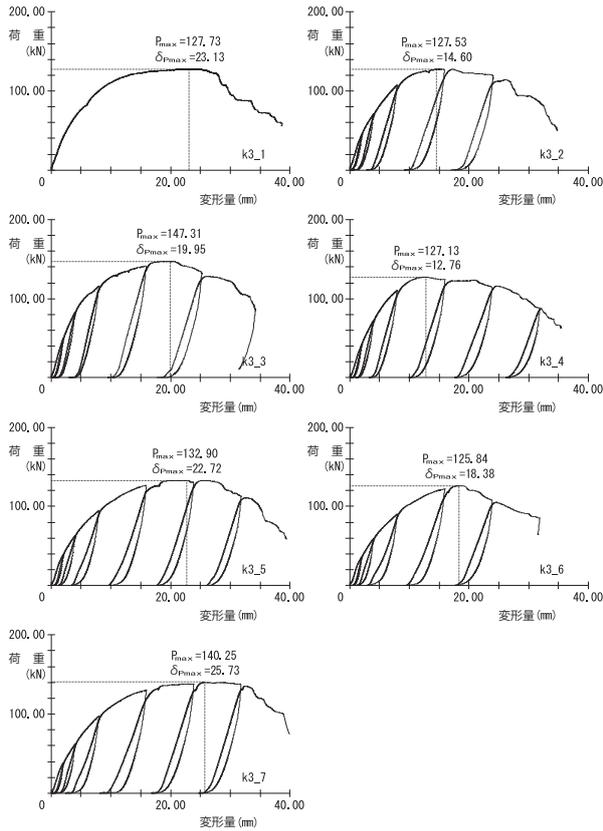


図 3-18 荷重—変形量の関係曲線（全計測）
カラムツ直列型

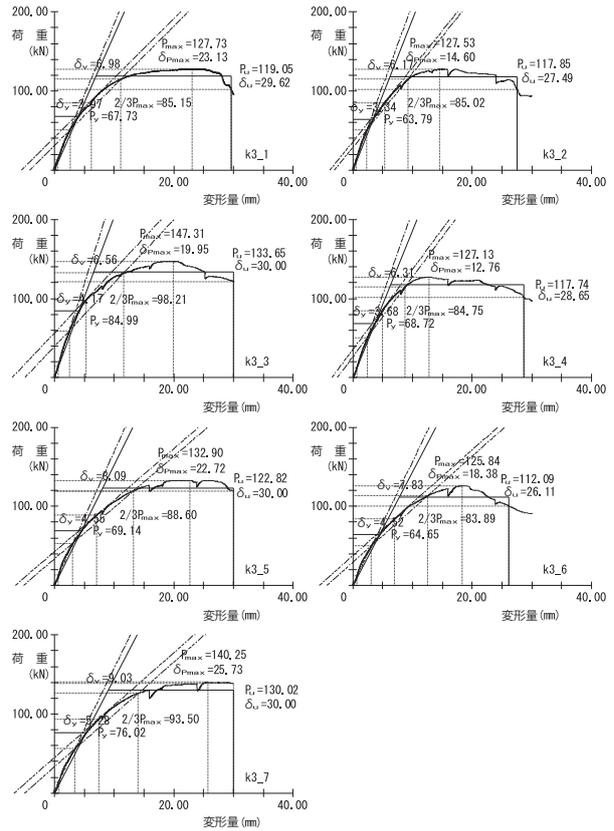


図 3-19 荷重—変形量の関係曲線（包絡後）
カラムツ直列型

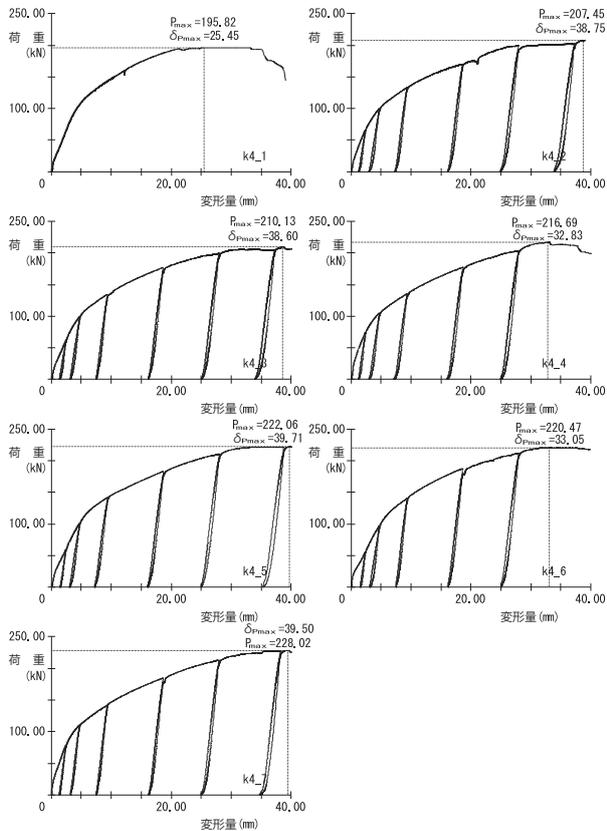


図 3-20 荷重—変形量の関係曲線（全計測）
カラムツコ型

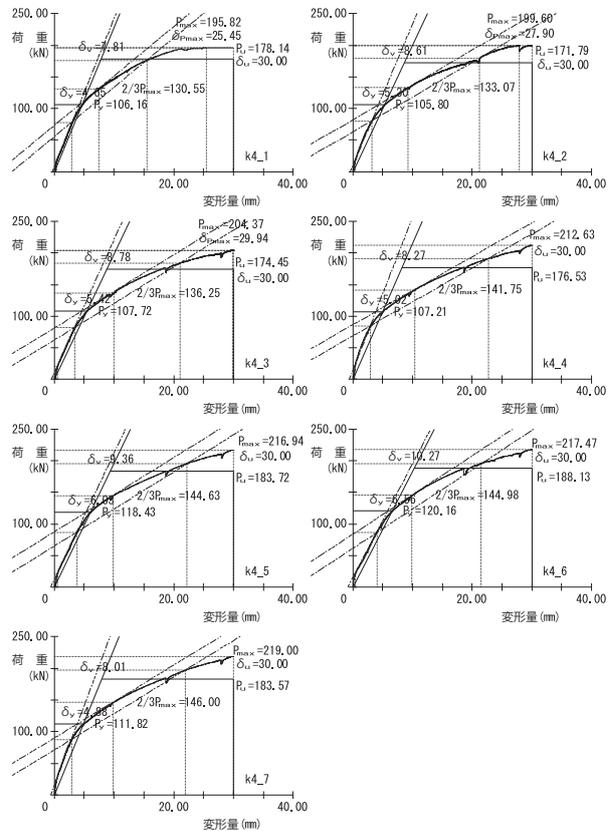


図 3-21 荷重—変形量の関係曲線（包絡後）
カラムツコ型

4. 大断面単板積層材を用いた耐力壁の構造性能評価

4. 1 試験の目的

3章で得られた結果をもとに、高耐力な柱脚接合部として、ホールダウン金物を2つ使用した並列型、直列型、および新たに開発したコ型金物を用いた仕様を対象として、実大壁の面内せん断試験によって鉛直構面としての構造性能を明らかにする。

4. 2 試験体

試験体寸法は、厚さ 105×幅 1015×高さ 2730mm である。柱脚接合部は、接合部引張試験結果を踏まえて、ホールダウンを2個使用した並列タイプおよび直列タイプの仕様に加えて、コ型金物を用いた仕様とした。

4. 3 試験方法

面内せん断試験は、「木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2008年版）」に記載の「鉛直構面及び水平構面の剛性と許容せん断耐力を算定するための試験」に従って、繰返し荷重試験機（能力 200kN）を使用して、柱脚固定式で実施した。

試験方法を図 4-1 に、柱脚接合部の仕様を図 4-2 に、試験の様子を写真 4-1 に示す。

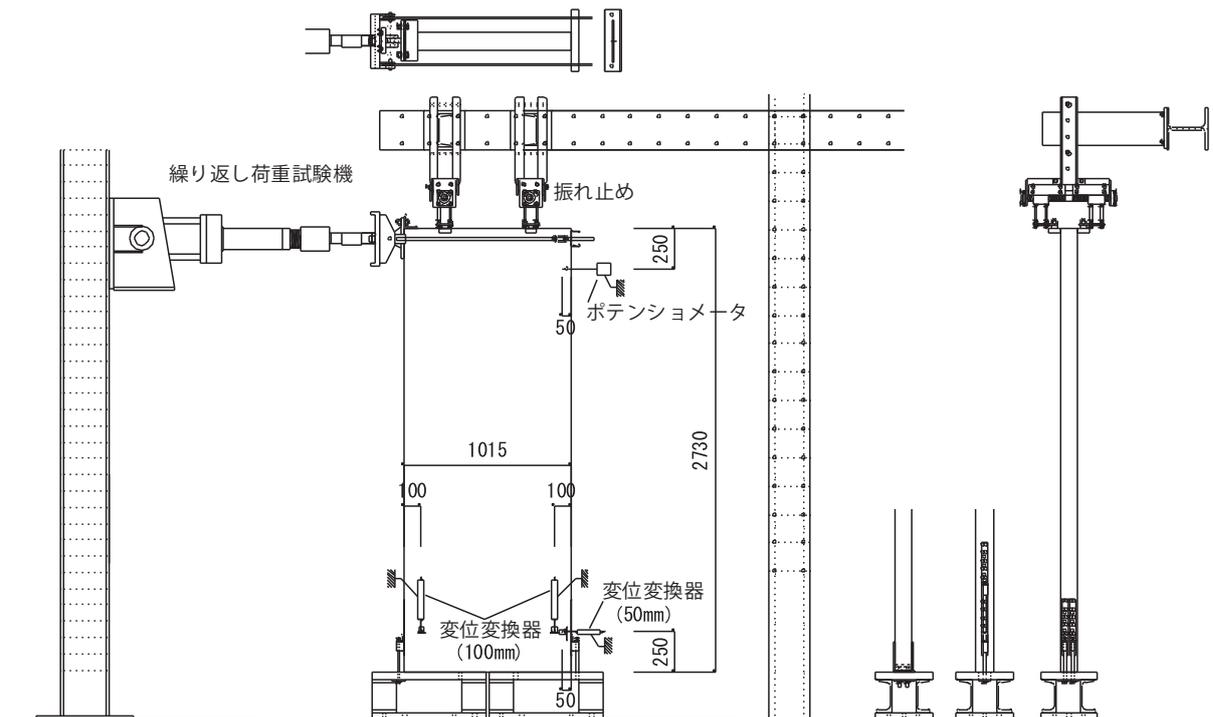
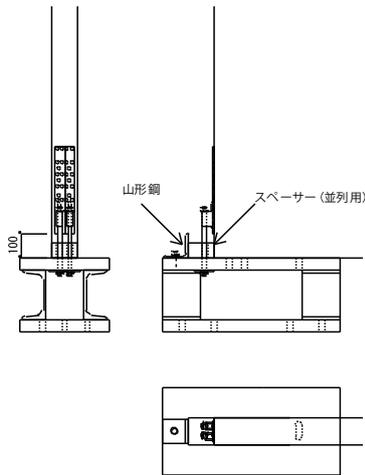
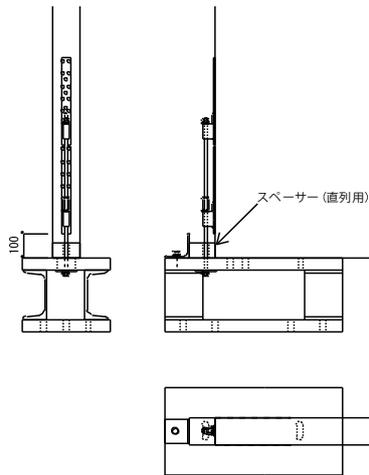


図 4-1 面内せん断試験方法（単位：mm）

1. 並列型



2. 直列型



3. コ型金物

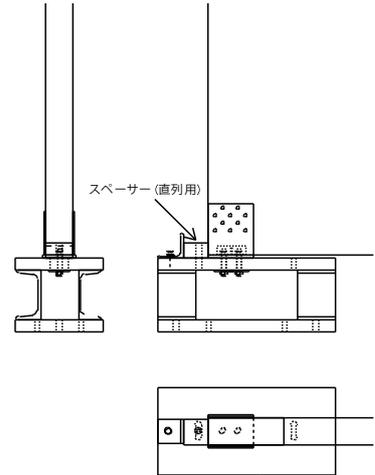


図 4-2 柱脚接合部の仕様



写真 4-1 面内せん断試験の様子

4. 4 試験結果

試験結果を表 4-1~2 に、荷重-変形角曲線を図 4-3~8 に、試験終了後の様子を写真 4-2~25 に示す。

いずれも柱脚接合部試験と同様の破壊形態を示した。またいずれの仕様も壁倍率はおおむね終局耐力に基づく指標によって決定されており、スギでは並列型で 12 倍、カラマツではコ型が 14 倍を超える壁倍率が得られた。

※壁倍率算定に当たり、低減係数は 1 とした。

表 4-1 面内せん断試験結果その 1 (スギ)

スギ		(a) 降伏 耐力		Pu	Ds	μ	(b)	(C)	(d)	短期許容 耐力 min (a, b, c, d)	試算 壁倍率
		Pmax	Py				終局耐力 $P_u(0.2 \times \sqrt{2\mu-1})$	最大荷重 の2/3 2/3Pmax	特定変形時 P(1/120rad)		
並列型	1	41.1	23.47	39.0	0.363	4.29	21.47	27.40	35.07	21.47	
	2	42.2	23.33	40.3	0.333	5.01	24.18	28.13	38.46	23.33	
	3	41.8	22.81	39.3	0.335	4.96	23.47	27.87	36.08	22.81	
	平均		23.20				23.04	27.80	36.54		
	変動係数		0.01				0.06	0.01	0.05		
	ばらつき係数		0.99				0.97	0.99	0.98		
	下限値		23.04				22.38	27.63	35.72	22.38	12.55
直列型	1	36.3	20.60	32.6	0.341	4.79	19.10	24.20	33.86	19.10	
	2	41.1	19.92	36.7	0.380	3.96	19.28	27.40	35.77	19.28	
	3	36.8	19.74	35.1	0.372	4.11	18.88	24.53	33.97	18.88	
	平均		20.09				19.09	25.38	34.53		
	変動係数		0.02				0.01	0.07	0.03		
	ばらつき係数		0.99				1.00	0.97	0.99		
	下限値		19.87				18.99	24.55	34.03	18.99	10.65
コ型	1	56.0	32.48	52.2	0.416	3.39	25.09	37.33	26.76	25.09	
	2	57.1	33.42	52.5	0.421	3.32	24.95	38.07	25.82	24.95	
	3	53.7	33.58	50.4	0.554	2.13	18.19	35.80	23.68	18.19	
	平均		33.16				22.74	37.07	25.42		
	変動係数		0.02				0.17	0.03	0.06		
	ばらつき係数		0.99				0.92	0.99	0.97		
	下限値		32.88				20.89	36.52	24.68	20.89	11.71

表 4-2 面内せん断試験結果その 2 (カラマツ)

カラマツ		(a) 降伏 耐力		Pu	Ds	μ	(b)	(C)	(d)	短期許容 耐力 min (a, b, c, d)	試算 壁倍率
		Pmax	Py				終局耐力 $P_u(0.2 \times \sqrt{2\mu-1})$	最大荷重 の2/3 2/3Pmax	特定変形時 P(1/120rad)		
並列型	1	43.8	25.68	41.0	0.331	5.06	24.78	29.20	38.12	24.78	
	2	48.8	29.37	45.8	0.326	5.21	28.14	32.53	43.08	28.14	
	3	40.2	22.92	38.1	0.311	5.68	24.54	26.80	38.49	22.92	
	平均		25.99				25.82	29.51	39.90		
	変動係数		0.12				0.08	0.10	0.07		
	ばらつき係数		0.94				0.96	0.95	0.97		
	下限値		24.47				24.87	28.15	38.60	24.47	13.72
直列型	1	53.0	29.10	50.2	0.347	4.64	28.88	35.33	42.84	28.88	
	2	60.2	37.00	55.7	0.427	3.25	26.11	40.13	43.74	26.11	
	3	54.9	34.63	49.9	0.440	3.08	22.68	36.60	41.55	22.68	
	平均		33.58				25.89	37.36	42.71		
	変動係数		0.12				0.12	0.07	0.03		
	ばらつき係数		0.94				0.94	0.97	0.99		
	下限値		31.67				24.43	36.18	42.19	24.43	13.70
コ型	1	70.5	37.58	64.2	0.468	2.78	27.40	47.00	31.05	27.40	
	2	71.4	40.53	64.2	0.464	2.82	27.64	47.60	28.04	27.64	
	3	70.4	39.11	61.9	0.516	2.37	23.93	46.93	25.30	23.93	
	平均		39.07				26.32	47.18	28.13		
	変動係数		0.04				0.08	0.01	0.10		
	ばらつき係数		0.98				0.96	1.00	0.95		
	下限値		38.38				25.34	47.00	26.78	25.34	14.21

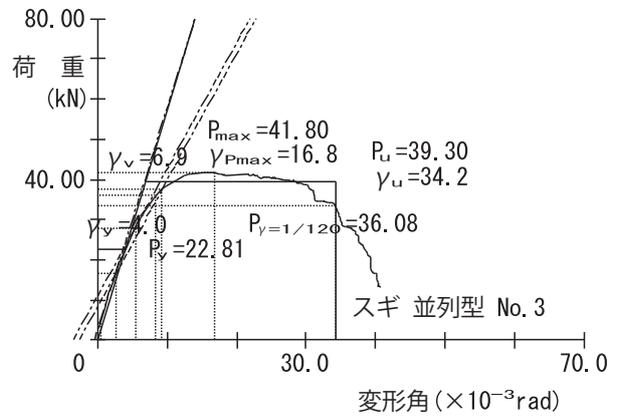
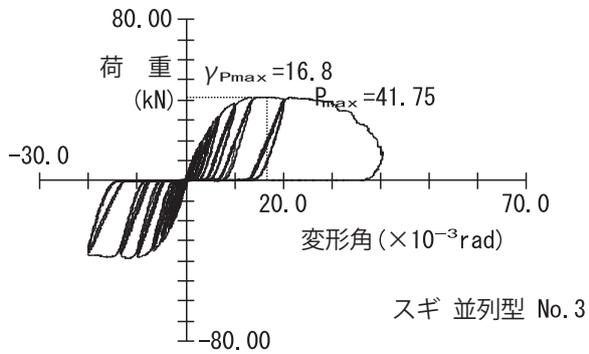
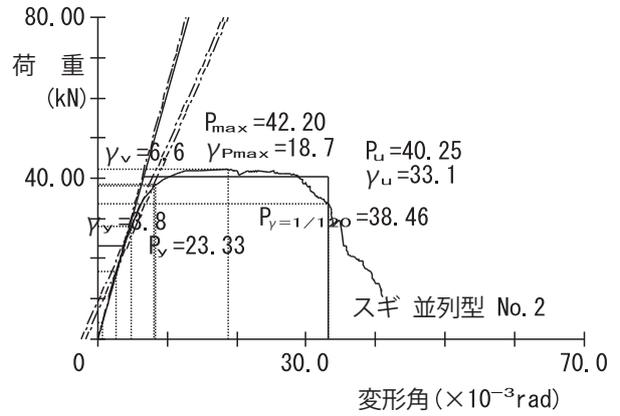
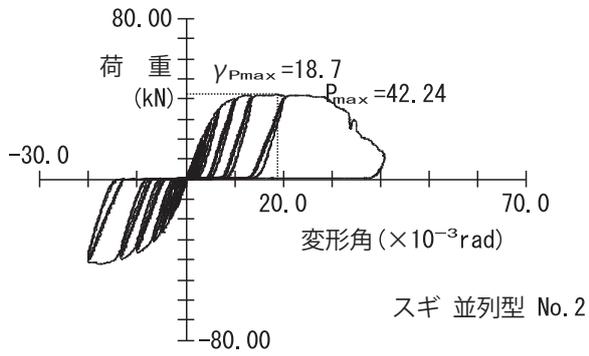
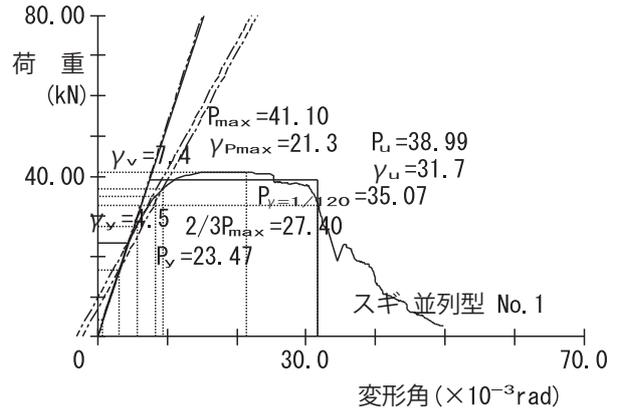
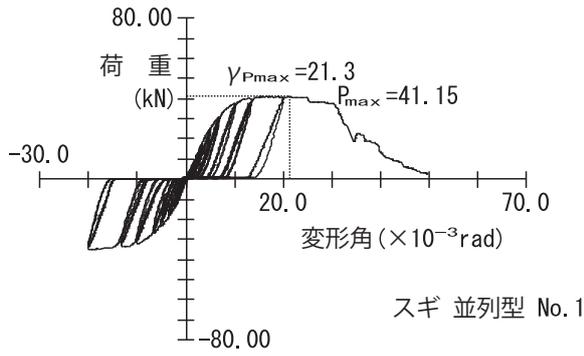


図 4-3 スギ 並列型の荷重—変形角曲線
(左：全計測，右：包絡後)

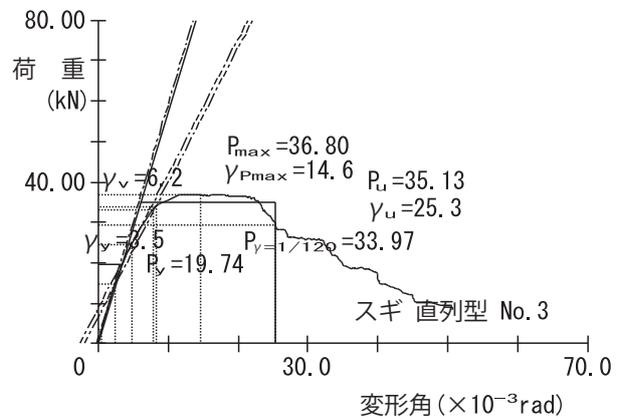
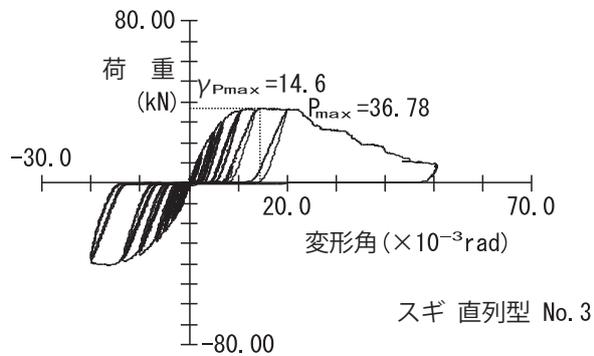
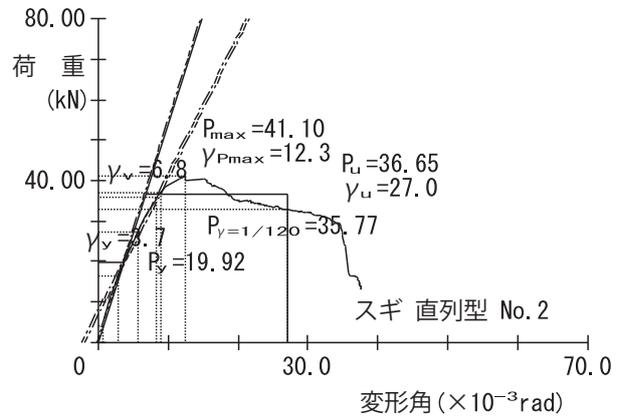
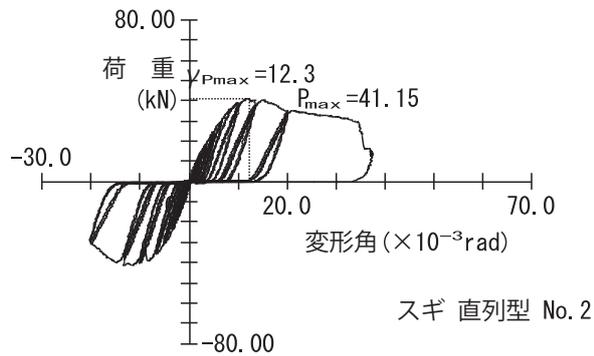
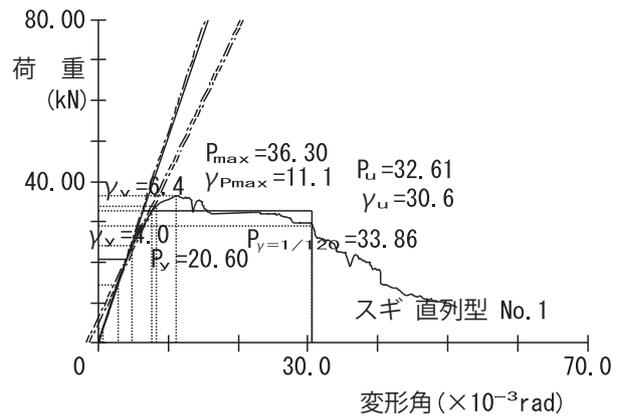
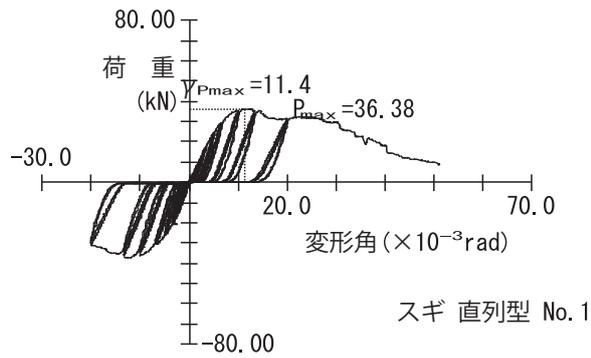


図 4-4 スギ 直列型の荷重—変形角曲線
(左：全計測，右：包絡後)

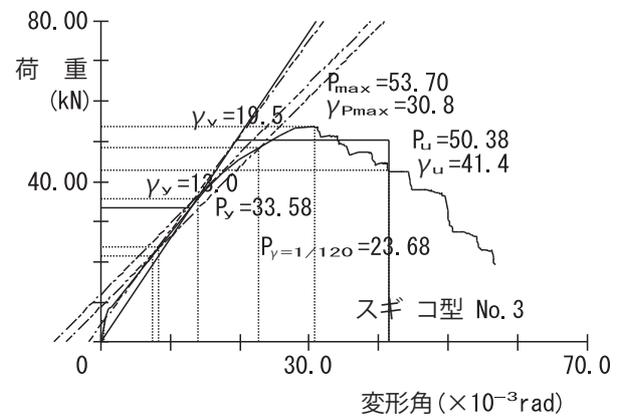
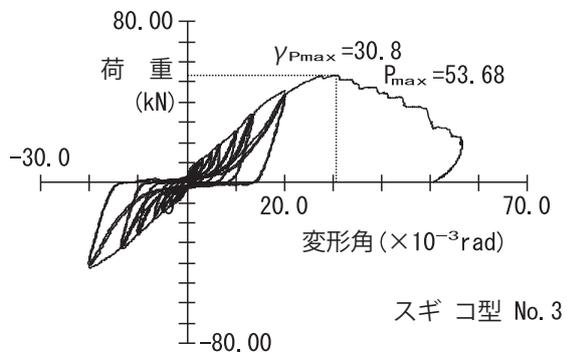
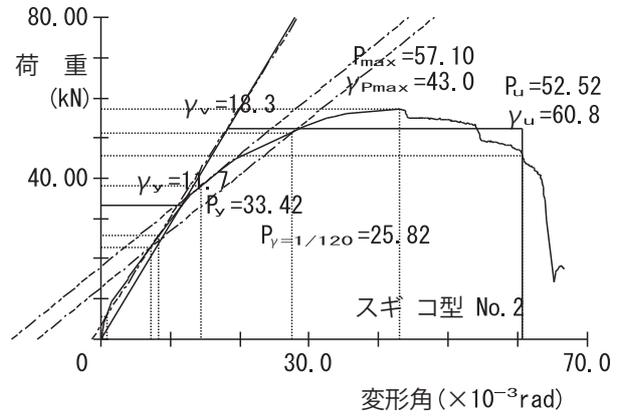
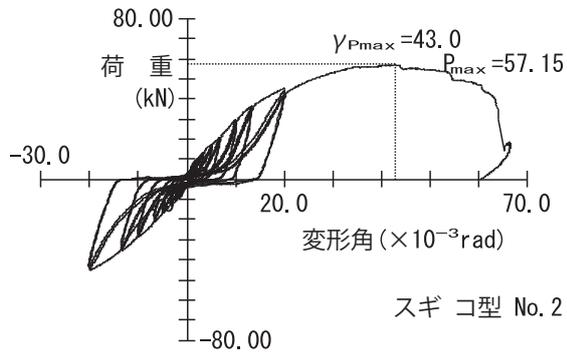
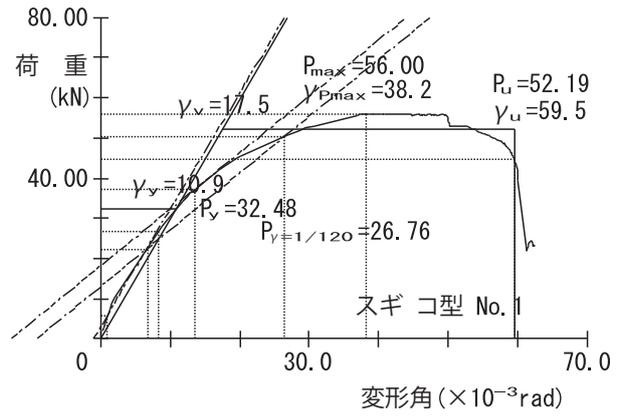
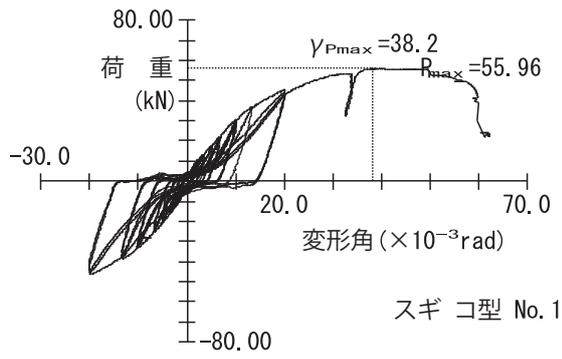


図 4-5 スギ コ型の荷重-変形角曲線
(左：全計測，右：包絡後)

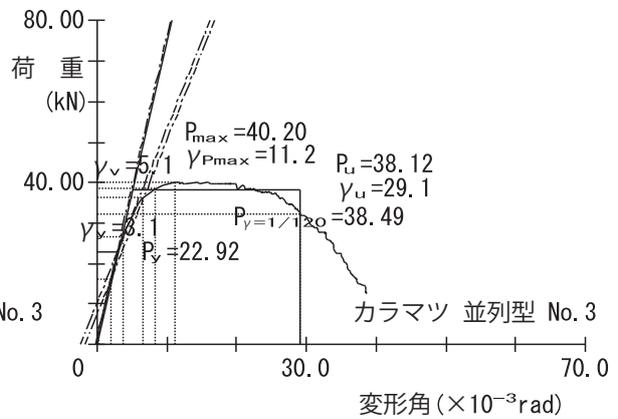
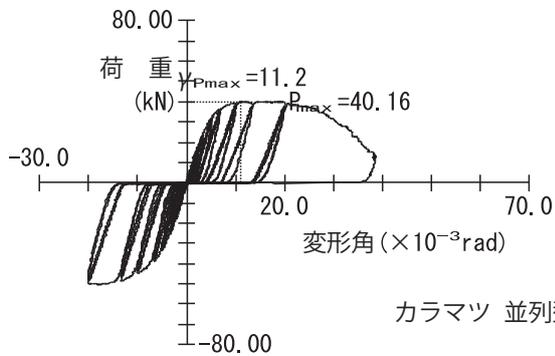
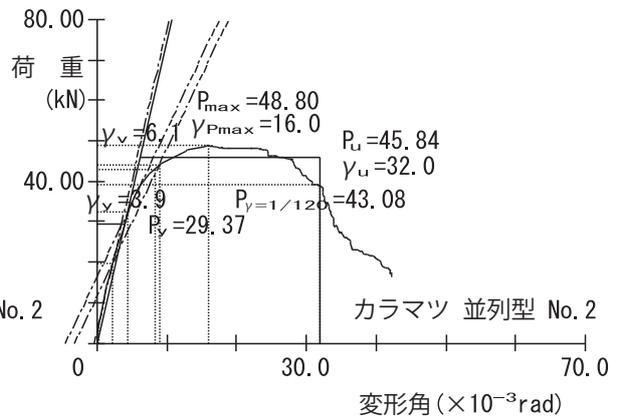
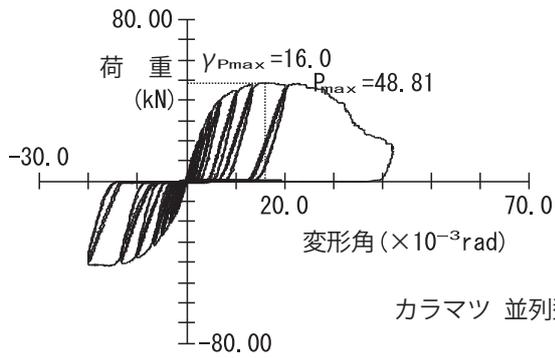
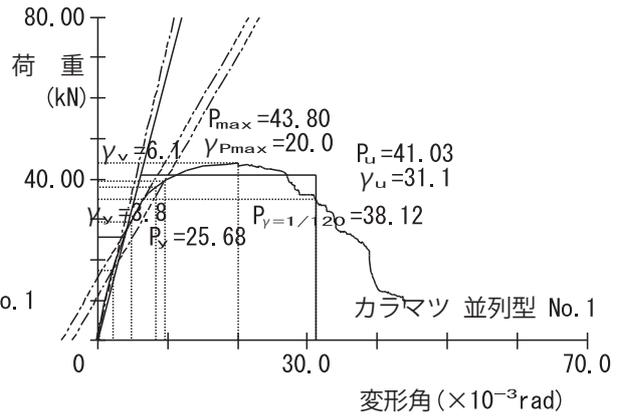
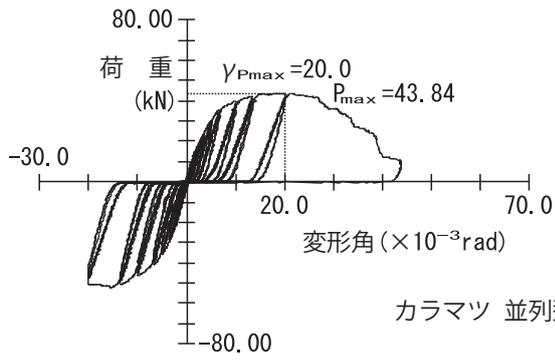


図 4-6 カラマツ 並列型の荷重—変形角曲線
(左：全計測，右：包絡後)

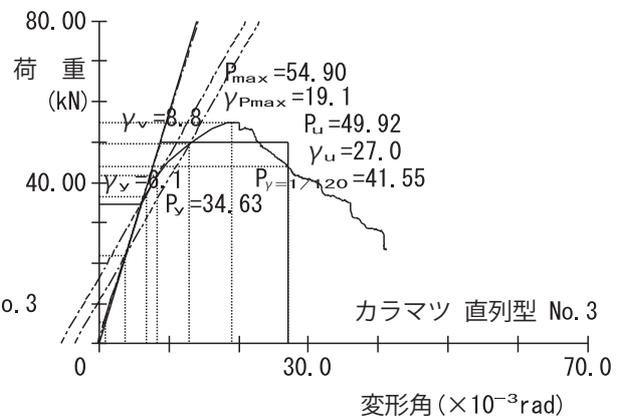
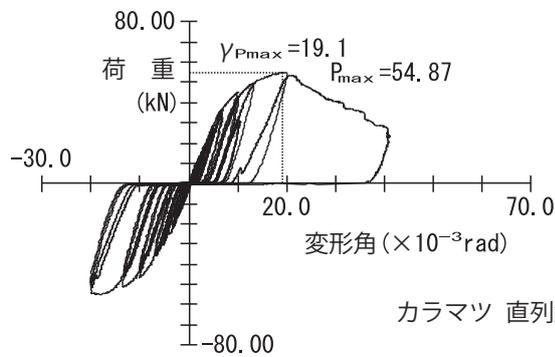
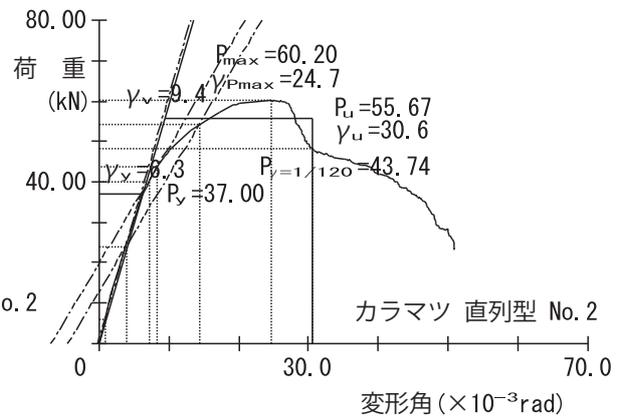
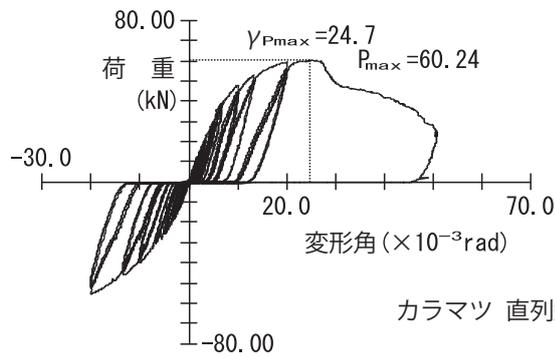
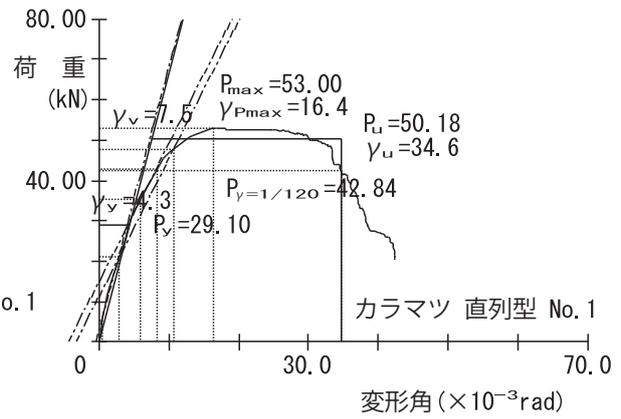
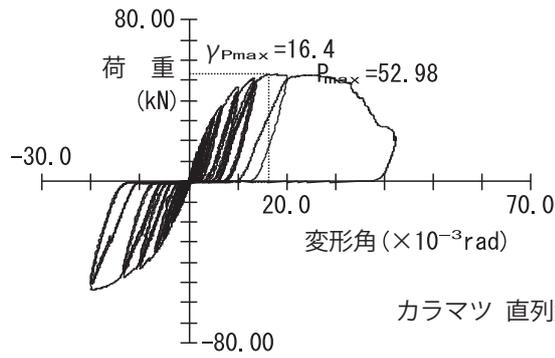


図 4-7 カラマツ 直列型の荷重—変形角曲線
(左：全計測，右：包絡後)

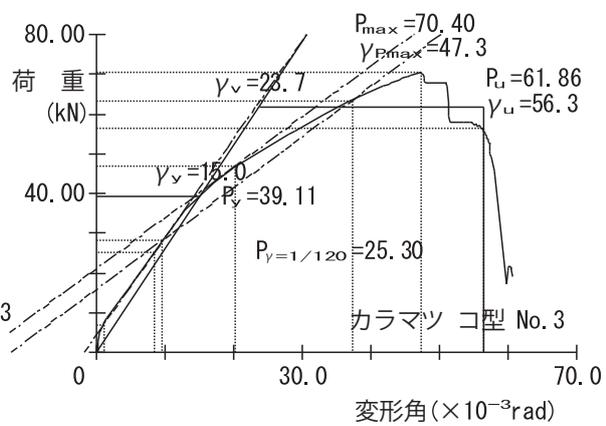
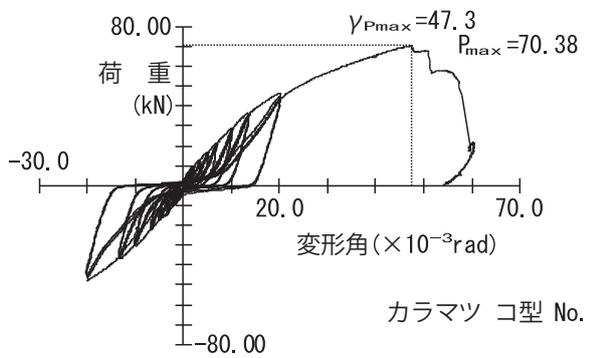
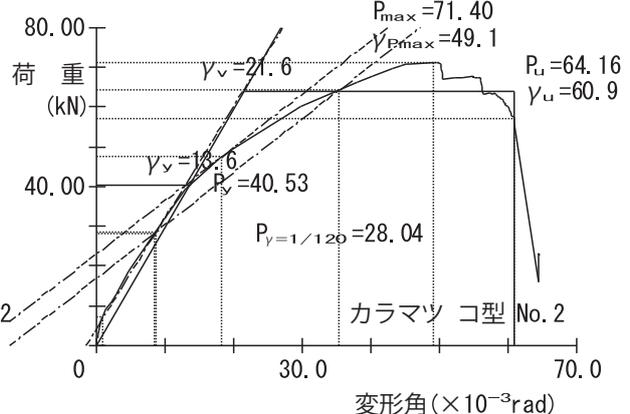
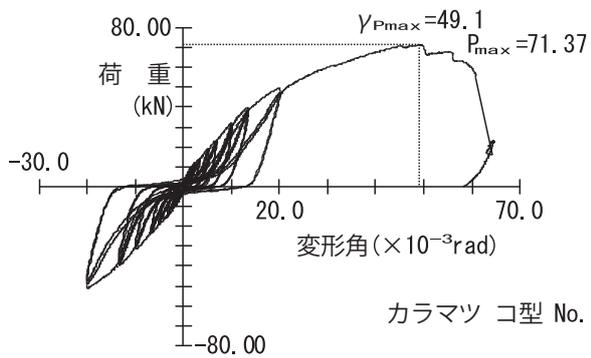
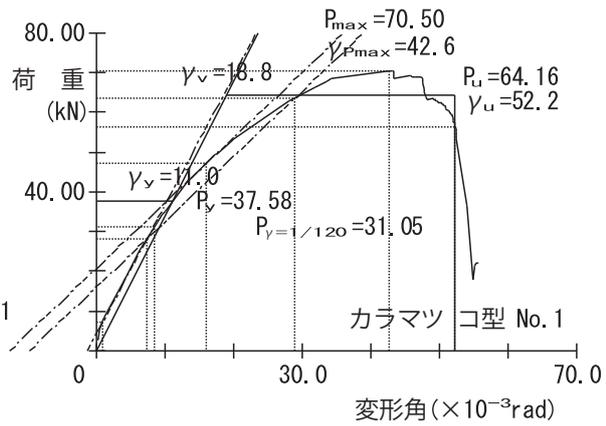
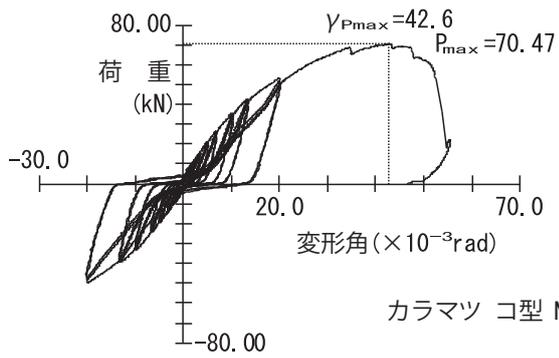


図 4-8 カラムツ コ型の荷重-変形角曲線
(左：全計測，右：包絡後)

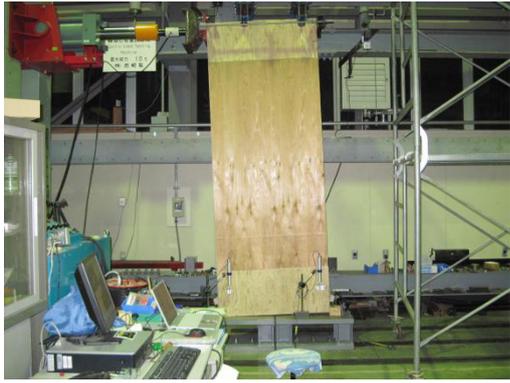


写真 4-2 スギ 並列型 No. 1



写真 4-3 スギ 並列型 No. 2

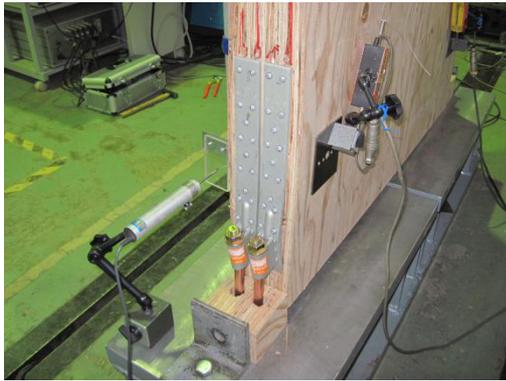


写真 4-4 スギ 並列型 No. 2



写真 4-5 スギ 並列型 No. 3



写真 4-6 スギ 直列型 No. 1



写真 4-7 スギ 直列型 No. 1



写真 4-8 スギ 直列型 No. 2



写真 4-9 スギ 直列型 No. 3

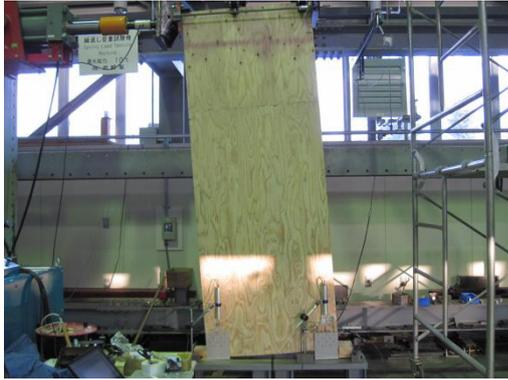


写真 4-10 スギ コ形金物 No. 2



写真 4-11 スギ コ形金物 No. 3

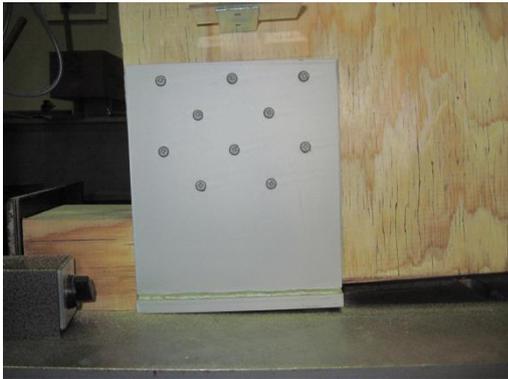


写真 4-12 スギ コ形金物 No. 2

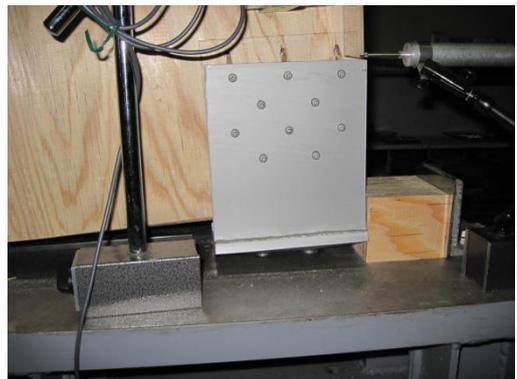


写真 4-13 スギ コ形金物 No. 1



写真 4-14 カラマツ 並列型 No. 1



写真 4-15 カラマツ 並列型 No. 1

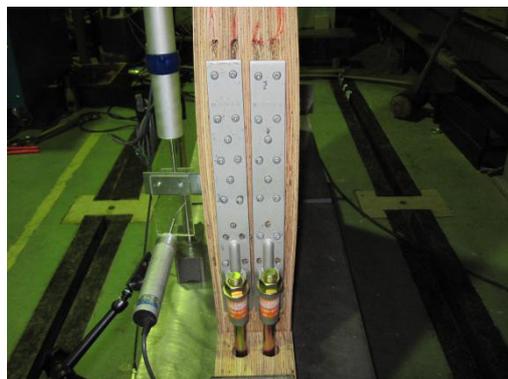


写真 4-16 カラマツ 並列型 No. 2



写真 4-17 カラマツ 並列型 No. 3

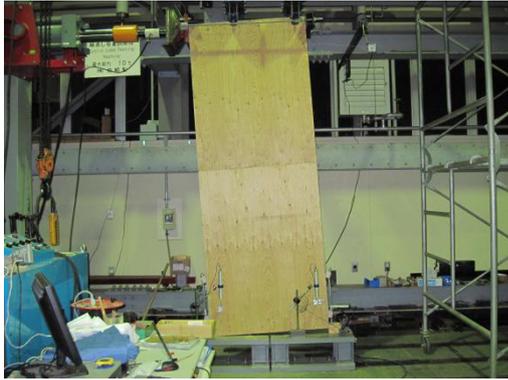


写真 4-18 カラマツ 直列型 No. 2

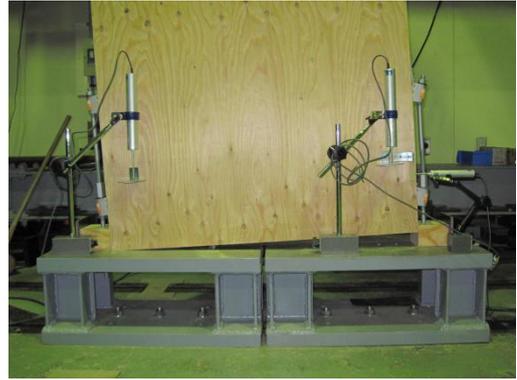


写真 4-19 カラマツ 直列型 No. 2



写真 4-20 カラマツ 直列型 No. 1



写真 4-21 カラマツ 直列型 No. 1



写真 4-22 カラマツ コ形金物 No. 1



写真 4-23 カラマツ コ形金物 No. 1



写真 4-24 カラマツ コ形金物 No. 2



写真 4-25 カラマツ コ形金物 No. 3

4. 5 厚板壁のせん断変形挙動の推定

柱脚接合部の引張試験で得られた荷重－変形関係と、前節で得られた LVL のせん断弾性係数を用いて、厚板壁のせん断変形挙動の推定を試みた。

壁の見かけのせん断変形角は、壁自体のせん断変形角 (γ_s) と柱脚の浮き上がりによる変形角 (γ_d) とが加算されたものである。

柱脚の浮き上がりによる変形角は、以下の式から計算される。

$$\gamma_d = \delta / B$$

ここで、 δ ：柱脚の浮き上がり量 (mm), B ：LVL 壁幅 (mm)

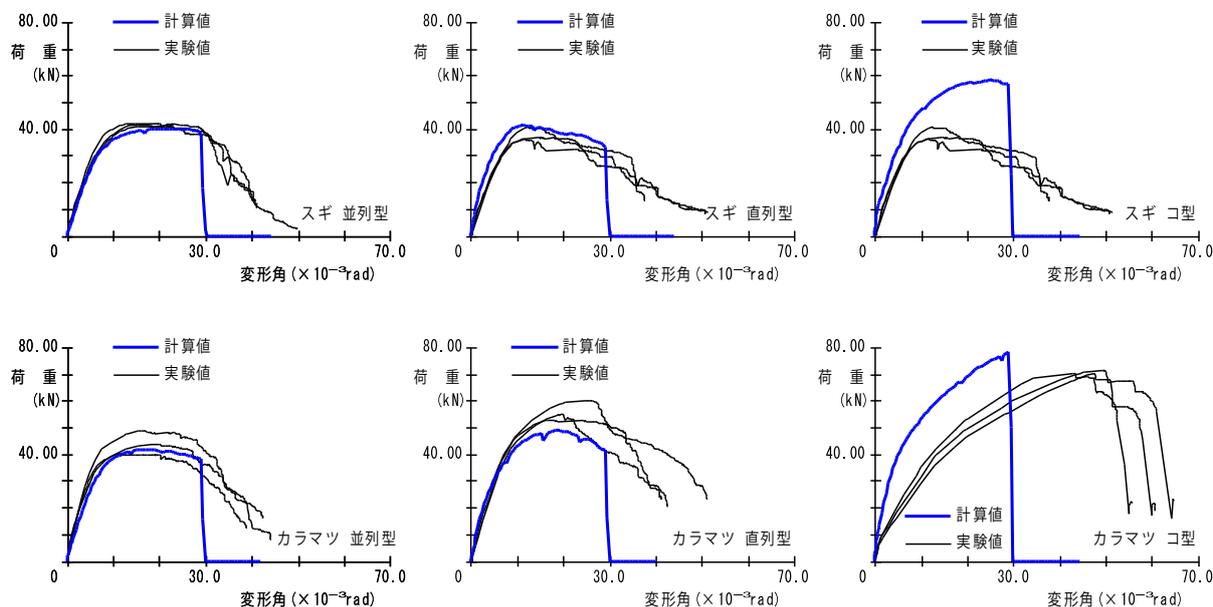
一方、LVL 自体のせん断変形は、以下の式から計算される。

$$\gamma_s = P / G \cdot B \cdot t$$

ここで、 P ：荷重 (kN), G ：せん断弾性係数 (N/mm²), B ：LVL 壁幅 (mm), t ：LVL 壁厚さ (mm)

合板などの木質面材料を軸組に釘打ちしたような一般的な大壁耐力壁では、面材自体のせん断変形は釘接合部の変形に起因するせん断変形の数%に過ぎないため、壁のせん断変形挙動を推定する場合には無視できるが、今回の LVL 壁で試算した結果、LVL 壁自体の変形が見かけの変形の 9%程度であったため、ここでは LVL 自体の変形も考慮して、せん断変形挙動の推定を行った。LVL のせん断弾性係数 G は表 2-4 に示した平均値を用いた。また、柱脚部の荷重と浮き上がりの関係は、各条件の接合部実験で得られた荷重－変形関係を平均化して用いた。

計算で得られた荷重－変形角曲線と実験値とを併せて図 4-9 に示す。



これをみると、ホールダウン金物を用いた場合は実験結果と推定結果がほぼ一致しているが、コ型金物では実験値が推定値を大きく下回っている。

これは、引張試験と面内せん断試験での加力方法の違いに起因すると考えられる。すなわち、接合部の引張試験では図 3-6～21 に示すように、引張方向に加力して目標変位に達した後、除荷

して荷重が0になった時点で次の引張加力を開始するため、接合部は圧縮力を負担させない加力スケジュールである。これに対して実大面内せん断試験では正負の両方向に加力するため、接合部には引張・圧縮の両方向の荷重を負担させる加力スケジュールである。したがって、コ形金物とLVLとを固定する個々のビス接合部についても、1方向ではなく両方向に加力されることから、接合性能が低下したものと考えられる。

一方ホールダウン金物の場合は、その構造上圧縮力を負担しないため、接合部試験と実大壁試験で、同様の挙動を示している。

これらのことから、柱脚接合部の変形挙動から壁の面内せん断変形挙動を推定するためには、金物の耐力発生機構を把握し、加力スケジュールが適切かどうかを考慮する必要があると考えられる。

5. おわりに

本研究では、国産材を原料とする LVL を用いて、長尺かつ幅広い材料が製造可能であるという特徴を生かして、LVL 原板をそのまま耐力壁要素として用いる厚板壁工法について検討した。

得られた成果は以下のとおりである。

1) 国産樹種を用いた大断面単板積層材の力学特性の把握

直交層を挿入した単板積層材の曲げ性能については、外縁付近に直交層が配置される水平型加力の場合には、 \square なからず曲げ強さと曲げヤング係数が低下することが示された。せん断性能については、水平型加力では、中央付近に配置される直交層のために、せん断強さとせん断弾性係数が大きく低下することが示された。

2) 柱脚金物を用いた接合部の性能評価

LVL 原板をそのまま耐力壁要素として用いる場合、基礎との接合部にも高い耐力が求められる。そこで、市販のホールダウン金物を一か所に複数使用することによって、柱脚接合部の耐力を高めることが可能かどうかについて、実験による検証を実施した。その結果、2つ用いることによって1つの場合の概ね2倍の性能が得られた。また新開発した金物も高い耐力が得られたとともに、金物自体の変形によって高い変形性能が認められた。

3) 大断面単板積層材を用いた耐力壁の構造性能評価

LVL 原板をそのまま耐力壁として用いた場合の面内せん断試験を実施し、構面としての構造性能を明らかにした。柱脚接合部の仕様は2)での結果を踏まえて、ホールダウン金物を2つ使用する仕様と、新開発の金物を用いた仕様とした。その結果、スギ LVL ではホールダウン金物を2つ並列させて用いた場合で12倍、カラマツ LVL では新開発のコ型金物を用いた場合に14倍を超える壁倍率が得られた。加力によって LVL 自体は柱脚部以外に損傷はなく、接合部試験と同様の破壊形態であった。

以上から、これまで木造では困難であったような自由な空間構成や構造計画の建物が設計可能となり、木造住宅等の長期使用・長寿命化にも貢献できるものと考えられる。

なお、本研究の実施にあたり、東京大学大学院農学生命科学研究科木質材料学研究室の稲山正弘准教授からは貴重なご指導を、同研究室修士課程の浜田恒明氏からは多大な実験協力をいただきました。厚く御礼申し上げます。

北海道立総合研究機構	森林研究本部	林産試験場	性能部	耐久構造 G	戸田正彦
北海道立総合研究機構	森林研究本部	林産試験場	技術部	生産技術 G	大橋義徳
北海道立総合研究機構	森林研究本部	林産試験場	技術部	生産技術 G	古田直之
				全国 LVL 協会	李 元羽
				全国 LVL 協会	成田敏基

3. LVL厚板2層鉛直構面水平せん断加力試験

1. 試験体仕様

1. 1. 実験の目的と概要

LVL厚板はせん断剛性が高く、変形しにくいことから、柱脚接合部に大きな引き抜き力が生じることが考えられるため、柱脚の浮き上がりを想定した設計法の開発が望まれる。

柱脚浮き上がりを許容した設計法として従来、限界耐力法や増分解析手法を用いてきたが、検証が必ずしも十分ではなかった。その状況を打開するために稲山らにより、許容応力度計算（ルート1レベル）で行う計算式の研究が行われ、2010年度の建築学会で理論式が発表された。本理論式の設計への展開を図るためには実験を行い妥当性の検証をすることが不可欠である。従って今回の実験はこの理論式の妥当性を検証することが目的である。

1. 2. 実験の概要

柱脚浮き上がりを許容したLVL厚板2層鉛直構面モデル9種類を想定し出来るだけ多くのパターンを通して比較検証実験をおこなった。

期間 2010年11月29日～2011年1月8日

場所 国交省建築研究所 構造複合棟

試験体 LVL厚板2層鉛直構面モデル13試験体

1. 3. 試験体の仕様（分類）

耐力壁の種類はA及びB、Cの3グループであり、Aは幅1015mm×5220mmのLVL厚板で、タイプB及びCは1015mm×2400mmの厚板を使用し、梁、柱脚接合部仕様を変えたものである。タイプB及びCはそれぞれ3P外柱、中柱、市松配置、4P外柱の4種類(B-1、B-2…と名付ける)で、試験体はそれぞれ1体ずつである。タイプA試験体のみ1層であるが2層分の高さを有するため2層と表記した。

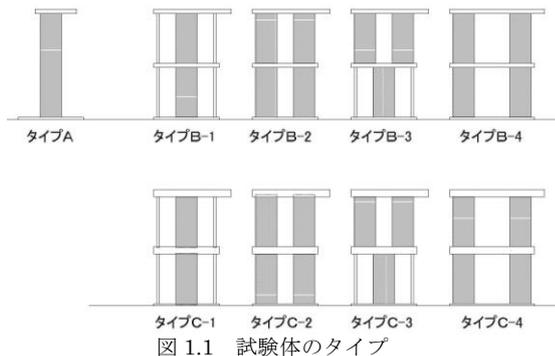


図 1.1 試験体のタイプ

表 1.1 試験体の仕様

形態	タイプ	梁背	LVL厚板寸法	構成材	接合方法
・1P1層	A	-	105×1015×5010	LVL スギ 50E	・HD25kN用 ・丸座金付きボルト
・3P2層 中央厚板	B-1	210	105×1015×2400		
	C-1	360			
・3P2層 両側厚板	B-2	210			
	C-2	360			
・3P2層 市松配置	B-3	210			
	C-3	360			
・4P2層 両側厚板	B-4	210			
	C-4	360			

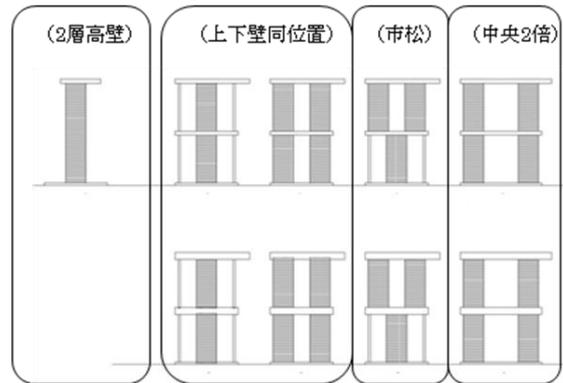


図 1.2 試験体の分類 1

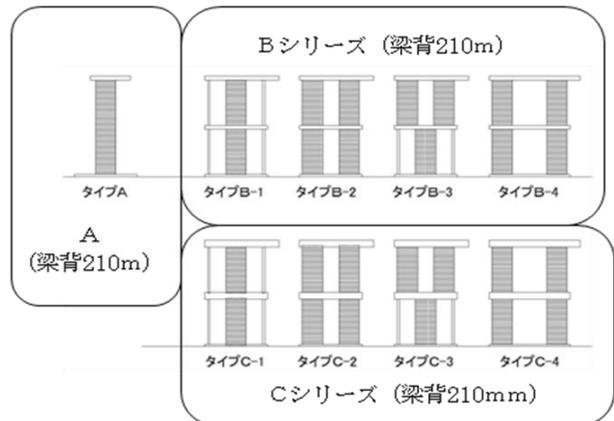


図 1.3 試験体の分類 2

1. 4. 試験体の詳細

試験体は以下の考えに基づいて構成している。

[試験体の種類] (図 1.1)

- ・試験体は9タイプを想定し、多くのパターンで実験値と計算値の比較が出来るように配慮した。
- ・住宅を想定して2層とし、階高は一般的な2700mmに近い数値とした。ただしタイプAは壁を2層の高さで想定したモデルで、この長さに於けるLVL厚板の特性値確認を目的としている。
- ・連続壁を想定した最小単位のスパン3Pを採用した。

[壁配置] (図 1.2)

- ・壁の配置による違いを確認するためにパターン1～パターン4を想定した。
- ・(タイプ1及び2) 耐力壁が上下に配置された最も基本的なタイプとして想定した。耐力壁を中央揃えにしたタイプ1と両側に配置したタイプ2を計画した。
- ・(タイプ3) 市松の壁配置タイプである。このタイプは中間梁に応力が発生しないと考えられるが、デザイン的に特徴が有り多く用いられているため、基本的な壁配置の一つとしてタイプに加えた。
- ・(タイプ4) タイプ2の開口部を2Pとしたモデルである。これは窓等2Pのケースが多く、実験することが必要であると判断しタイプに加えた。

[梁パターン] (図 1.3)

- ・パターン毎に梁背の違いによる破壊性状の確認のためA及びBシリーズ梁背(210mm)とCシリーズ梁背(360mm)を想定した。

[壁形状] (図 1.6)

- ・壁のサイズは巾1015mm×高さ2400mm×厚105mmで、巾については105mm角管柱が芯々910mmの位置に有るものと見なして910+105=1015mmとした。高さは住宅の標準階高を2700mmと想定し、梁背を差し引いた寸法2700mm-210mm(360mm)=2490mm(2340mm)で2400mm前後のため高さ2400mmで設定した。
- ・壁の厚さはせん断剛性の高いLVL厚板の35mm厚を3枚重ねの105mm厚を採用した。これは水平荷重に対する各接合部の軸力を計測し、計算値との比較を行い易くするために、試験体は壁の影響が極力出ないようにすることが好ましいとの考えに基づいている。
- ・せん断力の伝達のため、ホゾ付きとした。

[接合金物] (図 1.4～図 1.5)

- ・壁及び柱の実験データを上下各々測定するために接合金物は上下それぞれ設置した。
- ・接合金物は丸座金付きボルトM16L=360～550mm((株)タナカ)とビス留めHD U25((株)タナカ)を使用した。
- ・土台と鉄骨架台はM16ボルトと角座金で留め付けた。
- ・油圧ジャッキとの取り付けには別途取り付け治具を設置した。

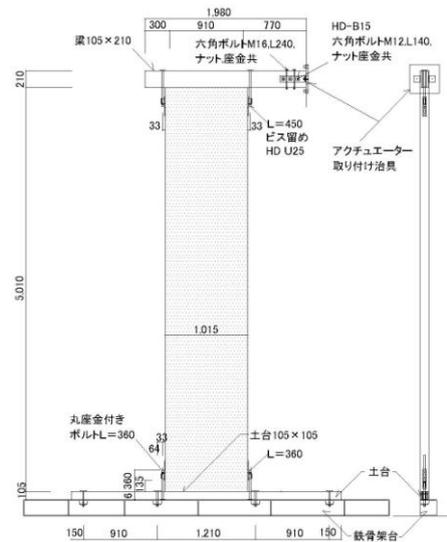


図 1.4 試験体Aタイプ詳細

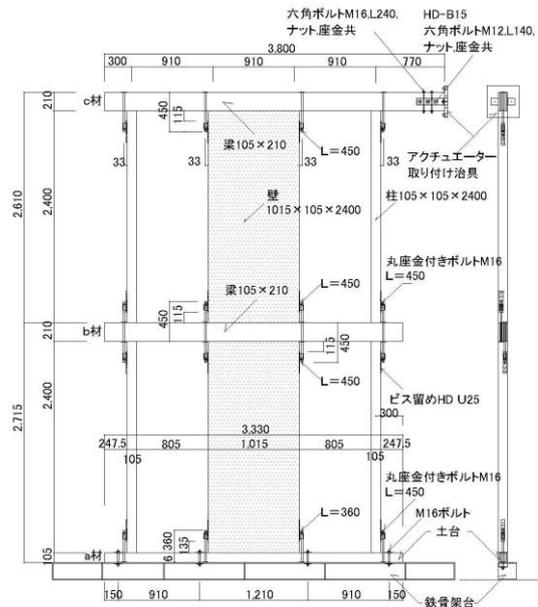
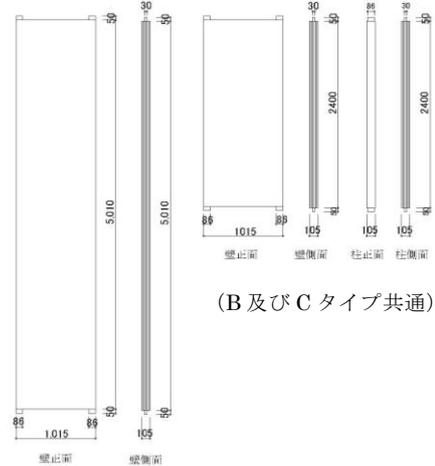


図 1.5 試験体 B-1 タイプ詳細



(A タイプ)

図 1.6 パネル及び柱詳細図

1. 5. 試験方法

(財)日本住宅・木材技術センター「木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008年版)」の「鉛直構面の面内せん断試験」の試験方法に準拠し、LVL耐力壁の面内せん断試験を行った。

加力は正負交番繰返しで、繰返し履歴は見かけのせん断変形角が1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50radの正負変形時に3回、1/30radの正負変形時に1回とした。加力は最大荷重に達した後、最大荷重の80%の荷重に低下するまで加力するか、試験体の見かけのせん断変形角が1/15rad以上に達するまで加力した。

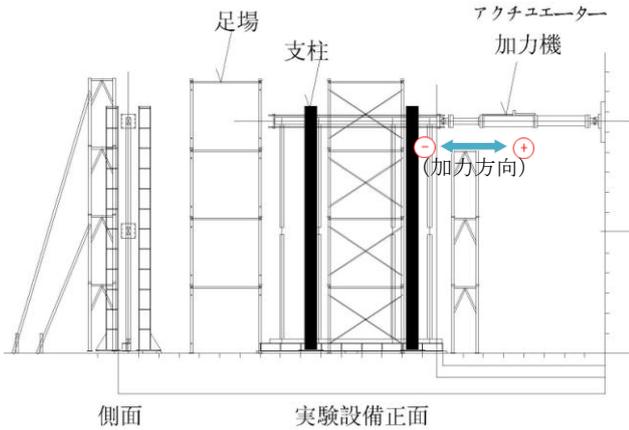


図 1.7 試験装置

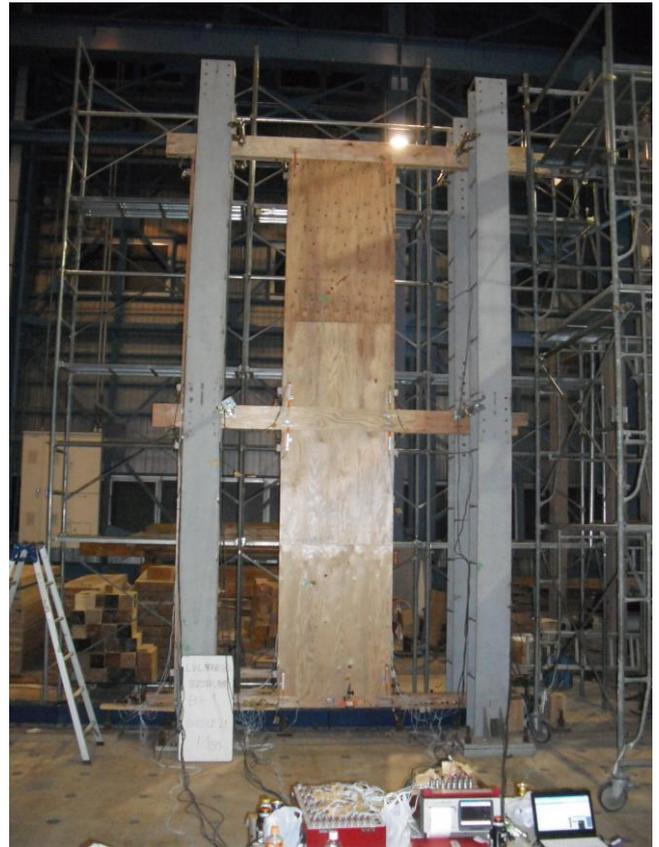


写真 1.3 試験体設置状況



写真 1.1 試験装置

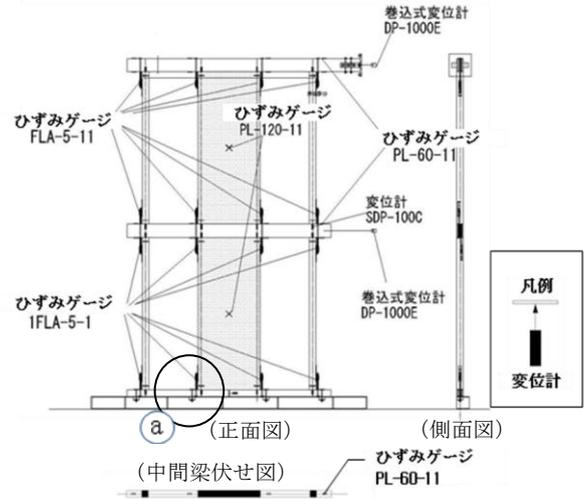
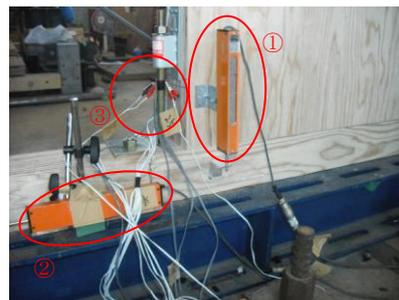


図 1.8 変位計・ひずみゲージ設置図



写真 1.2 アクチュエーター



- ①柱脚部浮き上がり計測
- ②土台浮き上がり計測
- ③ボルトひずみ計測

写真 1.4 変位計・ゲージ設置状況

2. 1. 実験工程

2. 1. 1. 実験工程

本試験は「独立行政法人 建築研究所」にて平成22年11月29日～平成23年1月8日にかけて行われた。その日程を表 2.1.1. に示す。

表 2.1 実験工程

日付	曜	作業内容
2010/11/29	月	試験器具搬入、LVL厚板加工
30	火	試験準備
12/1	水	試験準備
2	木	試験体C-1組立
3	金	試験体C-1組立
4	土	全休
5	日	全休
6	月	試験体C-1組立
7	火	試験体C-2組立
8	水	試験体C-2組立
9	木	試験体C-2組立
10	金	試験体C-1加力、試験体C-3組立
11	土	全休
12	日	全休
13	月	試験体C-2、C-3組立
14	火	試験体C-2加力、試験体C-3組立
15	水	試験体C-3組立
16	木	試験体C-3、C-4組立
17	金	試験体C-3、C-4加力、試験体B-1組立
18	土	全休
19	日	全休
20	月	試験体B-1組立
21	火	試験体B-1加力、試験体B-3組立
22	水	全休
23	木	全休
24	金	試験体B-3組立
25	土	試験体B-3加力、試験体B-2組立
26	日	全休
27	月	全休
28	火	全休
29	水	全休
30	木	全休
31	金	全休
2011/1/1	土	全休
2	日	全休
3	月	全休
4	火	試験体B-2組立
5	水	試験体B-2、B-4組立
6	木	試験体B-2加力、試験体B-4組立
7	金	試験体B-4加力、試験体A組立
8	土	試験体A加力、後片づけ

2. 1. 2. 変位計計画

試験体に設置したロードセル、一般用変位計(SDP-100C/(株)東京測器研究所)、巻込式変位計(DTP-D-2KS/(株)共和電業)ひずみゲージ(FLA-5-11、PL-60-11、PL-120-11/(株)東京測器研究所)の測定位置を示した図を図 2.1.2.～2.1.4.に示す。

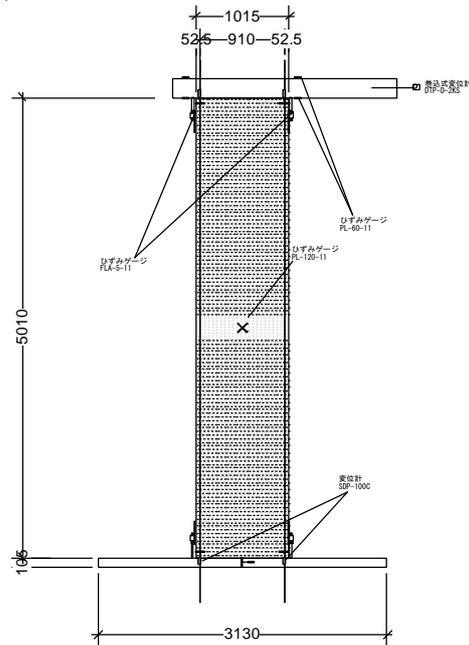


図 2.1 試験体 A 変位計計画

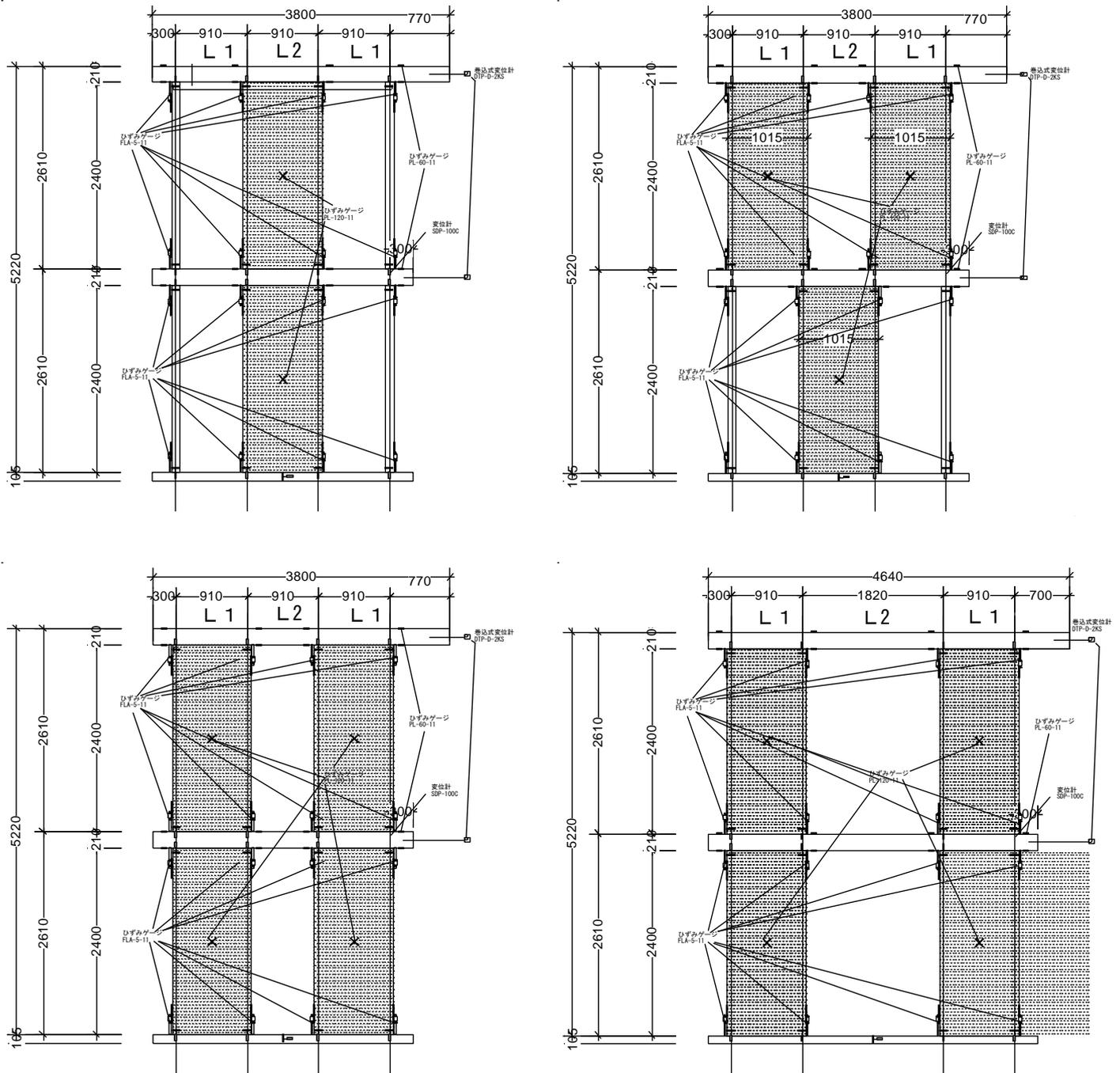


図 2.2 試験体 B 変位計計画

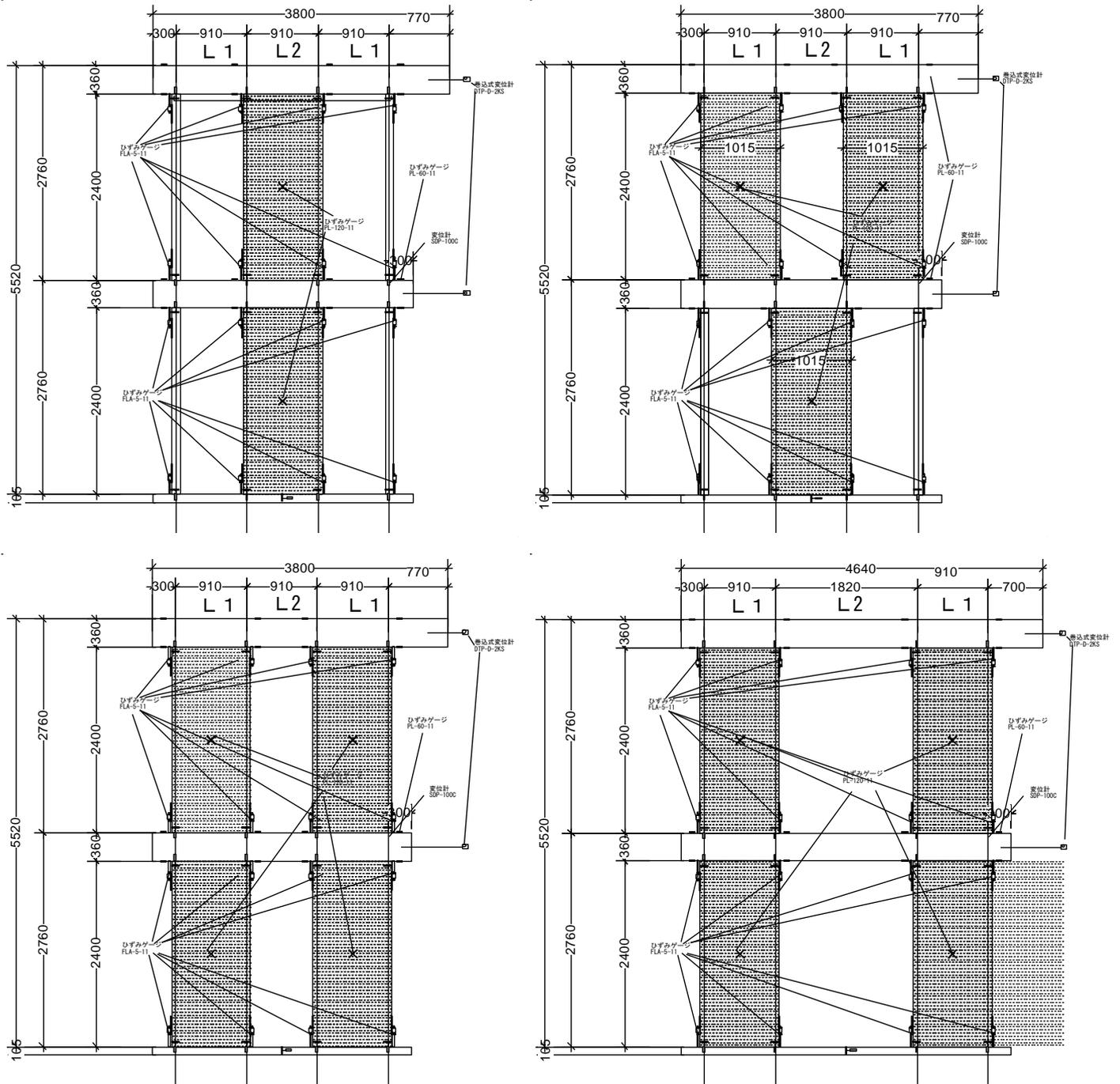


図 2.3 試験体 C 変位計計画

2. 2. 実験結果

2. 2. 1. 厚板耐力壁の荷重-変位関係

耐力壁の全体、層ごとの荷重-変形角曲線を図 2.4~2.13 に示す。
荷重は油圧ジャッキに設置したロードセルの値、変位は見かけの変形角の値を使用した。

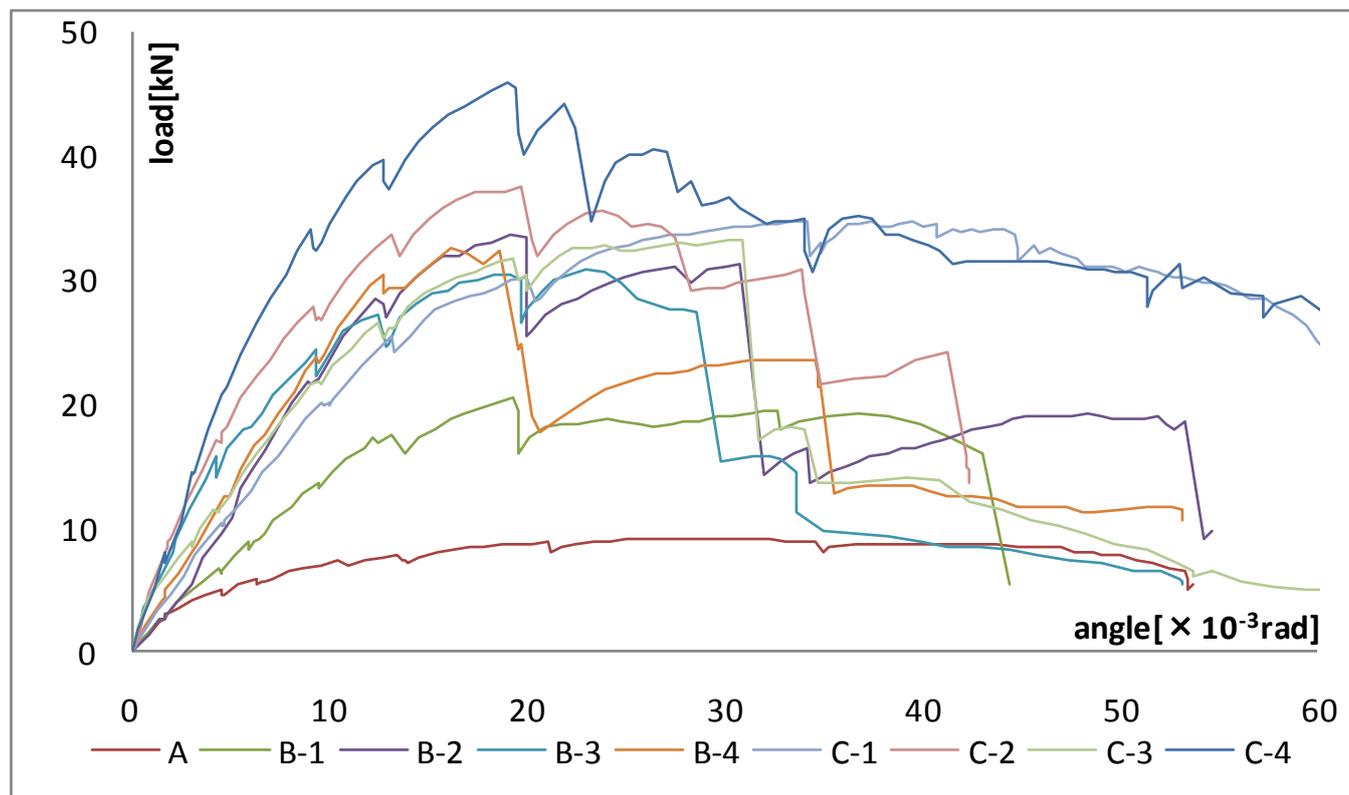
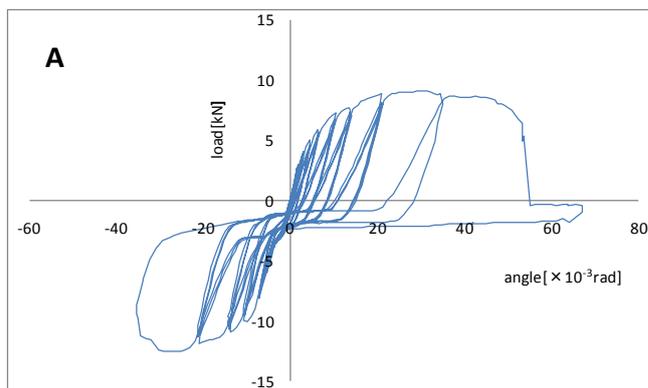
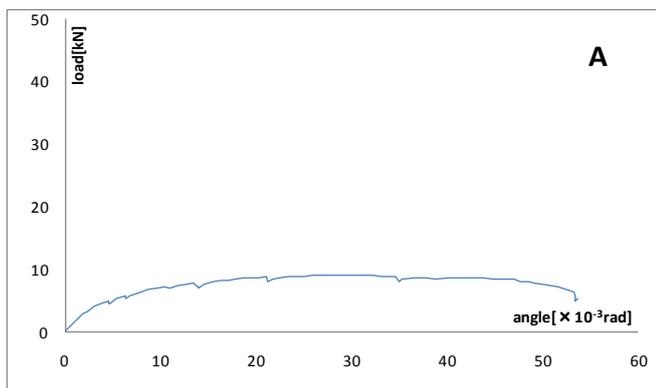


図 2.4 各試験体包絡線比較

2. 2. 1. 1. 試験体A荷重-変位



試験体	A
初期剛性K[kN/ × 10 ⁻³ rad]	0.99
最大荷重Pmax[kN]	9.09
D(Pmax)[× 10 ⁻³ rad]	30.55
降伏荷重Py[kN]	5.08
D(Py)[× 10 ⁻³ rad]	3.70
終局耐力Pu[kN]	8.43
D(Pu)[× 10 ⁻³ rad]	8.53

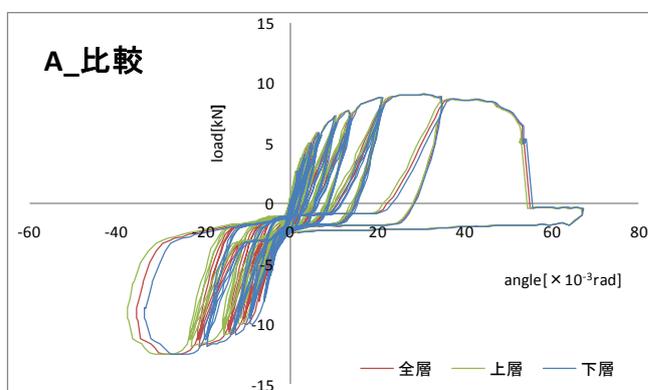
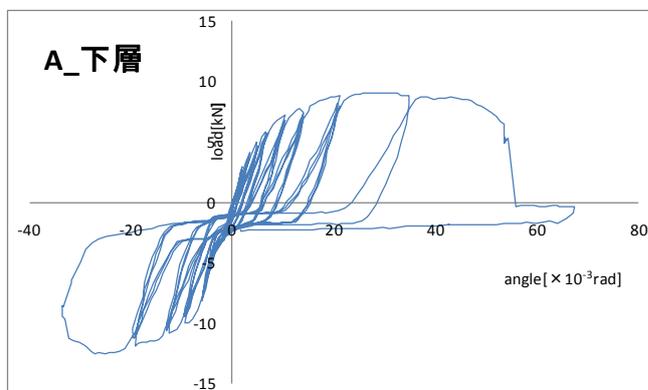
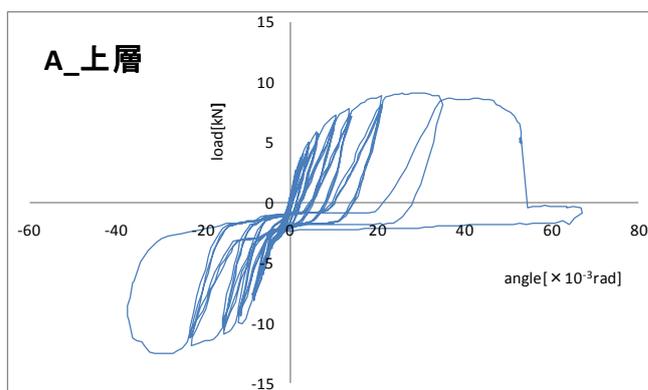
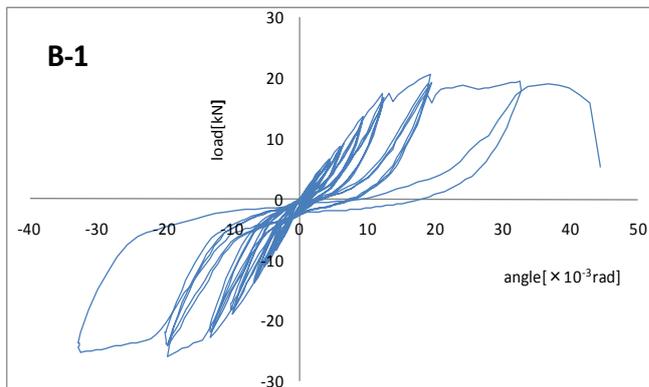
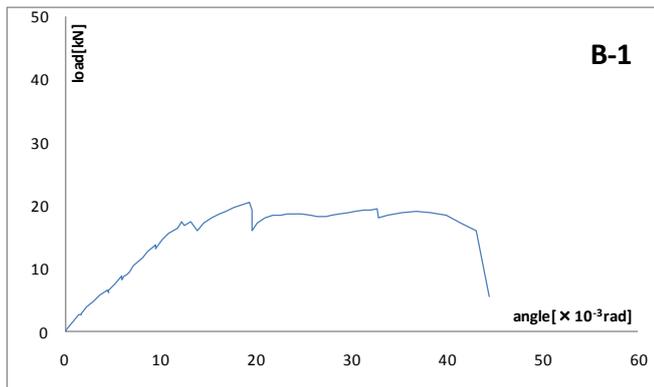


図 2.5 試験体A荷重変位曲線(左上から、包絡線、特性値、全層、上層、下層、比較荷重変位曲線)

2. 2. 1. 2. 試験体 B-1 荷重-変位



試験体	B-1
初期剛性K[kN/ $\times 10^{-3}$ rad]	1.40
最大荷重Pmax[kN]	20.61
D(Pmax)[$\times 10^{-3}$ rad]	19.30
降伏荷重Py[kN]	16.54
D(Py)[$\times 10^{-3}$ rad]	11.40
終局耐力Pu[kN]	18.72
D(Pu)[$\times 10^{-3}$ rad]	13.33

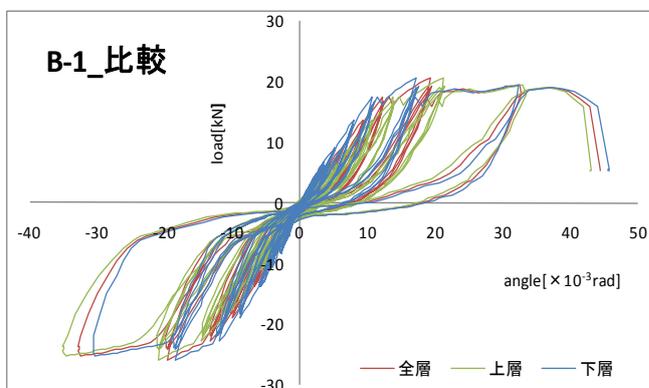
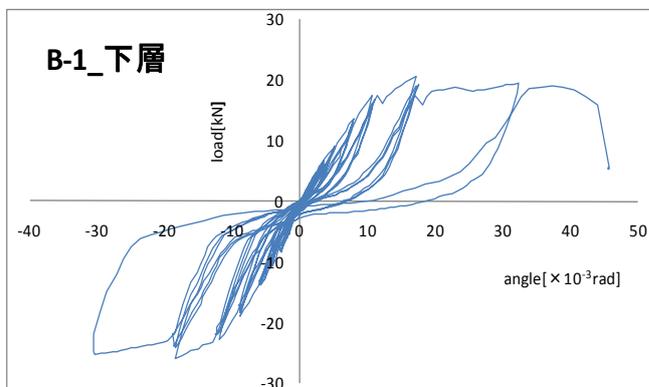
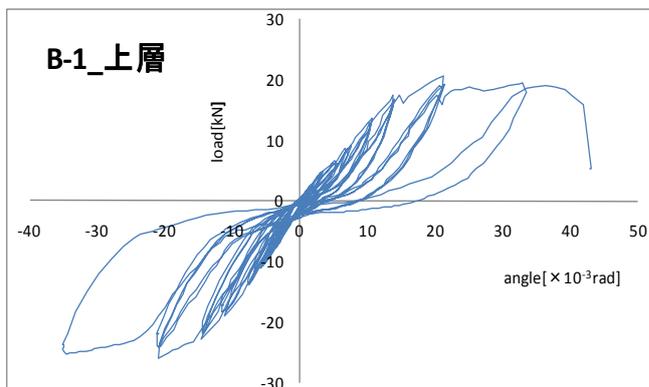
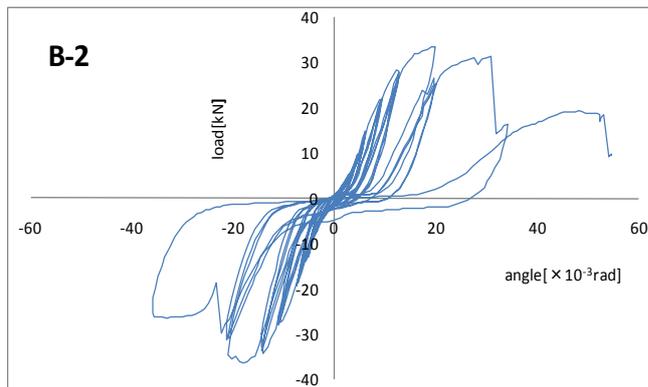
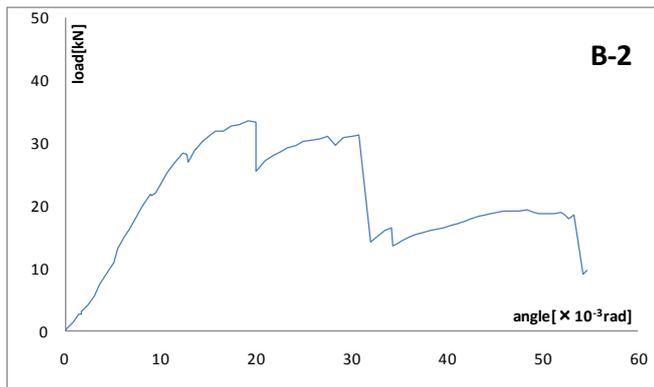


図 2.6 試験体 B-1 荷重変位曲線(左上から、包絡線、特性値、全層、上層、下層、比較荷重変位曲線)

2. 2. 1. 3. 試験体 B-2 荷重-変位



試験体	B-2
初期剛性 K [kN/ $\times 10^{-3}$ rad]	2.45
最大荷重 P_{max} [kN]	33.65
$D(P_{max})$ [$\times 10^{-3}$ rad]	19.11
降伏荷重 P_y [kN]	21.37
$D(P_y)$ [$\times 10^{-3}$ rad]	8.54
終局耐力 P_u [kN]	29.75
$D(P_u)$ [$\times 10^{-3}$ rad]	12.12

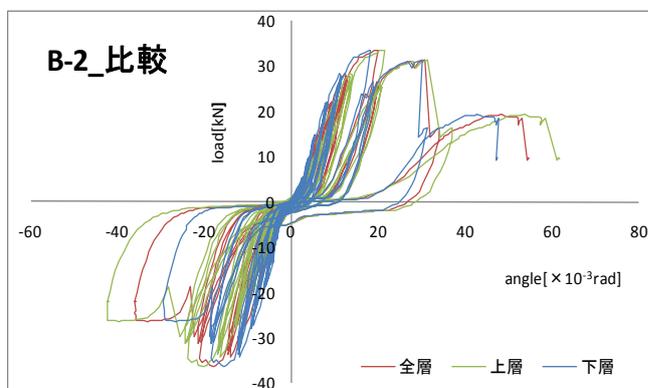
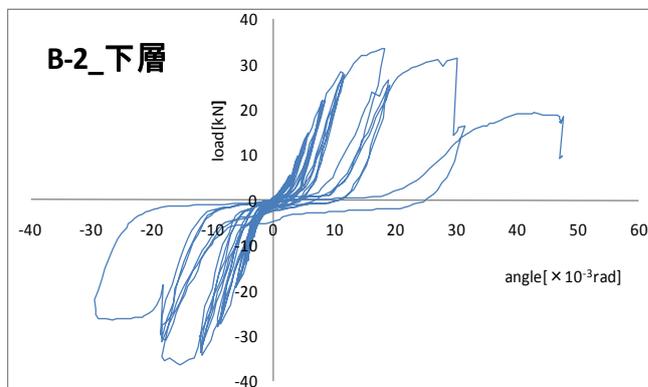
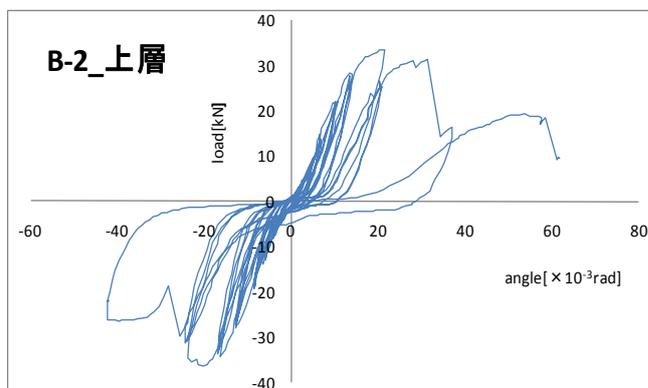
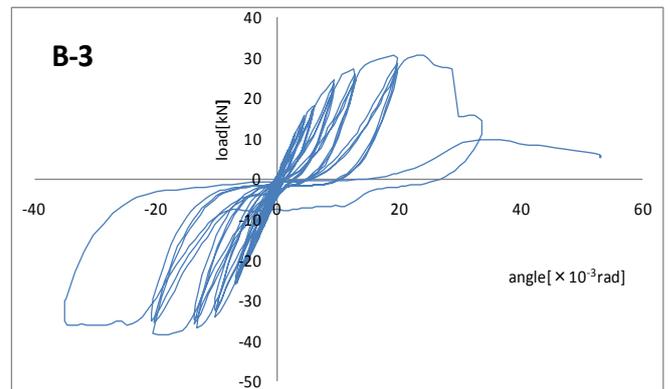
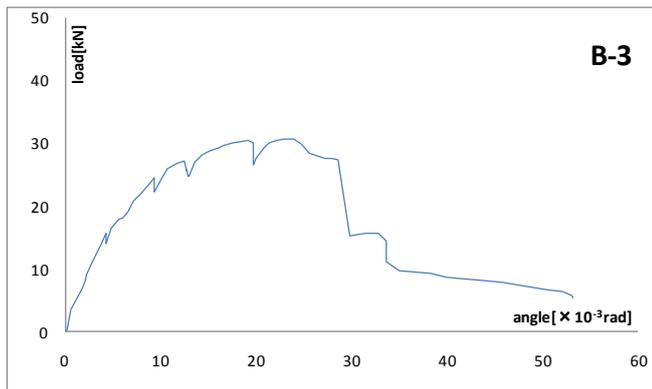


図 2.7 試験体 B-2 荷重変位曲線(左上から、包絡線、特性値、全層、上層、下層、比較荷重変位曲線)

2. 2. 1. 4. 試験体 B-3 荷重-変位



試験体	B-3
初期剛性 K [kN/ $\times 10^{-3}$ rad]	2.99
最大荷重 P_{max} [kN]	30.77
$D(P_{max})$ [$\times 10^{-3}$ rad]	23.01
降伏荷重 P_y [kN]	18.28
$D(P_y)$ [$\times 10^{-3}$ rad]	4.98
終局耐力 P_u [kN]	28.70
$D(P_u)$ [$\times 10^{-3}$ rad]	9.59

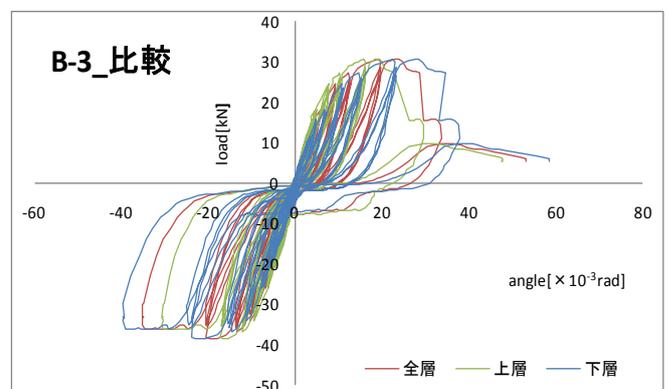
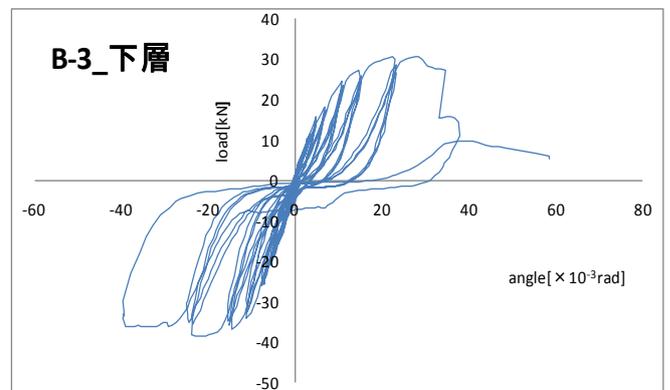
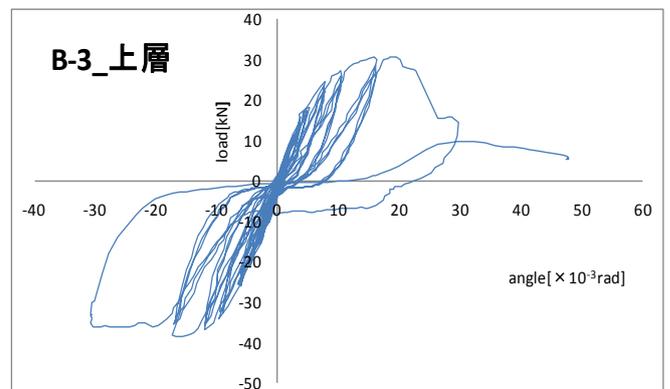
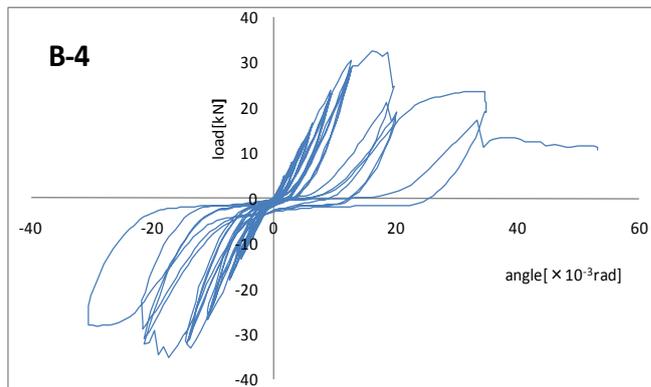
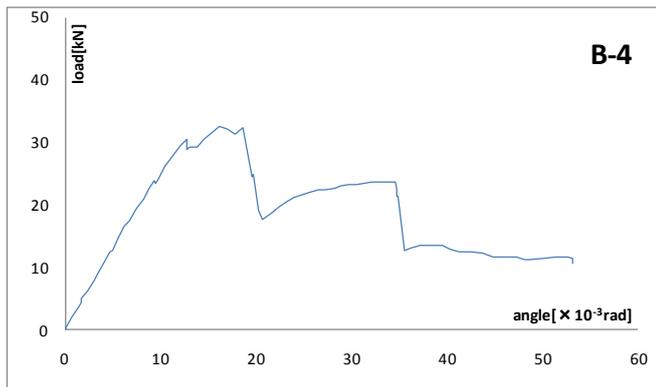


図 2.8 試験体 B-3 荷重変位曲線(左上から、包絡線、特性値、全層、上層、下層、比較荷重変位曲線)

2. 2. 1. 5. 試験体 B-4 荷重-変位



試験体	B-4
初期剛性K[kN/ $\times 10^{-3}$ rad]	2.56
最大荷重Pmax[kN]	32.50
D(Pmax)[$\times 10^{-3}$ rad]	16.19
降伏荷重Py[kN]	21.83
D(Py)[$\times 10^{-3}$ rad]	8.50
終局耐力Pu[kN]	30.81
D(Pu)[$\times 10^{-3}$ rad]	12.02

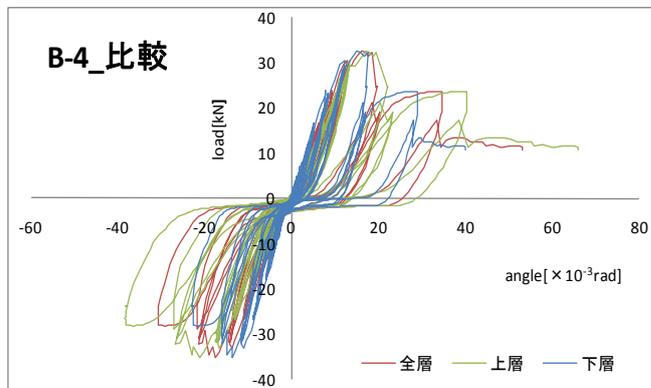
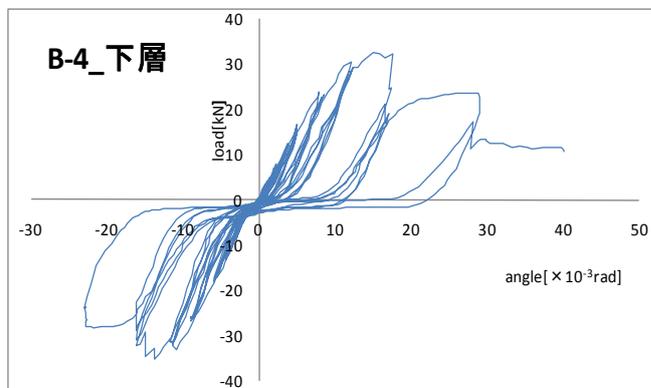
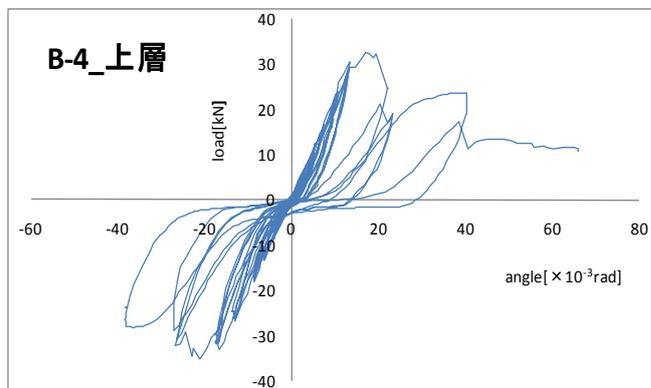
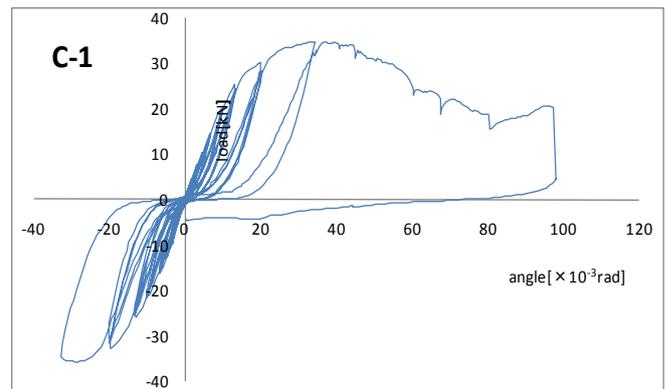
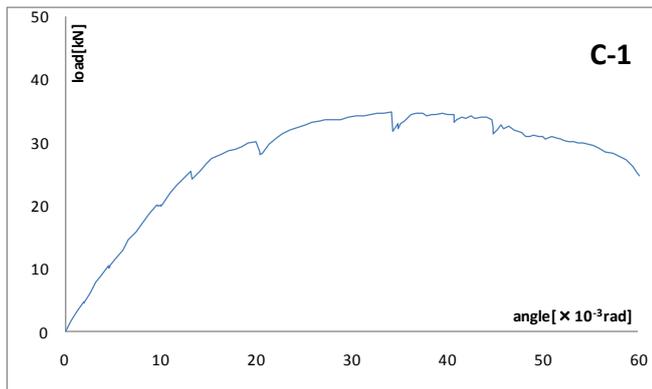


図 2.9 試験体 B-4 荷重変位曲線(左上から、包絡線、特性値、全層、上層、下層、比較荷重変位曲線)

2. 2. 1. 6. 試験体 C-1 荷重-変位



試験体	C-1
初期剛性 K [kN/ $\times 10^{-3}$ rad]	1.99
最大荷重 P_{max} [kN]	34.84
$D(P_{max})$ [$\times 10^{-3}$ rad]	34.25
降伏荷重 P_y [kN]	22.50
$D(P_y)$ [$\times 10^{-3}$ rad]	10.50
終局耐力 P_u [kN]	32.13
$D(P_u)$ [$\times 10^{-3}$ rad]	16.14

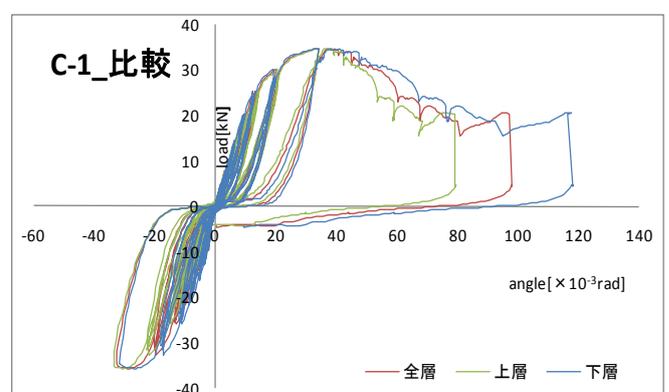
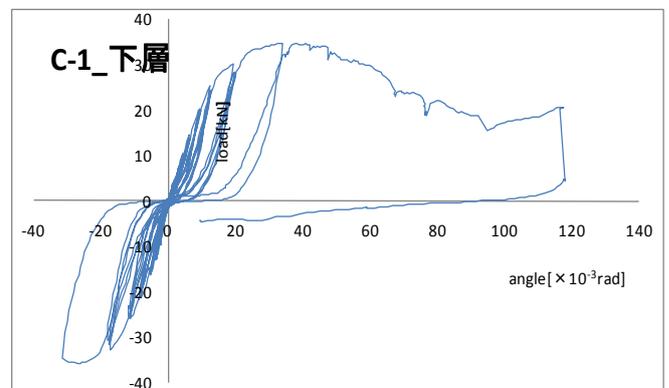
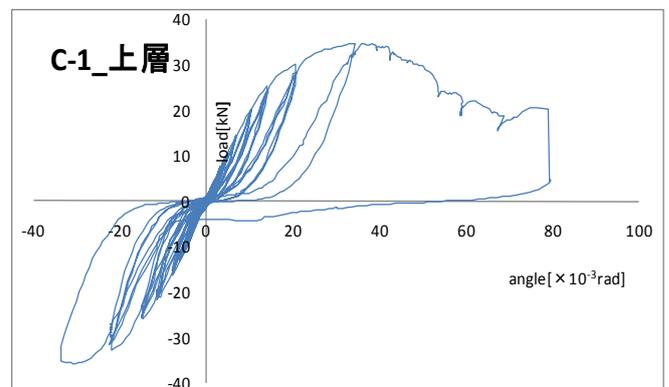
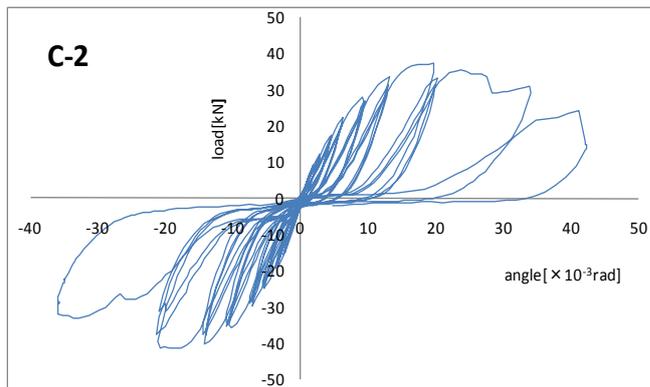
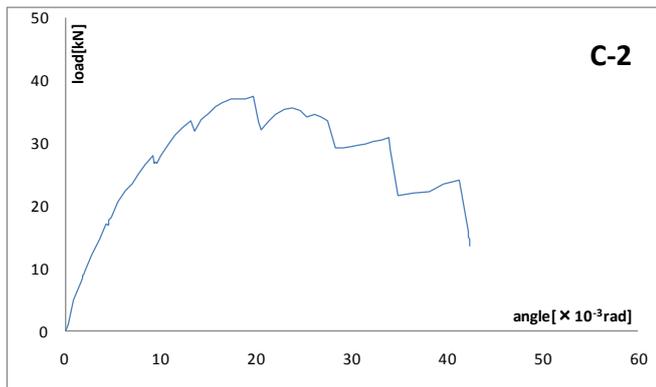


図 2.10 試験体 C-1 荷重変位曲線(左上から、包絡線、特性値、全層、上層、下層、比較荷重変位曲線)

2. 2. 1. 7. 試験体 C-2 荷重-変位



試験体	C-2
初期剛性 K [kN/ $\times 10^{-3}$ rad]	3.63
最大荷重 P_{max} [kN]	37.52
$D(P_{max})$ [$\times 10^{-3}$ rad]	19.74
降伏荷重 P_y [kN]	21.17
$D(P_y)$ [$\times 10^{-3}$ rad]	5.37
終局耐力 P_u [kN]	32.90
$D(P_u)$ [$\times 10^{-3}$ rad]	9.06

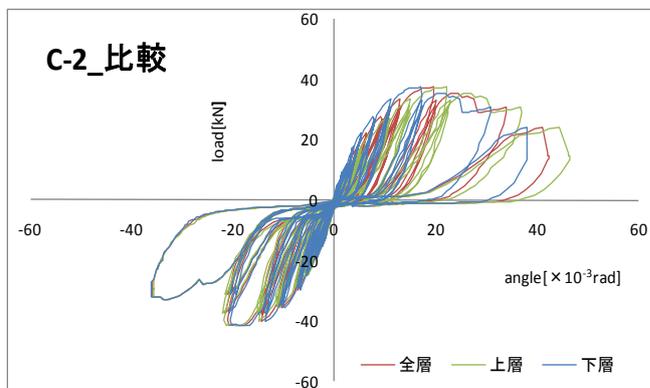
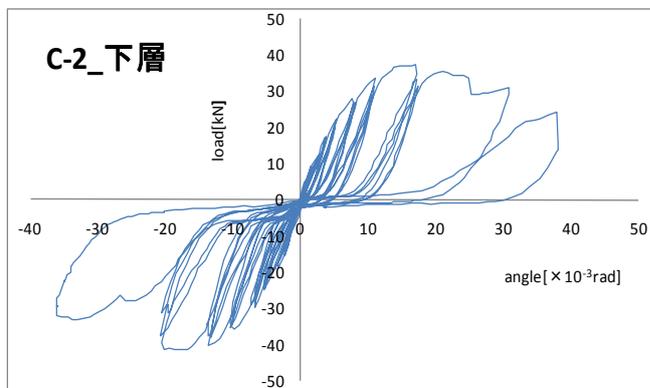
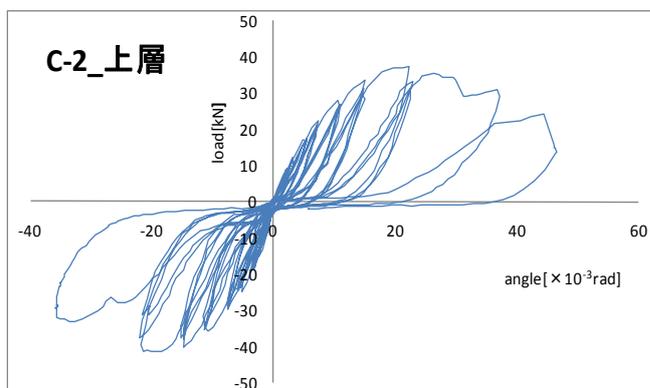
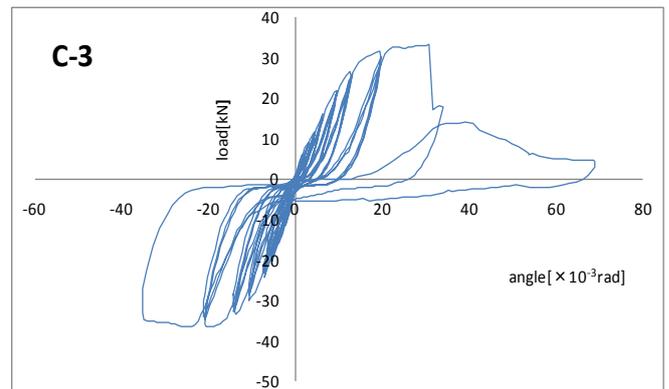
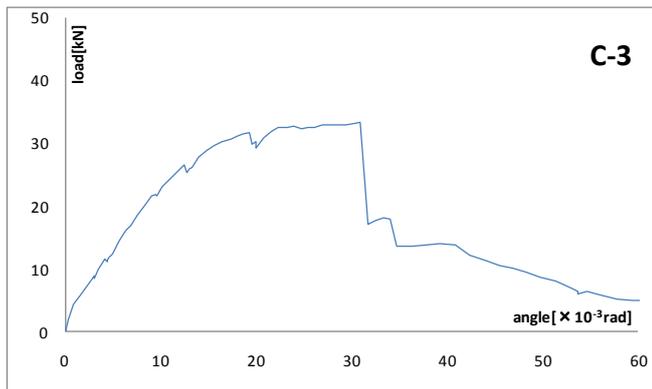


図 2.11 試験体 C-2 荷重変位曲線(左上から、包絡線、特性値、全層、上層、下層、比較荷重変位曲線)

2. 2. 1. 8. 試験体 C-3 荷重-変位



試験体	C-3
初期剛性 K [$kN / \times 10^{-3} rad$]	2.39
最大荷重 P_{max} [kN]	33.29
$D(P_{max})$ [$\times 10^{-3} rad$]	30.96
降伏荷重 P_y [kN]	21.05
$D(P_y)$ [$\times 10^{-3} rad$]	8.75
終局耐力 P_u [kN]	31.49
$D(P_u)$ [$\times 10^{-3} rad$]	13.20

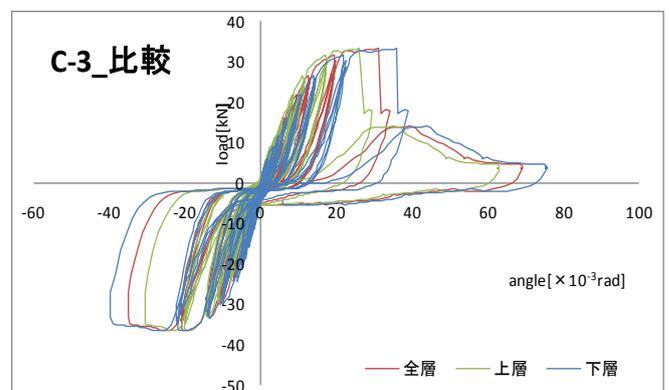
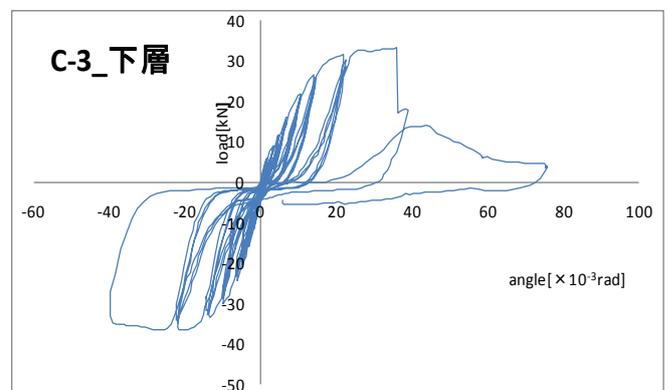
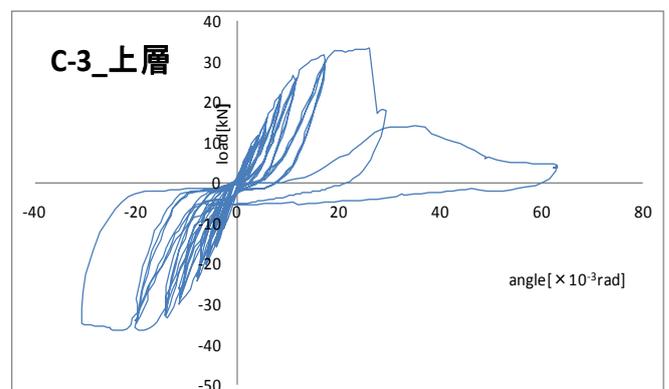
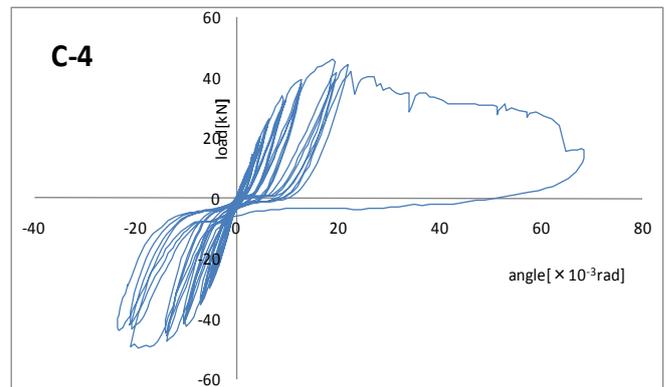
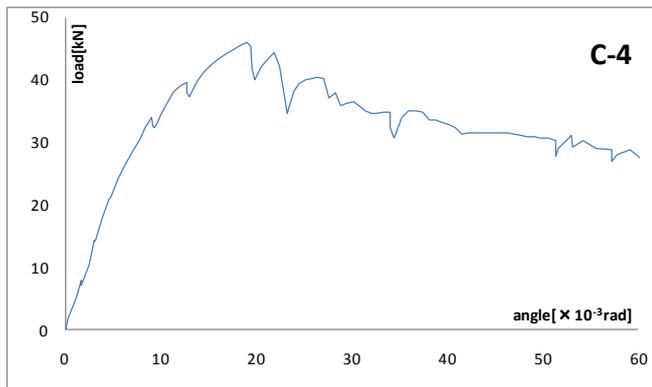


図 2.12 試験体 C-3 荷重変位曲線(左上から、包絡線、特性値、全層、上層、下層、比較荷重変位曲線)

2. 2. 1. 9. 試験体 C-4 荷重-変位



試験体	C-4
初期剛性 K [kN/ $\times 10^{-3}$ rad]	4.12
最大荷重 P_{max} [kN]	46.03
$D(P_{max})$ [$\times 10^{-3}$ rad]	19.02
降伏荷重 P_y [kN]	27.30
$D(P_y)$ [$\times 10^{-3}$ rad]	5.98
終局耐力 P_u [kN]	40.52
$D(P_u)$ [$\times 10^{-3}$ rad]	9.83

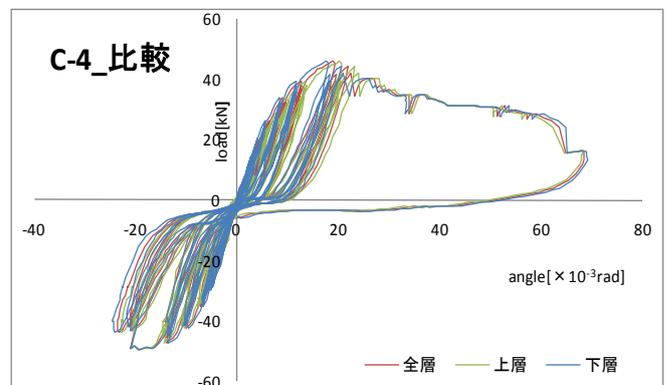
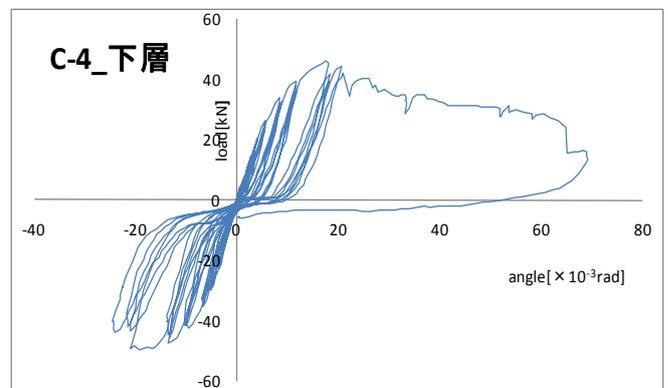
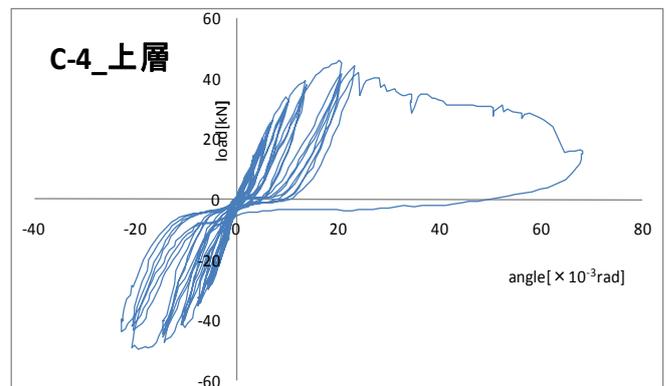


図 2.13 試験体 C-4 荷重変位曲線(左上から、包絡線、特性値、全層、上層、下層、比較荷重変位曲線)

2. 2. 2. 接合部の HD 金物の軸力-変位関係

接合部の HD 金物の軸力-変位曲線を図 2.14~2.30 に示す。また図 2.14~2.30 に示した各部位の名称は下図に示した。HD 金物の軸力は接合部のボルトに表裏対称になるよう貼付したひずみゲージの値から換算した値、変位は接合部近傍に設置した変位計の値を使用した。HD 金物の軸力は以下の方法で算出した。

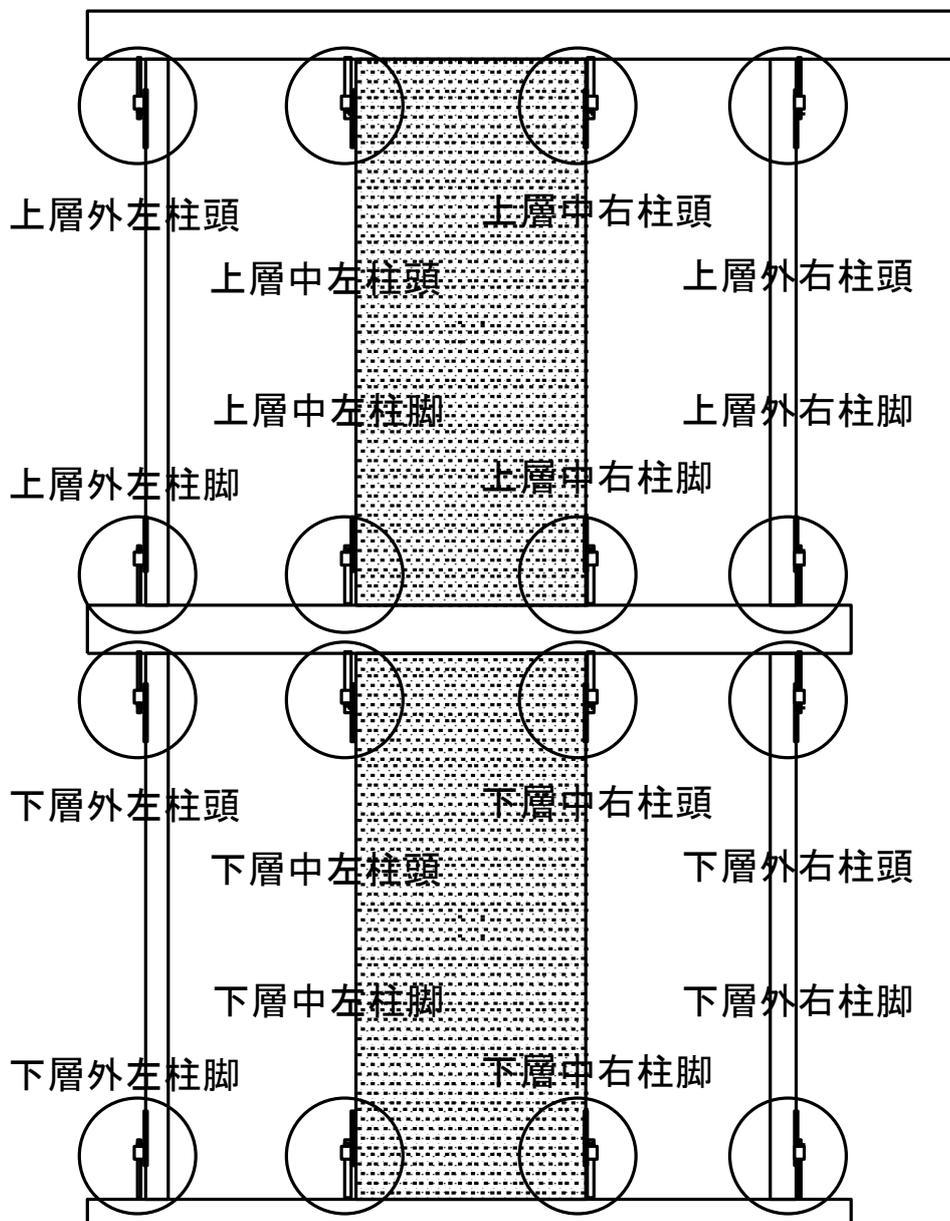
$$N = \sigma \times A \times E$$

N : ボルトの軸力 (kN)

σ : 測定値 ($\times 10^{-6}$)

A : ボルトの断面積 = 200.96 (mm²)

E : ボルトのヤング係数 = 205 (kN/mm²)



2. 2. 2. 1. 試験体 A 軸力-変位

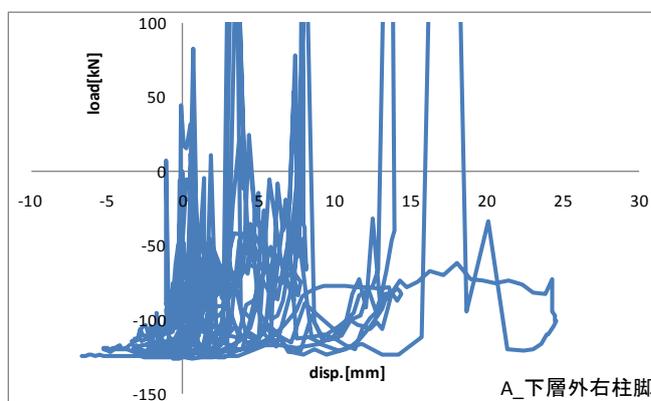
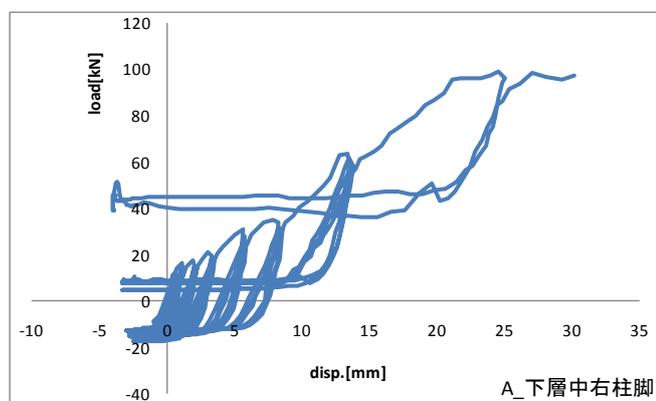
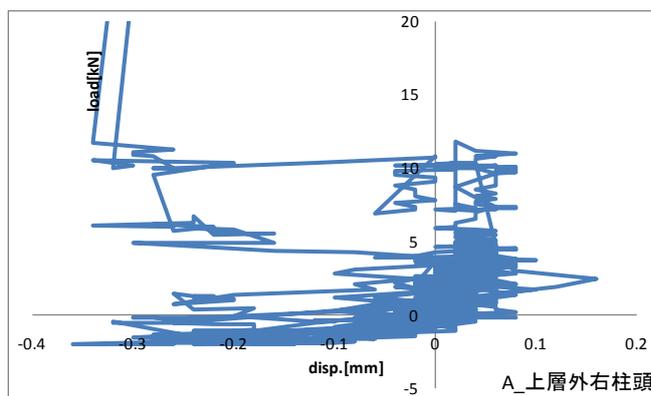
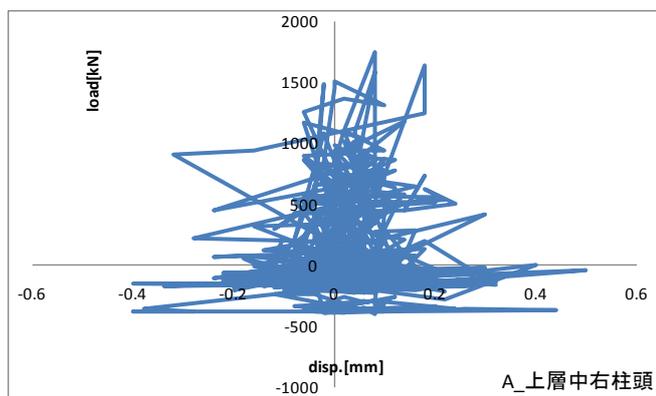


図 2.14 試験体 A 接合部軸力変位曲線

2. 2. 2. 2. 試験体 B-1 軸力-変位

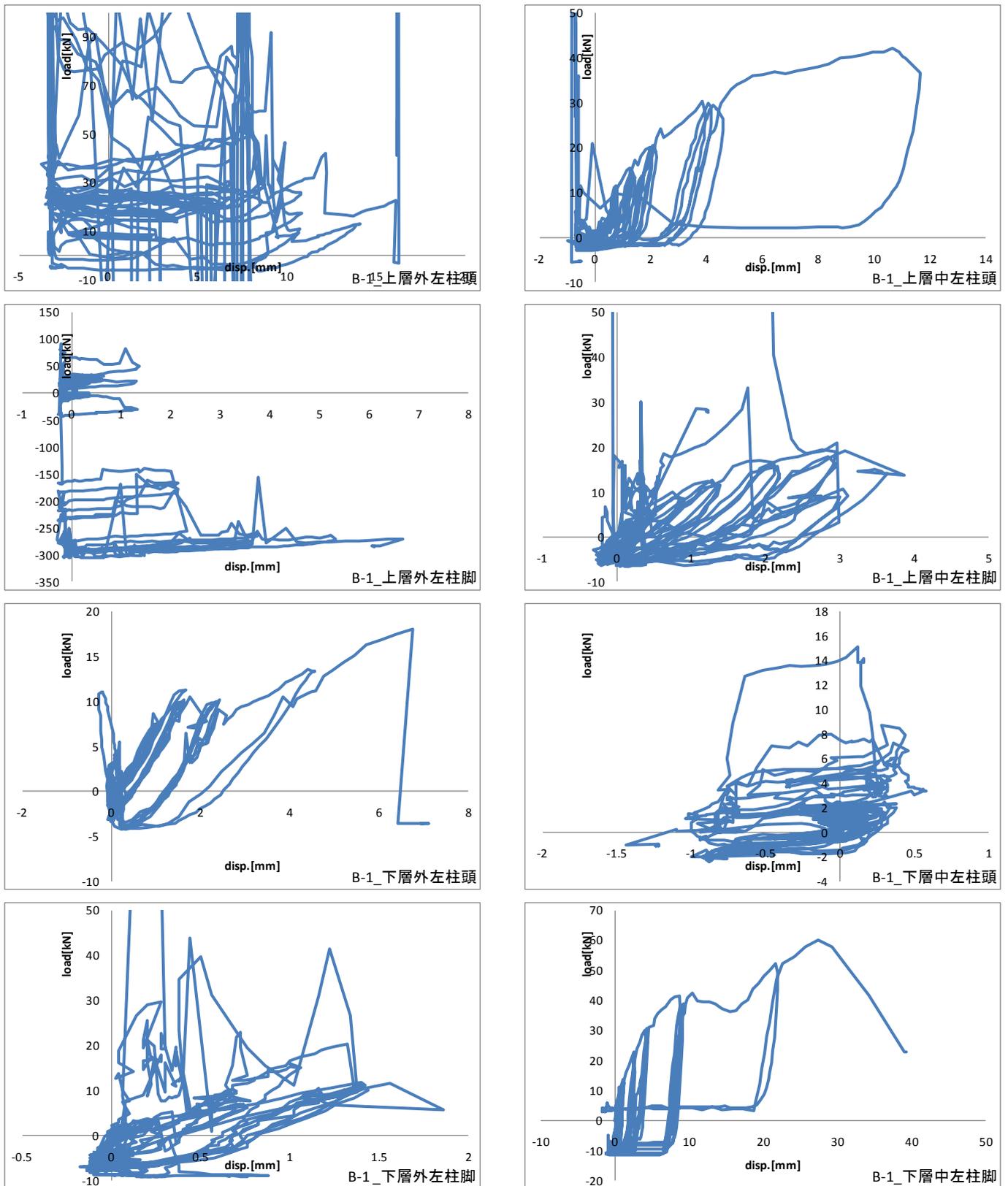


図 2.15 試験体 B-1 接合部軸力変位曲線 1

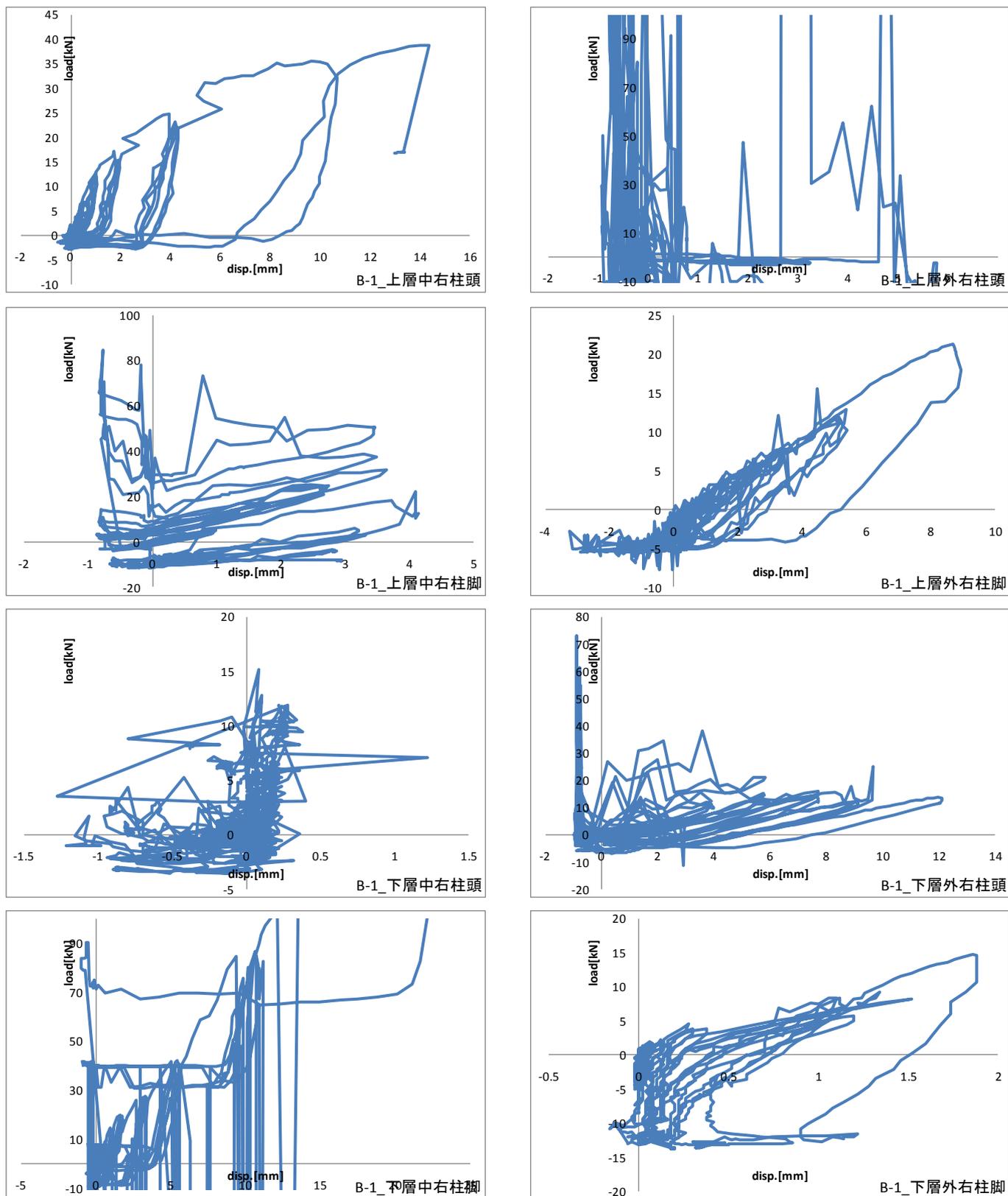


图 2.16 試驗体 B-1 接合部軸力變位曲線 2

2. 2. 2. 3. 試験体 B-2 軸力-変位

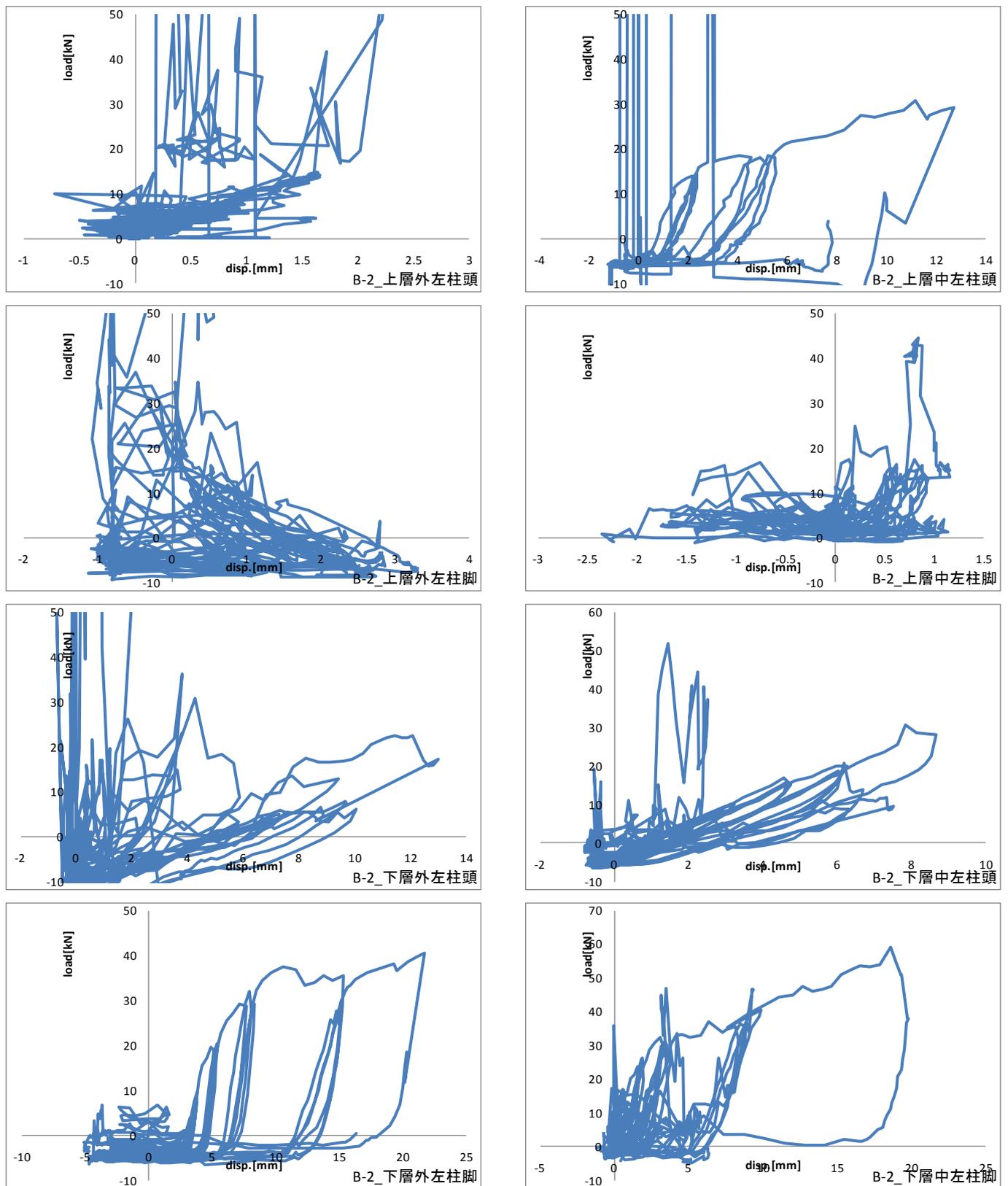


図 2.17 試験体 B-2 接合部軸力変位曲線 1

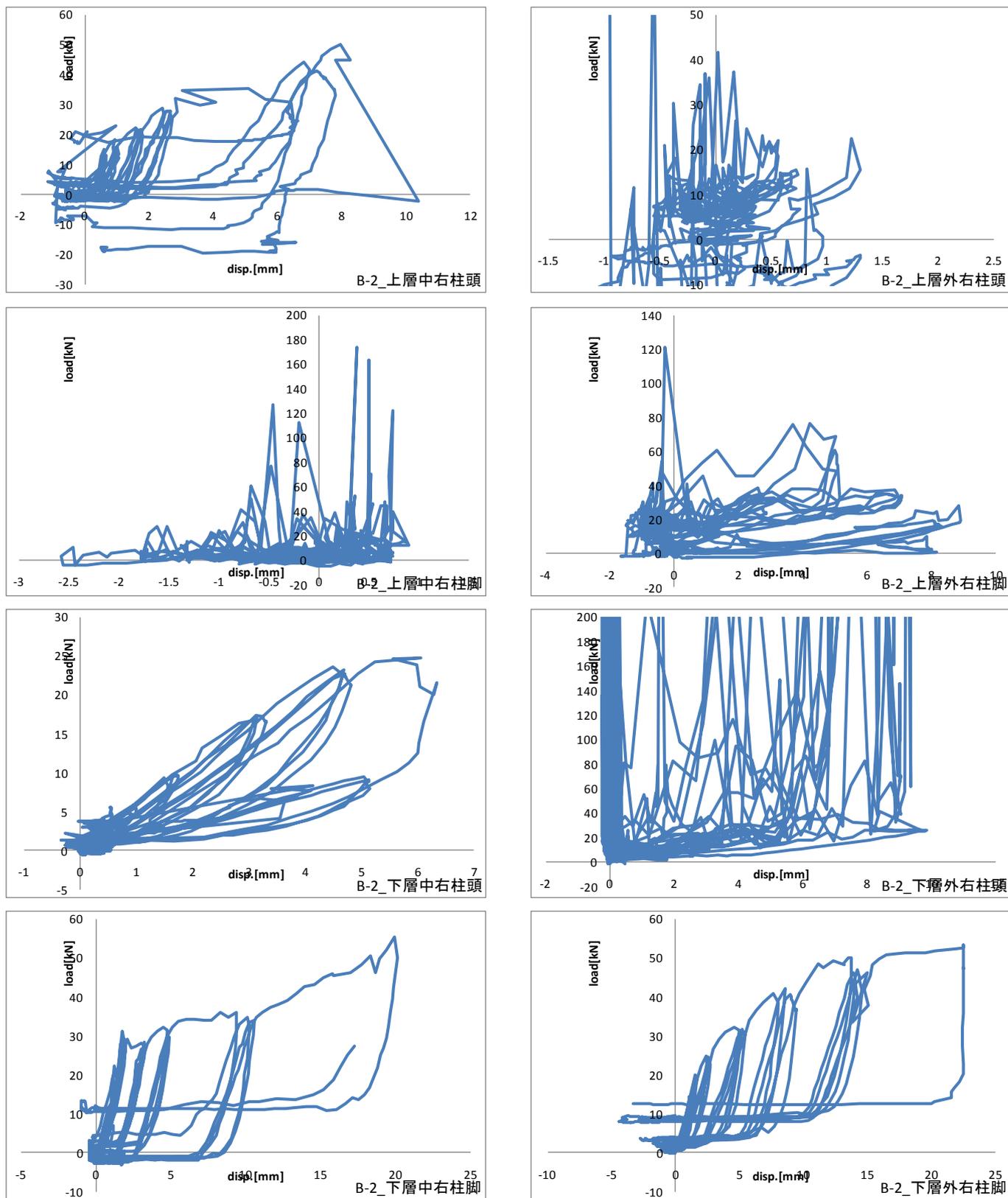


圖 2.18 試驗體 B-2 接合部軸力變位曲線 2

2. 2. 2. 4. 試験体 B-3 軸力-変位

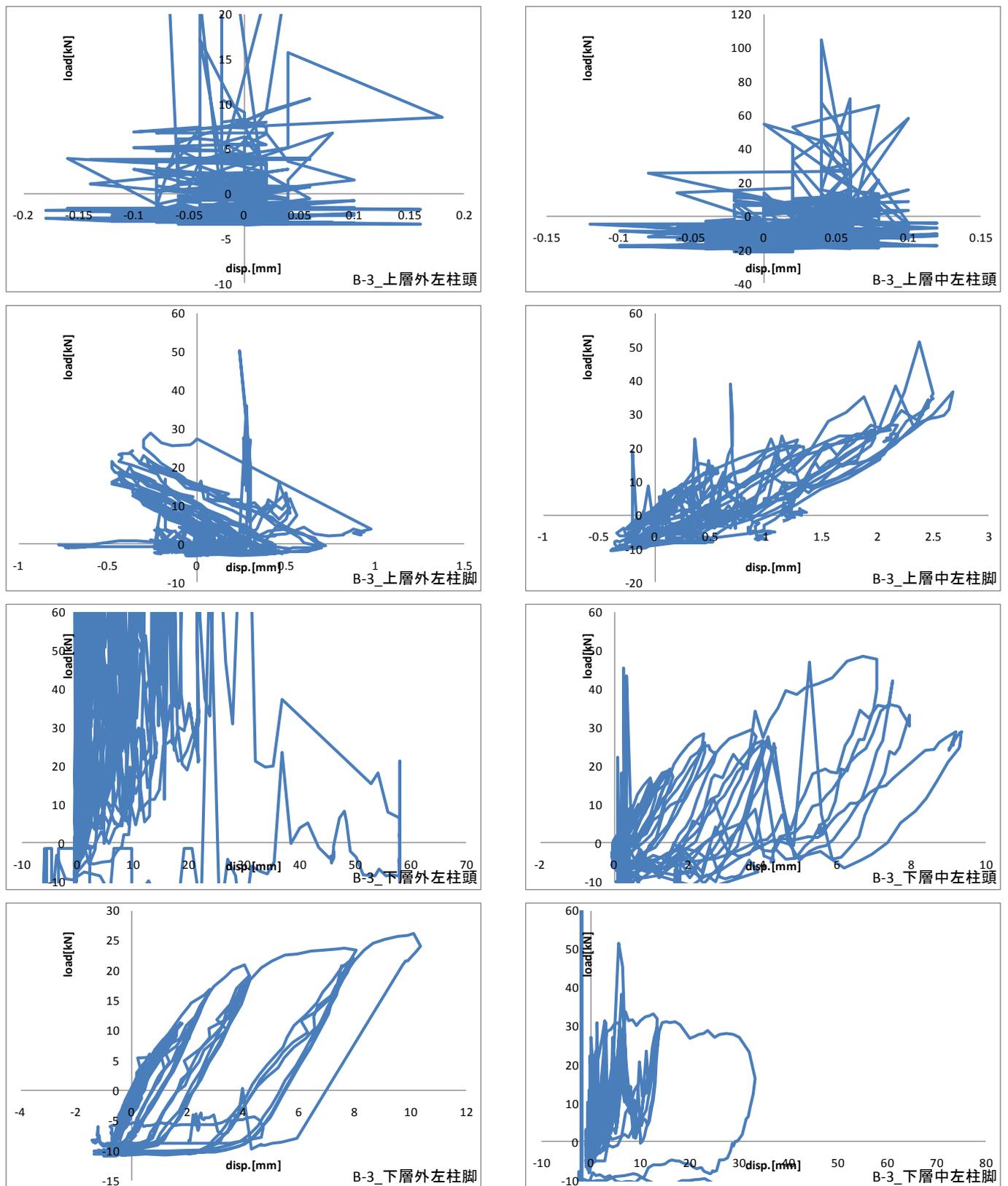


図 2.19 試験体 B-3 接合部軸力変位曲線 1

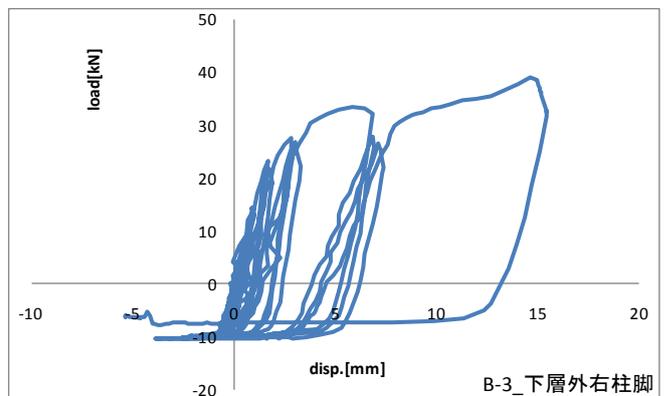
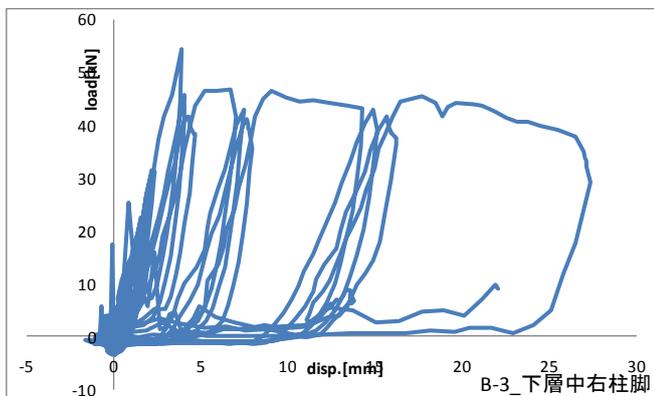
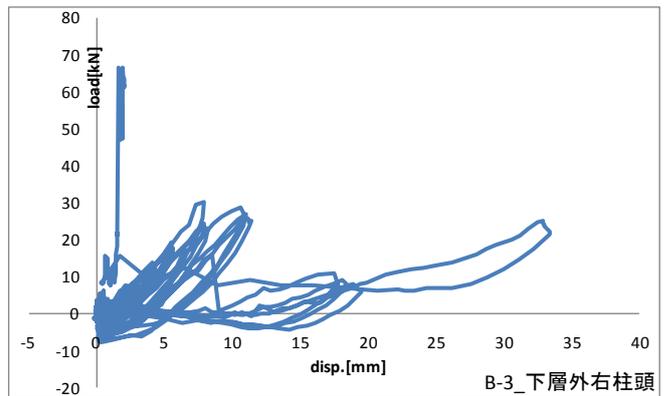
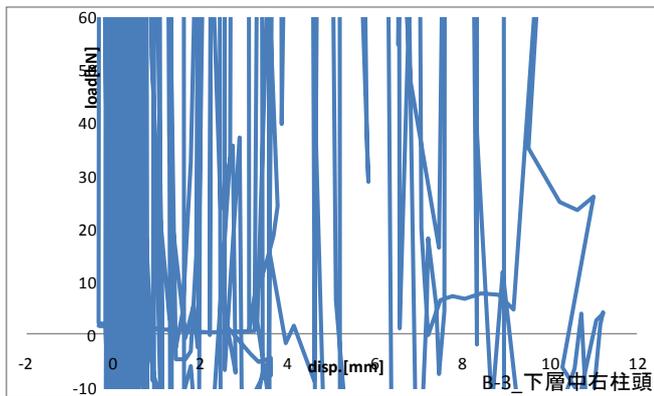
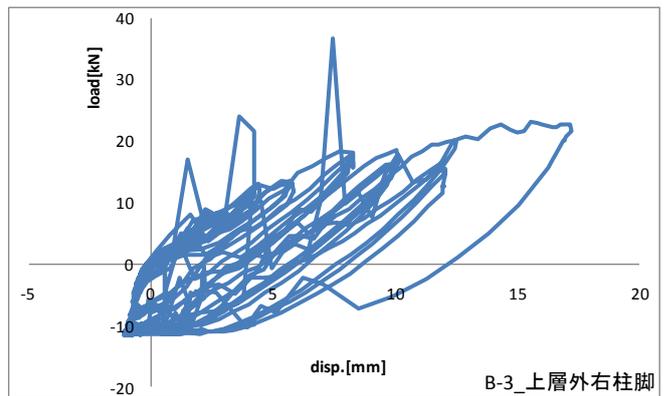
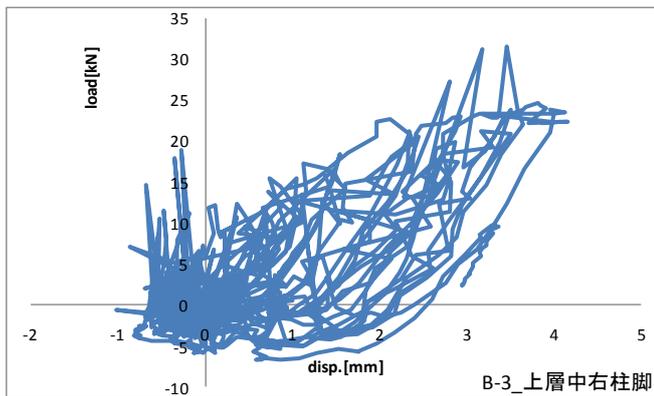
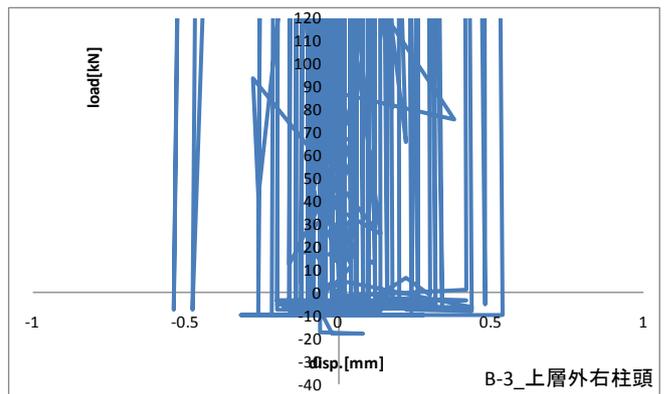
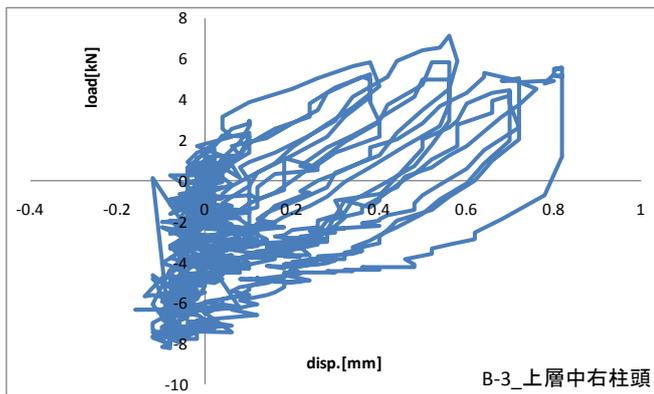


圖 2.20 試驗體 B-3 接合部軸力變位曲線 2

2. 2. 2. 5. 試験体 B-4 軸力-変位

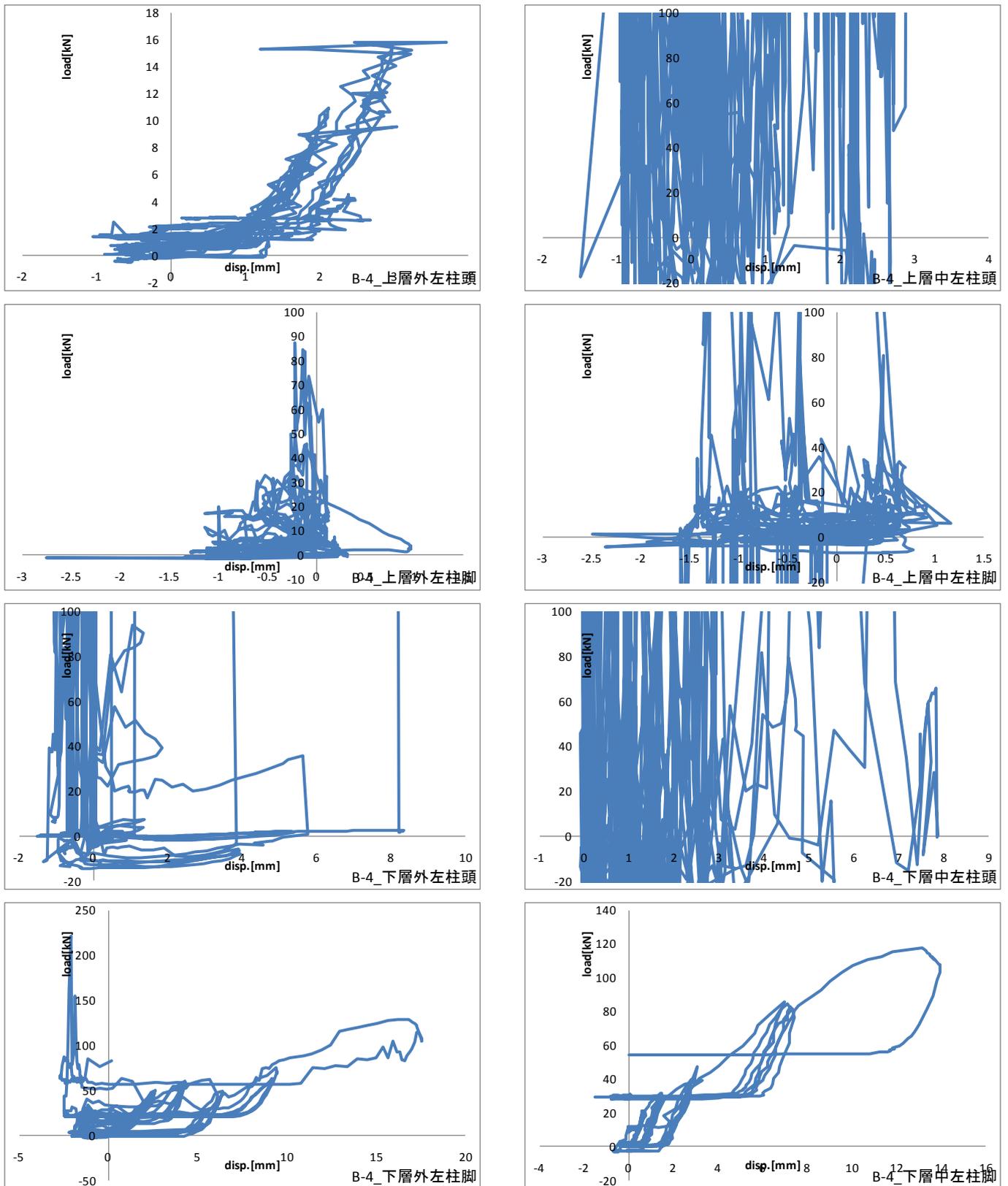


図 2.21 試験体 B-4 接合部軸力変位曲線 1

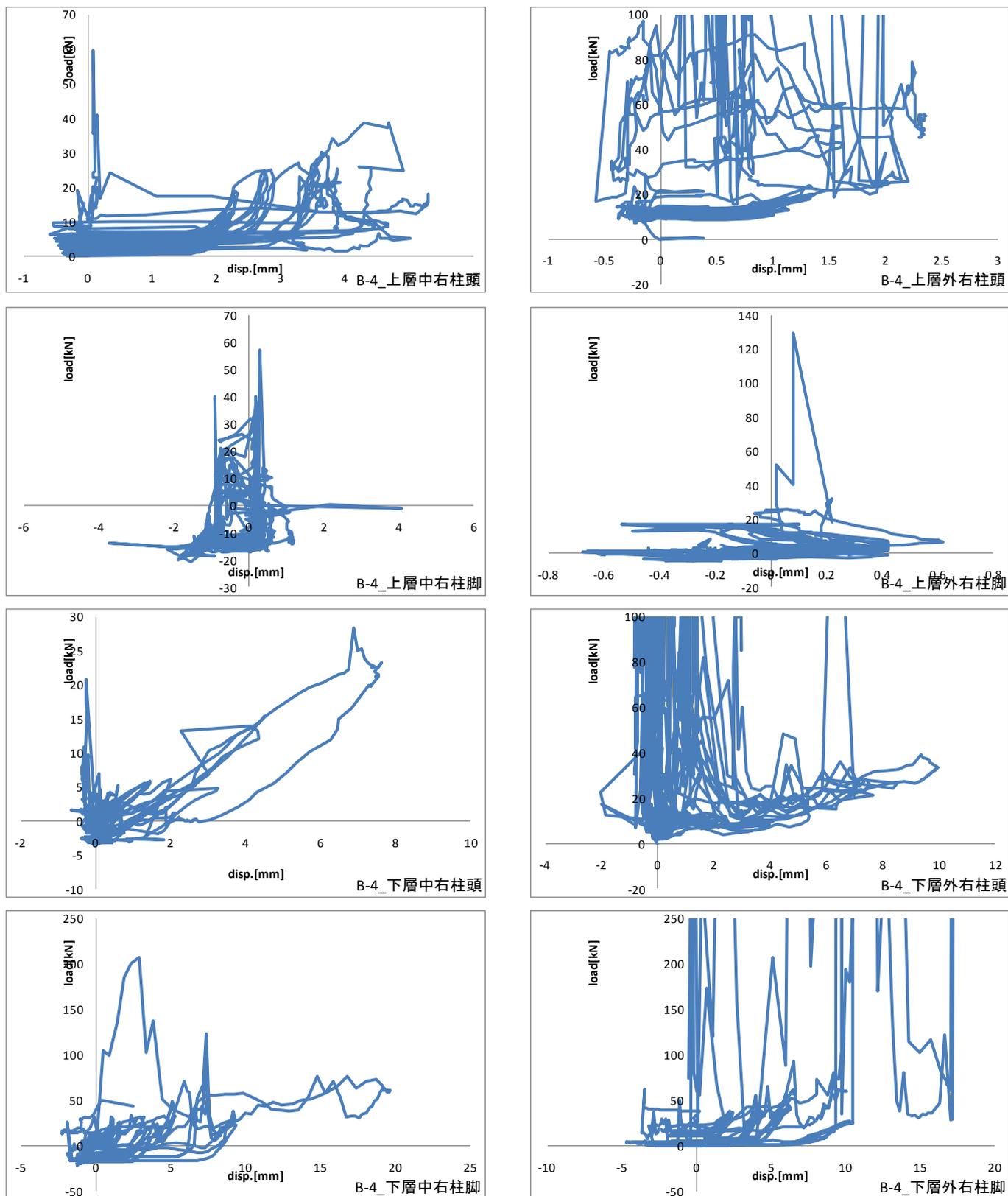


図 2.22 試験体 B-4 接合部軸力変位曲線 2

2. 2. 2. 6. 試験体 C-1 軸力-変位

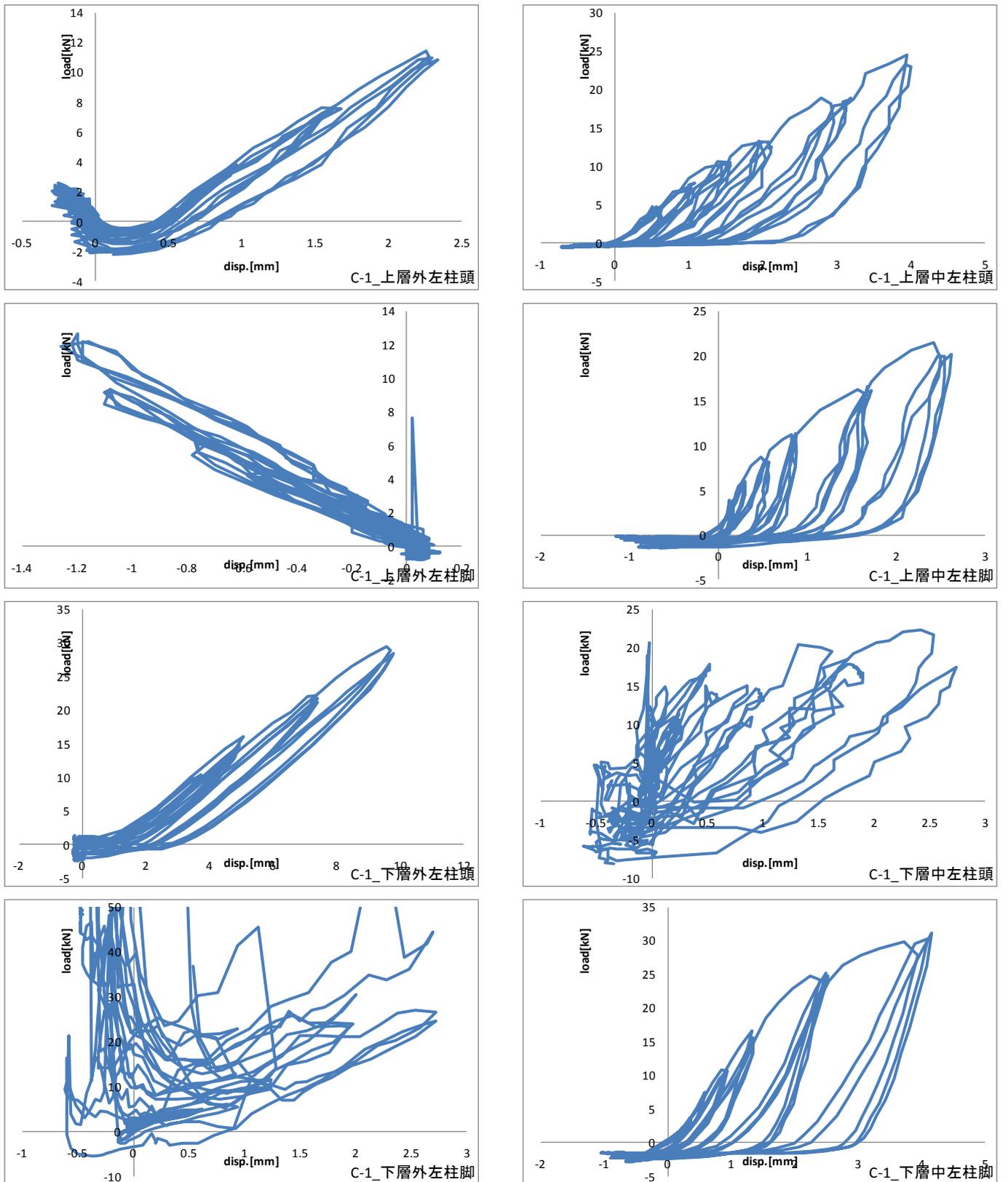


図 2.23 試験体 C-1 接合部軸力変位曲線 1

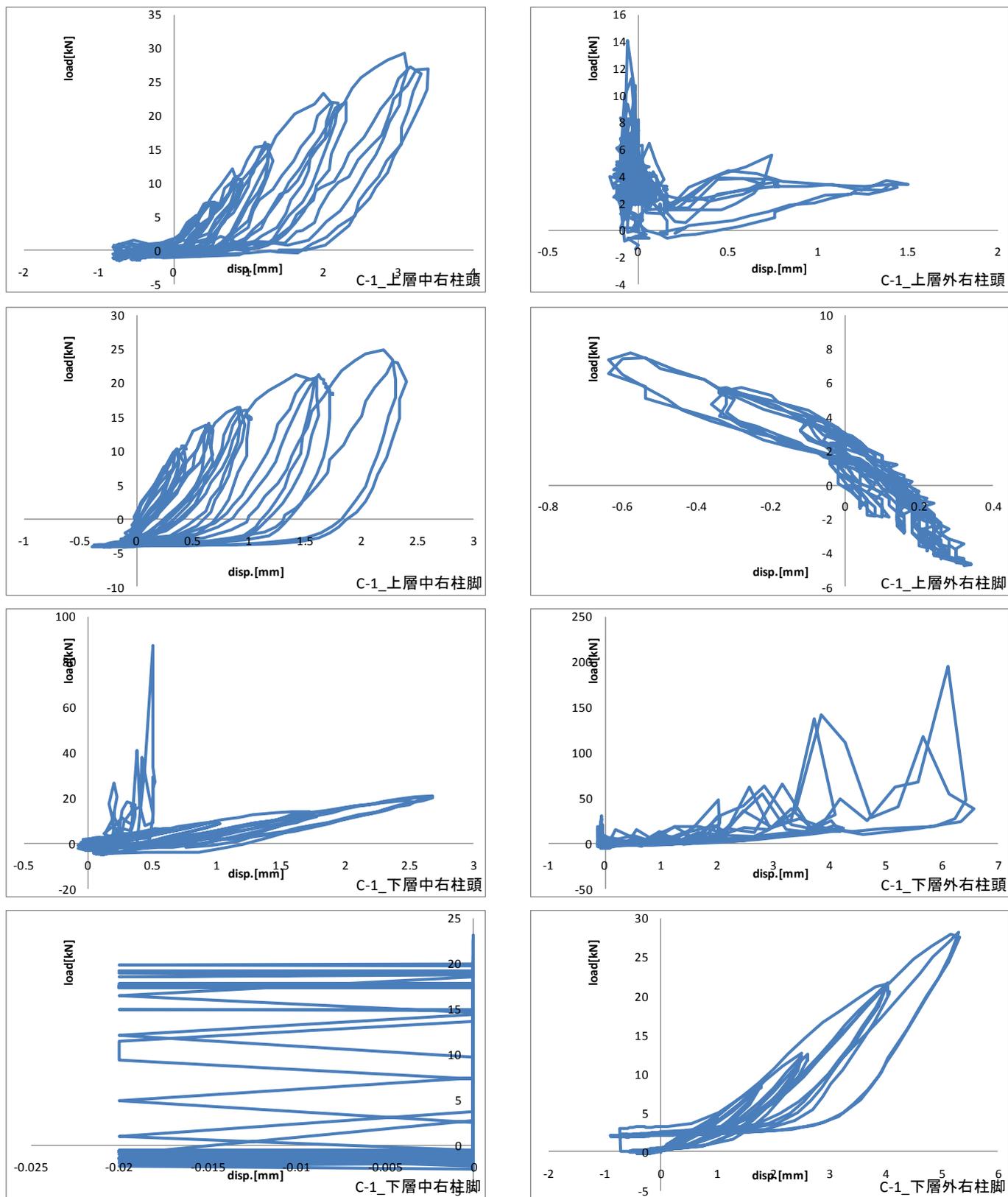


図 2.24 試験体 C-1 接合部軸力変位曲線 2

2. 2. 2. 7. 試験体 C-2 軸力-変位

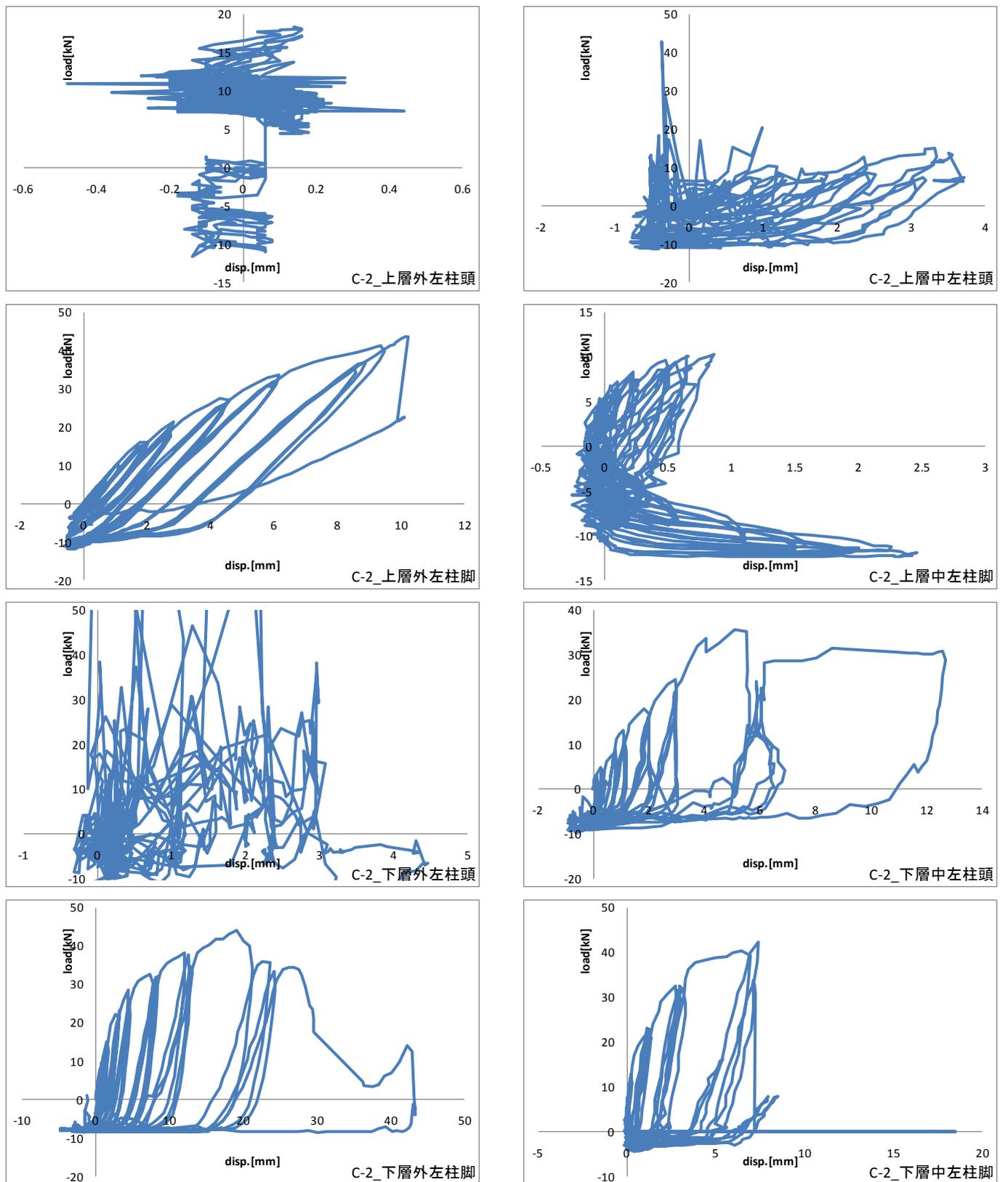


図 2.25 試験体 C-2 接合部軸力変位曲線 1

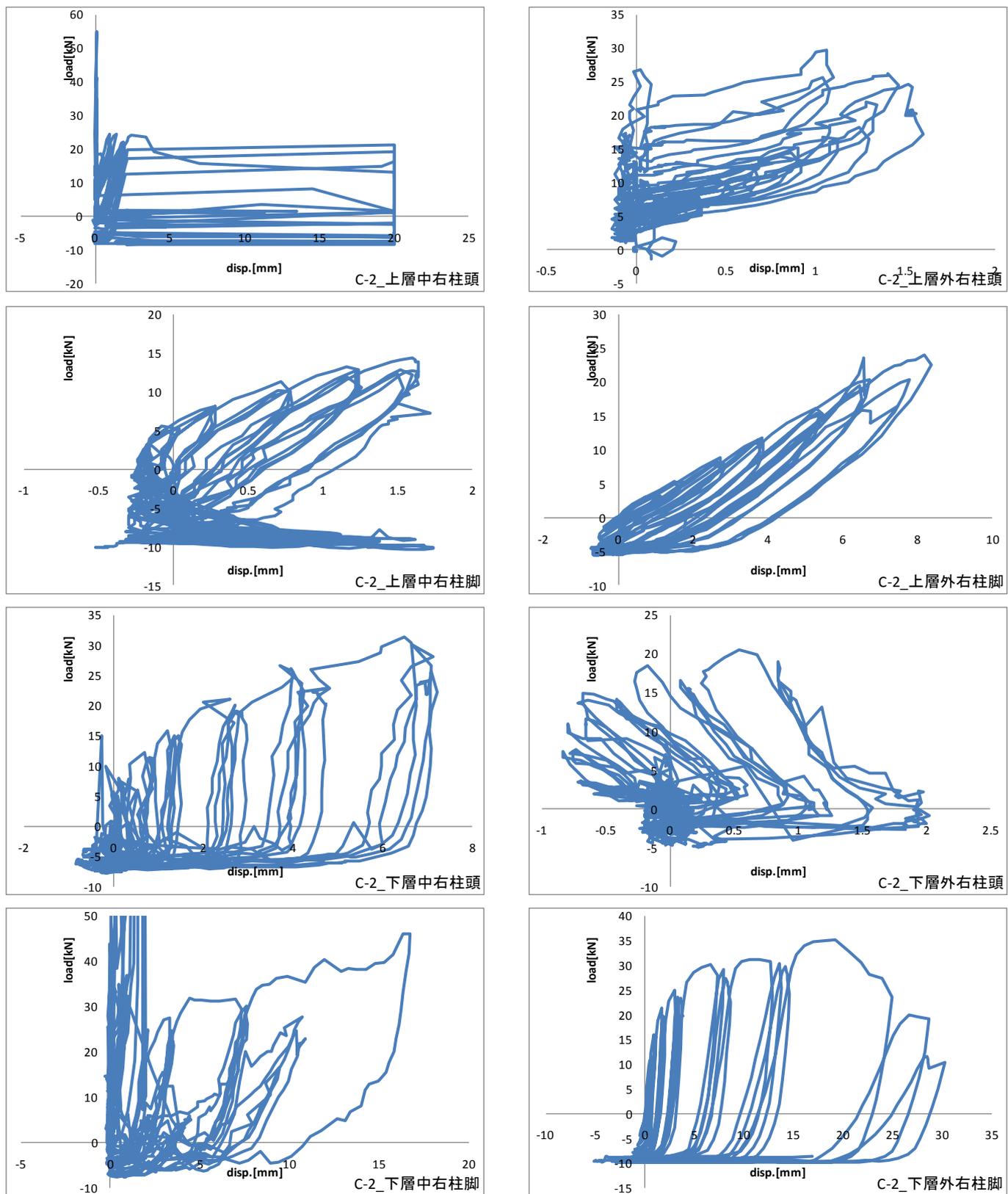


图 2.26 試驗体 C-2 接合部軸力變位曲線 2

2. 2. 2. 8. 試験体 C-3 軸力-変位

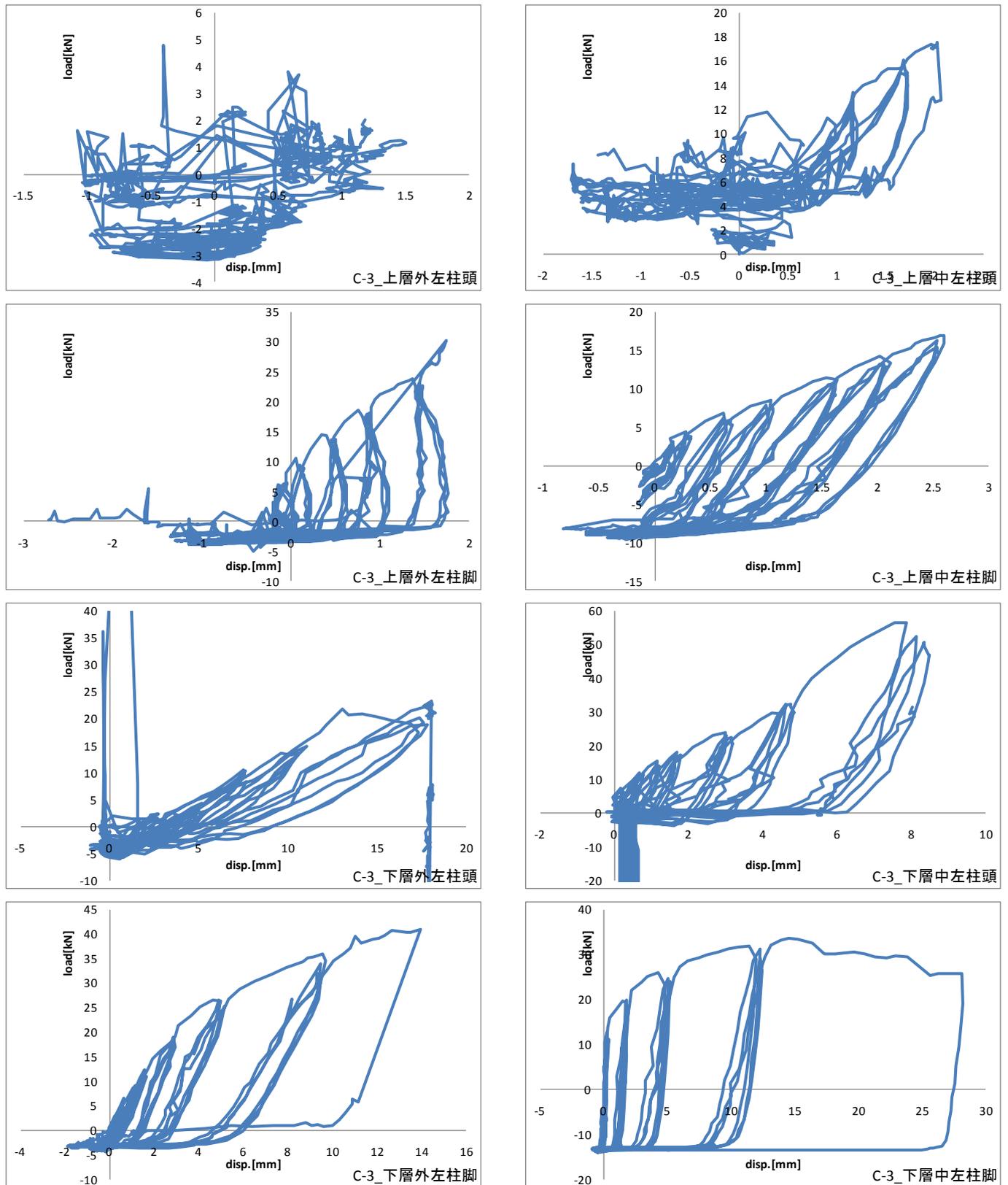


図 2.27 試験体 C-3 接合部軸力変位曲線 1

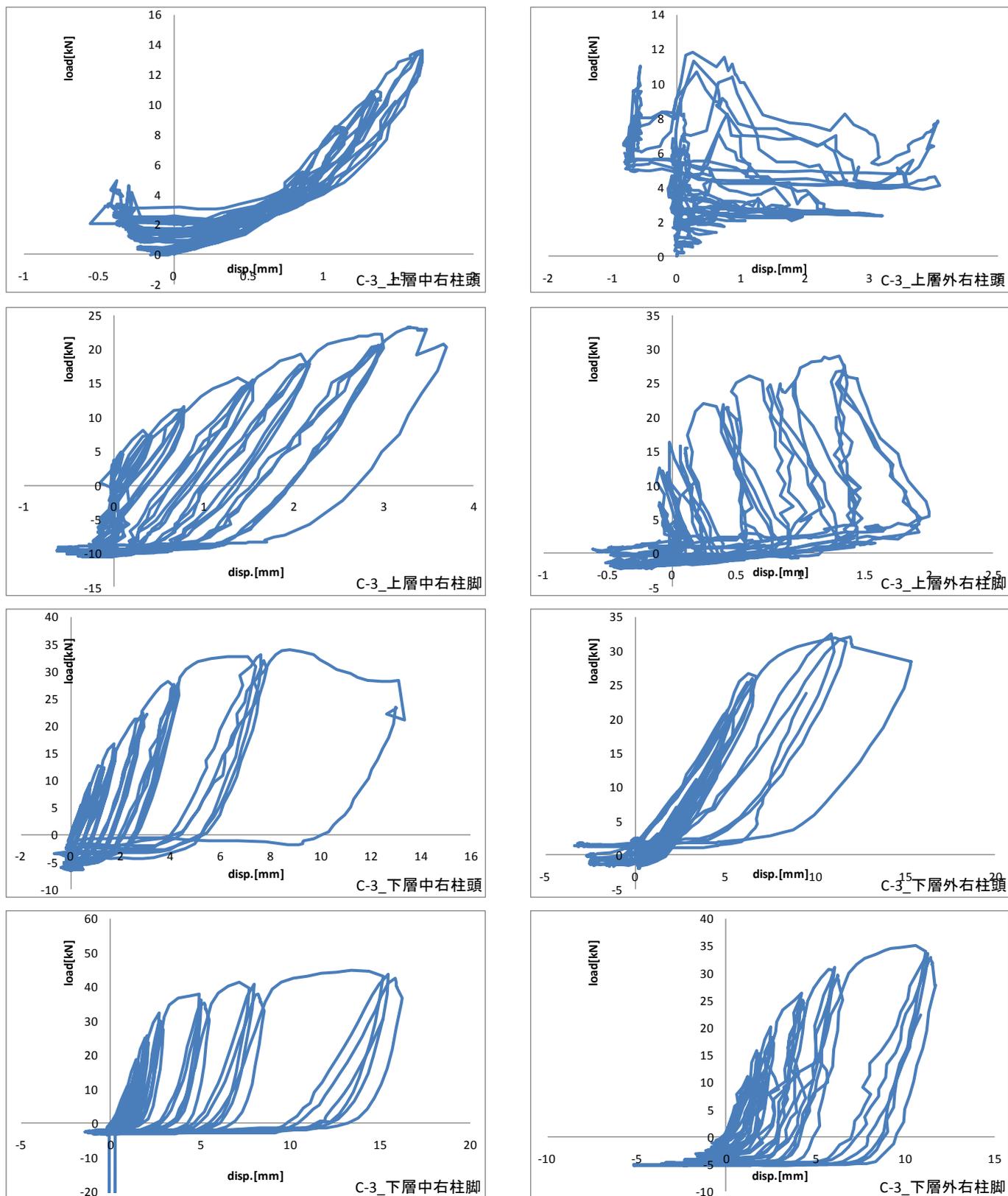


図 2.28 試験体 C-3 接合部軸力変位曲線 2

2. 2. 2. 9. 試験体 C-4 軸力-変位

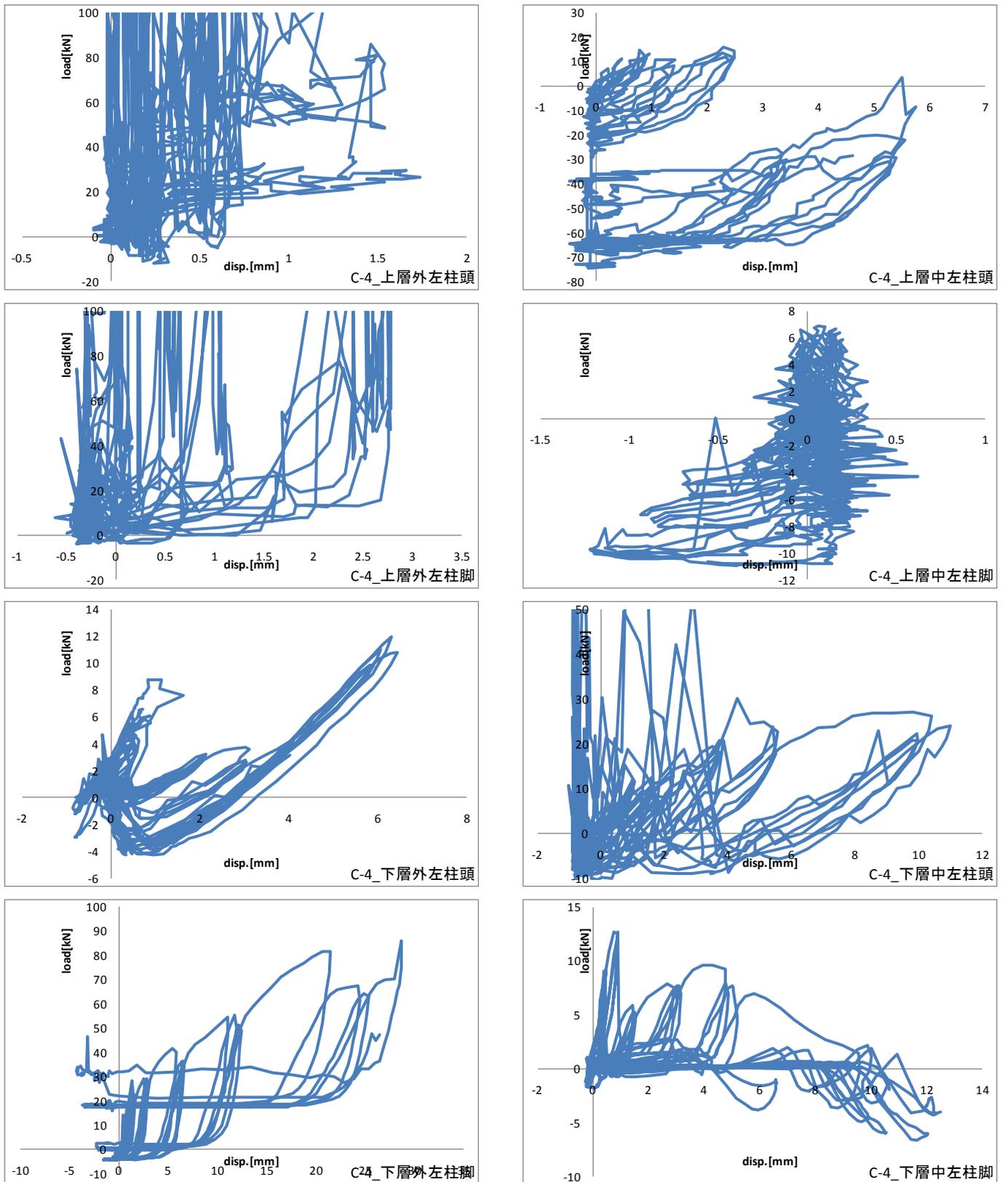


図 2.29 試験体 C-4 接合部軸力変位曲線 1

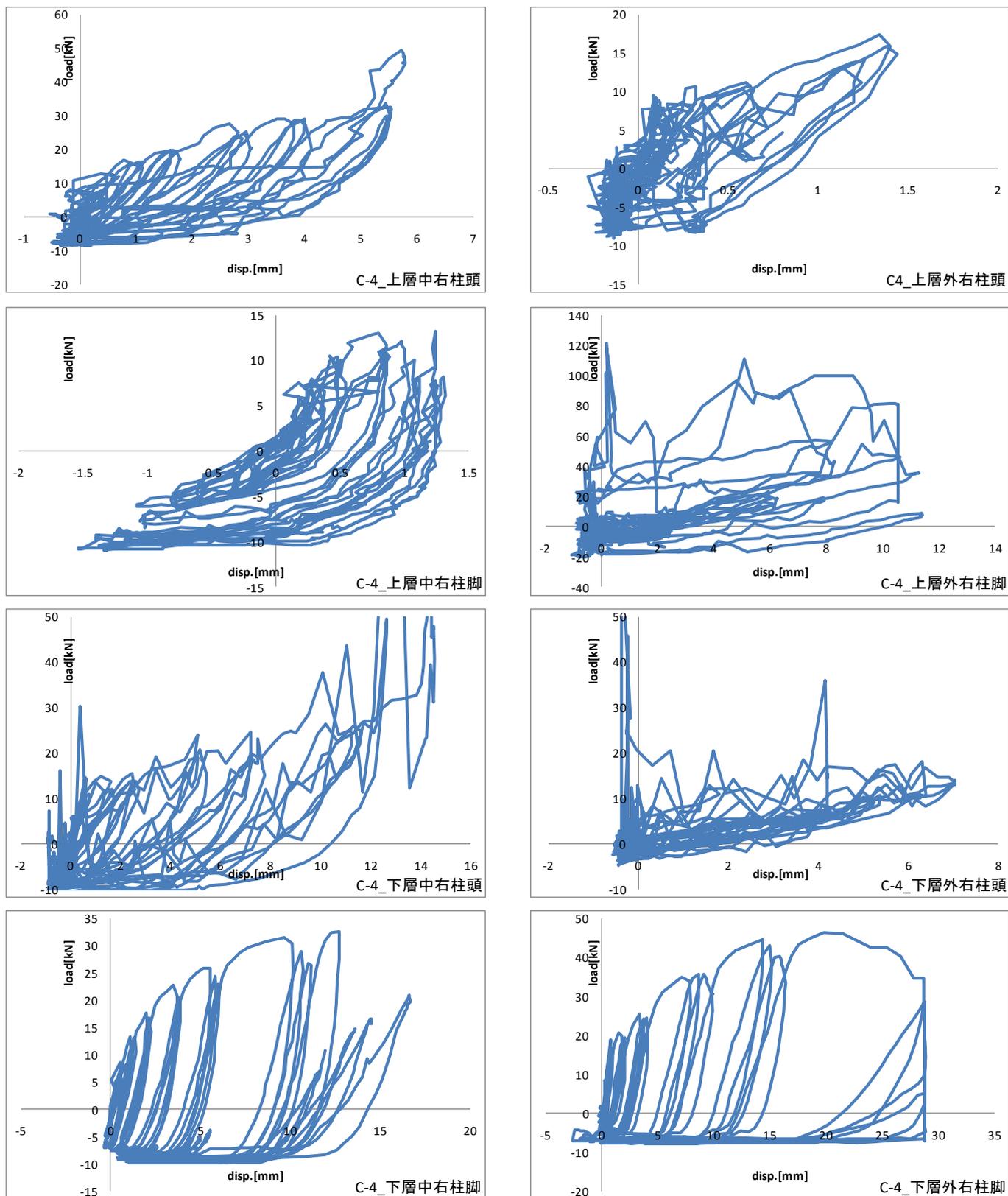


図 2.30 試験体 C-4 接合部軸力変位曲線 2

2. 2. 3. 厚板耐力壁の破壊形状

耐力壁の各繰返し変形角時の破壊状況、引き切り破壊時の写真を図 2.31~2.39 に示す。

2. 2. 3. 1. 試験体 A



変形角(rad)	破壊形状
1/450	—
1/300	—
1/200	—
1/150	—
1/100	—
1/75	—
1/50	—
1/30	—
引切	土台割裂、HDビス抜け

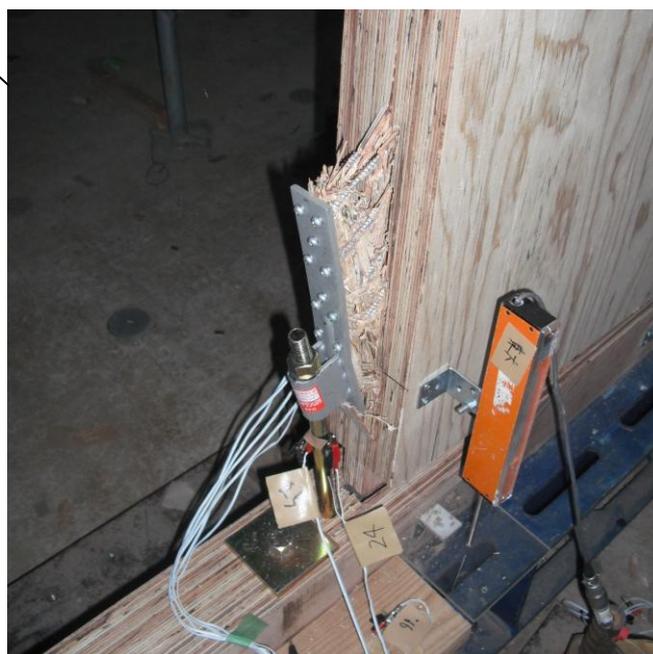


図 2.31 試験体 A 破壊形状

2. 2. 3. 2. 試験体 B-1



変形角(rad)	破壊形状
1/450	—
1/300	—
1/200	—
1/150	—
1/100	—
1/75	下層柱脚部浮き
1/50	上層柱頭部浮き、中間梁亀裂
1/30	中間梁折れ
引切	天井梁折れ、土台割裂

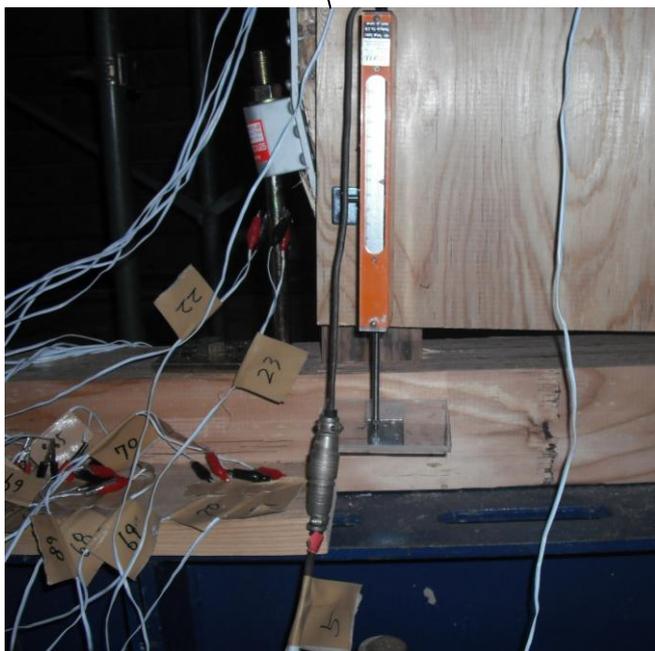
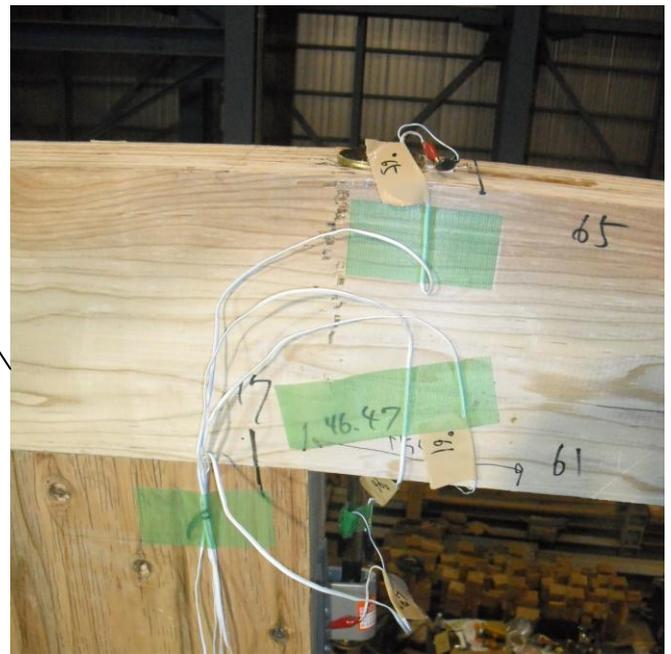


図 2.32 試験体 B-1 破壊形状

2. 2. 3. 3. 試験体 B-2



変形角(rad)	破壊形状
1/450	—
1/300	—
1/200	—
1/150	—
1/100	下層柱脚部浮き
1/75	—
1/50	上層柱頭部浮き、中間梁亀裂
1/30	中間梁折れ、天井梁亀裂
引切	天井梁折れ



図 2.33 試験体 B-2 破壊形状

2. 2. 3. 4. 試験体 B-3



変形角(rad)	破壊形状
1/450	—
1/300	—
1/200	下層柱頭部浮き
1/150	—
1/100	—
1/75	下層柱脚部浮き
1/50	—
1/30	下層柱割裂
引切	土台破壊

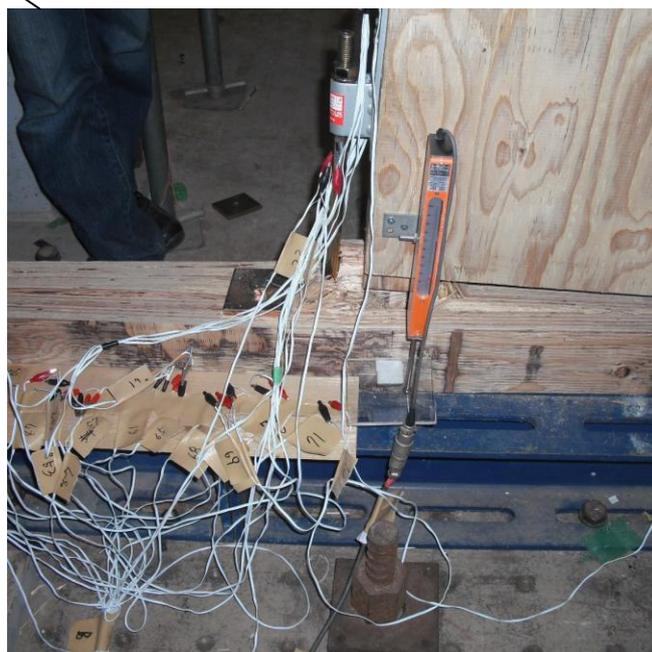
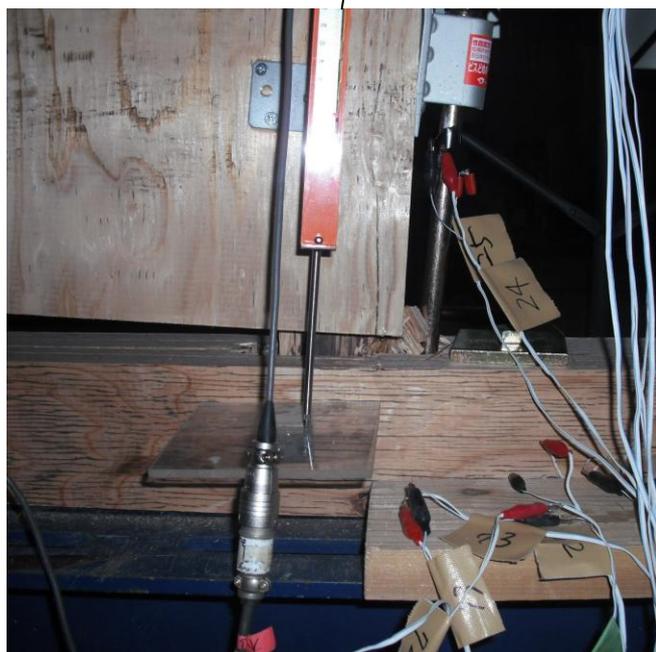


図 2.34 試験体 B-3 破壊形状

2. 2. 3. 5. 試験体 B-4



変形角(rad)	破壊形状
1/450	—
1/300	—
1/200	—
1/150	—
1/100	下層柱頭柱脚部浮き
1/75	中間梁亀裂
1/50	—
1/30	天井梁亀裂、中間梁折れ
引切	天井梁折れ

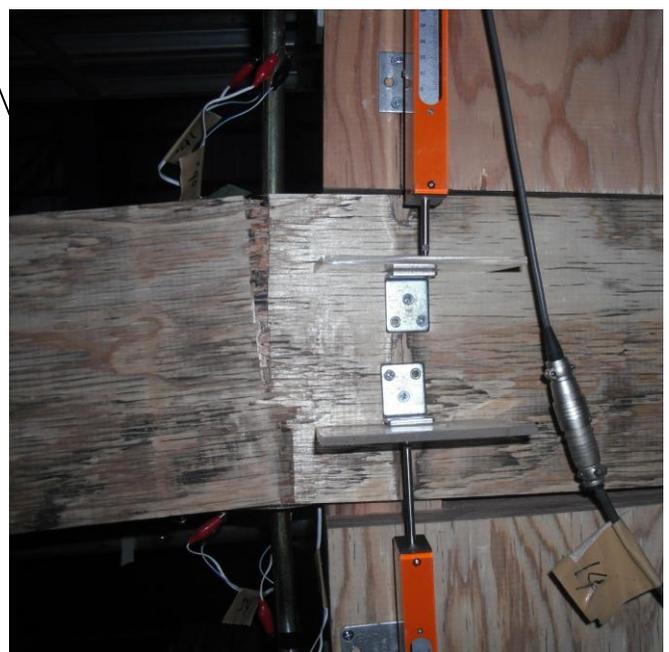
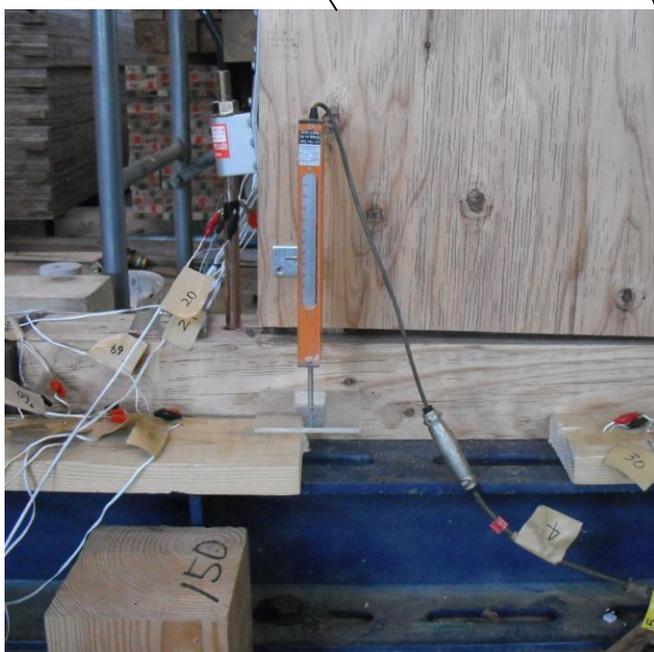
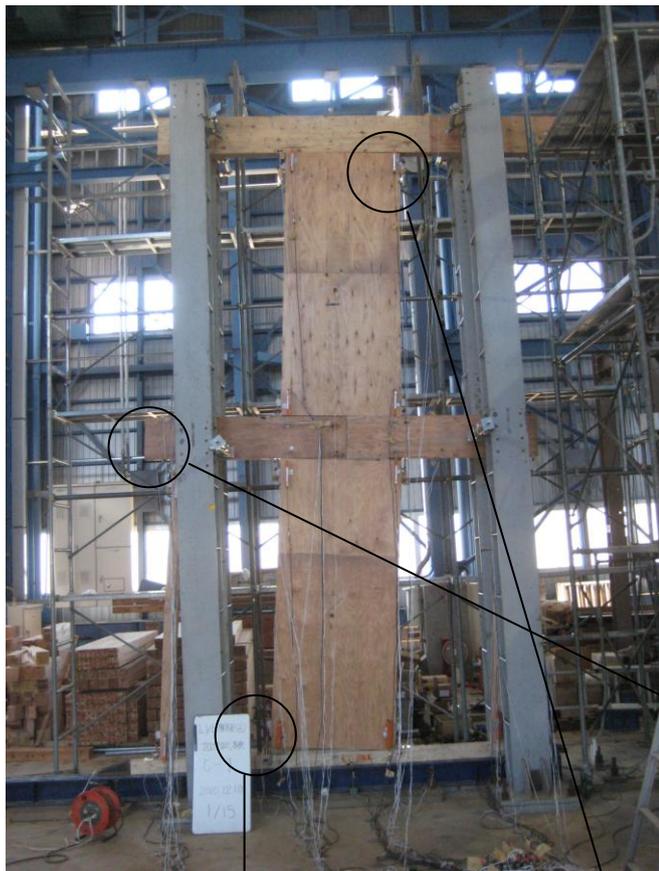


図 2.35 試験体 B-4 破壊形状

2. 2. 3. 6. 試験体 C-1



変形角(rad)	破壊形状
1/450	—
1/300	—
1/200	—
1/150	下層柱脚部浮き
1/100	下層柱頭柱脚部浮き
1/75	—
1/50	—
1/30	—
引切	中間梁割裂、土台破壊

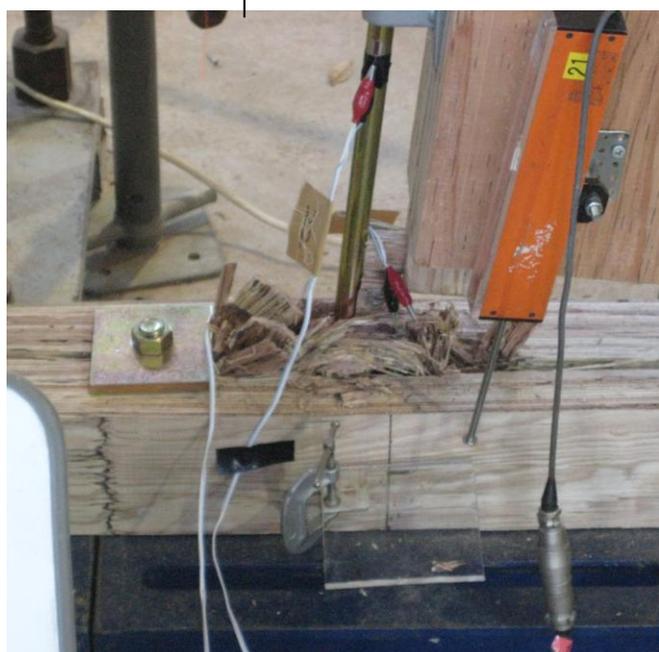
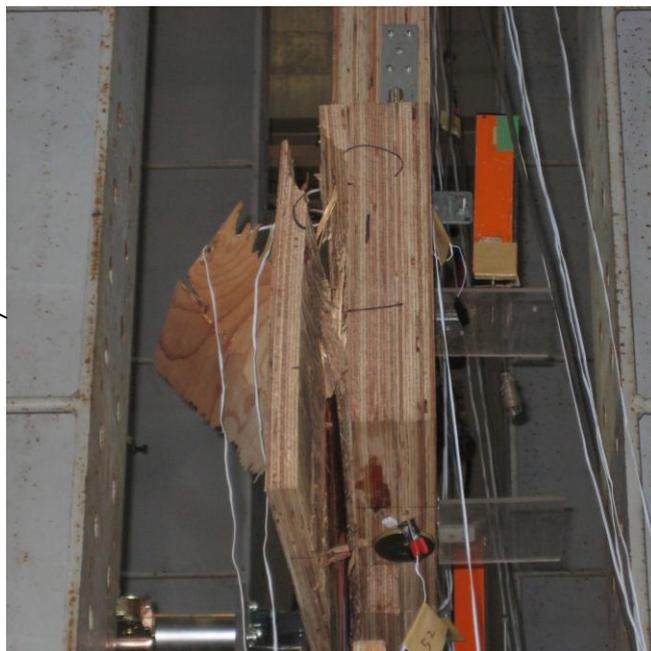
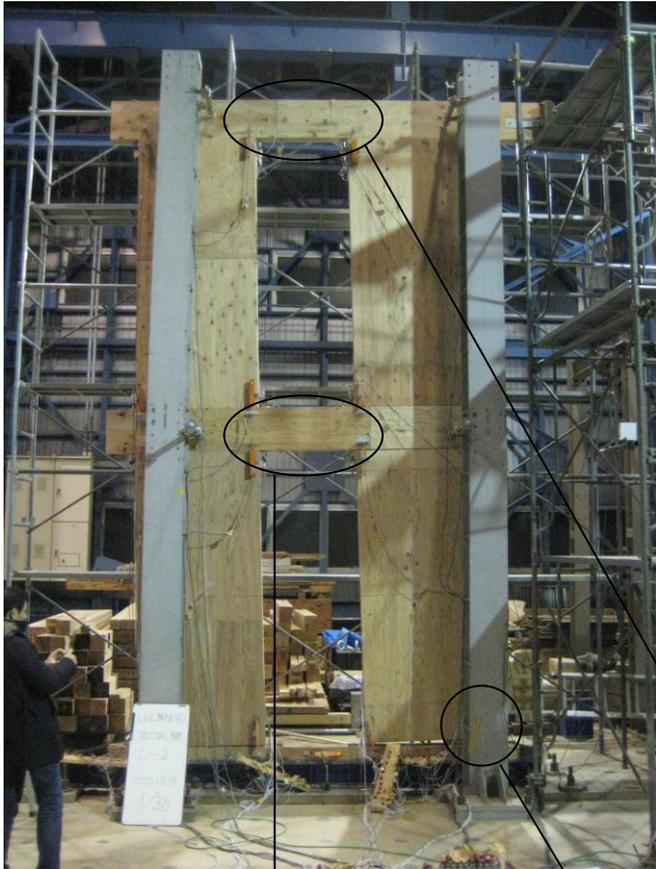


図 2.36 試験体 C-1 破壊形状

2. 2. 3. 7. 試験体 C-2



変形角(rad)	破壊形状
1/450	—
1/300	—
1/200	—
1/150	下層柱脚部浮き
1/100	—
1/75	—
1/50	—
1/30	土台破壊
引切	—



図 2.37 試験体 C-2 破壊形状

2. 2. 3. 8. 試験体 C-3



変形角(rad)	破壊形状
1/450	—
1/300	—
1/200	—
1/150	下層柱脚部浮き
1/100	—
1/75	—
1/50	—
1/30	下層柱頭部割裂、土台破壊
引切	—

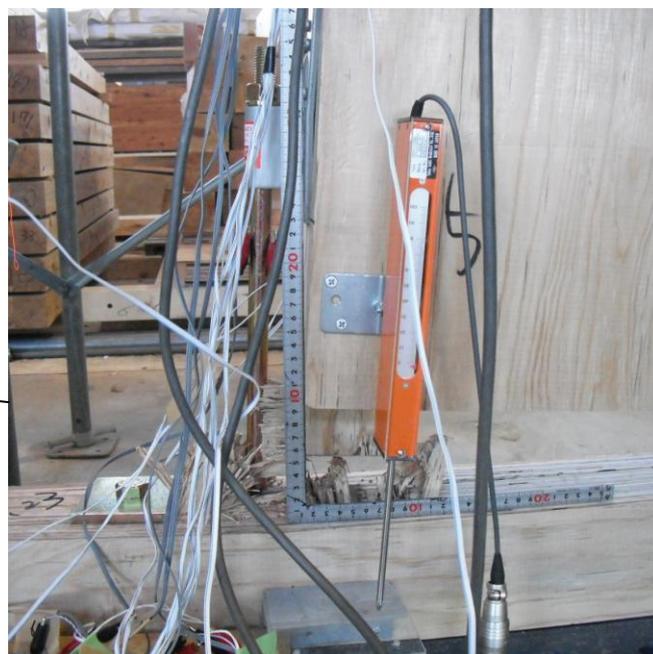


図 2.38 試験体 C-3 破壊形状

2. 2. 3. 9. 試験体 C-4



変形角(rad)	破壊形状
1/450	—
1/300	—
1/200	—
1/150	下層柱脚部浮き
1/100	下層柱頭部浮き
1/75	—
1/50	中間梁亀裂
1/30	中間梁折れ、上層柱頭部破壊
引切	—

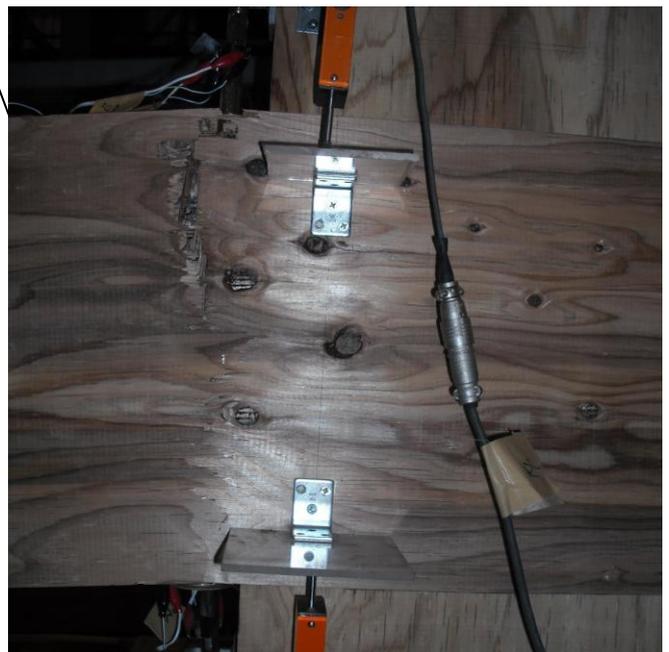


図 2.39 試験体 C-4 破壊形状

2. 3. 解析

2. 3. 1 柱脚柱頭接合部引抜き式の比較

本試験で用いられた材料の物性値から推定される柱頭柱脚接合部引抜き力(計算値)とボルトのひずみから算出できる軸力(実験値)とを比較した。理論値は図 2.40 のような柱 4 本の左右対称 2 層軸組について、柱頭柱脚接合部軸剛性と境界梁の曲げ剛性を考慮したせん断パネル置換モデルを用いて算出される。各柱頭柱脚接合部の一般解は以下のように表される。

2 層隅柱頭 : $N_{2C} = -R_C$

2 層隅柱脚 : $N_{2B} = \Delta Q_{21} H_2 \cdot R_C$

1 層隅柱頭 : $N_{1B} = \Delta Q_{21} H_2 \cdot R_C \cdot R_B$

1 層隅柱脚 : $N_{1A} = \Delta Q_{11} H_1 + \Delta Q_{21} H_2 \cdot R_C \cdot R_B$

2 層中柱頭 : $N_{2F} = R_F$

2 層中柱脚 : $N_{2E} = -\Delta Q_{21} H_2 + \Delta Q_{22} H_2 + R_F$

1 層中柱頭 : $N_{1E} = -\Delta Q_{21} H_2 + \Delta Q_{22} H_2 + R_F + R_E$

1 層中柱脚 : $N_{1D} = -\Delta Q_{11} H_1 + \Delta Q_{12} H_1 - \Delta Q_{21} H_2 + \Delta Q_{22} H_2 + R_F + R_E$

これらの一般解と 2 層耐力壁の 1/450~1/120rad までの代表的な変形角に達した際の各接合部の軸力とを比較し、図 2.41~2.48 に示す。

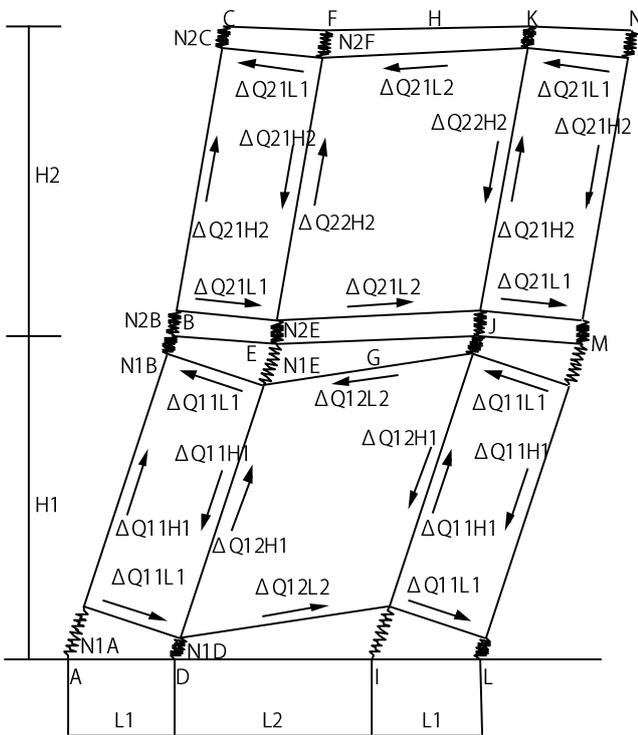


図 2.40 せん断パネル置換モデル

2. 3. 1. 1. 試験体B-1 接合部引抜き力比較

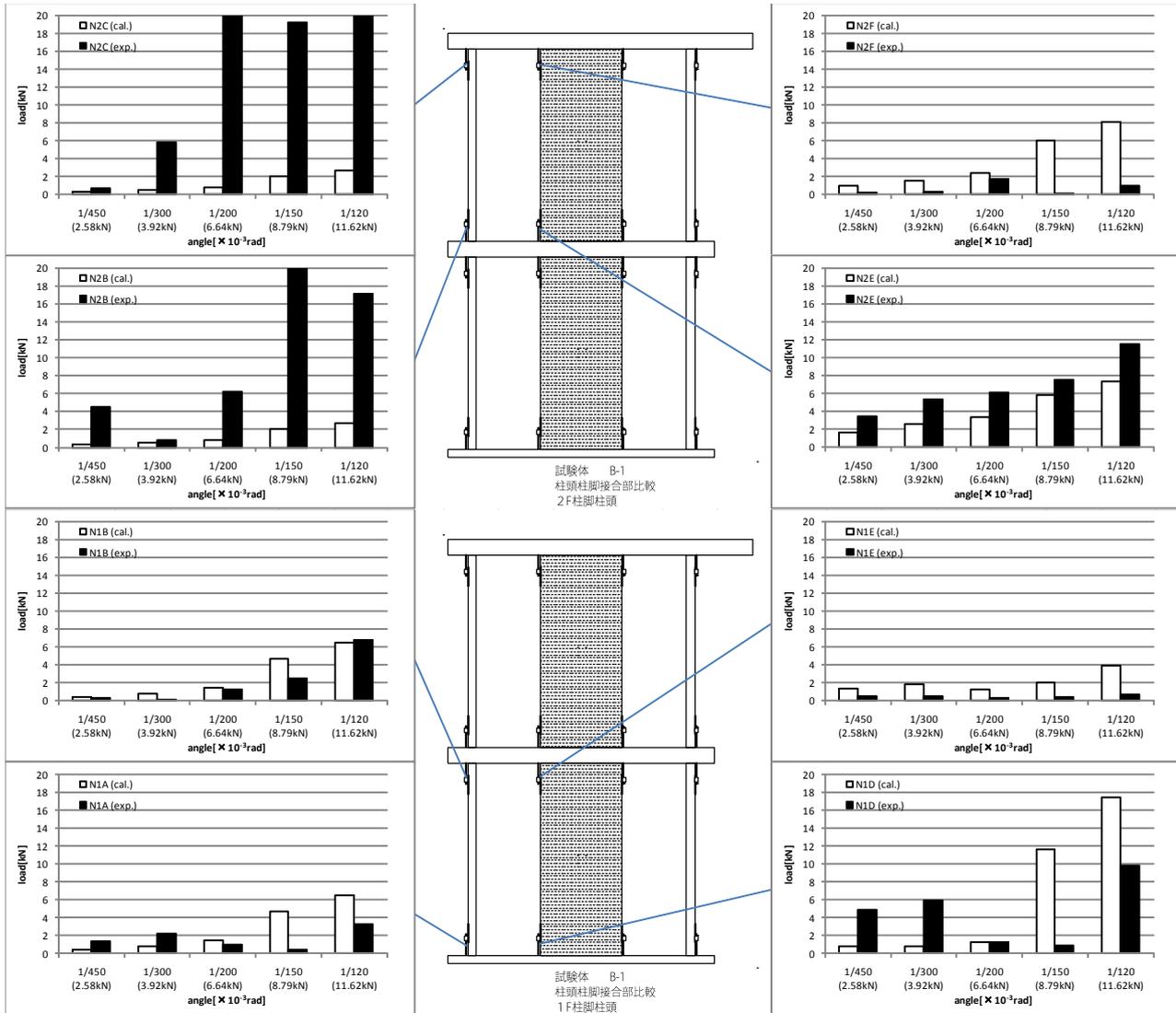


図 2.41 試験体B-1 引抜き力比較(cal.:計算値、exp.:実験値)

2. 3. 1. 2. 試験体B-2 接合部引抜き力比較

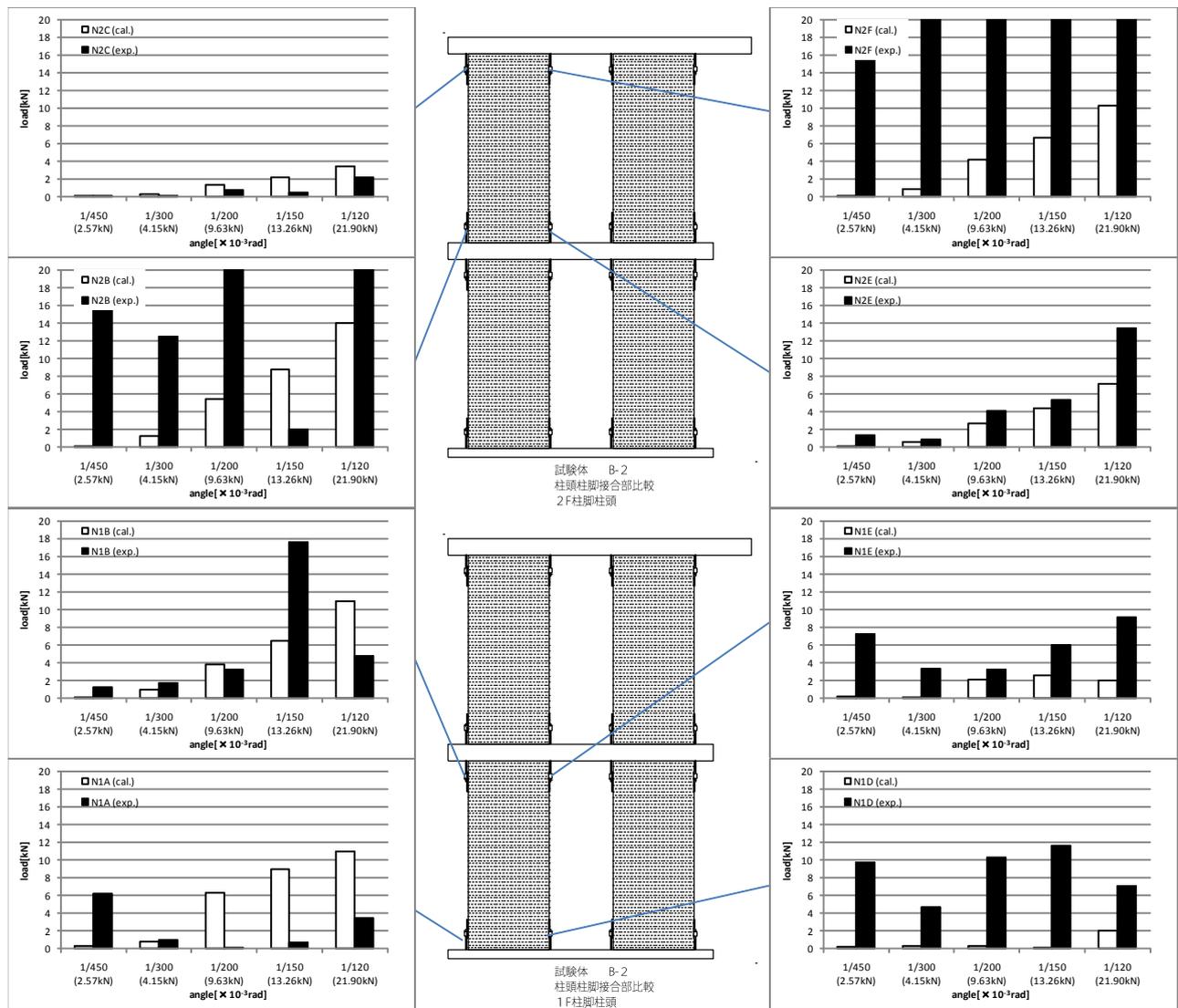


図 2.42 試験体B-2 引抜き力比較(cal.:計算値、exp.:実験値)

2. 3. 1. 3. 試験体B-3 接合部引抜き力比較

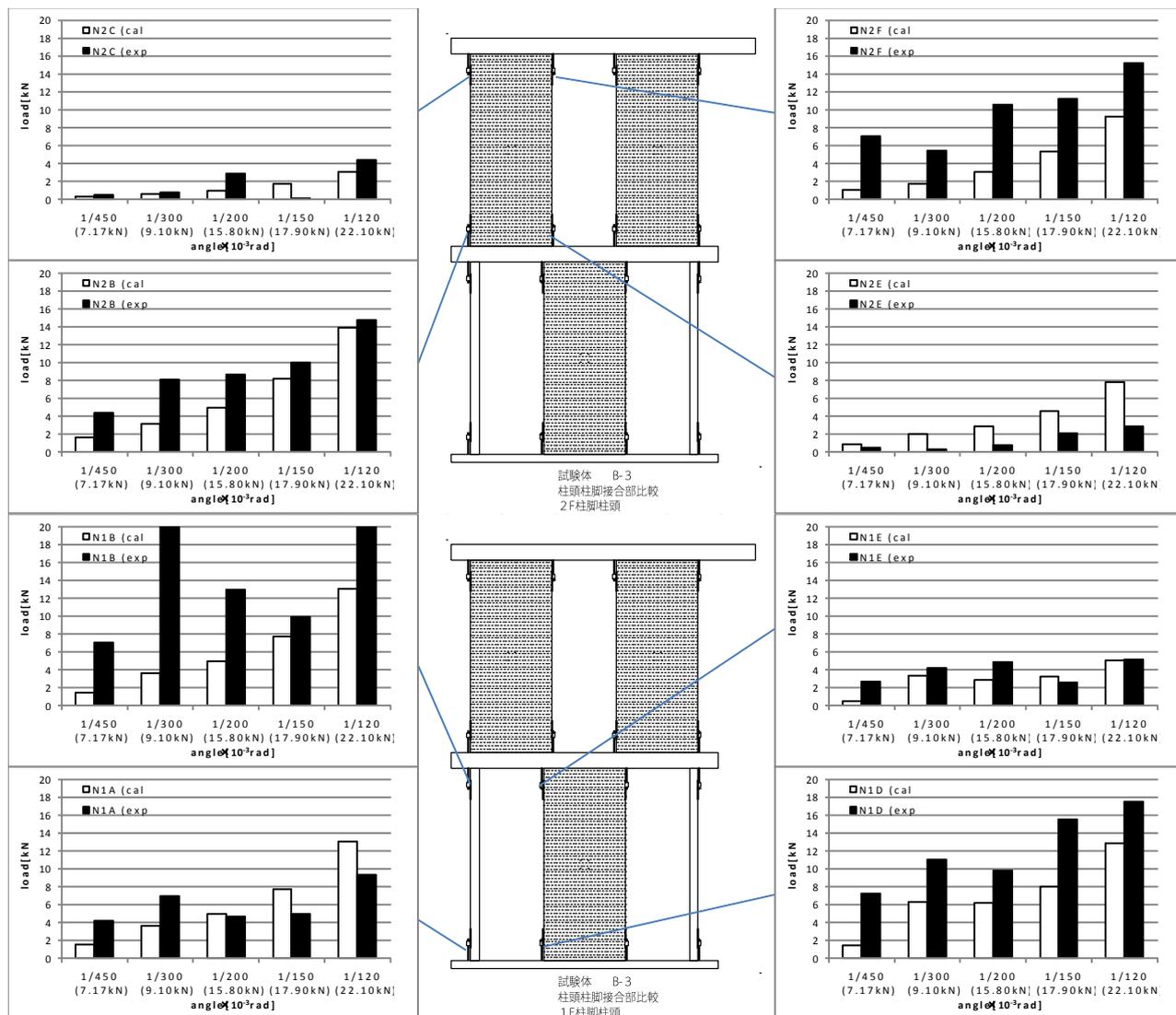


図 2.43 試験体B-3 引抜き力比較(cal.:計算値、exp.:実験値)

2. 3. 1. 4. 試験体B-4 接合部引抜き力比較

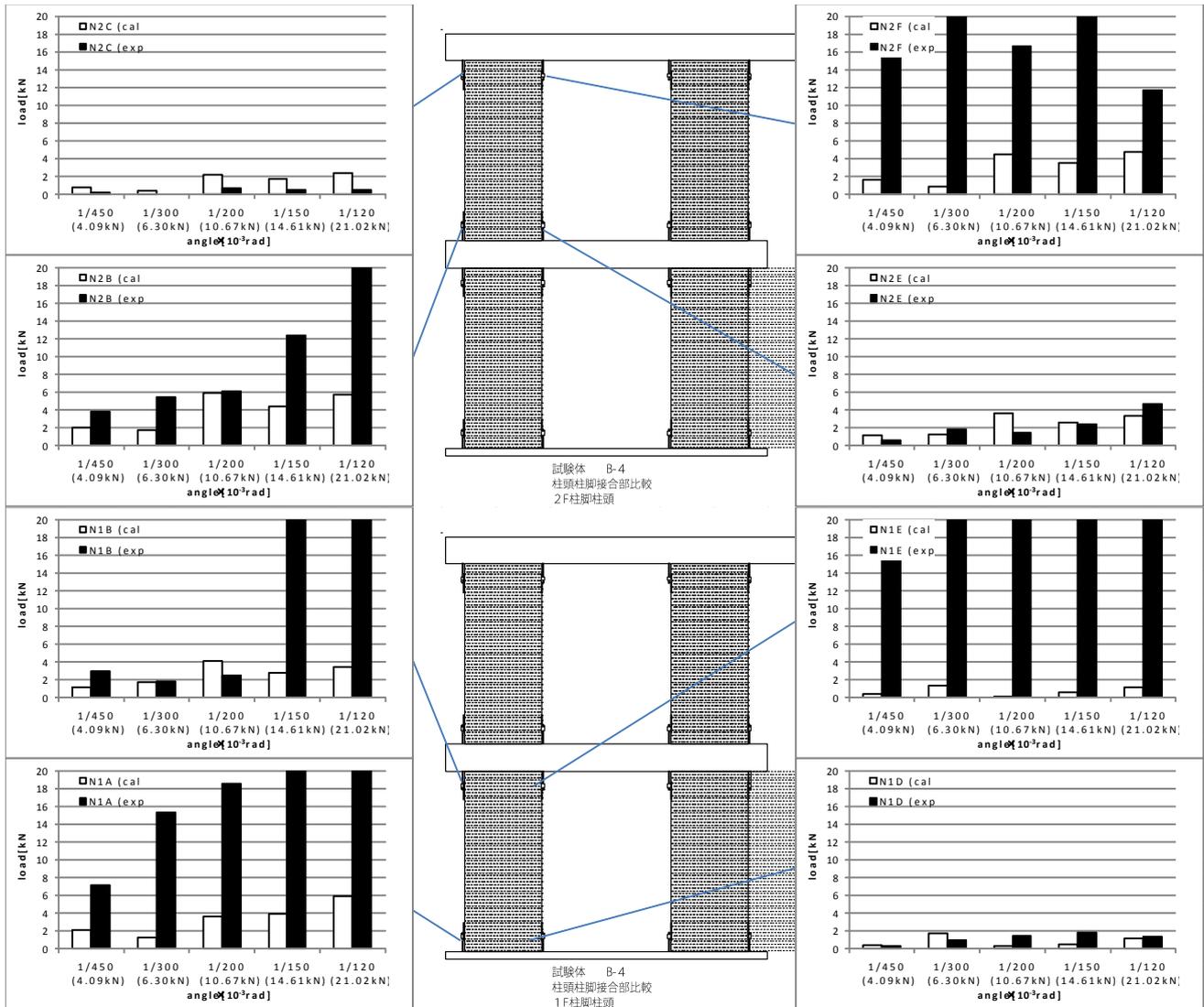


図 2.44 試験体B-4 引抜き力比較(cal.:計算値、exp.:実験値)

2. 3. 1. 5. 試験体C-1 接合部引抜き力比較

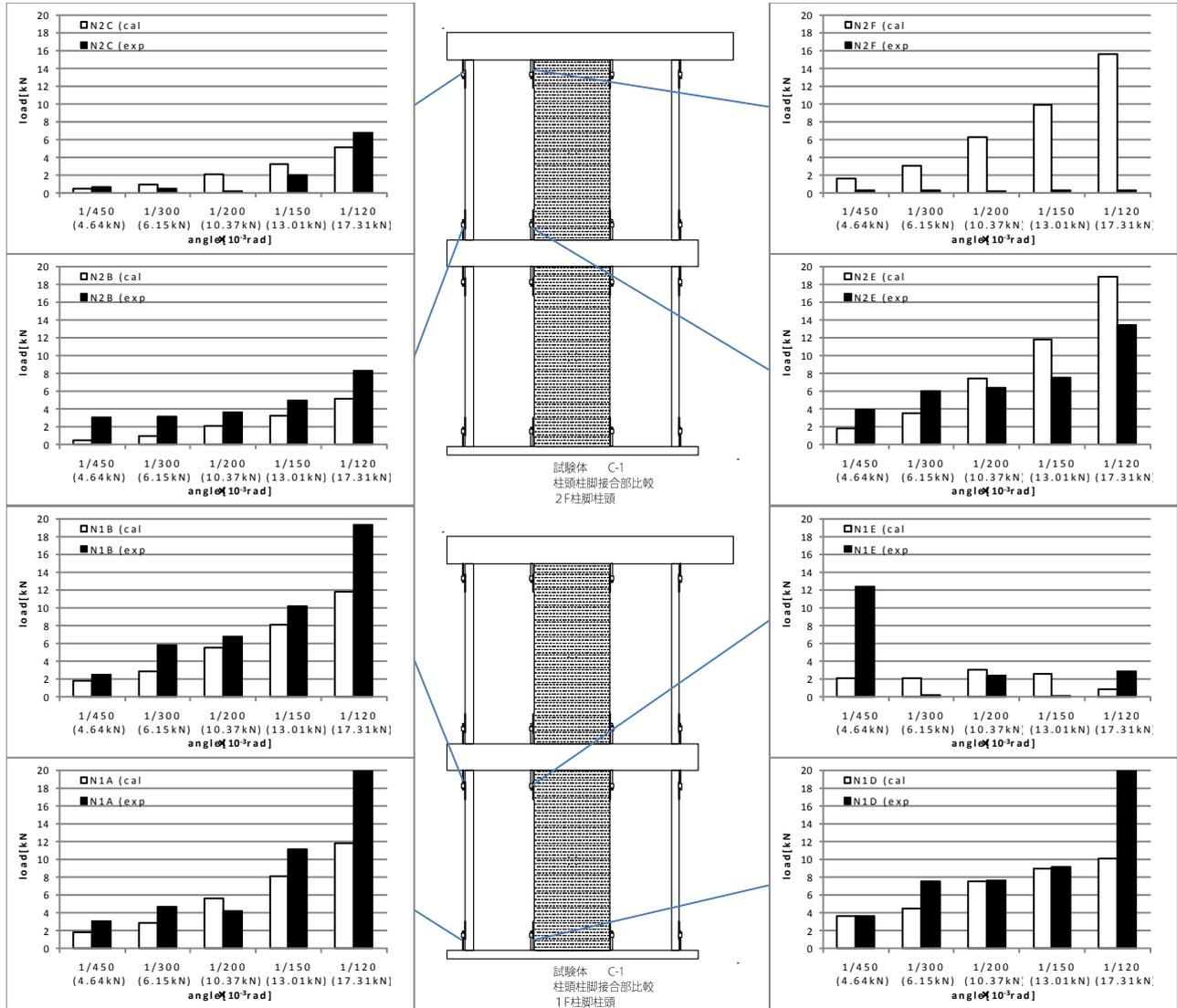


図 2.45 試験体C-1 引抜き力比較(cal.:計算値、exp.:実験値)

2. 3. 1. 6. 試験体C-2 接合部引抜き力比較

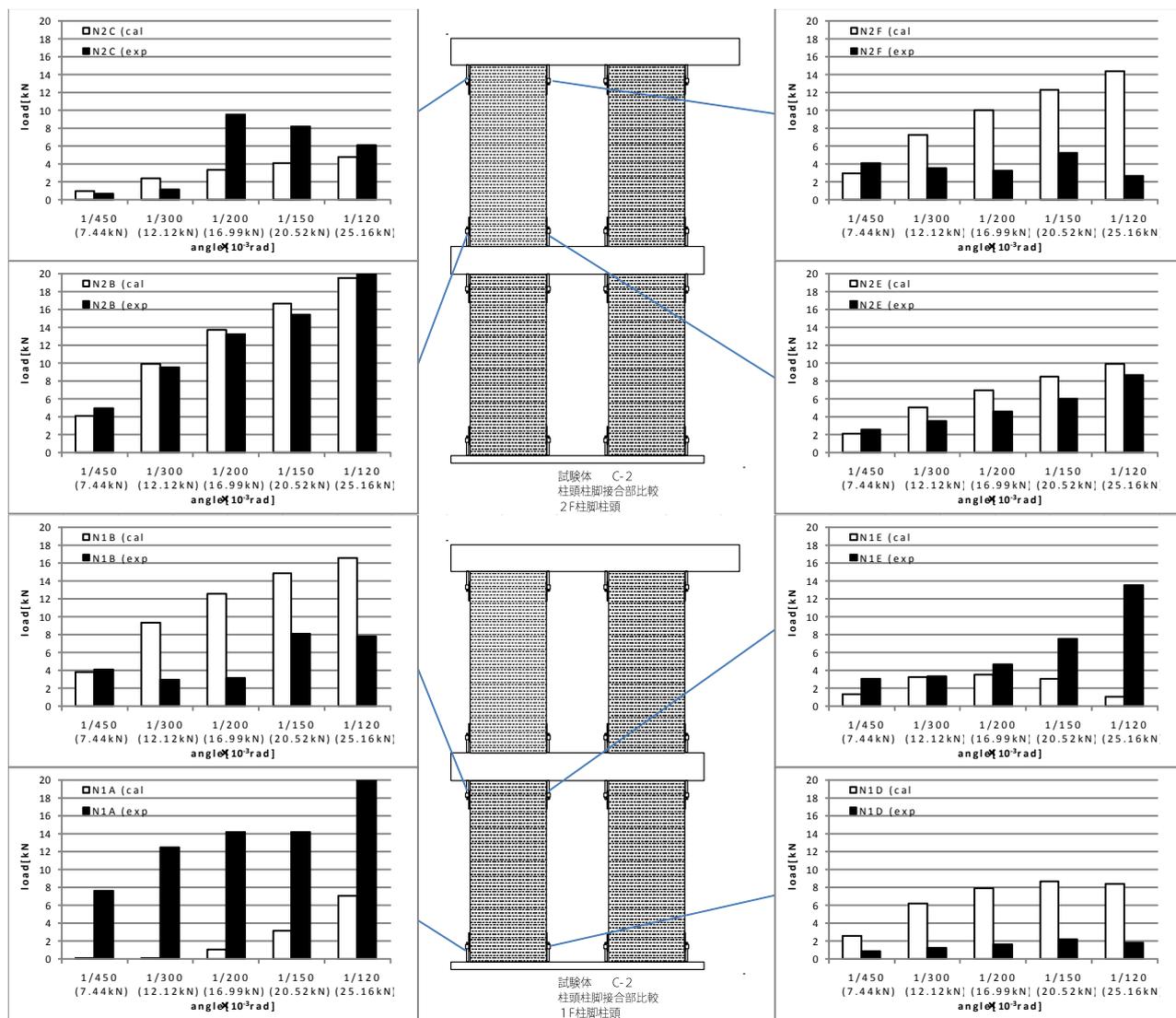


図 2.46 試験体C-2 引抜き力比較(cal.:計算値、exp.:実験値)

2. 3. 1. 7. 試験体C-3 接合部引抜き力比較

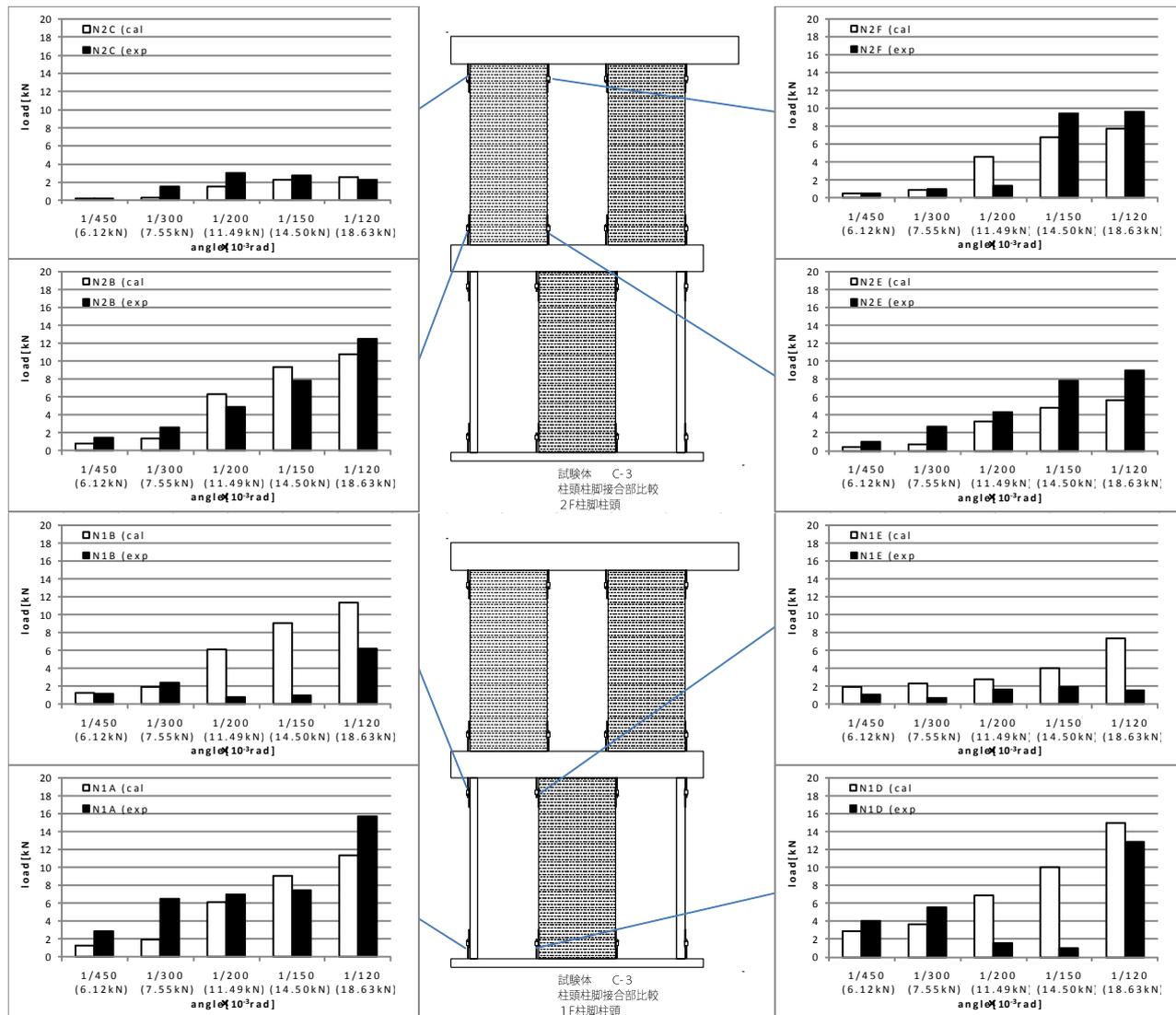


図 2.47 試験体C-3 引抜き力比較(cal.:計算値、exp.:実験値)

2. 3. 1. 8. 試驗體C-4 接合部引拔力比較

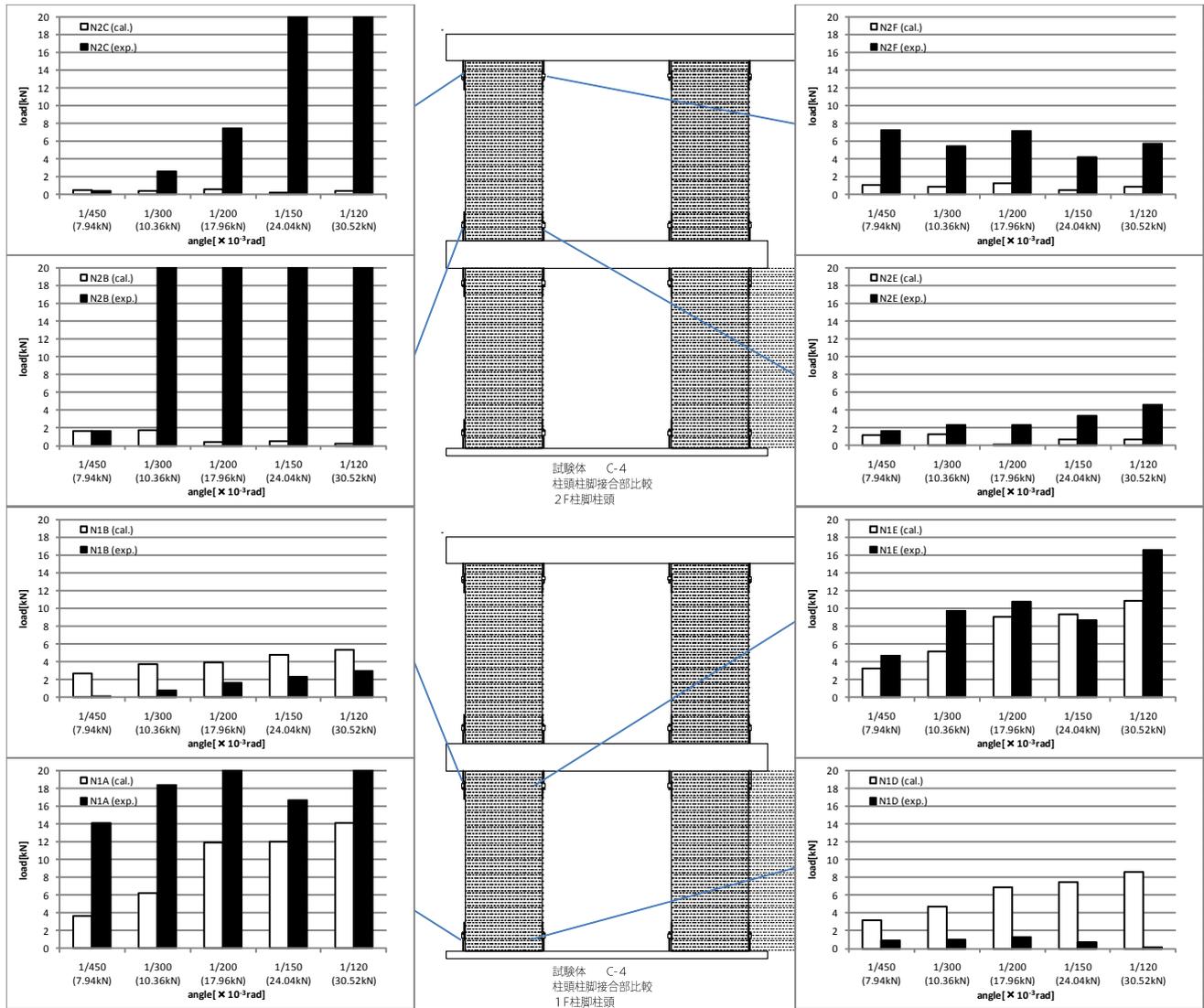


圖 2.48 試驗體C-4 引拔力比較(cal.:計算值、exp.:實驗值)

2. 4. まとめ

全試験体を通して加力時に厚板パネルが変形せず、それを軸として回転するような挙動を示した。そのため接合部、梁、土台が大きく力を負担し、それらの破壊によって荷重が低下するという様子が多々見られた。梁せいが210mmのBタイプ試験体では梁の折れで荷重が低下し、360mmのCタイプ試験体では土台の破壊で荷重が低下するということが多かった。梁のモーメント負担が小さい市松状の試験体ではB、Cタイプともに梁が折れなかった。

梁せいが高いCタイプの方が梁せいの低いBタイプよりも荷重が大きく出ることが多かったが、市松状の試験体だけは梁せいの大小に関わらず、荷重値がほぼ同程度であった。

接合部のボルト軸力-変位関係では、 $1/50\text{rad}$ 以上の変形をした時にひずみゲージに何らかの影響で異常値が発生する箇所が見られた。下層の柱脚部ではモーメントを大きく負担している箇所が多かった。市松状試験体は下層柱頭部や上層柱脚部で大きく力を負担していた。

理論値と実験値は上層で一致していない箇所も見られたが概ね一致したと言えた。一致していない箇所についてはさらなる解析が必要であると考えられた。

4. LVL ラーメン分科会報告書

1. 緒言

LVL は製造上の制約から厚さ 35mm~38mm の基本原盤をまず製造し、必要に応じて基本原盤を 2 次接着して集成材と同じような材せいに再加工して木質ラーメンの柱や梁として利用される形態がこれまでは多かった。

本研究では、従来の LVL の構造的利用法とは異なる利用形態として、基本原盤をそのまま交差重ね合わせ接合して各種ラーメン架構を構成する方法を提案する。図 1-1 にその提案の概念を示す。この接合法は NZ で広く採用されている Cross Lapped Glued Joint からヒントを得たもので、Cross Lapped Screwed (CLS) 接合と名付けた。

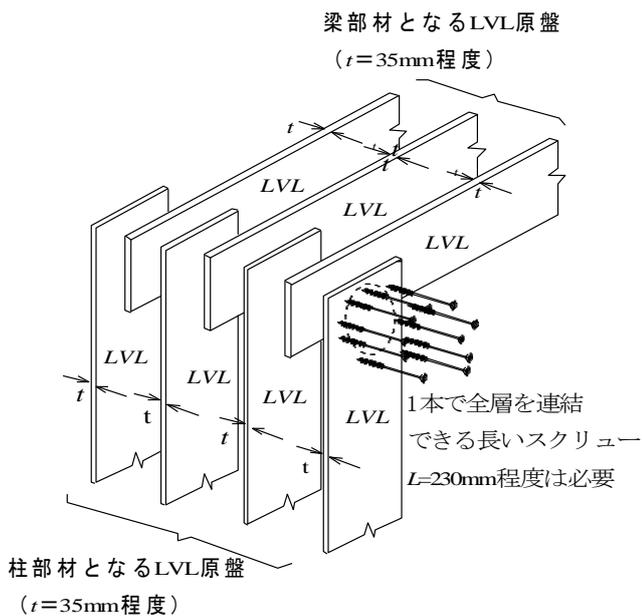


図 1-1 CLS 接合法の概念

本稿では、CLS 接合法を適用して LVL ラーメン架構を許容応力度設計していくに当たって必要となる、接合部の基本構造、接合に用いられるビス単独の接合性能、柱・梁接合の性能、柱脚接合部の性能、そして門型ラーメン架構の性能について H22 年度に実施した実験内容を報告する。

2. ビスの多面せん断接合部の荷重変形特性

2. 1 はじめに

CLS ラーメン構造のモーメント抵抗接合部は、複数の LVL を貫通するビスの多面せん断接合により構成される。せん断接合部に関

するこれまでの研究の多くは、3 枚の部材を結合する 2 面せん断接合や、2 枚の部材を結合する 1 面せん断接合を対象としたものであり、これらを超える多面せん断接合についての研究報告は少ない。そこで、本章ではビスを接合具に用いた多面せん断接合部について実験を行い、その荷重変形挙動と性能把握を行った。

2. 2. 実験

スギ LVL (密度平均 495kg/m³, 含水率平均 8.6%, JISZ2101 による曲げヤング率平均 5.82Gpa, 曲げ強度平均 46.43MPa(縦使い)) を用い、最外層から数えて 1, 3, 5, 7 層は LVL の繊維方向が加力直交方向、2, 4, 6 層は加力平行方向となるように配して、7 枚の LVL を先穴をあけずにビスを打ち込んで接合し、図 2.2-1 に示す 6 面せん断試験体を作成した。ビスには、胴部直径 4.9mm、ネジ山部直径 6.2mm、長さ 220mm のビス (以下ビス K) と、胴部直径 5mm、ネジ山部直径 7mm、長さ 230mm のビス (以下ビス P) を用いた。図 2.2-2 に供試した 2 種類のビスの写真を示す。なお、多面試験体はそれぞれ 10 体ずつ作成した。

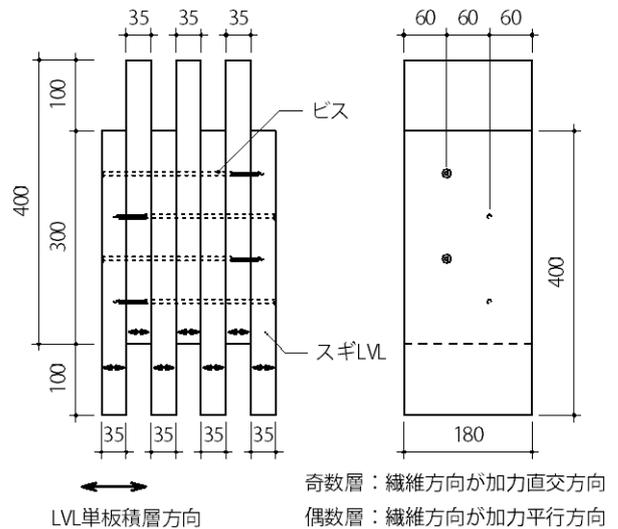


図 2.2-1 多面せん断試験体寸法



図 2.2-2 供試ビス 2 種類の写真 (上: K、下: P)

加力方法は万能試験機を用いた単調圧縮加力とし、加力速度 2mm/min で荷重が最大荷重の 80%以下に低下するまで載荷した。変位は奇数層と偶数層との間の相対変位を両面から一対の変位計を用いて測定し、それらの平均値をすべり変位とした。図 2.2-3 に試験方法の概略を示し、試験の様相について図 2.2-4 に示した。

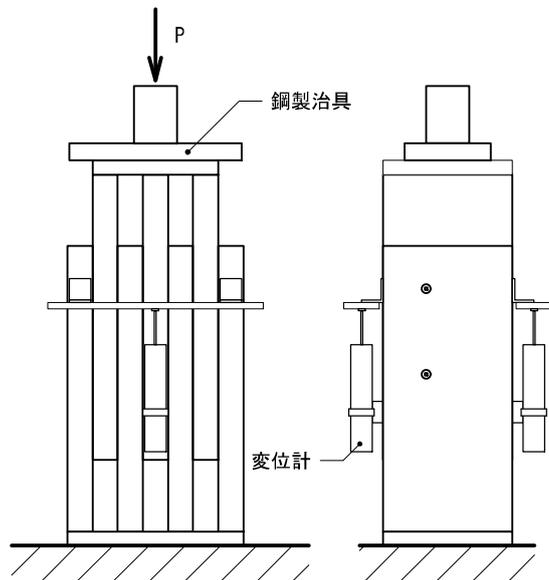


図 2.2-3 試験方法



図 2.2-4 試験の様子

また、多面せん断試験に加えて、LVL に対するビスの面圧試験、スパン 120mm でのビスの 3 点曲げ試験を行い、LVL の面圧特性とビスのヤング率、降伏曲げモーメントを求めた。面圧試験は、平ら

な LVL 上に設置した直径 5mm の鋼材を圧縮載荷することによって行った。試験条件は LVL の繊維方向加力、繊維直交方向加力の 2 種類とし、それぞれ各 20 体ずつ試験を行った。面圧試験の加力の様子について図 2.2-5、図 2.2-6 に示した。ビスの 3 点曲げ試験はビス K、ビス P それぞれ各 10 体の試験を行った。



図 2.2-5 面圧試験の様子（繊維方向加力）



図 2.2-6 面圧試験の様子（繊維直交方向加力）

2.3 結果と考察

多面せん断接合部のビス 1 本あたりの荷重変形関係を、ビス K、ビス P についてそれぞれ図 2.3-1、図 2.3-2 に示した。

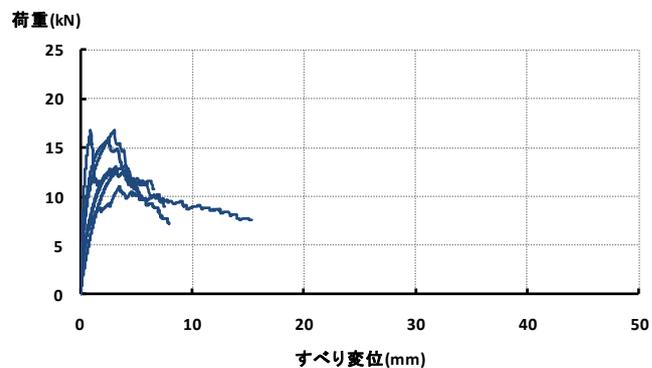


図 2.3-1 ビス K の荷重変形関係

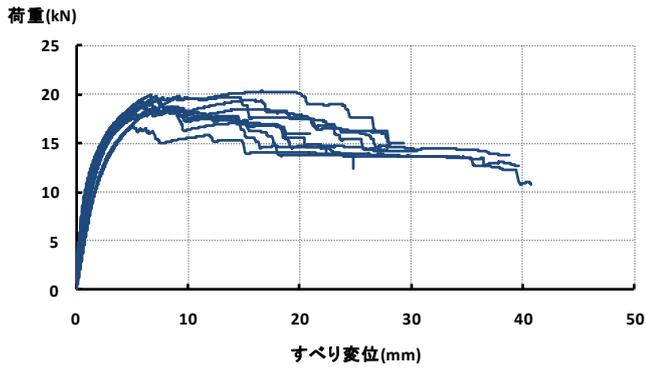


図 2.3-2 ビス P の荷重変形関係

ビス K, P ともに最大荷重に達してから、ビスの破断を繰り返しながら徐々に荷重低下する挙動を示したが、ビス K による接合部に比べ、ビス P の接合部は高い変形性能を発揮した。荷重変形曲線を完全弾塑性モデルに置換して得られた諸特性を表 2.3-1 に示した。

表 2.3-1 接合部特性値一覧

ビスの種類	K kN/mm	Py kN	Pmax kN	Pu kN	μ
ビス K	11.88	8.24	14.28	12.82	4.80
ビス P	8.42	10.83	19.05	17.39	11.22

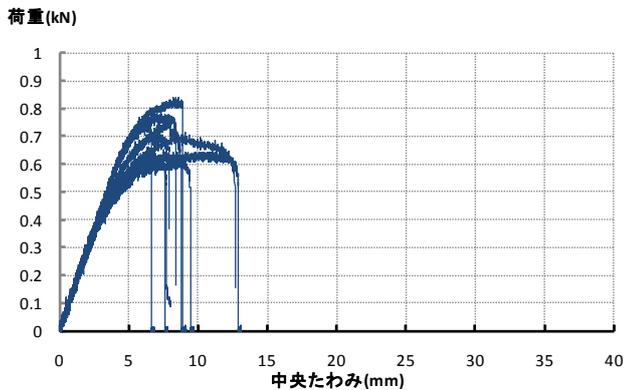


図 2.3-3 ビス K の荷重たわみ曲線

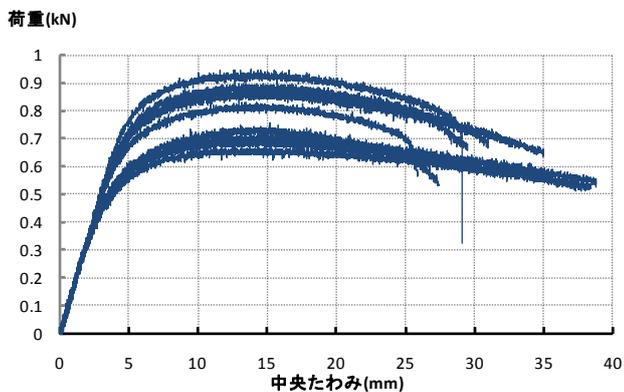


図 2.3-4 ビス P の荷重たわみ曲線

ビス K, ビス P の 3 点曲げ試験による荷重変形特性は図 2.3-3, 図 2.3-4 に示す通りで、ビス P はビス K に比べ靱性が高いことが確認され、接合部の変形性能にビスの靱性が大きく影響していることが分かった。

表 2.3-2 ビスの 3 点曲げ試験結果

ビスの種類	E (GPa)	My (Nmm)
K	203.78	21365.63
P	201.91	24150.00

表 2.3-2 には 3 点曲げ試験から得られたヤング率、降伏曲げモーメントをまとめた。面圧試験から得られた面圧応力-変位曲線は、繊維方向、繊維直交方向それぞれ図 2.3-5, 図 2.3-6 に示した。面圧試験の結果得られた面圧定数および降伏面圧強度値を表 2.3-3 に示した。

面圧応力 (MPa)

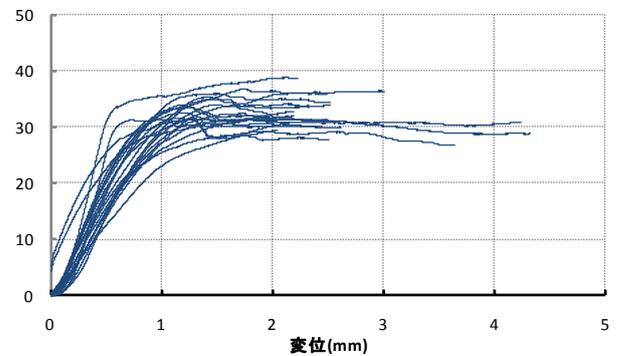


図 2.3-5 LVL 繊維方向面圧応力-変位関係

面圧応力 (MPa)

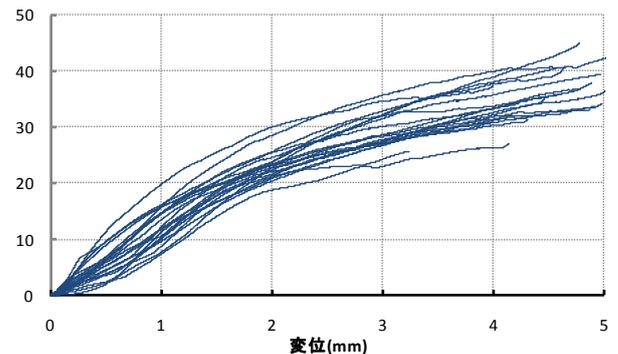


図 2.3-6 LVL 繊維直交方向面圧応力-変位関係

表 2.3-2 LVL の面圧定数および降伏面圧強度値

加力方向	k (N/mm ³)	Fe (MPa)
繊維方向	45.31	29.14
繊維直交方向	14.78	22.86

接合具の靱性が高い場合には図 2.3-7 に示すように、各材の内部に塑性ヒンジが形成され、1 面せん断接合や 2 面せん断接合の降伏耐力の推定の際に仮定されるのと同様の曲げ降伏モードを考慮することができるが、靱性が十分でない場合には、すべての塑性ヒンジが

形成される前に破断が発生することにより、降伏耐力の推定値を下回る可能性があり、降伏耐力の推定に注意が必要である。本実験から得られた面圧特性値および接合具の強度物性を用いて、接合部の剛性や耐力の算定式を誘導することが今後の課題である。

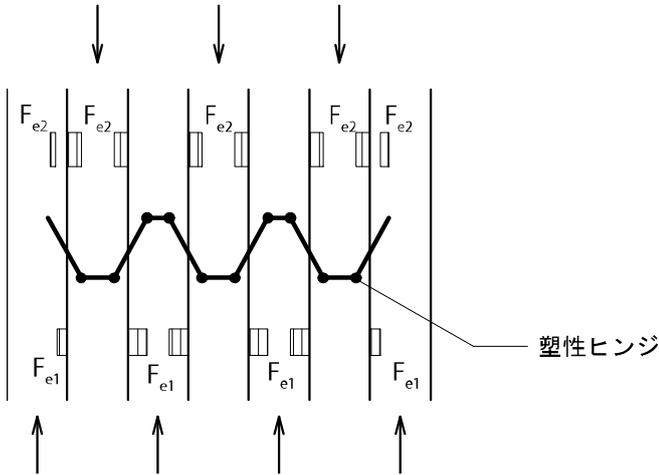


図 2.3-7 多面せん断接合部の塑性状態（接合具が靱性に富む場合）

3. CLS 接合法を用いた LVL 柱-梁接合部の性能評価実験

3. 1 試験体の準備と実験方法

表 3.1-1 に柱-梁接合部試験体の呼称と実験で設定したパラメータの組み合わせを示す。パラメータとしては、以下の 3 項目である。

- ①ビス配置：粗か密
- ②接着剤：有りか無し
- ③ビスの種類：ビス K かビス P

表 3.1-1 試験体呼称の定義と試験パラメータ

試験体呼称	ビスの種類	ビス配置	接着剤
BC-Screw	K	密	無し
BC-GLUE	K	粗	有り
BC-Screw-D	K	粗	無し
HN-BC-Screw	P	粗	無し

図 3.1-1 に、本実験で採用した柱-梁接合部におけるビスの配列法を示す。

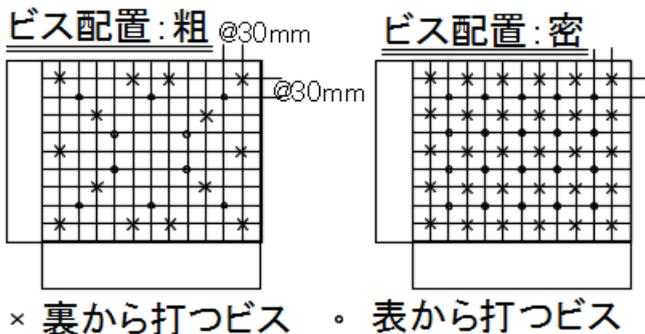


図 3.1-1 柱-梁接合部におけるビス配列の定義

図 3.1-2 に柱-梁接合部 Γ 字型試験法の組立時の写真を、図 3.1-3 に柱-梁接合部 Γ 字型試験体に取り付けた変位計の位置と試験のセットアップ図を、図 3.1-3 に試験の状況写真を示す。



図 3.1-2 電動インパクトドライバーを用いた試験体の組立状況

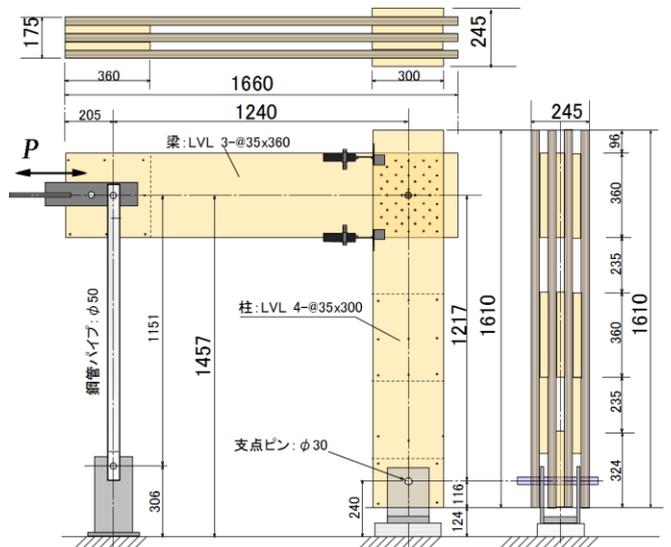


図 3.1-2 柱-梁接合部 Γ 字型試験法のセットアップ

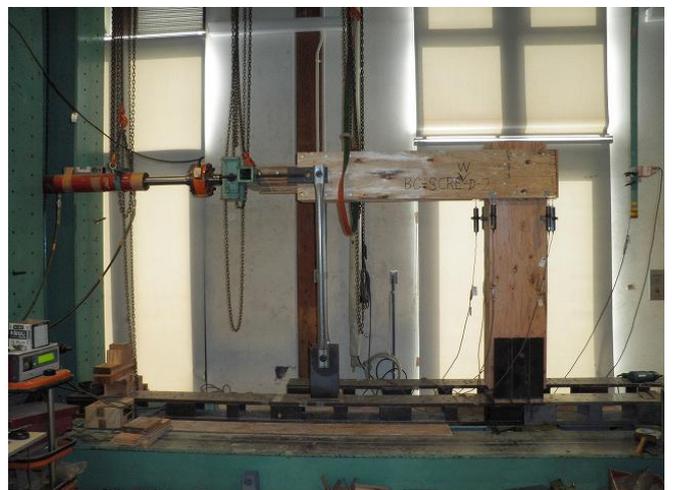


図 3.1-3 柱-梁接合部実験状況

加力は以下に示す载荷スケジュールに従って、変位制御による静的正負繰り返し载荷実験を行った。各ピーク1回の繰り返しである。

1回目： $\theta = 1/450\text{rad}$	5回目： $\theta = 1/60\text{rad}$
2回目： $\theta = 1/300\text{rad}$	6回目： $\theta = 1/30\text{rad}$
3回目： $\theta = 1/150\text{rad}$	7回目： $\theta = 1/15\text{rad}$
4回目： $\theta = 1/75\text{rad}$	8回目： $\theta = 1/10\text{rad}$

9回目：Pmaxを確認した後、 $\theta = 0$ に戻る。

ただし、 θ とは柱の見かけの部材角 ($\theta = \delta / 1217$) で、 δ は加力点高さにおける柱の水平変位である。実験はすべて京大生圏研究所の木質材料実験棟に設置されているプログラム制御式油圧加力システムを用いて実施した。

3. 2 実験結果

3. 2. 1 接合部のモーメント-回転角の関係

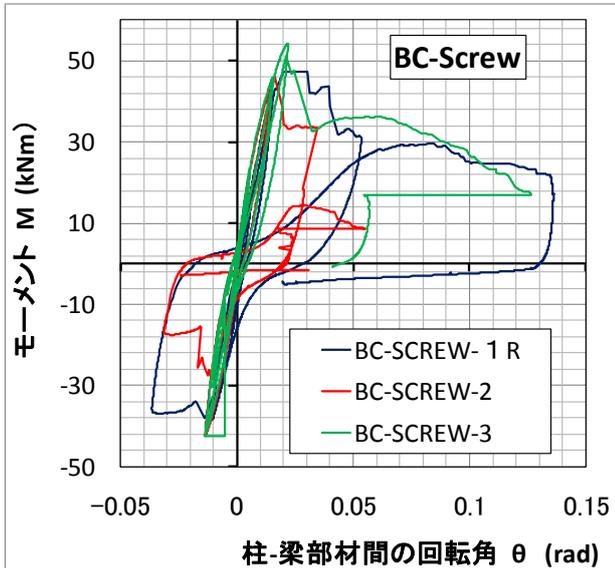


図 3.2-1 BC-Screw 試験体の接合部モーメント-回転角の関係

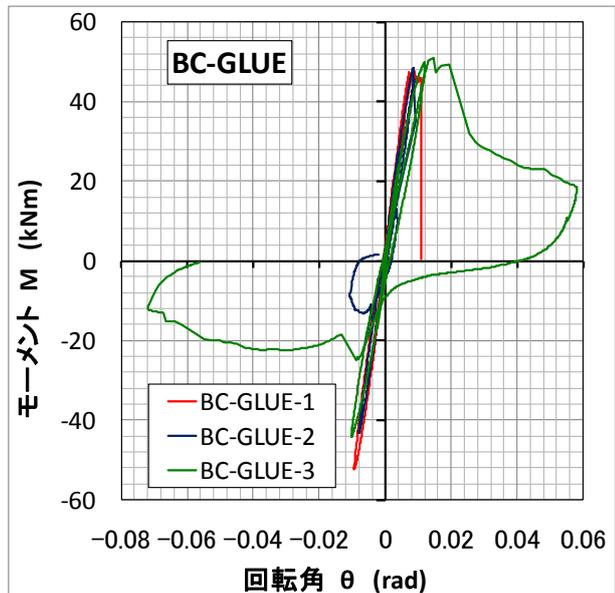


図 3.2-2 BC-GLUE 試験体の接合部モーメント-回転角の関係

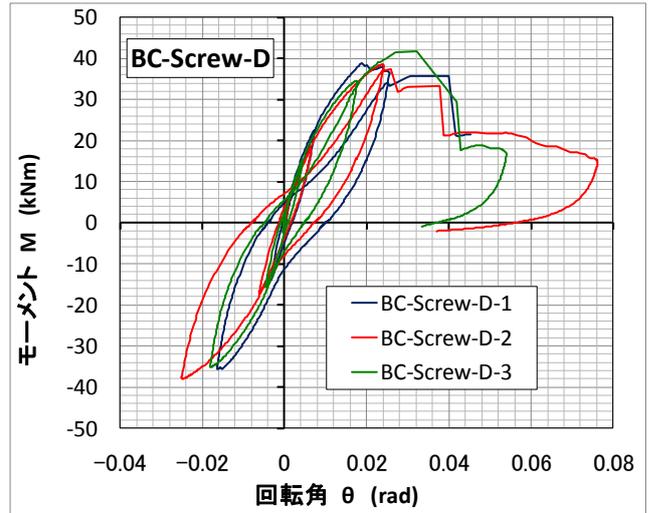


図 3.2-3 BC-Screw-D 試験体の接合部モーメント-回転角の関係

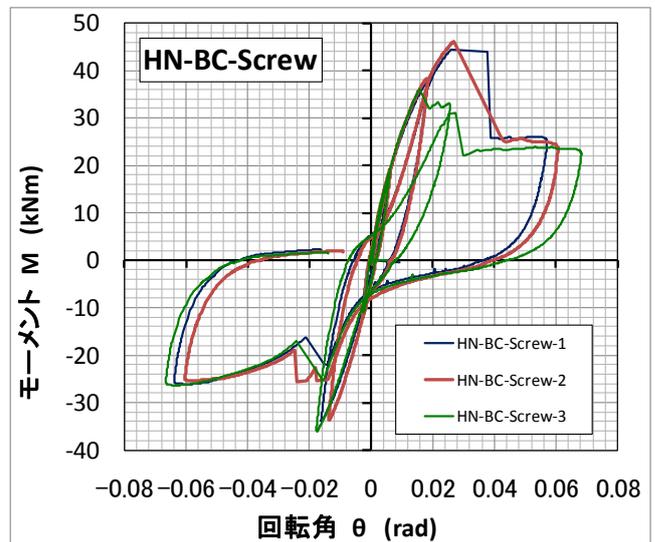


図 3.2-4 HN-BC-Screw 試験体の接合部モーメント-回転角の関係

図 3.2-1 に BC-Screw 試験体の、図 3.2-2 に BC-GLUE 試験体の、図 3.2-3 に BC-Screw-D 試験体の、また図 3.2-4 に HN-BC-Screw 試験体の接合部モーメント-回転角の関係をそれぞれ示す。

最大モーメントレベル以下の範囲で見ると、どの仕様においても、3体の試験体ともほぼ同じ履歴特性を示すことが分かる。しかし、一旦最大モーメントを過ぎると、その後の挙動は個々に千差万別であった。

粘りを発現させることを目的とした BC-Screw-D 試験体と HN-BC-Screw 試験体の場合は最終ループまで3体の試験体がほぼ同様の挙動を示したが、ビスを密に配列したり接着剤を併用したりして高耐力を目指した BC-Screw 試験体と BC-GLUE 試験体の場合は、脆性的な破壊を伴って最大耐力を経験した後の挙動に一定の傾向を見出すことは困難であった。

次に、各接合部の繰り返し履歴ループデータから最終破壊時側の包絡線データを抽出し、いわゆる「完全弾塑性近似法」によって、各

3. 2. 2 柱-梁接合部の終局状態



図 3.2-9 BC-Screw 試験体での柱部材の曲げ破壊 (柱と梁の関係が加力装置の関係で 90 度変更されている)



図 3.2-12 BC-Screw-D 内部でビスが破断した試験体の積層界面付近の状況。ビスのめり込んだ軌跡は回転中心回りにせん断力が円周方向に作用していた事を物語っている。

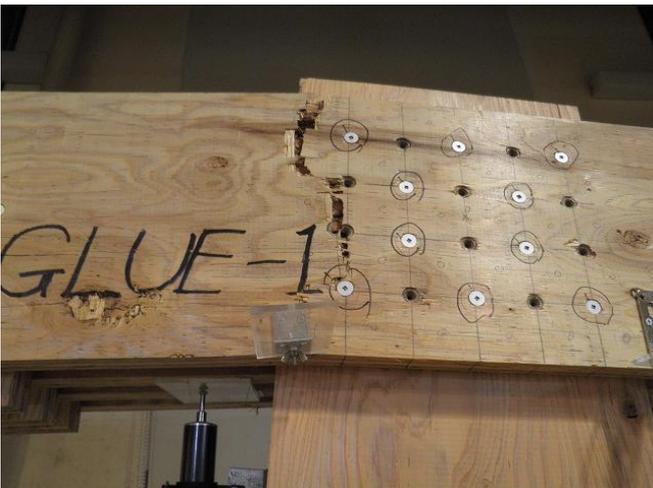


図 3.2-10 BC-GLUE 試験体での柱部材の曲げ破壊 (柱と梁の関係が加力装置の関係で 90 度変更されている)



図 3.2-13 HN-BC-Screw 試験体での柱部材の曲げ破壊 (内部の 2 枚の水平部材)



図 3.2-11 BC-Screw-D 試験体での柱部材の曲げ破壊 (内部 2 枚)

4. CLS 接合法を用いた LVL 柱脚接合部の性能評価実験

4. 1 試験体の準備と実験方法

表 4.1-1 に柱脚接合部試験体の呼称と実験で設定したパラメータの組合わせを示す。

表 4.1-1 試験体呼称の定義と試験パラメータ

試験体呼称	ビスの種類	ビス配置	接着剤
CP	P	粗	無し
CK	K	粗	無し

パラメータとしては、以下の 3 項目である。

- ①ビス配置：粗か密
- ②接着剤：有るか無し
- ③ビスの種類：ビス K かビス P

図 4.1-1 に、本実験で採用した柱脚接合部におけるビスの配列法を示す。

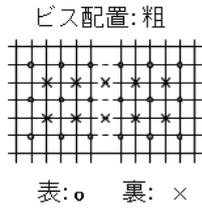


図 4.1-1 柱・梁接合部におけるビス配列の定義

図 4.1-2 に柱脚接合部 I 字型試験体のセットアップ図を、図 4.1-2 に試験の状況写真を示す。

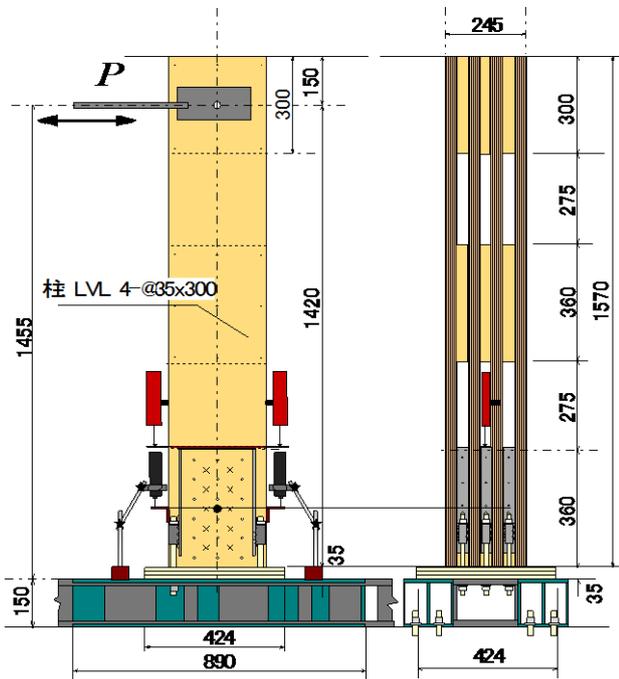


図 4.1-2 柱脚接合部 I 字型試験法のセットアップ



図 4.1-3 柱脚接合部実験状況

載荷スケジュールは柱・梁接合部の場合とほぼ同じで、変位制御による静的正負繰り返し載荷実験を行った。

4. 2 実験結果

4. 2. 1 接合部のモーメントー回転角の関係

図 4.2-1 に CP 試験体の、図 4.2-2 に CK 試験体の接合部モーメントー回転角の関係をそれぞれ示す。

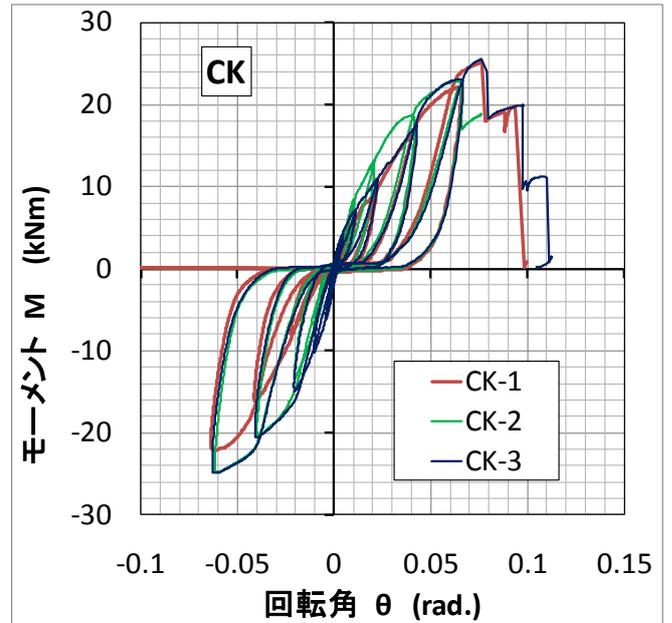


図 4.2-1 CP 試験体の接合部モーメントー回転角の関係

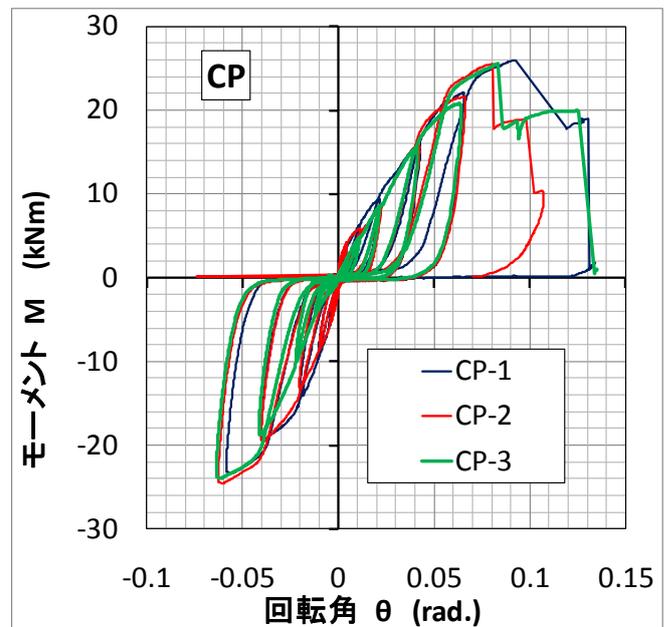


図 4.2-2 KP 試験体の接合部モーメントー回転角の関係

次に、各接合部の繰り返し履歴ループデータから最終破壊時側の包絡線データを抽出し、完全弾塑性近似法によって、各試験体の特性値を評価した結果のグラフを図 4.2-3、図 4.2-4 に示す。ここで、

図中に示した完全弾塑性近似の Bilinear 関係式は、各3体の試験体の包絡線関係から得られた特性値の単純平均で算出した。表 4.2-1 に各試験体における完全弾塑性近似の結果を示す。

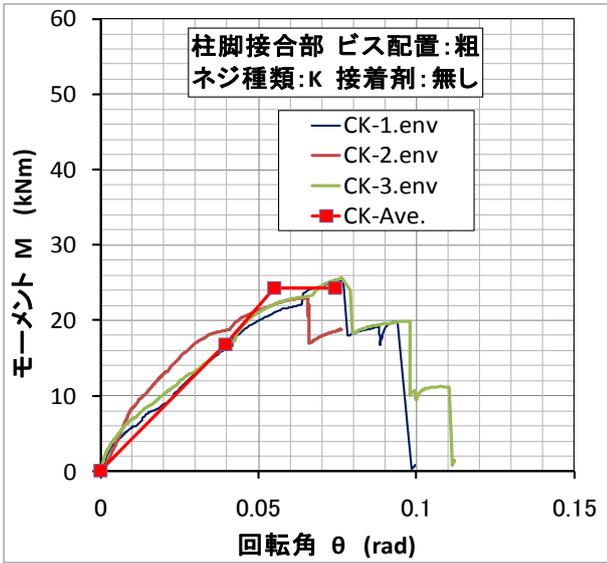


図 4.2-3 CK 試験体の包絡線関係と完全弾塑性近似関係

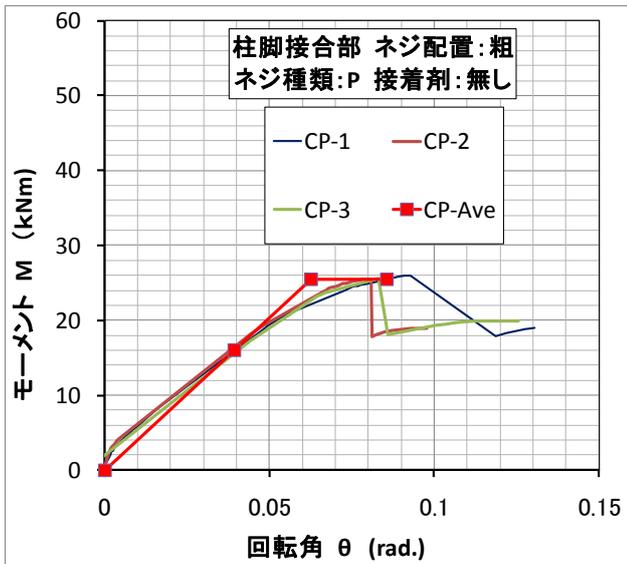


図 4.2-4 CP 試験体の包絡線関係と完全弾塑性近似関係

表 4.2-1 各試験体における完全弾塑性近似の結果

CK 試験体の場合

試験体呼称	Mmax (kNm)	θ max (rad)	My (kNm)	θ y (rad)	K (kNm/rad)	Mu (kNm)	θ v (rad)	μ
CK-1	25.40	0.0884	21.65	0.0594	364.4	25.66	0.0704	1.10
CK-2	22.88	0.0756	20.30	0.0178	1138.9	20.30	0.0302	2.19
CK-3	20.16	0.0469	27.02	0.0408	662.8	27.02	0.0648	1.23
平均値	22.81	0.0703	22.99	0.0393	722.0	24.32	0.0551	1.51

CP 試験体の場合

試験体呼称	Mmax (kNm)	θ max (rad)	My (kNm)	θ y (rad)	K (kNm/rad)	Mu (kNm)	θ v (rad)	μ
CP-1	25.99	0.1307	15.56	0.0383	406.5	25.06	0.0616	1.50
CP-2	25.51	0.0979	24.99	0.0358	698.4	24.99	0.0589	1.37
CP-3	25.56	0.1256	26.21	0.0442	592.5	26.21	0.0672	1.24
平均値	25.68	0.1181	22.25	0.0394	565.8	25.42	0.0626	1.37

4. 2. 2 柱脚接合部の終局状態



図 4.2-5 CK 試験体の終局状態.U 字型ホールダウン金物の角で帯金が同時に全て破断。



図 4.2-6 CP 試験体の終局状態.U 字型ホールダウン金物の角で帯金が同時に全て破断。



図 4.2-7 柱脚試験体の底盤の傾き。実験では底盤にアンカーを付けていない。(底盤一柱間は現場用接着剤で接着している)

5. スパン4PのCLS門型ラーメンの水平せん断加力実験

5.1 はじめに

CLS接合法によるラーメン架構の1つとして35mm厚のLVL基本原盤3枚による梁部材(せい360mm)と4枚による柱部材(せい300mm)からなるスパン4P(3600mm)の門型架構に対して、水平せん断加力実験を行い、その荷重変形挙動と面内せん断性能の把握を行った。

5.2 実験

図5.2-1にラーメン試験体接合部詳細を示す。

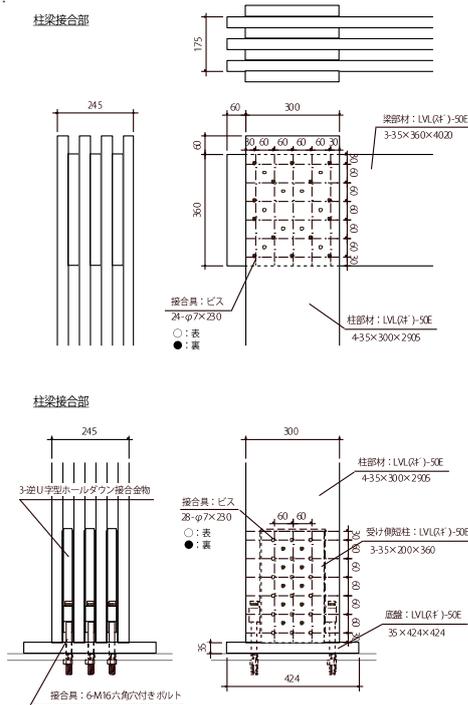


図 5.2-1 ラーメン試験体接合部詳細

柱梁部材及び柱脚接合用逆U字型ホルダダウン金物受け短柱・底盤には35mm厚のLVL(※)50Eを用いた。また、CLS接合用ビスはPタイプ、すなわちφ7×230mm(ビス先端が最外盤に20mm程度打ち込まれる長さ)を用いた。柱・梁接合部については、表側10本、裏側14本の計24本(4章では粗と定義)、柱脚接合部については、表側18本、裏側10本の計28本を打ち込んだ。柱4-35×300mm、梁3-35×360mm、高さ2700×スパン3600mmとなる門型試験体を同仕様で3体用意した。試験体名をPortal-1~3とした。なお、底盤と柱・短柱木口面はポリウレタン系接着剤を用いて接着した。

図5.2-2に示す試験セットアップで水平せん断加力実験を行った。水平力は梁心位置(H=2700mm)で梁スパン中央部に与えた。加力は梁心位置の水平変位を架台(H=0)からの高さで除した変形角で制御し、その履歴は耐力壁の柱脚固定式のものに対する標準履歴1/450~1/50に加えて1/30、1/15radの正負交番1回繰り返しとした(ジャッキ引き側:正、押し側:負)。加力履歴終了後、正方向に単調加力し、荷重が最大荷重の8割まで低下するか変形が1/10radを超えた時点で試験終了とした。ただし、Portal-1については-1/450rad

より試験を開始し、-1/15radの履歴終了後単調加力を行った。

試験時に#1、2の変位計により見かけのせん断変形角を測定した。また、3体の内1体(Portal-2)のみ、片側の柱部材(4枚中内側1枚)に対してH=445~2470mmの範囲に225mmピッチで10点、両側面にStrain gaugeを貼り、母材の曲げヤング係数を5.0kN/mm²として縁応力度を測定した。

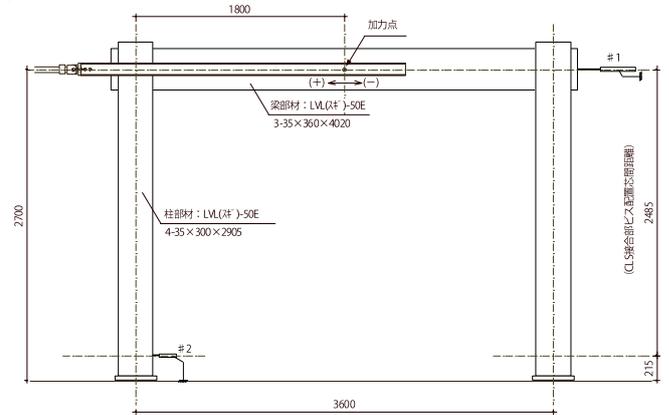


図 5.2-2 試験体セットアップ

5.3 結果と考察

図5.3-1に主な破壊性状を示す。また、図5.3-2に各試験体の荷重・見かけのせん断変形角関係を示す。

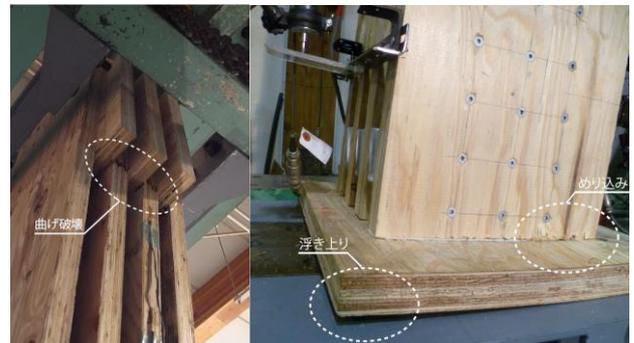


図 5.3-1 主な破壊性状

履歴中の挙動はいずれの試験体についても同様の傾向を示し、±1/50radでCLS接合部のせん断変形によるビスのめり込み音、±1/30radで柱脚接合部の引張応力側で底盤の浮上り、圧縮応力側で柱木口の底盤へのめり込みが顕著になり、逆U字型ホルダダウン金物の外側に開くような変形が確認された。+1/15rad履歴において、Portal-2、3はせん断力45kN付近に達した時点で、柱部材4枚の

中、内側 2 枚が柱梁接合部近傍(梁下面位置)において曲げ破壊し、荷重が若干低下した。-1/15rad 履歴でも 30kN 前後で柱の同様の位置において引張応力側で曲げ破壊が生じた。その後、荷重は若干程度上昇した。Portal-1 は柱の曲げ破壊をすることなく-1/15rad 履歴に突入したので、他の 2 体の+1/15rad の履歴と同様にせん断力 45kN 付近まで耐力を有していた。履歴終了後の単調引張時、Portal-1 は荷重が 40kN 弱でほぼ横ばいとなり、変形が 1/10rad まで進み試験終了としたが、Portal-2、3 は、荷重が前履歴の最大荷重の 8 割を超え上昇した後、引張軸力を負担する柱側の柱脚接合部において逆 U 字型ホルダダウン金物が破断して一気に荷重低下して終局を迎えた。

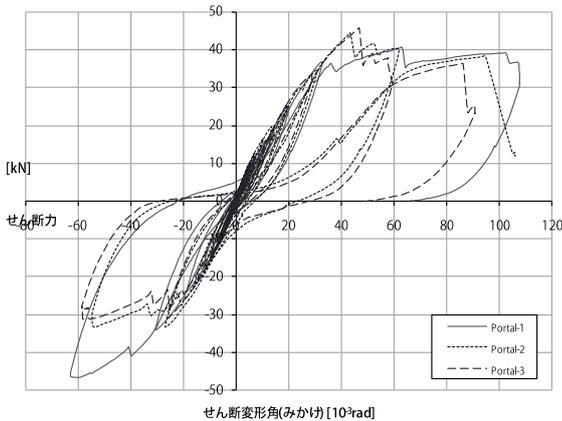


図 5.3-2 各試験体の荷重-せん断変形角関係

図 5.3-3 に各試験体の包絡線と完全弾塑性モデルを示す。また、表 5.3-1 に面内せん断性能特性値をまとめた。

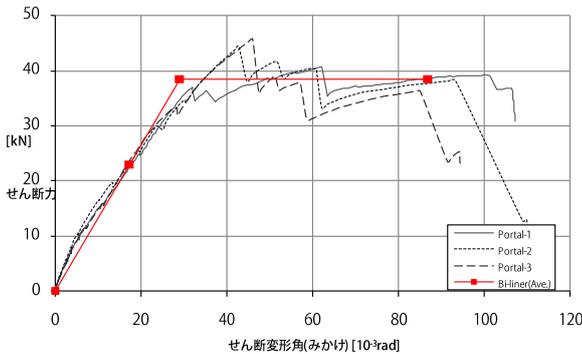


図 5.3-3 各試験体の包絡線と完全弾塑性モデル

表 5.3-1 面内せん断性能特性値一覧

試験体名	Py (kN)	2/3Pmax (kN)	P120 (kN)	0.2Pu/Ds (kN)	壁倍率換算値
Portal-1	20.07	27.14	13.05	19.25	7.3
Portal-2	21.10	29.66	14.43	18.27	
Portal-3	27.70	30.54	12.88	13.45	
下限値*	28.28	21.01	13.05	15.52	

*信頼水準 75%における 50%下限値

3 体ともに 1/120rad 時の耐力が最も低くなった。ばらつき係数を

乗じた下限値に対する 910mm の壁倍率換算での評価では 7.3 倍の面内せん断性能となった。

図 5.3-4 に Strain gauge により測定した柱における曲げ応力度の分布を示す。横軸は±1/75rad までのせん断力に対する曲げ応力度の比率となっている。直線補間して反曲点高さを算出すると引き側加力で H=989mm、押し側加力で 736mm となり、CLS 接合のビス配置芯間をフレームモデル上の柱長さとした場合、反曲点高比はそれぞれ 0.31、0.21 となった。

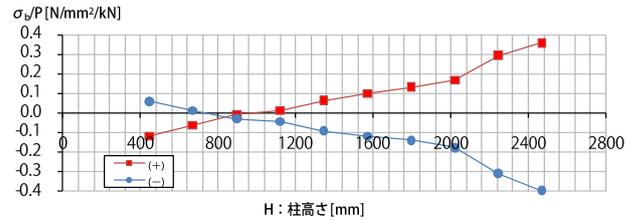


図 5.3-4 柱の曲げ応力度分布実測例

いずれの試験体についても、母材での曲げ破壊で最大耐力が決定し、面内せん断耐力も P120 の評価で決定していることを考えれば、母材強度を上げることで更なる性能向上を期待できる。また、終局を決定した逆 U 字型ホルダダウン金物の破断についても今後の検討課題である。

6. まとめ

本稿では、LVL の新しい利用形態として、LVL の基本原盤を現場で違いに交差させてビスで一体化する CLS 接合法によるラーメン構法を提案し、CLS 接合法によるビスの多面せん断性能、CLS 接合法による柱-梁、柱脚接合部の構造性能、そして CLS 接合法によって組み立てたスパン 3.6m の門型架構の性能評価について実験結果を報告した。現時点で結論を出すのは早計であるが、実験の範囲で分かったことは以下のように要約される。

- 1) CLS 接合法は LVL の基本原盤をそのまま使ってラーメン架構を組み立てるのに適した接合法であると思われる。
- 2) このような用途には、靱性に富んだビスの開発が必要であろう。
- 3) LVL の強度等級を更に上げることで、剛性、耐力、靱性(変形能)に優れた LVL ラーメンを実現可能であろう。

なお、本報告書は、第 2 章を担当した蒲池、第 3 章と 4 章を担当した小松、第 5 章を担当した秋山の報告を、小松がとりまとめたものである。

お世話になった関係各位に心より感謝申し上げます。

5. LVLによる厚板壁と SSP を用いたラーメン構造

1 ビスの1面せん断試験

各接合部における性能を評価する事を目的として柱脚接合金物、SSP床金物の固定に用いるビスの1面せん断要素試験を行った。両接合部における金物は共に6mm厚で、孔径は柱脚接合金物がφ6.5でSSP床金物がφ6.0なので、6mm厚でφ6.5とφ6.0の2種類の孔をあけた鋼板を2枚用意した。鋼板寸法を図1.1に示す。LVL材は積層厚み方向×繊維直交方向×繊維方向が150×150×500mmと150×500×150mmのカラマツLVL2種を用意した。柱脚接合金物にはL=63のビス（株）タナカ/商品名:TBA-65）を用い、SSP床金物にはL=43のビス（株）タナカ/商品名:TBA-45）を用いたため、それぞれ別に1面せん断試験を行った。試験は東京大学農学部5号館恒温恒湿室で行った。

(1) 柱脚接合金物のビスの1面せん断試験 試験方法

鋼板のφ6.5孔とTBA-65とカラマツLVLを用いたビスの1面せん断試験である。カラマツLVLはφ18孔を2ヶ所あけてボルトで治具に固定し、両側から鋼板を挟んでビスをカラマツLVLに打ち込み、2枚の鋼板を同時に引き上げる事で試験を行った。ビスは2種類の材共に積層厚み方向に打ち込み、鋼板を引き上げる方向を繊維直交方向と繊維方向の2パターン行った。試験機は容量50kNのインストロン社製万能試験機を用いた。

(2) SSP床金物のビスの1面せん断試験 試験方法

鋼板のφ6.0孔とTBA-45とカラマツLVLを用いたビスの1面せん断試験である。試験方法は①に準ずる。試験機は容量50kNのインストロン社製万能試験機を用いた。

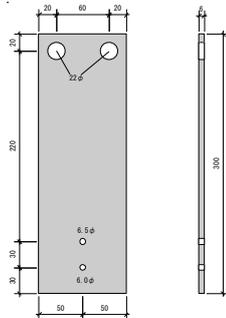


図 1.1 鋼板寸法

以下に試験体図を示す。

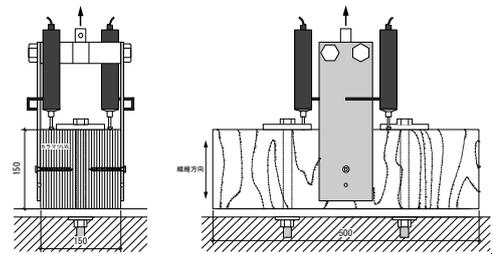


図 1.2 繊維方向に加力した柱脚接合金物ビス1面せん断試験

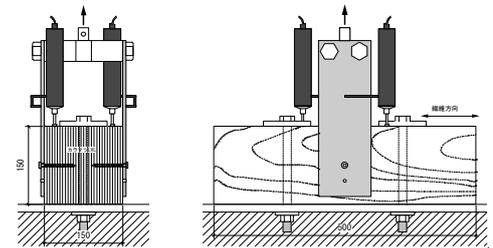


図 1.3 繊維直交方向に加力した柱脚接合金物ビス1面せん断試験

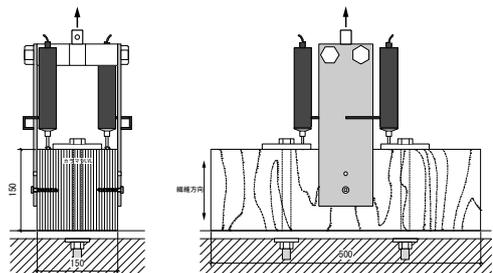


図 1.4 繊維方向に加力した SSP 床金物ビス1面せん断試験

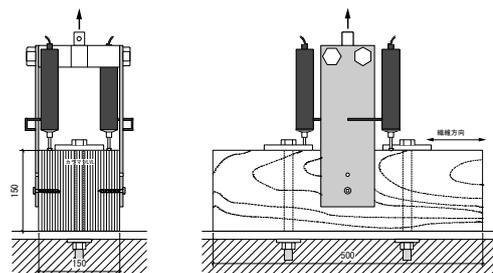


図 1.5 繊維直交方向に加力した SSP 床金物ビス1面せん断試験

以下に試験体写真を示す。



写真 1.1 ビスの1面せん断試験体



写真 1.2 ビスの1面せん断試験体

(3) 試験結果

代表的な LVL 材の破壊形状とビスの変形の写真を示す。

65-P

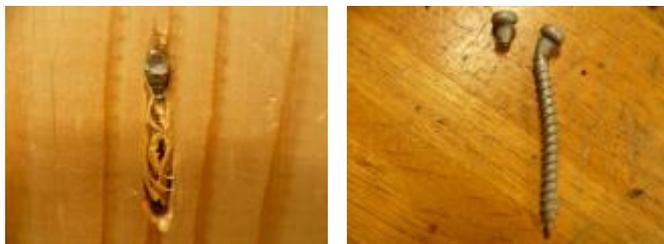


写真 1.3 65-P-n の破壊状態

65-C



写真 1.4 65-C-n の破壊状態

45-P



写真 1.5 45-P-n の破壊状態

45-C



写真 1.6 45-C-n の破壊状態

試験体名について

45₁)-C₂)

1)ビスの商品名の数値 45か65

2)繊維方向に加力する場合 P、繊維直交方向に加力する場合 C

(4) 完全弾塑性型モデル化各値

表 1.1 試験結果一覧

	K	P_y	P_u	δ_v	δ_u
	[kN/mm]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]
65-P-1	4.49	9.25	15.53	3.46	18.41
65-P-2	3.33	9.80	16.32	4.90	26.98
65-P-3	2.12	9.63	16.30	7.68	34.40
65-P-4	3.03	9.59	15.83	5.23	20.81
65-P-5	3.75	9.01	14.64	3.91	15.07
65-P-6	3.31	9.97	16.47	4.98	23.53
平均	3.34	9.54	15.85	5.02	23.20

	K	P_y	P_u	δ_v	δ_u
	[kN/mm]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]
65-C-1	3.02	10.70	16.26	5.39	12.39
65-C-2	5.89	11.02	18.17	3.08	15.19
65-C-3	6.78	8.93	13.98	2.06	6.83
65-C-4	4.22	9.60	16.00	3.79	17.43
65-C-5	3.12	10.33	14.88	4.76	9.58
65-C-6	3.66	8.60	14.42	3.94	12.58
平均	4.45	9.86	15.62	3.84	12.33

	K	P_y	P_u	δ_v	δ_u
	[kN/mm]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]
45-P-1	2.08	7.04	9.49	4.57	12.15
45-P-2	2.11	6.17	8.68	4.12	14.75
45-P-3	3.43	6.52	10.20	2.98	14.82
45-P-4	3.81	5.78	9.38	2.46	11.64
45-P-5	8.21	5.87	9.58	1.17	16.36
45-P-6	3.25	5.79	9.01	2.77	12.59
平均	3.81	6.20	9.39	3.01	13.72

	K	P_y	P_u	δ_v	δ_u
	[kN/mm]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]
45-C-1	5.59	6.54	10.39	1.86	8.55
45-C-2	2.06	8.74	10.84	5.27	12.65
45-C-3	3.05	6.54	10.07	3.30	10.68
45-C-4	3.24	8.18	11.45	3.53	13.70
45-C-5	2.30	9.08	10.95	4.76	10.03
45-C-6	3.31	6.69	10.59	3.20	10.87
平均	3.26	7.63	10.71	3.65	11.08

(5) $P-\delta$ (荷重-変位) 曲線

各試験体における $P-\delta$ (荷重-変位) 曲線を完全弾塑性型モデル化したグラフを示す。

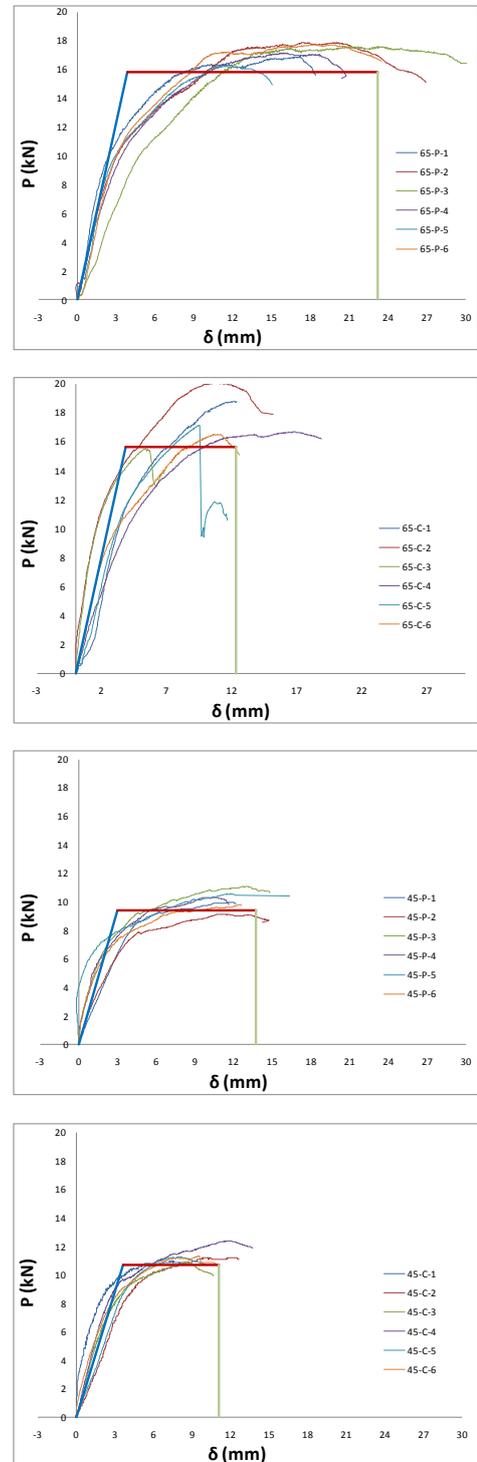


図 1.6 $P-\delta$ 曲線

2 柱脚接合部のモーメント抵抗試験

試験は2010年12月と2011年1月に独立行政法人森林総合研究所において行った。試験名は簡単のため以下柱脚接合部試験と記す。

(1) 試験体

柱脚接合部モーメント抵抗試験体図を下に示す。H鋼型治具とその上に置いた治具を緊結したものを土台とした。その上に柱脚金物を置いてM16ハイテンションボルト（以下M16HTBと記す）で土台に固定し、その上から柱材であるカラマツLVL厚板壁（150×1015×1800mm）を挿入し、L=63のビス（株）タナカ／商品名:TBA-65）で固定した。柱材の加力点に加力用枠型治具を受ける加力枠受け治具をラグスクリューで固定し、加力枠型治具を介してSHIMADZU社製アクチュエーターにつないだ状態で加力を行った。

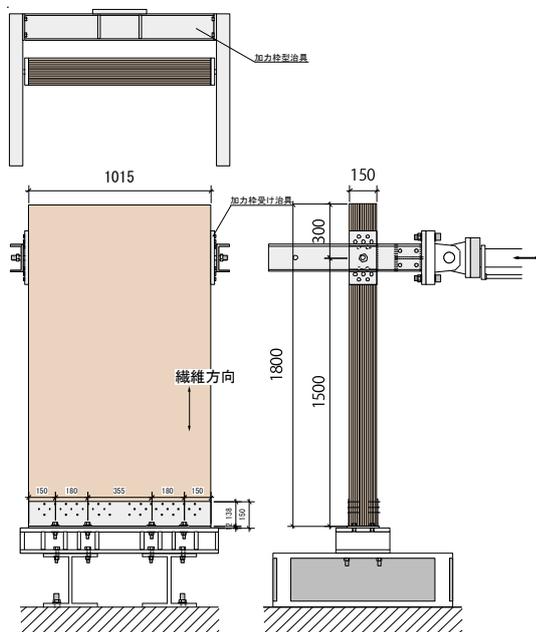


図 2.1 柱脚試験体図



写真 2.1 柱脚試験体

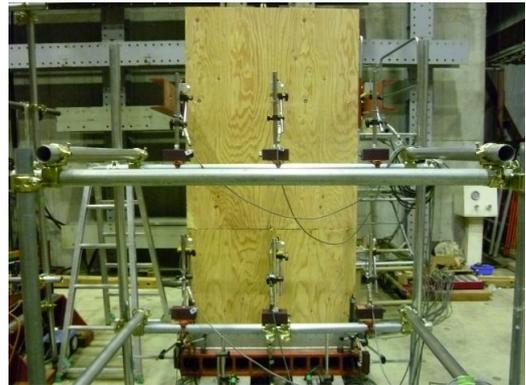


写真 2.2 柱脚試験体

(2) 試験方法

便宜上加力方法は木造軸組工法住宅の木造軸組耐力壁の試験法に準拠した。見かけの変形角で 1/450 1/300 1/200 1/150 1/100 1/75 1/50 に加え、1/30 1/15rad の正負交番 3 回繰り返しの後、最大荷重の 80% に低下するまで加力した。複数数字が記されている変位計は奥行き方向に複数配置した。試験体名を C-1, C-2 として 2 体試験を行った。変位計取り付け位置を以下に示す。

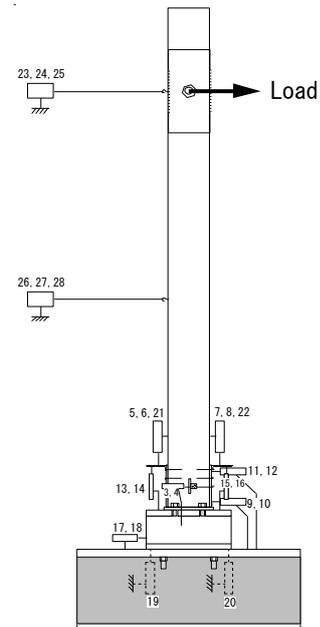


図 2.2 柱脚試験変位計取り付け位置

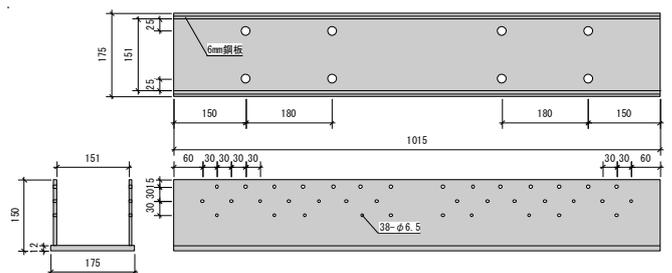


図 2.3 柱脚金物

(3) 各試験体結果

① C-1

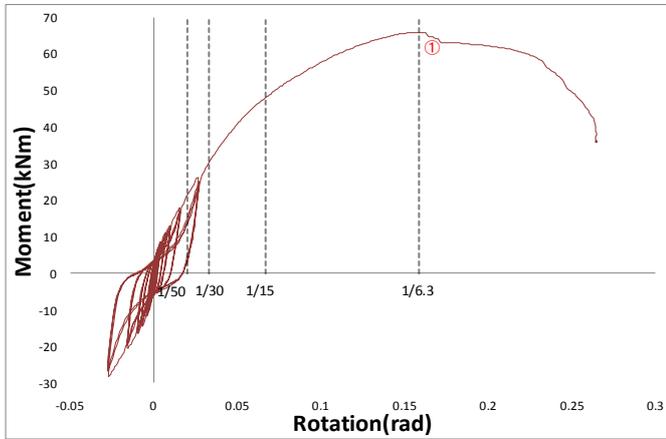


図 2.4 M-θ 曲線

1/15rad以降は荷重の増大に伴ってビスの変形とLVL自体のビスによる変形（写真3に見られるような）が進み、①65[kNm]でビスが数本切れる音がし、荷重が下がり始め、そのまま0.8P_{max}を下回ったので試験終了とした。以下に試験終了時のC-1の状態を示す。



写真 2.3 試験終了時のC-1



写真 2.4 柱脚接合部



写真 2.5 LVLの破壊状態



写真 2.6 ビス



写真 2.7 座金の変形

次に包絡線と完全弾塑性モデルのグラフを示す。

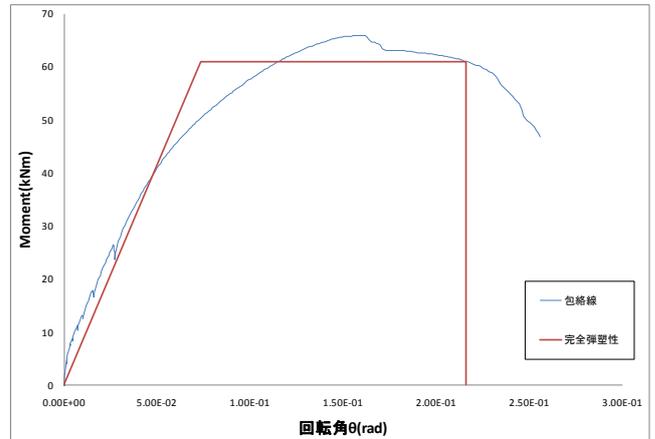


図 2.5 包絡線と完全弾塑性モデル

各種特性値を示す。

表 2.1 特性値

K	M_y	M_{max}	M_u	μ
[kN / rad]	[kN · m]	[kN · m]	[kN · m]	—
829.36	39.77	65.92	61.01	3.33

短期許容せん断耐力を示す。

表 2.2 短期許容せん断耐力

順位	短期許容せん断耐力 M_a	
1	$0.2\sqrt{2\mu-1} \times M_u$	29.01
2	M_y	39.77
3	$\frac{2}{3} M_{max}$	43.95
		29.01

② C-2

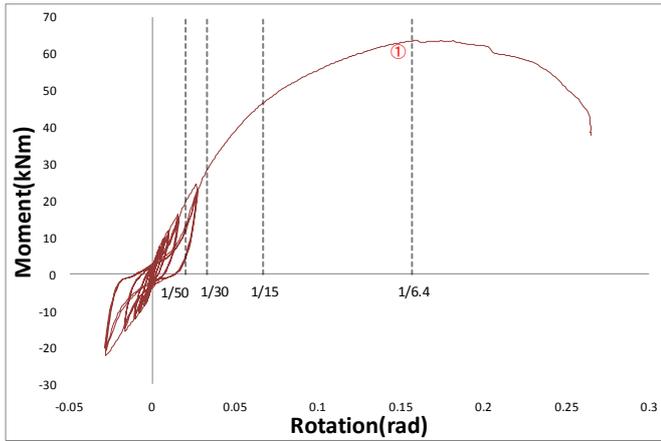


図 2.6 M-θ 曲線

1/15rad 以降は荷重の増大に伴ってビスの変形と LVL 自体のビスによる変形が進み、バリバリビスが LVL にめり込む音が聞かれる中、62[kNm]でビスが数本切れる音がして荷重が下がり始め、そのまま0.8P_{max}を下回ったので試験終了とした。以下に試験終了時の C-2 の状態を示す。



写真 2.8 試験終了時の C-2



写真 2.9 柱脚接合部



写真 2.10 ビスによる LVL 変形



写真 2.11 ビス

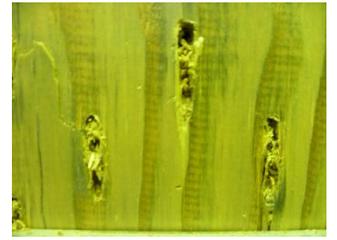


写真 2.12 LVL

次に包絡線と完全弾塑性モデルのグラフを示す。

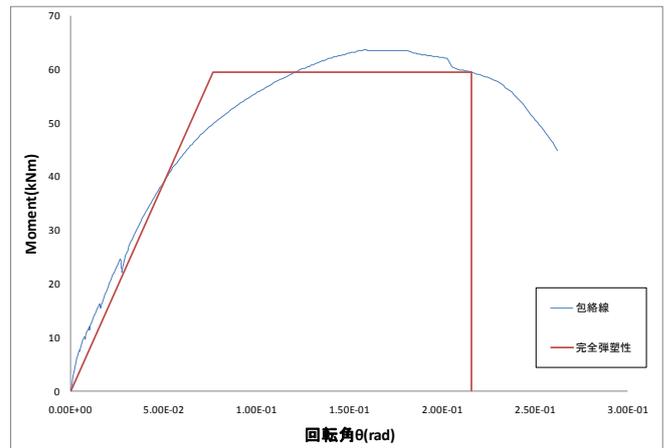


図 2.7 包絡線と完全弾塑性モデル

各特性値を示す。

表 2.3 特性値

K	M_{120}	M_y	M_{max}	M_u	μ
[kN/rad]	[kN·m]	[kN·m]	[kN·m]	[kN·m]	-
775.95	10.76	39.51	63.58	59.47	3.25

短期許容せん断耐力を示す。

表 2.4 短期許容せん断耐力

順位	短期許容せん断耐力 M_a	
1	$0.2\sqrt{2\mu-1} \times M_u$	27.91
2	M_y	39.51
3	$\frac{2}{3}M_{max}$	43.39

27.91

(4) 柱脚接合部の性能

表 2.5 C-1,C-2 の特性値平均

	K [kN·m/rad]	M_y [kN·m]	M_{max} [kN·m]	M_u [kN·m]	μ —
C-1	829.3	39.77	65.92	61.01	3.33
C-2	775.9	39.51	63.58	59.47	3.25
平均	802.6	39.64	64.75	60.24	3.29

表 2.6 C-1,C-2 の短期許容せん断耐力

順位	短期許容せん断耐力 M_a	
1	$0.2\sqrt{2\mu-1} \times M_u$	28.46
2	M_y	39.64
3	$\frac{2}{3}M_{max}$	43.17

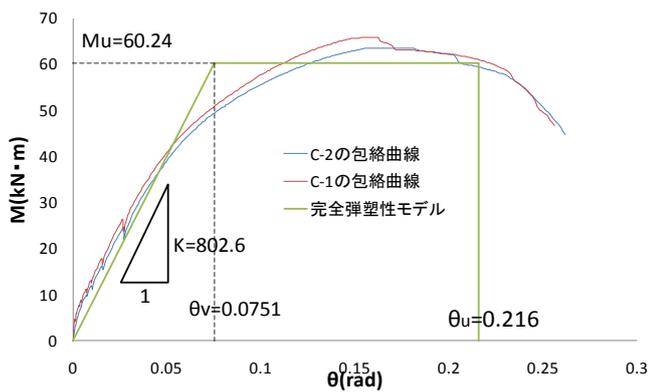


図 2.8 C-1,C-2 の包絡線と 2 体の平均特性値による完全弾塑性モデル

(5) 変形角要素

まず、以下に柱脚接合部のモデルを示す。

柱材は線材に置換し、柱脚接合部は回転剛性 $K_{\theta 1}$ 回転バネに置換した。 δ は加力点の水平変位で $\delta_{柱}$ は柱材自体の変形による水平変位、 $\delta_{接}$ は接合部の回転による水平変位とする。

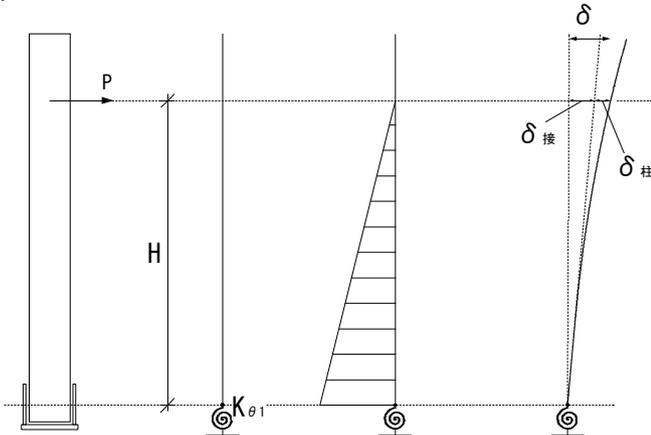


図 2.9 柱脚接合部試験のモデル

さらに回転バネとして $\delta_{接}$ を生み出す部分の要素を柱脚金物の浮き上がりによる回転角 R_f と柱脚金物—厚板壁間のビスのせん断変形による変形角 R_s とに分けた。また、柱のたわみ $\delta_{柱}$ による変形角を θ_b として3つの要素分解した。

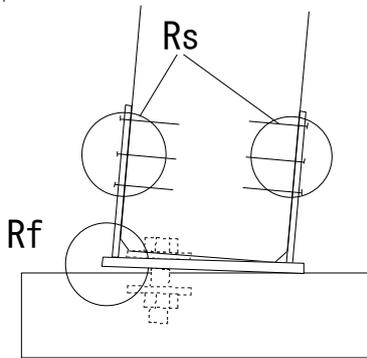


図 2.10 柱脚接合部の変形角要素

上記した3要素が全体変形角に占める変形角量をグラフに示す。

C-1

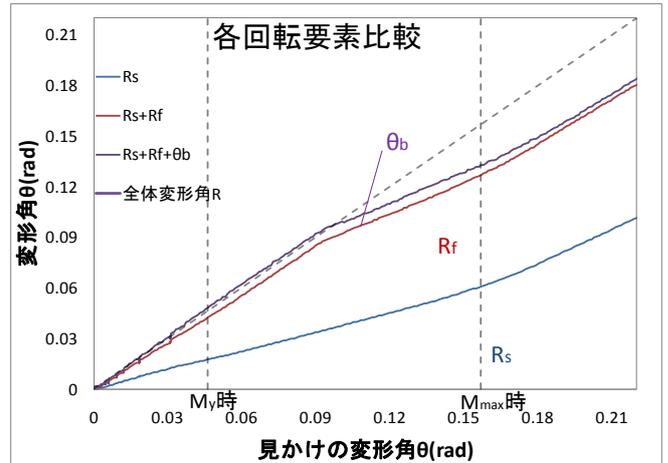


図 2.11 C-1 の各回転角要素

C-2

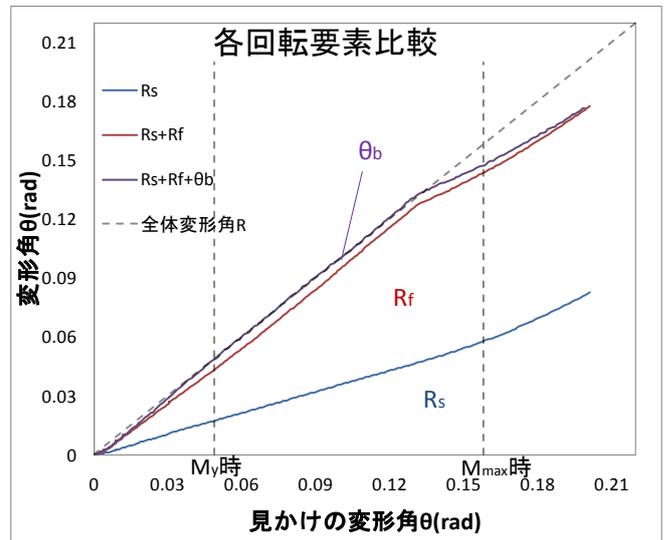


図 2.12 C-2 の各回転角要素

(3) 各試験体結果

① BC-1

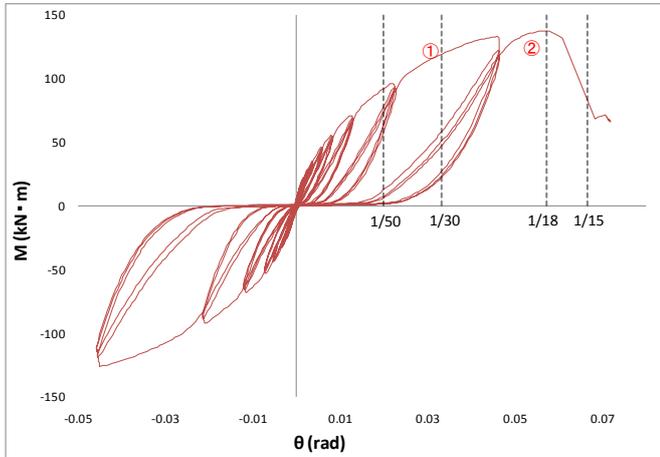


図 3.4 M-θ 曲線

①30radを超えると SSP 床金物のボルトと梁受け金物の座金の厚板壁へのめり込みが激しく音を立てて進行し、そのまま荷重の増大に伴って変形が進行してゆき、② 1/18[rad],37[kN]付近でアクチュエーターと反対側の引っ張りを受けている SSP 床金物のボルトが 3 本同時に破断し、0.8P_{max}を下回ったので試験終了とした。以下に試験終了時の BC-2 の状態を示す。



写真 3.7 ボルトの破断



写真 3.8 梁受け金物の変形

次に包絡線と完全弾塑性モデルのグラフを示す。

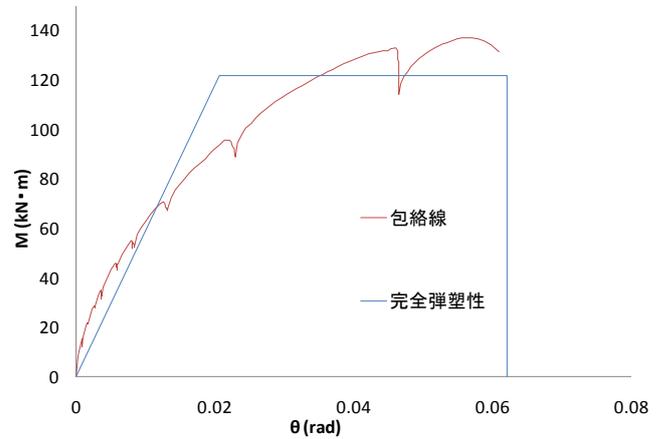


図 3.5 包絡線と完全弾塑性モデル



写真 3.3 ボルト破断



写真 3.4 試験終了時の BC-1



写真 3.5 SSP 床金物座金めり込み



写真 3.6 ジャッキ側ボルト変形

表 3.1 特性値

K	M_y	M_{max}	M_u	μ
[kN / rad]	[kN · m]	[kN · m]	[kN · m]	—
5904	68.86	137.3	122.00	2.95

表 3.2 短期許容せん断耐力

順位	短期許容せん断耐力 M_a	
1	$0.2\sqrt{2\mu-1} \times M_u$	54.00
2	M_y	68.86
3	$\frac{2}{3}M_{max}$	91.50

② BC-2

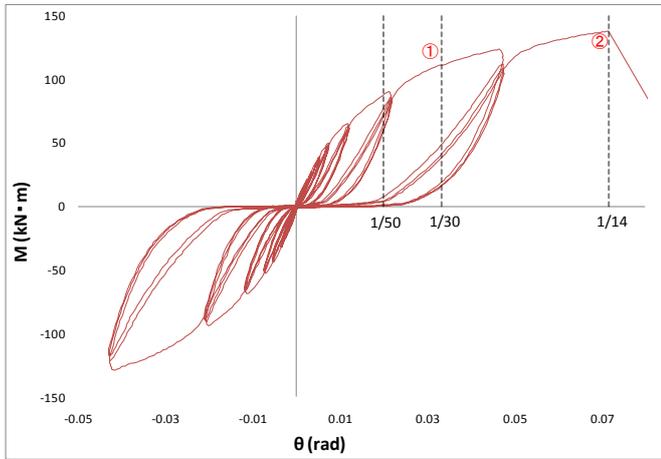


図 3.6 M-θ 曲線

①1/30[rad]で SSP 床金物のボルトを受ける座金による柱材のめり込みが降伏し、めり込み音がはげしくなった。荷重の増大に伴ってめり込み、部材、接合部の変形が進み、引き倒し時の②1/14[rad]138[kNm]付近でアクチュエーターと反対側の SSP が取りついている部分の SSP フランジが曲げ引っぱり破壊を起こし、 $0.8P_{max}$ を下回ったので試験終了とした。



写真 3.13 フランジの曲げ引っぱり破壊

以下に包絡線と完全弾塑性モデルのグラフ w を示す。

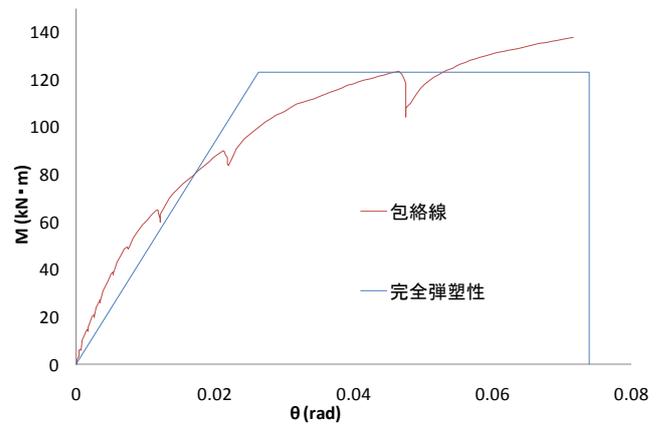


図 3.7 包絡線と完全弾塑性モデル



写真 3.9 ボルト破断



写真 3.10 試験終了時の BC-2



写真 3.11 ボルトのめり込み



写真 3.12 ジャッキ側ボルトの変形

表 3.3 特性値

K	M_y	M_{max}	M_u	μ
[kN / rad]	[kN · m]	[kN · m]	[kN · m]	—
4678	81.08	137.7	123.1	2.72

表 3.4 短期許容せん断耐力

順位	短期許容せん断耐力 M_u	
1	$0.2\sqrt{2\mu-1} \times M_u$	54.09
2	M_y	81.08
3	$\frac{2}{3}M_{max}$	91.78

③ BC-3

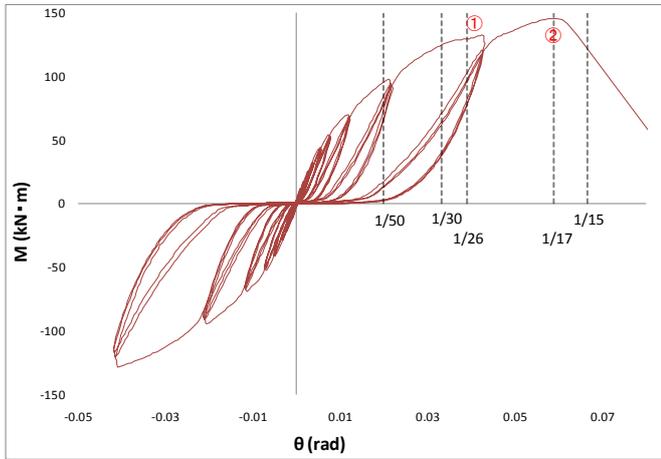


図 3.8 M-θ 曲線

①1/26rad]で座金のめり込み音が激しくなり、その後荷重を伸ばし、
 ②1/17[rad] ,145.7[kNm]でアクチュエーターと反対側の SSP 床金物のボルトが 3 本同時に破断して 0.8P_{max} を下回ったので試験終了とした。SSP 床金物と SSP フランジの間のずれはほとんど起こっていない。

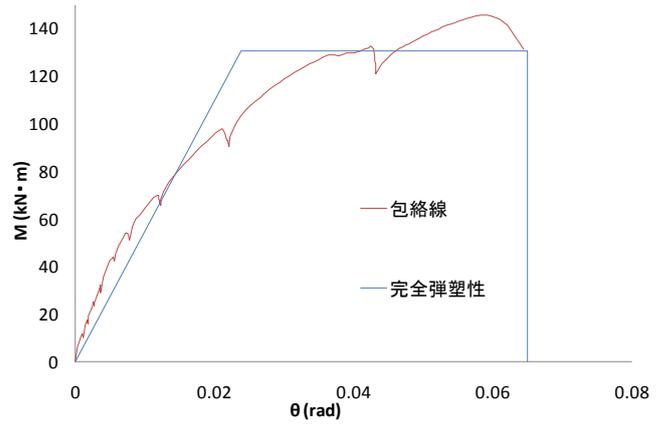


図 3.9 包絡線と完全弾塑性モデル

表 3.5 特性値

K	M_y	M_{max}	M_u	μ
[kN / rad]	[kN · m]	[kN · m]	[kN · m]	—
5508	78.54	145.8	130.7	2.72

表 3.6 短期許容せん断耐力

順位	短期許容せん断耐力 M_u	
1	$0.2\sqrt{2\mu-1} \times M_u$	55.02
2	M_y	78.54
3	$\frac{2}{3}M_{max}$	97.17

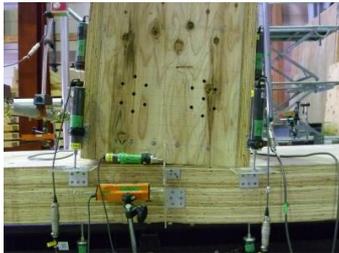


写真 3.14 柱梁接合部



写真 3.15 柱梁接合部



写真 3.16 ボルトの破断



写真 3.17 ドリフトピン変形



写真 3.18 ボルトの変形

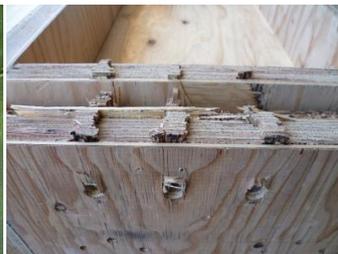


写真 3.19 ドリフトピンによるせん断破壊

(4) 柱梁接合部の性能

表 3.7 BC-1,BC-2,BC-3 の特性値平均

	K	M_y	M_{max}	M_u	μ
	[kN / rad]	[kN · m]	[kN · m]	[kN · m]	—
BC-1	5904	68.86	137.3	122.00	2.95
BC-2	4678	81.08	137.7	123.1	2.72
BC-3	5508	78.54	145.8	130.7	2.72
平均	5363	76.16	140.2	125.3	2.80

表 3.8 BC-1,BC-2,BC-3 の短期許容せん断耐力

順位	短期許容せん断耐力 M_u			
1	$0.2\sqrt{2\mu-1} \times M_u$	53.63		
2	M_y	76.16		53.63
3	$\frac{2}{3}M_{max}$	93.48		

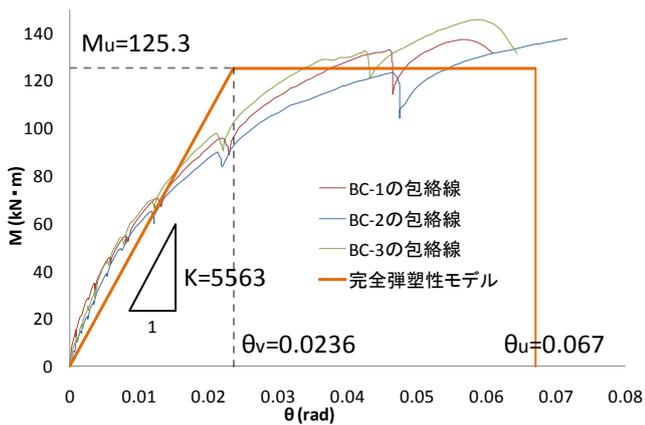


図 3.10 BC-1,BC-2,BC-3 の包絡線と特性値平均による完全弾塑性モデル

(5) 変形角の要素

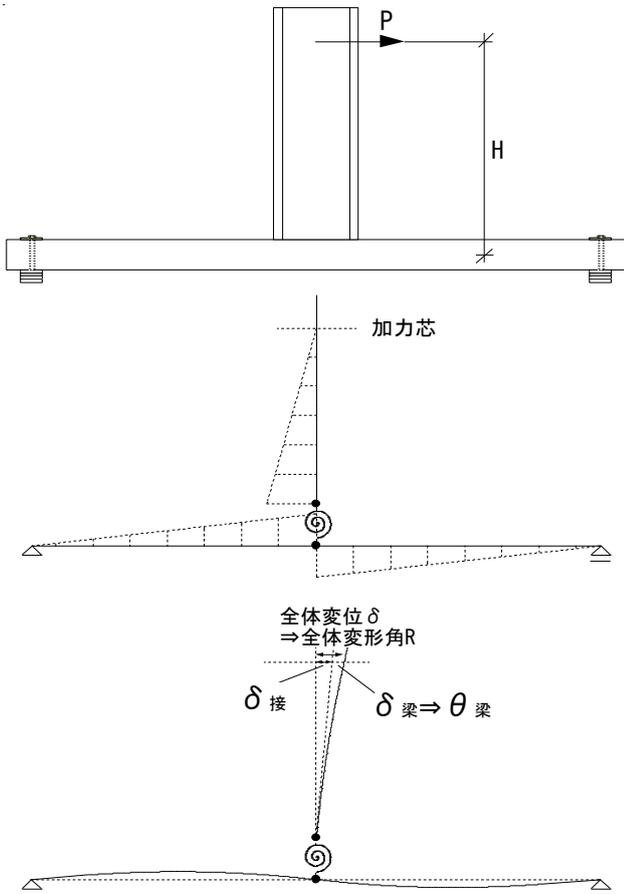


図 3.11 柱梁接合部試験モデル

さらに回転バネとして $\delta_{接}$ を生み出す回転角要素を以下の様に分ける。

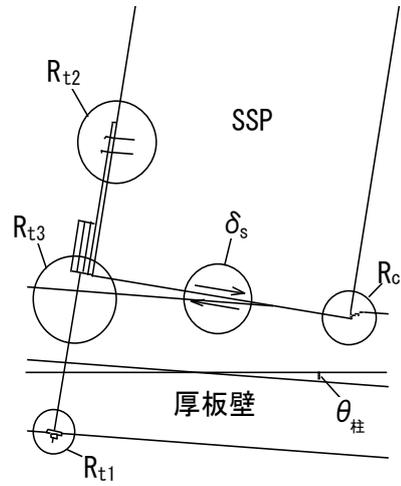


図 3.12 柱梁接合部の変形角要素

R_{t1} 座金のめり込み変位による変形角

R_{t2} ビスのせん断変形による SSP と金物の変位の変形角

R_{t3} ボルトの伸びによる変形角 SSP と厚板壁のせん断相対変位

R_c 圧縮側フランジの厚板壁へのめり込みによる変形角

δ_s 厚板壁と SSP の間のせん断ずれ

$\theta_{柱}$ 厚板壁変形角

$\theta_{梁}$ SSP 変形角

とする。

ただし、全体変形角 R は、全変位を δ 、とすると

$R = \frac{\delta - \delta_s}{H}$ で与える。全体変形角に δ_s による変形角は含めない。

以下に全体変形角に対する変形角要素を各試験体についてグラフを示す。ただし Rt3 に関しては直接測れず、SSP 左下端と厚板壁の変位から Rt1 と Rt2 の元になる変位を引いて出しているため、実験値と理論のずれからマイナスになる事もある。

BC-3

BC-1

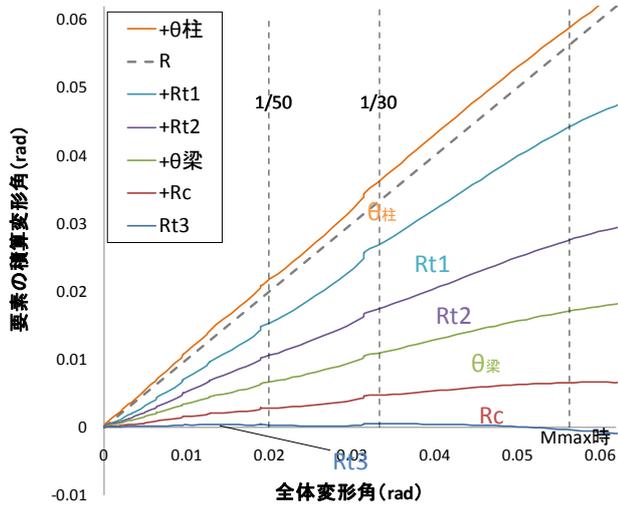


図 3.13 BC-1 の各変形角要素

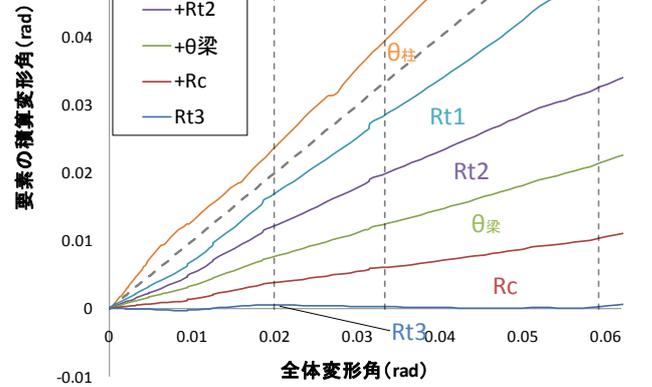


図 3.15 BC-3 の各変形角要素

BC-2

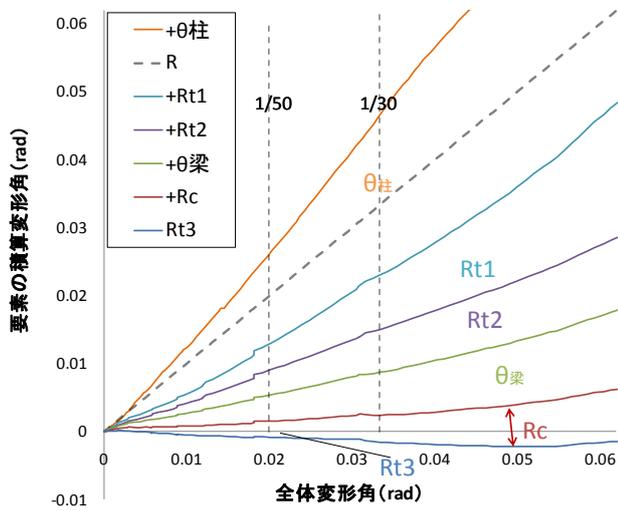


図 3.14 BC-2 の各変形角要素

4 門型ラーメン面内せん断試験

試験は 2011 年 1 月に独立行政法人森林総合研究所において行った。以下試験名は門型ラーメン試験と記す。

(1) 試験体

門型ラーメン面内せん断試験体図を図 4.1 に示す。柱材カラマツ LVL 厚板壁に予め梁受け金物と SSP 床金物を取り付けておき、と同様に両柱材を立てる。その上から一番上のドリフトピンだけ打ち込んだ SSP を落としこみ、他のドリフトピンを打ち込んで柱材-梁材を固定し、SSP 床金物をボルトで固定して試験体を完成させた。梁材の加力点に加力用枠型治具を受ける加力枠受け治具をラグスクリューで固定し、加力枠型治具を介して SHIMADZU 社アクチュエーターにつないだ状態で加力を行った。

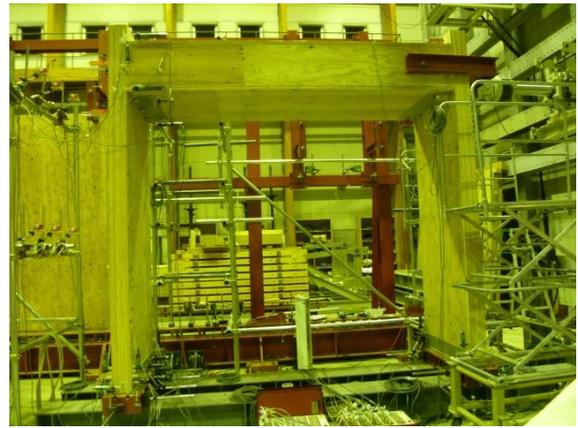


写真 4.2 門型ラーメン試験体

(2) 試験方法

便宜上加力方法は木造軸組工法住宅の木造軸組耐力壁の試験法に準拠した。見かけの変形角で 1/450 1/300 1/200 1/150 1/100 1/75 1/50 に加え、1/30 の正負交番 3 回繰り返しの後、最大荷重の 80% に低下するまで加力した。変位計取り付け位置を下に示す。ひずみゲージは反曲点高比を知る目安とするため、片方の柱材両面の図に示した高さに奥行方向に 2 枚ずつ張り付けて計測を行った。

試験体名は P-1, P-2 として 2 体試験を行った。

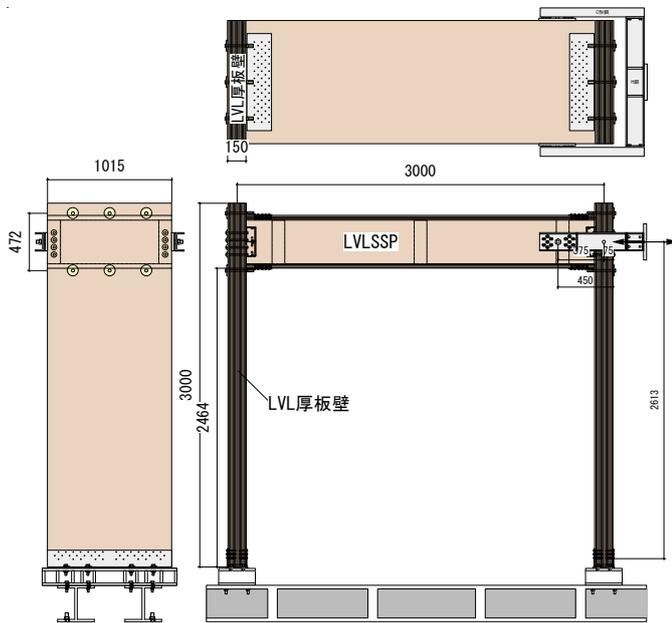


図 4.1 門型ラーメン試験体図



写真 4.1 門型ラーメン試験体

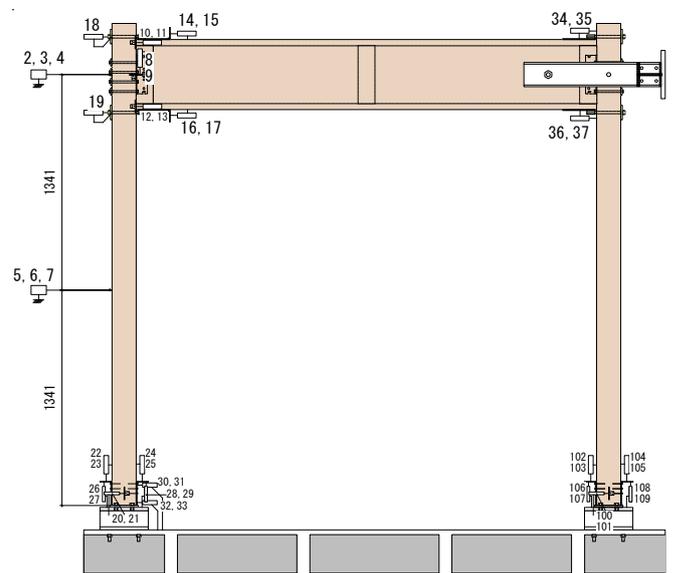


図 4.2 門型ラーメン試験変位計取り付け位置

(3) 各試験体結果

① P-1

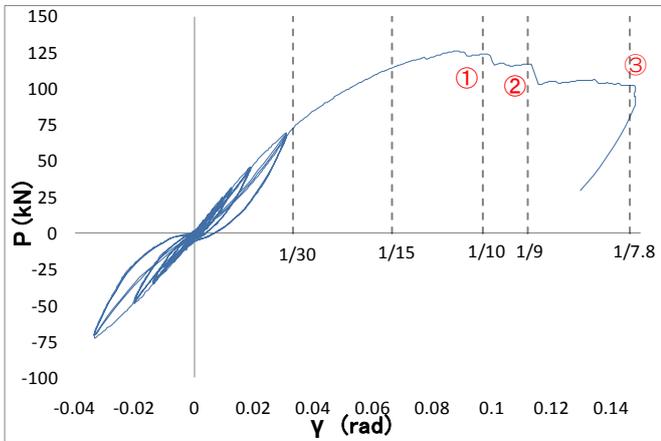


図 4.3 P-γ 曲線

1/50rad 付近で SSP 端の厚板壁へのめり込みが降伏を起し、1/30rad 付近で SSP 床金物のボルトの厚板壁へのめり込みが降伏した。そのまま荷重の増大に伴って変形が進み、120[kN]付近でジャッキ側の柱材が梁材下端付近で塑性変形を生じはじめた。① 1/10[rad]、125[kN]においてジャッキ側柱材がせん断破壊により上端から梁材中央付近までが3層に分かれ始めた。せん断破壊はほぼ直交層において起こっていた。② 1/9[rad]においてジャッキ側柱材の梁材下端付近が曲げ破壊をし、その後荷重が低下し始め、③ 1/7.8 [rad]付近でもう片方の柱材も同ヶ所で曲げ破壊を起し、 $0.8P_{max}$ を下回ったので、試験終了とした。柱梁接合部は LVL のビスによる変形とビス自体のせん断変形が荷重と共に増大し、柱材の破壊によって変形は加速した。試験終了までビスが破断する事はなかった。

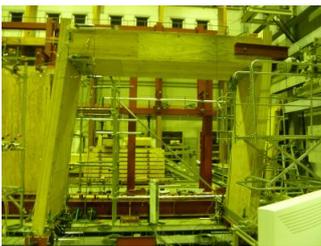


写真 4.3 試験終了時の P-1



写真 4.4 ジャッキ側柱材曲げ破壊



写真 4.5 ジャッキと逆側柱脚接合部



写真 4.6 ジャッキと逆側柱材曲げ破壊



写真 4.7 ジャッキ側柱材曲げ破壊



写真 4.8 柱材せん断破壊

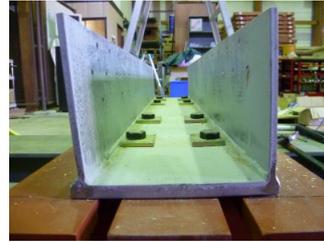


写真 4.9 柱脚金物



写真 4.10 座金めり込み

次に包絡線と完全弾塑性モデルのグラフ、特性値、短期許容せん断耐力、壁倍率を示す。

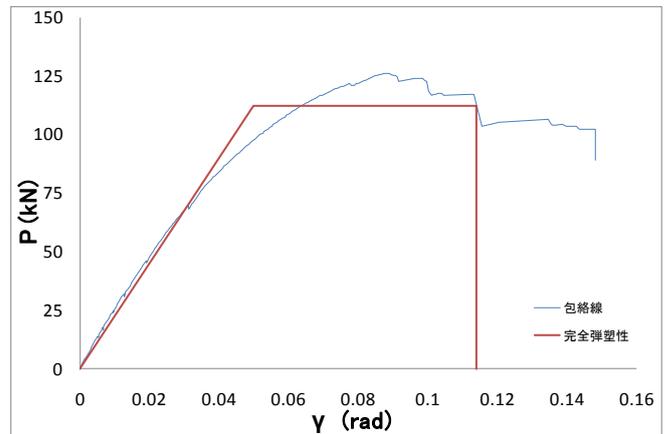


図 4.4 包絡線と完全弾塑性モデル

表 4.1 特性値

初期剛性	1/120rad時の耐力	降伏耐力	最大耐力	終局耐力	塑性率
K	P_{120}	P_y	P_{max}	P_u	μ
[kN / rad]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	—
2252.13	22.44	69.21	126.29	112.20	2.97

表 4.2 短期許容せん断耐力、壁倍率

順位	短期許容せん断耐力 P_a	壁倍率
1	P_{120} 22.44	
2	$0.2\sqrt{2\mu-1} \times P_u$ 49.91	
3	P_y 69.21	12.58
4	$\frac{2}{3} P_{max}$ 84.19	

壁倍率 = $P_a / 1.96 \cdot L$ を算出には壁長 $L = 0.91$ を用いた。

② P-2

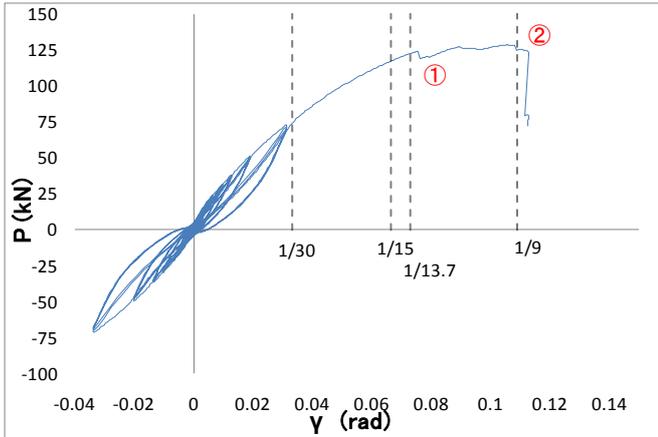


図 4.5 P-γ 曲線

1/50rad 付近で SSP 端の厚板壁へのめり込みが降伏を起こし、1/30rad 付近で SSP 床金物のボルトの厚板壁へのめり込みが降伏した。そのまま荷重の増大に伴ってまず 122[kN] でアクチュエーター側の柱の上端から梁材中央付近までせん断破壊が起こった。荷重が少し落ちたがその後再び荷重が増大し、①1/13.7[rad]、128[kN] に至ってアクチュエーター側の柱が柱材下端付近で曲げ破壊し、荷重が少し下がったところで②1/9[rad] においてもう一方の柱材にめり込んでいる SSP 床金物のボルトが 3 本同時に破断して 0.8P_{max} を下回ったので試験終了とした。



写真 4.11 ジャッキ側柱材曲げ破壊

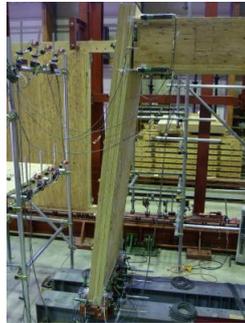


写真 4.12 ジャッキと逆側の接合部ボルト破断による破壊



写真 4.13 試験終了時の P-2



写真 4.14 柱材のせん断破壊



写真 4.15 ジャッキ側座金めり込み



写真 4.16 ジャッキと逆側の座金めり込み



写真 4.17 梁材のめり込み



写真 4.18 ドリフトピンによるせん断破壊

次に包絡線と完全弾塑性モデルのグラフ、特性値、短期許容せん断耐力、壁倍率を示す。

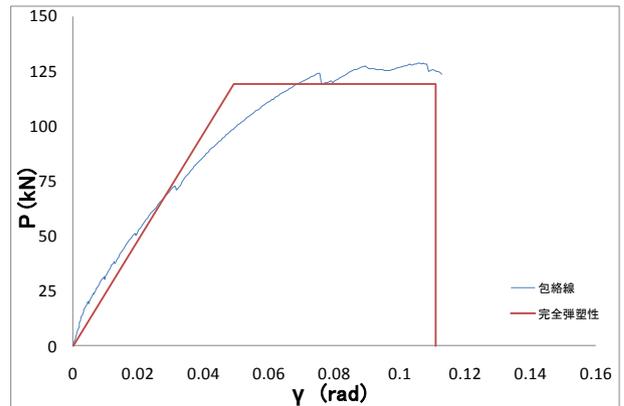


図 4.6 包絡線と完全弾塑性モデル

表 4.3 特性値

初期剛性	1/120rad時の耐力	降伏耐力	最大耐力	終局耐力	塑性率
K	P_{120}	P_y	P_{max}	P_u	μ
[kN / rad]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	—
2422.14	29.48	67.55	128.68	119.24	2.29

表 4.4 短期許容せん断耐力と壁倍率

順位	短期許容せん断耐力 P_a	壁倍率
1	P_{120}	29.48
2	$0.2\sqrt{2\mu-1} \times P_u$	49.91
3	P_y	67.55
4	$\frac{2}{3} P_{max}$	85.78

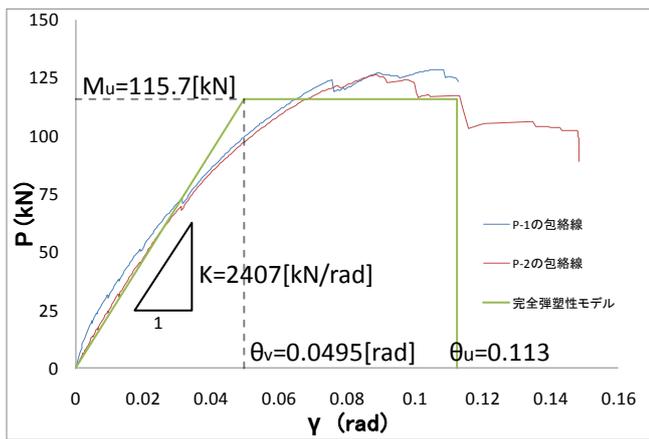
(4) 門型ラーメンの性能

表 4.5 P-1,P-2 の平均特性値

初期剛性	1/120rad時耐力	降伏耐力	最大耐力	終局耐力	塑性率
K	P_{120}	P_y	P_{max}	P_u	μ
[kN / rad]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	—
2407	25.97	67.78	124.3	113.4	2.89

表 4.6 許容せん断耐力と壁倍率

順位	短期許容せん断耐力 P_a	壁倍率
1	P_{120} 25.97	
2	$0.2\sqrt{2\mu-1} \times P_u$ 49.22	
3	P_y 67.78	25.97 14.56
4	$\frac{2}{3} P_{max}$ 82.88	



P-1,P-2 の包絡線と2体の平均特性値による完全弾塑性モデル

6. LVLの物理的特性

単板積層材の基礎的強度試験

(1) 研究方法

スギ、カラマツ、ラジアタバイン単板積層材の曲げ、縦圧縮、縦引張、めり込み及びせん断の各強度性能を明らかにする。

なお、試験材の単板構成、採材位置及び寸法は表1、表2及び図1から図4のとおりである。なお、カラマツ表裏切削単板積層材はその厚さに応じて試験体の厚、幅、長さを調整した。

表1 30mm厚単板積層材の単板構成

樹種	積層数合計	長さ方向	直角方向	単板構成
スギ	11	9	2	L L S L L L L L L L S L L
ラジアタバイン	10	8	2	L S L L L L L L L L S L
カラマツ	9	7	2	L L S L L L L S L L
カラマツ表裏切削	7	5	2	L S L L L S L

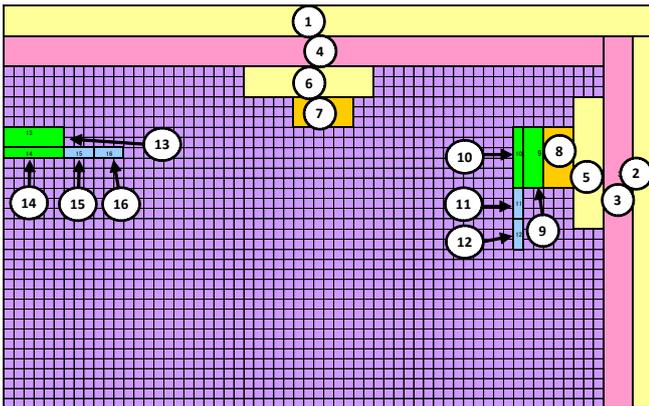


図1 30mm厚単板積層材の採材位置

No	試験種別	繊維方向	厚・幅方向	厚	×	幅	×	長さ
1	曲げ	//	E	90	×	30	×	1916
2	曲げ	⊥	E	30	×	50	×	1108
3	引張	⊥		30	×	90	×	1108
4	引張	//		30	×	90	×	1768
5	曲げ	⊥	F	30	×	90	×	690
6	曲げ	//	F	30	×	90	×	690
7	圧縮	//		30	×	90	×	180
8	圧縮	⊥		30	×	90	×	180
9	せん断	⊥	F	30	×	40	×	180
10	せん断	⊥	E	30	×	30	×	180
11	めり込み	⊥	F	30	×	30	×	90
12	めり込み	⊥	E	30	×	30	×	90
13	せん断	//	F	30	×	40	×	180
14	せん断	//	E	30	×	30	×	180
15	めり込み	//	F	30	×	30	×	90
16	めり込み	//	E	30	×	30	×	90

図2 30mm厚単板積層材試験体の寸法

表2 55mm厚単板積層材の単板構成

樹種	積層数合計	長さ方向	直角方向	単板構成
スギ	19	16	3	L L S L L L L L L L S L L L L L L S L L
ラジアタバイン	14	10	4	L S L L L L S L L S L L L L S L
カラマツ	17	14	3	L L S L L L L L L S L L L L L S L L
カラマツ表裏切削	15	12	3	L S L L L S L L S L L S L

(2) 試験方法

1) 曲げ

試験条件は、支点間距離は厚さの21倍、荷重点間距離は厚さの7倍の3等分点4点荷重方式である（写真1参照）。試験体数は各条件6体である。

2) 縦圧縮

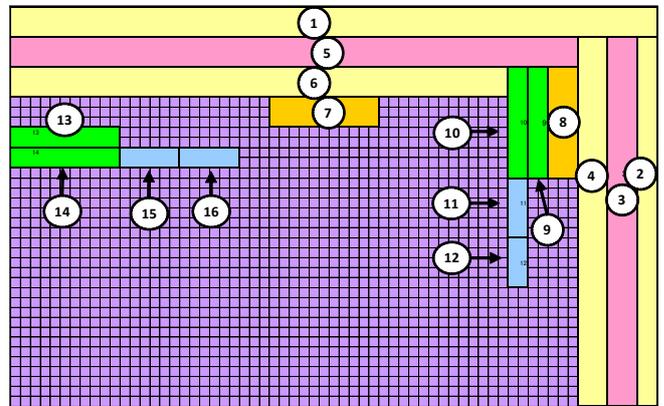


図3 55mm厚単板積層材の採材位置

No	試験種別	繊維方向	厚・幅方向	厚	×	幅	×	長さ
1	曲げ	//	E	90	×	55	×	1916
2	曲げ	⊥	E	55	×	55	×	1108
3	引張	⊥		55	×	90	×	1108
4	曲げ	⊥	F	55	×	90	×	1108
5	引張	//		55	×	90	×	1671
6	曲げ	//	F	55	×	90	×	1462
7	圧縮	//		55	×	90	×	330
8	圧縮	⊥		55	×	90	×	330
9	せん断	⊥	F	55	×	55	×	330
10	せん断	⊥	E	55	×	55	×	330
11	めり込み	⊥	F	55	×	55	×	165
12	めり込み	⊥	E	55	×	55	×	165
13	せん断	//	F	55	×	55	×	330
14	せん断	//	E	55	×	55	×	330
15	めり込み	//	F	55	×	55	×	165
16	めり込み	//	E	55	×	55	×	165

図4 55mm厚単板積層材試験体の寸法



写真1 曲げ試験状況



写真2 縦圧縮試験状況



写真3 縦引張試験状況



写真4 めり込み試験状況



写真5 せん断試験状況

試験条件は、試験体長は短辺の6倍、標点間距離は中央で短辺の2倍である(写真2参照)。変位計は2面に取り付け、変形量の平均を評価した。試験体数は各条件6体である。

3) 縦引張

試験条件は、30mm厚繊維方向平行//タイプでチャック間距離600mm、標点間距離200mm、55mm厚繊維方向平行//タイプでチャック間距離650mm、標点間距離200mm、繊維方向直角⊥タイプは30mm厚タイプでチャック間距離400mm、標点間距離80mm、55mm厚タイプでチャック間距離450mm、標点間距離80mmで、変位計は2箇所である(写真3参照)。試験体数は各条件6体である。

4) めり込み

試験条件は、30mm厚については加圧用鋼板幅30mm、55mm厚については加圧用鋼板幅55mmで、上面中央を厚さの5%変形減少するまで加力した。試験体の長さは厚さの3倍である。変位計は2箇所である(写真4参照)。試験体数は各条件6体である。

5) せん断

試験条件は、水平せん断試験として試験体長は厚さの6倍、支点間距離は厚さの4倍、3点曲げ方式で、加力点は、鋼製でR=80mmとした(写真5参照)。試験体数は各条件6体である。

(3) 試験結果

1) 曲げ

曲げ試験材の縦振動法による動的ヤング係数と曲げヤング係数の関係は、図5、図6のような回帰式と高い決定係数が得られた。

表3、表4に曲げ試験結果を示した。

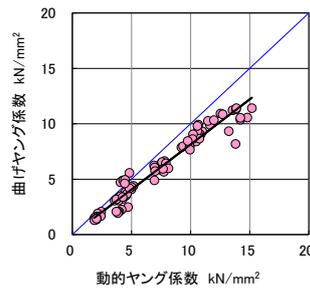


図5 30mm厚動的ヤング係数と曲げヤング係数の関係

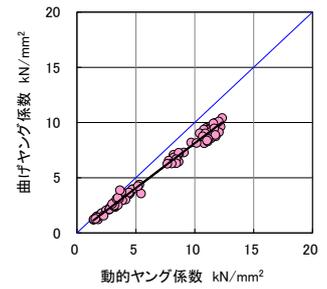


図6 55mm厚動的ヤング係数と曲げヤング係数の関係

表3 30mm厚曲げ試験結果

30mm厚 試験体名 各n=6	曲げ強度 平均値	曲げ強度 5%下限値	曲げヤング係数 平均値	曲げヤング係数 5%下限値
	N/mm ²	N/mm ²	kN/mm ²	kN/mm ²
//E スギ 11層直交2層	29.5	20.2	6.38	5.89
//E ラジアタ 10層直交2層	48.6	38.9	10.94	9.65
//E カラマツ 9層直交2層	38.0	33.0	9.02	8.02
//E カラマツ切削 7層直交2層	37.6	21.9	8.24	7.34
⊥E スギ 11層直交2層	8.8	4.6	1.74	1.21
⊥E ラジアタ 10層直交2層	14.2	1.4	3.45	3.17
⊥E カラマツ 9層直交2層	16.3	2.0	3.31	2.60
⊥E カラマツ切削 7層直交2層	20.5	10.3	4.01	3.10
⊥F スギ 11層直交2層	10.6	5.6	1.44	1.12
⊥F ラジアタ 10層直交2層	26.7	8.0	4.93	4.15
⊥F カラマツ 9層直交2層	20.9	11.5	2.15	1.71
⊥F カラマツ切削 7層直交2層	27.5	13.3	3.78	3.09
//F スギ 11層直交2層	28.8	16.0	5.67	4.75
//F ラジアタ 10層直交2層	57.6	30.5	10.06	7.41
//F カラマツ 9層直交2層	46.5	32.4	9.72	8.25
//F カラマツ切削 7層直交2層	38.2	21.6	8.29	7.08

表4 55mm厚曲げ試験結果

55mm厚 試験体名 各n=6	曲げ強度 平均値	曲げ強度 5%下限値	曲げヤング係数 平均値	曲げヤング係数 5%下限値
	N/mm ²	N/mm ²	kN/mm ²	kN/mm ²
//E スギ 19層直交3層	34.3	29.7	7.06	6.52
//E ラジアタ 14層直交4層	43.4	27.1	9.27	8.15
//E カラマツ 17層直交3層	41.0	34.6	9.38	8.79
//E カラマツ切削 15層直交3層	45.4	38.1	9.80	8.62
⊥E スギ 19層直交3層	7.1	4.7	1.50	0.99
⊥E ラジアタ 14層直交4層	21.1	18.3	3.86	3.11
⊥E カラマツ 17層直交3層	16.5	5.7	2.74	1.71
⊥E カラマツ切削 15層直交3層	15.7	8.0	2.81	1.77
⊥F スギ 19層直交3層	7.5	4.1	1.34	1.05
⊥F ラジアタ 14層直交4層	17.0	6.4	3.51	2.41
⊥F カラマツ 17層直交3層	14.2	5.0	2.40	2.08
⊥F カラマツ切削 15層直交3層	14.9	1.8	3.27	2.21
//F スギ 19層直交3層	29.5	20.3	6.43	6.04
//F ラジアタ 14層直交4層	44.7	33.0	8.46	7.44
//F カラマツ 17層直交3層	37.5	25.6	8.95	8.16
//F カラマツ切削 15層直交3層	38.1	25.2	8.59	8.04

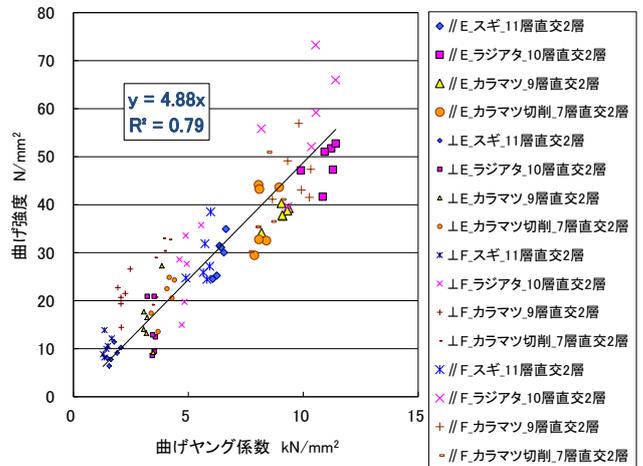


図7 30mm厚曲げ強度と曲げヤング係数の関係

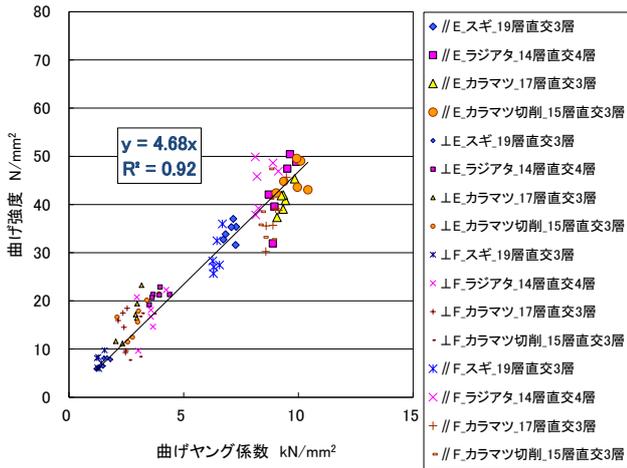


図 8 55mm厚曲げ強度と曲げヤング係数の関係

また、30mm厚と55mm厚の単板積層材とも曲げヤング係数と曲げ強度の関係で相関が高く（図7、図8参照）、曲げヤング係数から曲げ強度が推定可能と考えられた。しかし、繊維方向に平行//タイプでエッジワイズEのカラマツでは、曲げヤング係数に対して曲げ強度が低め、繊維方向に平行//タイプのフラットワイズFのラジアタパインでは、曲げヤング係数に対して曲げ強度が高めになる傾向があった。

30mm厚の単板積層材では、繊維方向に平行//タイプのエッジワイズEのカラマツの表面を単板切削した方がしない方に比べ、曲げヤング係数が低くなりばらつきが大きくなった。

2) 縦圧縮

表5、表6に縦圧縮試験結果を示した。

表5 30mm厚縦圧縮試験結果

30mm厚 試験体名 各 n = 6	縦圧縮強度	縦圧縮強度	縦圧縮ヤング係数	縦圧縮ヤング係数	最大荷重時の歪	比例限度強度	比例限度時の歪	仕事量 平均値
	平均値	5%下限値	平均値	5%下限値	平均値	平均値	平均値	
//スギ_11層直交2層	29.0	25.9	6.36	4.87	8079	19.6	3248	28.5
//ラジアタ_10層直交2層	45.2	36.7	11.51	8.39	7744	23.7	2141	40.6
//カラマツ_9層直交2層	40.8	34.0	9.76	5.30	7140	27.5	3020	32.1
//カラマツ切削_7層直交2層	35.9	30.9	9.99	-	8979	20.2	2630	23.9
⊥スギ_11層直交2層	9.5	8.0	2.14	0.82	16626	5.1	2617	21.6
⊥ラジアタ_10層直交2層	16.3	12.8	3.24	1.84	12619	11.3	3578	28.3
⊥カラマツ_9層直交2層	16.0	14.0	4.25	2.30	9893	8.5	2228	19.1
⊥カラマツ切削_7層直交2層	19.9	16.0	5.14	-	9261	12.6	2429	13.2

注：//カラマツ切削_7層直交2層は縦圧縮ヤング係数以下2体のみの平均値。
⊥カラマツ切削_7層直交2層は、縦圧縮ヤング係数3体のみ、最大荷重時の歪以下2体のみの平均値。

表6 55mm厚縦圧縮試験結果

55mm厚 試験体名 各 n = 6	縦圧縮強度	縦圧縮強度	縦圧縮ヤング係数	縦圧縮ヤング係数	最大荷重時の歪	比例限度強度	比例限度時の歪	仕事量 平均値
	平均値	5%下限値	平均値	5%下限値	平均値	平均値	平均値	
//スギ_19層直交3層	30.8	26.3	8.11	6.00	5289	23.7	3027	55.8
//ラジアタ_14層直交4層	38.5	31.7	9.91	7.09	6430	25.1	2601	91.9
//カラマツ_17層直交3層	41.6	37.6	10.41	7.31	6127	27.9	2800	91.7
//カラマツ切削_15層直交3層	43.9	38.4	11.46	10.00	5989	30.4	2813	74.1
⊥スギ_19層直交3層	8.0	6.7	1.57	0.81	13330	4.3	2856	42.7
⊥ラジアタ_14層直交4層	18.6	15.5	4.13	2.95	13758	11.7	2943	112.0
⊥カラマツ_17層直交3層	12.6	10.0	2.87	1.99	9055	9.0	3225	46.2
⊥カラマツ切削_15層直交3層	13.3	11.6	3.20	1.78	9796	9.3	3014	42.0

注：//カラマツ切削_15層直交3層は5体の値。

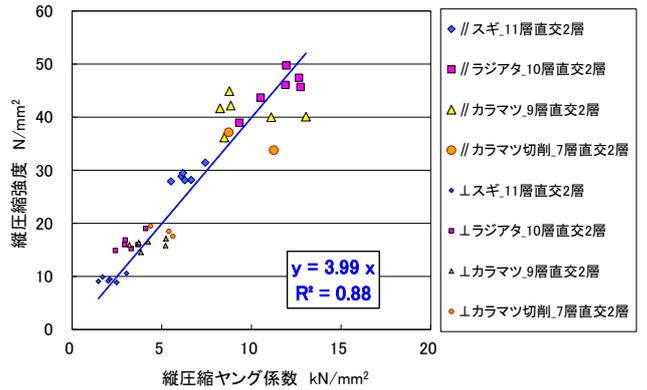


図 9 30mm厚縦圧縮強度と縦圧縮ヤング係数の関係

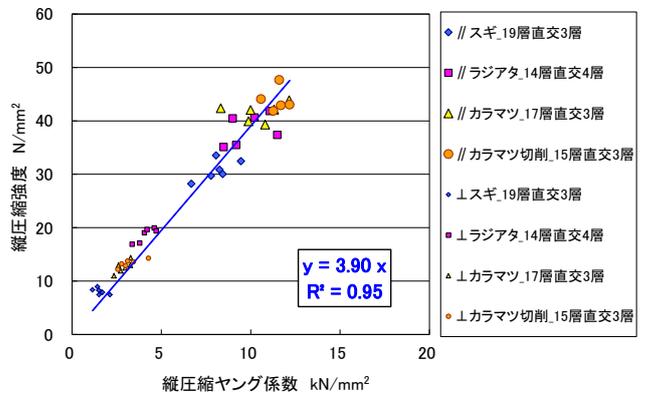


図 10 55mm厚縦圧縮強度と縦圧縮ヤング係数の関係

曲げ試験結果と同様に、縦圧縮ヤング係数と縦圧縮強さとの間に相関があることがわかった（図9、図10参照）。カラマツ単板表層を切削しても縦圧縮強度はほとんど変わらないということが分かった。

3) 縦引張

表7、表8に縦引張試験結果を示した。

表7 30mm厚縦引張試験結果

30mm厚 試験体名 各 n = 6	縦引張強度	縦引張強度	縦引張ヤング係数	縦引張ヤング係数	最大荷重時の歪	比例限度強度	比例限度時の歪	仕事量 平均値
	平均値	5%下限値	平均値	5%下限値	平均値	平均値	平均値	
//スギ_11層直交2層	22.6	15.6	6.91	5.93	3562	19.4	2908	25.6
//ラジアタ_10層直交2層	39.3	23.2	12.29	9.41	3908	36.5	3048	37.3
//カラマツ_9層直交2層	33.1	20.7	10.27	8.66	3423	27.9	2763	33.1
//カラマツ切削_7層直交2層	26.7	19.5	8.73	6.79	3341	20.2	2369	20.2
⊥スギ_11層直交2層	6.1	2.4	1.92	1.37	3759	3.7	2103	2.9
⊥ラジアタ_10層直交2層	12.1	3.2	4.19	3.08	3816	7.8	1972	5.6
⊥カラマツ_9層直交2層	12.8	1.6	3.89	2.85	3936	9.9	2655	7.2
⊥カラマツ切削_7層直交2層	18.3	9.8	4.27	3.08	7344	11.4	2732	12.1

表8 55mm厚縦引張試験結果

55mm厚 試験体名 各 n = 6	縦引張強度	縦引張強度	縦引張ヤング係数	縦引張ヤング係数	最大荷重時の歪	比例限度強度	比例限度時の歪	仕事量 平均値
	平均値	5%下限値	平均値	5%下限値	平均値	平均値	平均値	
//スギ_19層直交3層	23.0	18.5	7.64	6.51	3123	19.4	2614	37.4
//ラジアタ_14層直交4層	31.3	25.6	9.80	7.83	3443	23.5	2422	55.0
//カラマツ_17層直交3層	27.3	19.8	10.09	7.16	2652	26.6	2584	52.3
//カラマツ切削_15層直交3層	32.4	28.5	11.04	9.47	2979	27.1	2414	42.0
⊥スギ_19層直交3層	5.0	3.7	1.56	0.98	4143	3.0	2031	5.3
⊥ラジアタ_14層直交4層	12.2	5.6	4.93	2.89	3824	8.1	1993	10.2
⊥カラマツ_17層直交3層	11.0	5.6	2.94	2.37	5073	7.5	2677	13.0
⊥カラマツ切削_15層直交3層	9.9	3.2	3.09	2.79	4136	6.4	2179	7.9

表 10 55mm厚めり込み試験結果

55mm厚 試験体名 各 n = 6	加力点側の 単板が木口 面の割合 %	めり込み強度		めり込み剛性		最大荷重時 仕事量平均値 kN・mm
		平均値 N/mm ²	5%下限値 N/mm ²	平均値 N/mm ³	5%下限値 N/mm ³	
// E スギ 19層直交3層	15.8	14.1	10.7	18.2	13.5	87.8
// E ラジアタ 14層直交4層	28.6	28.4	26.3	45.9	39.7	185.4
// E カラマツ 17層直交3層	17.6	19.9	18.0	24.8	20.7	125.2
// E カラマツ切削 15層直交3層	20.0	22.4	19.8	34.3	24.8	103.2
⊥ E スギ 19層直交3層	84.2	37.3	33.2	57.1	50.0	207.7
⊥ E ラジアタ 14層直交4層	71.4	45.0	41.5	82.9	74.8	285.8
⊥ E カラマツ 17層直交3層	82.4	50.9	45.5	78.0	64.7	297.8
⊥ E カラマツ切削 15層直交3層	80.0	49.3	43.8	80.9	54.3	215.6
⊥ F スギ 19層直交3層	0.0	3.7	3.0	2.3	1.4	18.0
⊥ F ラジアタ 14層直交4層	0.0	11.4	9.0	10.8	6.6	62.2
⊥ F カラマツ 17層直交3層	0.0	5.8	5.1	6.6	4.8	34.1
⊥ F カラマツ切削 15層直交3層	0.0	6.5	4.8	6.1	2.6	25.0
// F スギ 19層直交3層	0.0	4.9	3.4	3.0	1.6	23.9
// F ラジアタ 14層直交4層	0.0	14.0	10.6	13.1	9.6	78.9
// F カラマツ 17層直交3層	0.0	7.8	6.5	7.5	4.7	45.2
// F カラマツ切削 15層直交3層	0.0	8.7	7.7	9.1	6.3	36.5

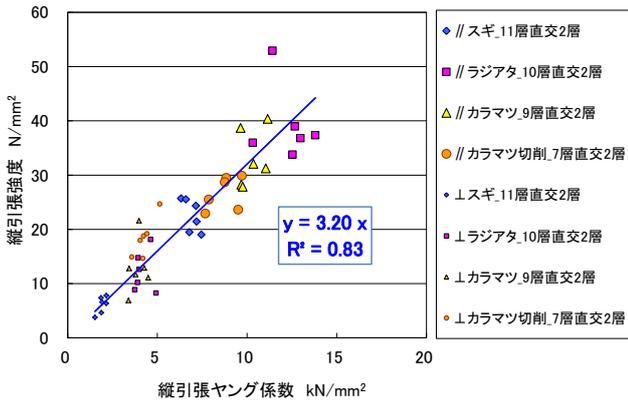


図 11 30mm厚縦引張強度と縦引張ヤング係数の関係

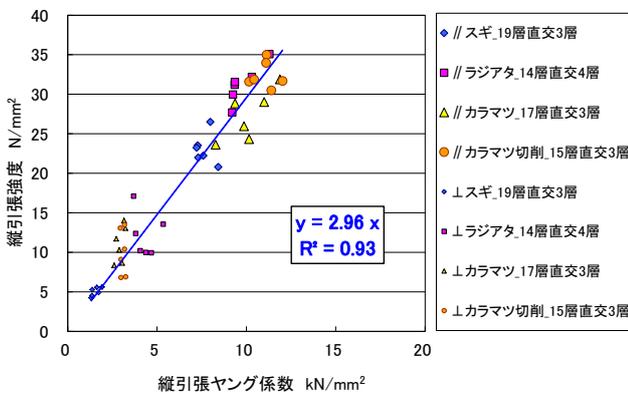


図 12 55mm厚縦引張強度と縦引張ヤング係数の関係

曲げ試験や縦圧縮試験と同様に、縦引張ヤング係数と縦引張強度との間にも相関があることがわかった（図 11、図 12 参照）。

また、繊維方向に直角⊥タイプは、平行//タイプに比べて縦引張強度、縦引張ヤング係数とも2分の1から3分の1程度であった。55mm厚の単板積層材では、繊維方向に平行//タイプでカラマツの表面単板を切削した方がしない方に比べ、曲げヤング係数も曲げ強度も高くなった。

4) めり込み

表 9、表 10 に曲げ試験結果を示した。

表 9 30mm厚めり込み試験結果

30mm厚 試験体名 各 n = 6	加力点側の 単板が木口 面の割合 %	めり込み強度		めり込み剛性		最大荷重時 仕事量平均値 kN・mm
		平均値 N/mm ²	5%下限値 N/mm ²	平均値 N/mm ³	5%下限値 N/mm ³	
// E スギ 11層直交2層	18.2	16.7	14.5	24.7	15.1	17.4
// E ラジアタ 10層直交2層	20.0	28.8	23.0	52.2	29.9	27.1
// E カラマツ 9層直交2層	22.2	26.5	21.5	54.6	44.4	24.5
// E カラマツ切削 7層直交2層	28.6	29.7	21.3	72.2	61.1	13.6
⊥ E スギ 11層直交2層	81.8	25.8	20.2	110.8	69.6	33.9
⊥ E ラジアタ 10層直交2層	80.0	56.4	49.1	145.0	116.8	55.3
⊥ E カラマツ 9層直交2層	77.8	46.3	38.7	105.3	84.8	44.6
⊥ E カラマツ切削 7層直交2層	71.4	39.9	24.3	166.9	116.6	19.3
⊥ F スギ 11層直交2層	0.0	4.4	3.5	4.9	2.9	3.9
⊥ F ラジアタ 10層直交2層	0.0	12.4	8.9	21.8	13.0	11.4
⊥ F カラマツ 9層直交2層	0.0	7.5	5.0	12.9	9.6	6.7
⊥ F カラマツ切削 7層直交2層	0.0	7.0	3.6	13.4	2.1	2.7
// F スギ 11層直交2層	0.0	5.2	4.0	6.3	1.8	4.6
// F ラジアタ 10層直交2層	0.0	15.4	11.0	27.4	20.1	13.8
// F カラマツ 9層直交2層	0.0	9.2	6.4	15.8	9.2	8.2
// F カラマツ切削 7層直交2層	0.0	10.0	8.1	23.1	12.0	4.1

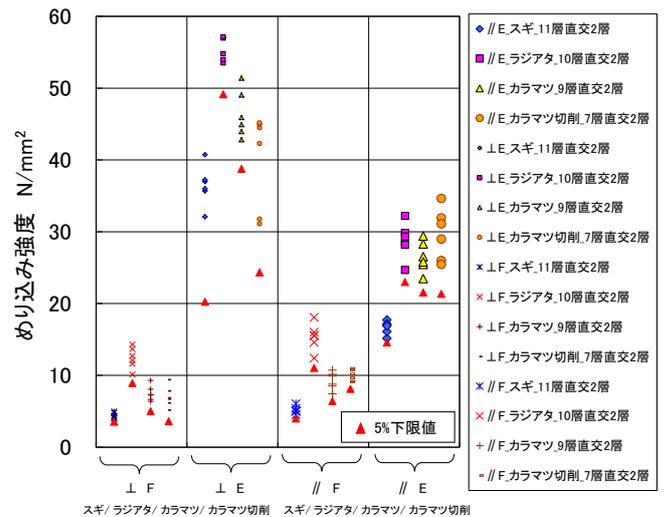


図 13 30mm厚樹種別加力方別めり込み強度

30mm厚、55mm厚単板積層材とも厚さの5%時のめり込み強度やめり込み剛性について、図 13、図 14、図 15 及び図 16 に示した。

30mm厚単板積層材の繊維方向に直角⊥エッジワイズEタイプは、単板の積層数が少ないため、ばらつきが大きい、平行//エッジワイズEタイプに比べてめり込み強度、めり込み剛性とも高くなった。

55mm厚単板積層材では繊維方向に直角⊥エッジワイズEタイプは、めり込み強度ばらつきが少なく、平行//エッジワイズEタイプに比べてめり込み強度、めり込み剛性とも高くなった。カラマツの表面を切削した方がしない方に比べ、めり込み強度、めり込み剛性も高くなる傾向であった。

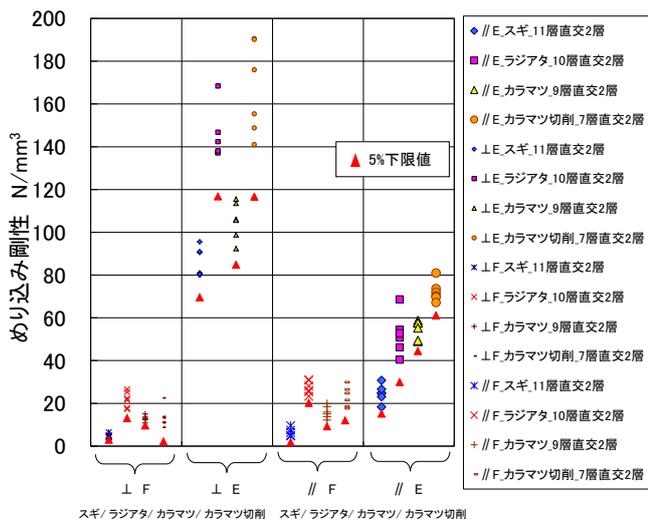


図 14 30mm厚樹種別加力方向別めり込み剛性

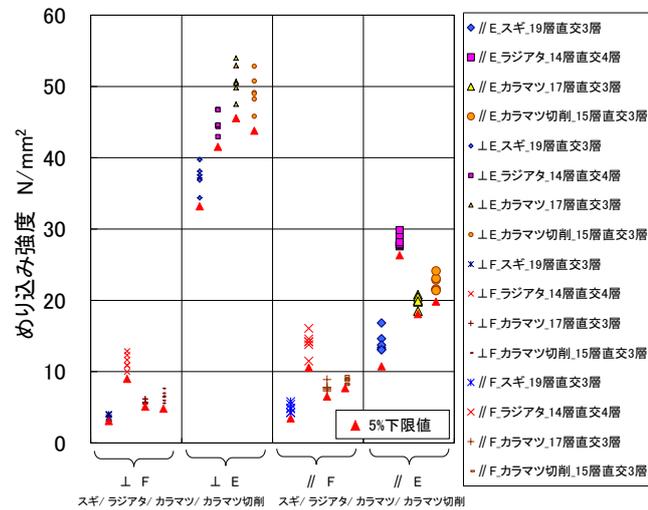


図 15 55mm厚樹種別加力方向別めり込み強度

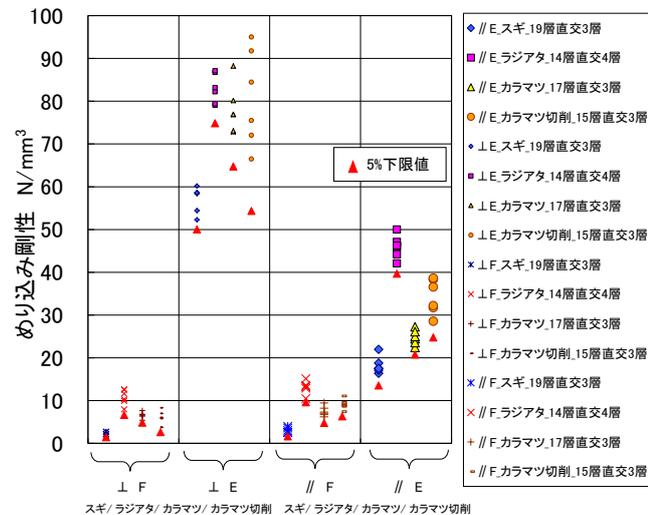


図 16 55mm厚樹種別加力方向別めり込み剛性

5) せん断

表 11、表 12 に曲げ試験結果を示した。

表 11 30mm厚せん断試験結果

30mm厚 試験体名 各 n = 6	せん断強度 平均値 N/mm ²	せん断強度 5%下限値 N/mm ²	せん断 破壊数
// E スギ_11層直交2層	5.2	3.8	0/6
// E ラジアタ_10層直交2層	9.9	7.6	0/6
// E カラマツ_9層直交2層	6.9	6.3	0/6
// E カラマツ切削_7層直交2層	6.1	4.1	6/6
⊥ E スギ_11層直交2層	1.7	1.1	0/6
⊥ E ラジアタ_10層直交2層	2.6	1.1	0/6
⊥ E カラマツ_9層直交2層	3.4	2.1	0/6
⊥ E カラマツ切削_7層直交2層	4.1	2.3	0/6
⊥ F スギ_11層直交2層	1.5	1.1	4/6
⊥ F ラジアタ_10層直交2層	2.9	0.6	2/6
⊥ F カラマツ_9層直交2層	2.0	1.7	6/6
⊥ F カラマツ切削_7層直交2層	2.7	2.2	5/5
// F スギ_11層直交2層	4.6	3.7	4/6
// F ラジアタ_10層直交2層	9.1	5.3	4/6
// F カラマツ_9層直交2層	5.0	2.4	5/6
// F カラマツ切削_7層直交2層	5.4	3.6	6/6

注: ⊥ F カラマツ切削_7層直交2層は5体の値。

表 12 55mm厚せん断試験結果

55mm厚 試験体名 各 n = 6	せん断強度 平均値 N/mm ²	せん断強度 5%下限値 N/mm ²	せん断 破壊数
// E スギ_19層直交3層	4.5	3.6	0/6
// E ラジアタ_14層直交4層	7.1	5.5	0/6
// E カラマツ_17層直交3層	6.2	5.5	0/6
// E カラマツ切削_15層直交3層	6.4	5.7	0/6
⊥ E スギ_19層直交3層	1.1	0.7	0/6
⊥ E ラジアタ_14層直交4層	3.6	2.5	0/6
⊥ E カラマツ_17層直交3層	2.6	1.5	0/6
⊥ E カラマツ切削_15層直交3層	2.5	1.3	0/6
⊥ F スギ_19層直交3層	1.0	0.7	5/6
⊥ F ラジアタ_14層直交4層	2.7	2.0	3/6
⊥ F カラマツ_17層直交3層	1.4	1.1	4/6
⊥ F カラマツ切削_15層直交3層	1.7	1.2	5/6
// F スギ_19層直交3層	3.2	2.4	4/6
// F ラジアタ_14層直交4層	5.9	4.6	0/6
// F カラマツ_17層直交3層	4.1	3.5	4/6
// F カラマツ切削_15層直交3層	4.4	3.3	6/6

30mm 厚、55mm 厚単板積層材ともせん断強度について、図 17 及び図 18 に示した。図は破壊形態によらず、すべての結果を表した。

どちらの厚さともフラットワイズ F 方向では、ラジアタパインを除いて 2/3 がせん断破壊であった。エッジワイズ E 方向では、30mm 厚単板積層材の表面切削のものを除いて、すべてが曲げ破壊であった。

表層の繊維方向が平行でエッジワイズ E 方向の試験体が高く、次に同じ繊維方向でフラットワイズ F 方向が高い値であった。30mm 厚単板積層材では、繊維方向でフラットワイズ F 方向のラジアタパインとカラマツがせん断強度のばらつきが大きかった。

カラマツの表面を切削した方としない方を比較してみたが、せん断強度はあまり違わなかった。

なお、5%下限値は、75%信頼水準の 95%下側許容限界値を示す。

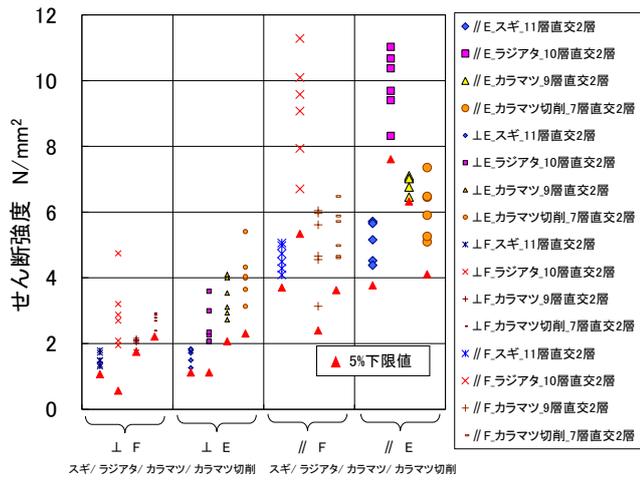


図 17 30mm厚樹種別加力方向別せん断強度

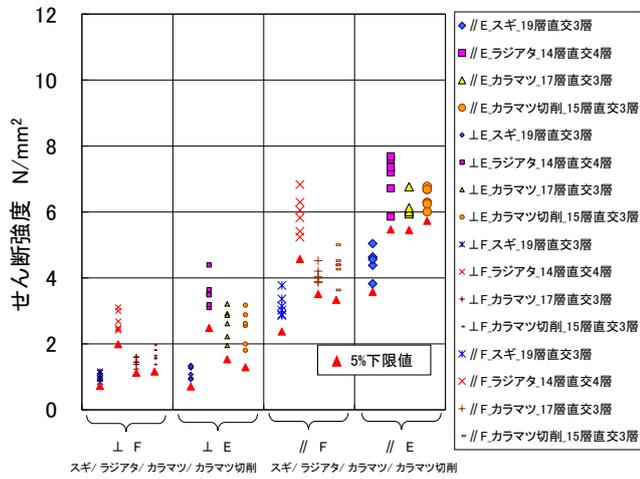


図 18 55mm厚樹種別加力方向別せん断強度

7. 二次接着された単板積層材の曲げ性能

1. はじめに

単板積層材（以下 LVL）の日本農林規格（以下 JAS）では、寸法安定性の向上等を目的として、LVL に直交層を入れることが許されている。また、同規格では、厚さ 30～50mm で製造された LVL 板を 2 層以上積層接着することでより厚い材料にすることを二次接着として定義するとともに、関連する試験項目とその試験方法や基準値を定めている。

一般的に、直交単板を入れることで、製品の強軸方向の強度性能等に低下が生じることが予想されるので、JAS では、「繊維方向が直交する単板を用いた場合にあっては、直交する単板の合計厚さが製品の厚さの 20% 以下であり、かつ、当該単板の枚数の構成比が 30% 以下」とした上で、その使用を最外層の隣接部分に限定した箇所に限定している。その上で、格付けのための曲げ試験等に合格することが求められている。

一方、二次接着については、試験項目として接着性能に関する試験をすることになってはいるものの、強度性能については特段の規定はなく、直交層のある LVL を二次接着して使用することにも制限はない。しかしながら、これまでに直交単板のある LVL を二次接着して使用する例は少なく、また、その強度性能について検証した報告もない。

そこで、本事業では、単板を挿入した LVL の二次接着製品について、曲げ強度試験を行って、直交単板が強度に与える影響について明らかにすることを目的とした。

2. 実験方法

① 試験体

一次接着

樹種：スギ

積層数：19 層

厚さ：55mm

直交層があるもの：最外層から 3 層目に挿入

二次接着

一次接着製品を厚さ 50mm 厚さに調整後接着

接着剤：レゾルシノール系樹脂接着剤

試験体

二次接着の積層数を 2 および 3 とし、コントロールとして 1 層のものも試験体とした。試験体の断面寸法は、コントロール用試験体を幅 90mm 厚さ 50mm とし、これらを所定枚数積層した。各試験条件による断面寸法および試験体長さは表 1 に示す通りとなった。曲げ試験の荷重の方向により、平使用（H）と縦使用（V）とした。試験体の記号はこれらの組合せとした（図 2）。試験体数は各条件 6 体とした。なお、本報告では直交層のある LVL を LVB、通常の LVL を LVL と表記する。

表 1 試験体の概要および曲げ試験条件

記号	幅(mm)	高さ(mm)	長さ(mm)	曲げスパン(mm)
1H	90	50	1100	1050
2H		100	2200	2100
3H		150	3300	3150
1V90	50	90	1980	1890
2V90	100			
3V90	150			

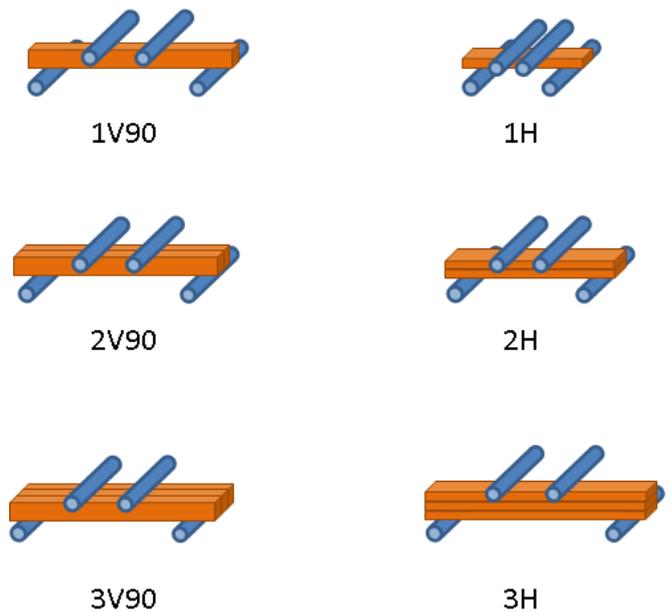


図 1 試験の概要

②試験方法

試験体の寸法、重量、非破壊的なヤング係数を計測したのち、支点間距離（L）を試験体高さの 21 倍、荷重点間距離（l）を試験体高さの 7 倍の 3 等分点 4 点方式の曲げ試験を行った（表 1）。

曲げ試験時には、中央たわみ、荷重点間たわみ、荷重を計測した。破壊までに要した時間は、3～12 分であった。試験終了後、各試験体の破壊箇所付近から含水率測定用試験片 1 つを採取し、全乾法にて含水率を測定した。

曲げ試験の測定値から、最大曲げ強さ MOR、荷重と中央変位の関係から MOEL、荷重と荷重点間たわみの関係から MOE1、MOEL と MOE1 の関係からせん断弾性係数 G、最大荷重時のせん断応力 τ を以下の式により計算した。

$$MOR = \frac{P_{max}}{bh^2}$$

$$MOE_L = \frac{23(P_{0.4} - P_{0.1})L^3}{108bh^3(Y_{L0.4} - Y_{L0.1})}$$

$$MOE_l = \frac{(P_{0.4} - P_{0.1})Ll^2}{36bh^3(Y_{l0.4} - Y_{l0.1})}$$

表2 単板積層材 (LVL) および直交層のある単板積層材 (LVB) の曲げ試験結果

試験体の種類	SG	Ed	MOE L	MOE I	G	MOR	τ	Ymax	MC	
LVB	1H	0.512	9.49	8.13		37.81	1.35	25.43	11.9%	
	2H	0.506	9.13	7.81	8.54	0.22	33.79	1.20	44.82	13.0%
	3H	0.512	9.61	7.89	8.44	0.26	33.60	1.20	63.77	12.9%
	1V90	0.520	9.51	10.01	10.75	0.29	40.61	1.38	41.25	10.9%
	2V90	0.511	9.18	9.52	10.12	0.33	39.30	1.34	41.43	13.1%
	3V90	0.512	9.33	9.56	10.35	0.24	41.44	1.41	43.89	13.1%
LVL	1H	0.508	10.08	9.87		41.72	1.49	22.07	13.2%	
	2H	0.517	10.06	8.95	9.48	0.35	38.49	1.37	42.40	13.2%
	3H	0.518	10.25	9.11	9.69	0.33	35.41	1.26	56.18	13.6%
	1V90	0.501	9.52	10.22	10.87	0.34	43.44	1.47	42.76	13.4%
	2V90	0.515	10.17	10.63	11.57	0.25	46.00	1.56	43.07	13.2%
	3V90	0.517	10.33	10.65	11.51	0.28	45.75	1.55	43.14	13.7%

SG:密度(kg/m³)
 Ed:縦振動によるヤング係数(kN/mm²)
 MOE L:みかけの曲げヤング係数(kN/mm²)
 MOE I:真の曲げヤング係数(kN/mm²)
 G:せん断弾性係数(kN/mm²)
 MOR:曲げ破壊係数(N/mm²)
 τ:最大せん断応力(N/mm²)
 Ymax:最大中央たわみ(mm)
 MC:含水率(%)

表3 LVB/LVLの比

試験体の種類	SG	Ed	MOE L	MOE I	G	MOR	τ	MC
1H	1.009	0.94	0.82			0.91	0.91	0.90
2H	0.978	0.91	0.87	0.90	0.65	0.88	0.88	0.99
3H	0.988	0.94	0.87	0.87	0.80	0.95	0.95	0.95
1V90	1.038	1.00	0.98	0.99	0.86	0.93	0.94	0.81
2V90	0.992	0.90	0.90	0.87	1.29	0.85	0.85	0.99
3V90	0.989	0.90	0.90	0.90	0.88	0.91	0.91	0.96
推定値	-	0.90	0.85/0.90	-	-	0.88/0.90	-	-

$$G = \frac{108 h^2}{115 L^2} \frac{MOE_L \cdot MOE_I}{MOE_I - MOE_L}$$

$$\tau = \frac{3P}{4bh}$$

3. 実験結果

曲げ試験結果を表2に示す。また、表3に各試験条件における数値についてLVB/LVLの値、ならびにEd、MOE、MORについて平行層理論から推定できるLVB/LVLの比を参考に示す。

これらの結果から、LVLに直交層を入れること、また、二次接着することによる強度低下は、おおむね平行層理論による推定の範囲であったと考えられる。

寸法調整係数について、1H、2H、3Hから梁せい効果、1V、2V、3Vから幅方向の効果について検証した。梁せいについては、LVLでは0.146、LVBでは0.113という数値が得られた。また、幅方向については曲げ強度は向上しており、積層効果の方が強かったと考えられる。(図2、図3)

4. まとめ

単板を挿入したLVLの二次接着製品について、曲げ強度試験を行って、直交単板が強度に与える影響について検討した結果、直交単板を挿入すること、ならびにこれらの製品を二次接着することによる強度低下は、平行層理論による推定の範囲であった。したがって、直交単板を挿入したLVLを製造する際は、平行層理論による検討を十分に行って製品設計をする必要がある。

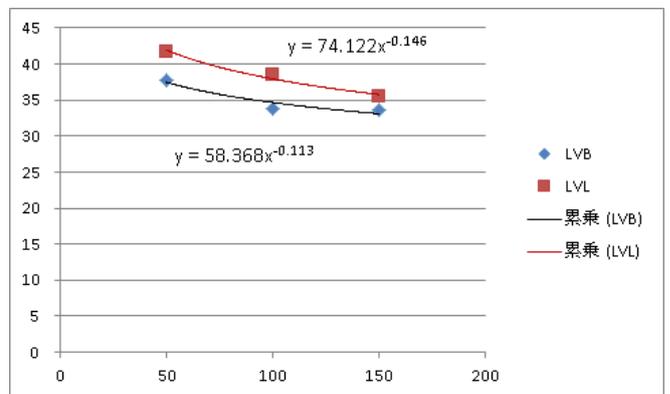


図2 寸法調整係数 (積層方向)

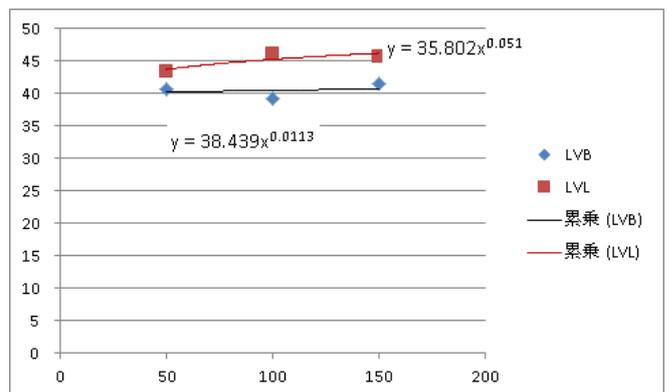


図3 幅方向の寸法調整係数

8. 合板やLVLを用いた仮設建築構法の開発

目次

序章	本研究の背景、目的と方法	3
第一節	背景	
第二節	目的	
第三節	方法	
第一章	東京大学五月祭の仮設建築物	5
第一節	今年の課題	
第二節	提案内容	
第三節	加工	
第四節	組立	
第五節	展示と移設	
第六節	評価と課題	
第二章	LVL と合板を用いた仮設建築物	35
第一節	設計	
第二節	加工	
第三節	組立方の検討	
第四節	組立	
第五節	評価と課題	
結び		88
参考文献		
謝辞		
添付資料 1	東京大学五月祭の仮設建築物設計図及び加工図	
添付資料 2	LVL と合板を用いた仮設建築物設計図及び加工図	

序章 本研究の背景、目的と方法

第一節 背景

2010年、東京大学五月祭にて合板嵌合接合によるフォーリーを設計し、セルフビルドで製作した。その経験をもとに、面材の嵌合接合による架構の可能性を探りたいと思い、テーマとした。

架構の利用については、雨天に対応した数週間～数カ月程度の仮設建築物の可能性が考えられる。日本の東北部など寒冷地では、積雪のため冬期には屋外での活動が制約され、その半面、雪解けとともに屋外での催しが数多く行われる。一定期間の催しに仮設建築物の利用が想定されるのではないかと考える。

また、建物の規模や形態から、仮設建築物以外についても、その利用方法の可能性について考えたい。

第二節 目的

合板やLVLを用いた仮設建築構法の開発を目的としている。そのために第1段階として、LVLと合板を面材として用いて、5m程度のスパンの空間を確保するための仮設建築物を設計し、試作棟を施工して設計、加工、施工時の課題を検証することとした。当初は仮設建築物の構造的な検証を主眼とすることを目指していたが、スケジュール等の条件から、部材の加工及び施工方法についての考察に主眼を置くこととした。

第三節 方法

1. 今年度5月29日、30日に行われた東京大学五月祭に展示するために設計し、セルフビルドで施工した仮設建築物について以下の考察を行う。
 - ①. 設計時に目指したものについて、意匠、構造、材料、施工面からの考察を行う。
 - ②. 組立、解体、移設を繰り返した仮設建築物について、意匠、構造、材料、施工面からの検証を行う。
 - ③. 解体移設を繰り返した後、1ヶ月間屋外に曝露した仮設建築物の状態を目視により考察する。

2. LVL や合板等を面材として用いて、5m 程度のスパンの空間を確保するための仮設建築物を設計し、施工する。前述の五月祭で設計した仮設建築物のように、ひとつのユニットを嵌合接合により連続させた形の仮設建築物を設計することとして、設計を始めた。設計は、模型による検討を繰り返す方法をとった。材料を加工する段階になって、LVL の特質上、嵌合接合が難しいことが分かり、接合方法を変更した。

テーマ設定当初は、実際の仮設建築の 1 ユニットの組み立てて載荷試験を行い、構造的に検証する方法を検討していた。しかし、スケジュール等の諸条件から、載荷試験を行うことが不可能となり、今回は仮設建築物としての施工のプロセスを記録することを第一義とした。そして、施工方法の検証に主眼を置き、可能な範囲で施工性の評価を行うこととなった。そのため、仮設建築の 3.5 ユニット（7 フレーム）を実際に施工し、部材の加工と現場での組立作業について考察することとした。また、組みあがった仮設建築物の実測を出来る範囲で行い、考察した。構造的な検証としては、仮設建築物の 1 ユニット（2 フレーム）分をモデル化し、トラスとして構造解析を行うことによって接合部の安全性を検証した。

第二章 LVL と合板を用いた仮設建築物

第一節 設計

五月祭で設計、組み立てた仮設建築物で得た経験をもとに、面材の嵌合接合によるスパン約 5m 程度の仮設建築物の設計に取り組むこととした。当初は、指導教員の稲山准教授のスケッチ（図 2.1.1）をもとに、構造用合板 厚 12mm を用いて 1 ユニット分の実大模型を作り、载荷試験を行う予定としていた。しかし、設計途中で材料を構造用合板から LVL に見直すこととなった。また、1 ユニットではなく、3~4 ユニット製作して、試作棟を組み立てる方針に変更となった。LVL を実際に加工する段階になり、スリット加工が非常に難しいことが分かった。そこで、嵌合接合ではない接合方法で仮設建築物を組み立てることに設計変更となった。さらに、スケジュール等の条件から载荷試験を取りやめざるを得なくなった。ここでは、スリット加工による嵌合接合を前提とした設計について「一次設計」として述べる。次に、材料を LVL に変更して、スリット加工を取りやめた後の設計について「二次設計」として述べる。

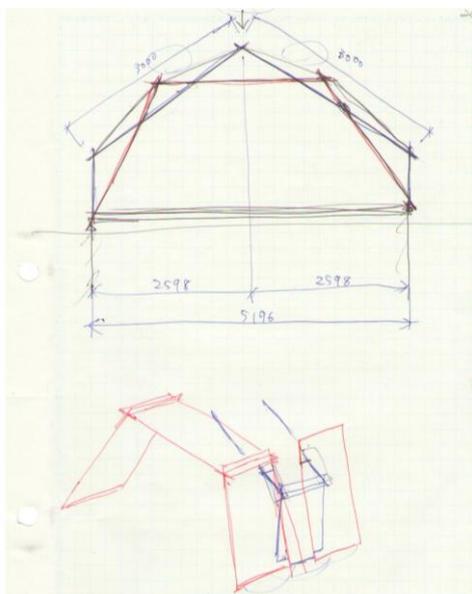


図 2.1.1

[一次設計]

構造用合板 12 mm 厚 (910×3030) にスリット加工を行い、嵌合接合によって架構を製作することを前提として、縮尺 1/20 の模型を試作した。桁行き方向の寸法は合板短辺を 3 枚~4 枚分組み合わせた程度とする。六角形をもとにした A、B 案及び五角形をもとにした C 案の模型を試作し、最も安定していた C 案で設計を進めた。(図 2.1.2~2.1.7)

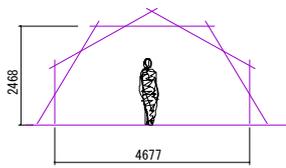


図 2.1.2 A 案

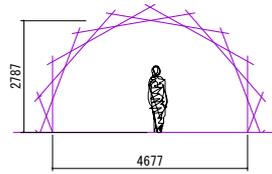


図 2.1.3 B 案

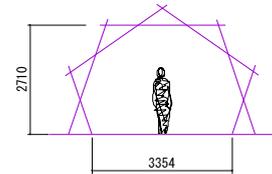


図 2.1.4 C 案



図 2.1.5 A 案



図 2.1.6 B 案



図 2.1.7 C 案

前述のC案をもとに2通りの模型C-1案及びC-2案を試作して、比較検討した。(図2.1.8~2.1.11)しかし、3448mmのスパンに対しては、構造用合板厚12mmより、厚い部材が必要だった。

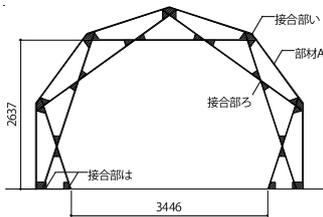


図 2.1.8 C-1 案

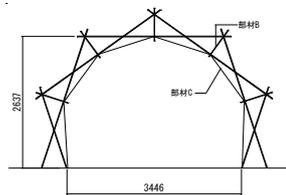


図 2.1.10 C-2 案



図 2.1.9 C-1 案



図 2.1.11 C-2 案



図 2.1.12 C-3 案

そこで、材料を見直して、LVL (600 mm×4000 mm×厚 38 mm) にスリット加工を行い、嵌合接合によって架構を製作することとなった。図 2.1.12 に示すように縮尺 1/20 の模型を試作した。

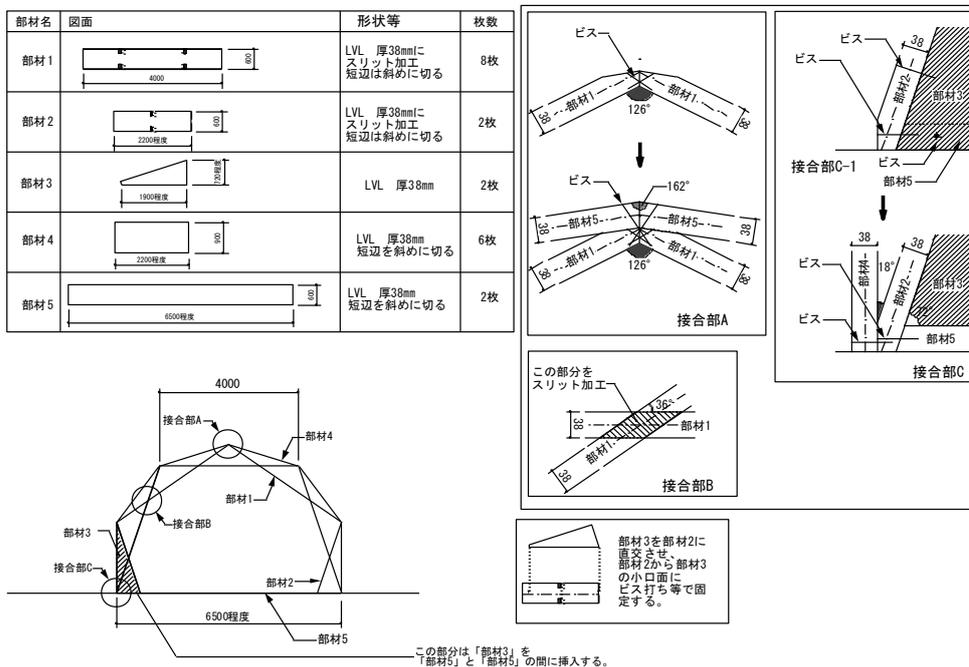


図 2.1.13

図 2.1.13 は、その時の部材一覧及び接合部の詳細図である。五月祭の時、フレームの4角のスリット接合部分に亀裂が生じて破損したことを考慮し、その部分のスリット接合はとりやめて、留めで納め、斜めビス打ちにすることとした。その後、部材4をLVLではなく、構造用合板 厚24mm 3×6板に変更したため、部材4の長さが1820mm以内になるよう寸法を調整しながら設計を進めた。

ここで、構造用LVLの特徴と製造について、簡単に記述する。

LVLは、ロータリーレース又はスライサーで切削した単板を、その繊維方向をほぼ平行にして積層接着したものである。直交する単板を入れる場合は、その位置が限定されており、同時にその枚数も限定される。よって、JASにおける構造用LVLは軸方向にはその強さが発揮されるが、軸方向と直交する方向では強度を保持しにくく、面で使うよりも軸で使うことに主眼が置かれている。用途は、主に建築物の耐力上主要な部位である梁、柱、土台、筋交い等である。

LVLの特徴としては、以下の4点があげられる。

- ① 高い寸法安定性を持つ。材料となる単板は十分に乾燥させてから接着するため、製品も十分乾燥したものができる。したがって乾燥収縮が起きにくい。しかし、ぬれると膨張しやすい。
- ② 強度のばらつきが小さい。薄い単板を積層接着しているので、欠点

が分散されている。

③ 用途に応じてどのような寸法でも製造できる。

④ 防虫、防腐、防蟻等の薬剤処理が容易である。

製造工程は、合板と非常に似ているが、接着の工程は、LVL と合板で貼り合わせる単板の繊維方向が違う。LVL では、単板を1枚ずつずらしながら積層していく方法が主流である。30 mmから 150 mm程度の厚い製品を作ることにも可能である。厚さがあるため、使用する接着剤は常温効果が他のレゾルシノール樹脂、フェノール・レゾルシノール樹脂、水生高分子—イソシアネート系接着剤が用いられる。厚さの仕上げにはプレーナーあるいはサンダー、巾仕上げには製品巾の間隔に配置した丸鋸でまとめて裁断あるいは1本ずつ切り出し、長さ仕上げには丸鋸（クロスカットソー）等が使用される。

LVL は、材料となる単板が、間伐材やB材など低品質材からも作ることができる。

（参考文献：「住宅と木材」2010.12月号

「LVLの製造と使用事例～LVLの過去・現在・未来」

全国LVL協会事務局 西村圭史）

12月6日にLVLが納品された。今回使用したLVLは、カラマツ、厚38mm（実寸39mm程度）12層積層で、最外層から2層目に直交する単板が積層されていた。図3.1.14の上から2層目と下から2層目に見えるやや白い層、木口面に対して裏割れの見られない層が直交層である。つまり、裏割れが切削方向に平行にあり、木口面に対して斜めに切削することによって裏割れに沿って切削面が破損する可能性がある。また、構造用LVLに使用される原木は、B材、間伐材等であるため、単板には節のあるものがほとんどである。（図2.1.14の中間層に見られる黒い部分）木口面に対して斜めにスリット加工をすると、鋭角の部分に節が来ることも考えられ、その部分は破損する可能性がある。今回のスリット加工も五月祭のスリット加工同様、木口面に対して直角ではなく、36°という鋭角になるため、スリット加工には適していない材料だということが分かった。



図 2.1.14

[二次設計]

前述の理由からスリット接合ではない接合方法で、設計を進めることになった。LVLは端部のみ、木口に対して斜めに裁断することとなった。

稲山准教授のスケッチ(図2.1.15)をもとに、軸材を用いて、LVLを突き付けでつなげていく方針となった。面材の交点にある、五角形の部材がその軸材である。当初は、この接合部材を長さ600mmに加工し、フレームを組む際、隣のフレームと接合部材でつなぎ合わせながら組み立てていくという方針で検討を進めたが、接合部材は長いまま加工し、フレームを仮組みしてから、最後に接合部材で留めつける可能性も考えられた。実際には、組立の現場で結論を出せるよう、接合部材は長いままで加工し、必要に応じて現場で長さをきりながら作業を進めることにした。

接合は、すべてビス留めあるいは前述の接合部材をビス留めすることとした。また、発注と納品の食い違いから、仮設建築物の土台にあたる部分を一部設計変更して対応した。

図2.1.16に模型が模型、図2.1.17~2.1.19に配置図兼平面図、屋根伏図、正面図、側面図を、図2.1.20に接合部詳細図を示す。

この設計で目指したものは、以下のとおりである。

- ① 部材の形状の単純化
- ② 部材数の簡略化
- ③ 5m スパンを得るための部材寸法の把握
- ④ 雨がかりへの対応

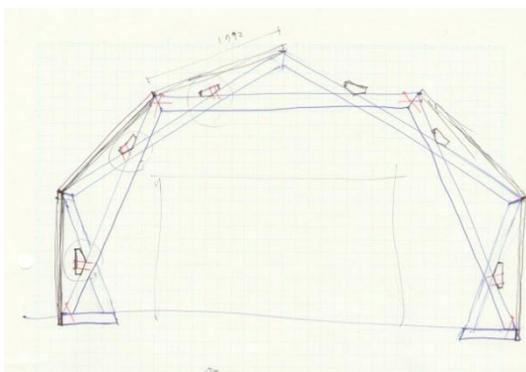


図 2.1.15

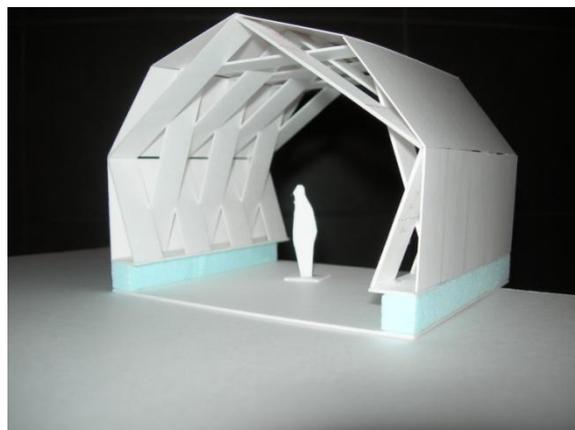


図 2.1.16

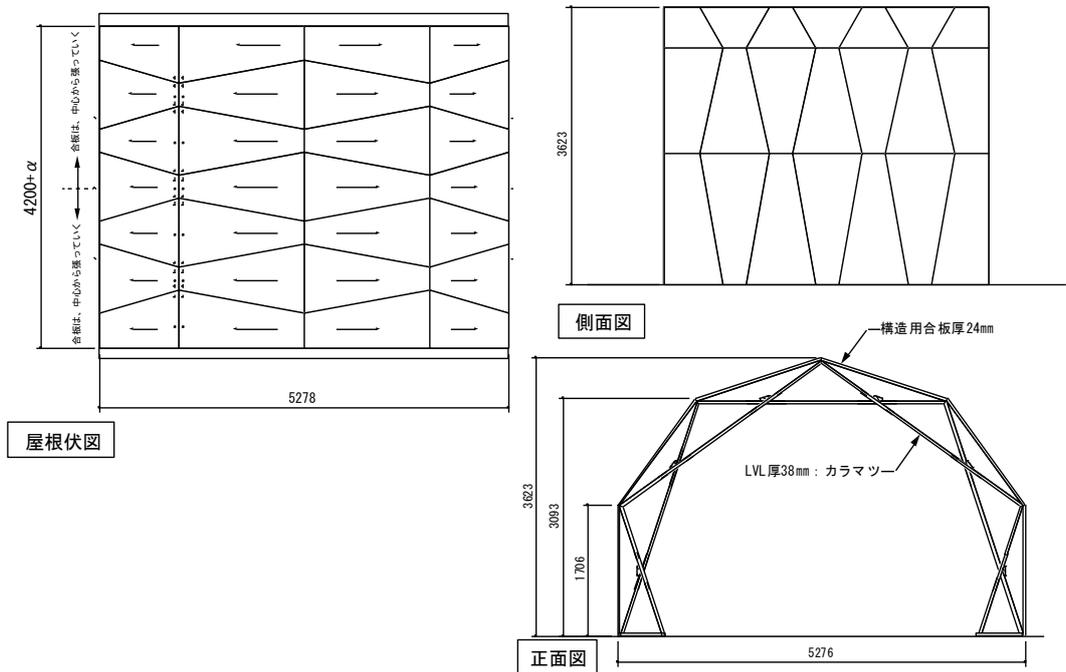


図 2.1.19 屋根伏図、正面図及び側面図 (構造用合板)

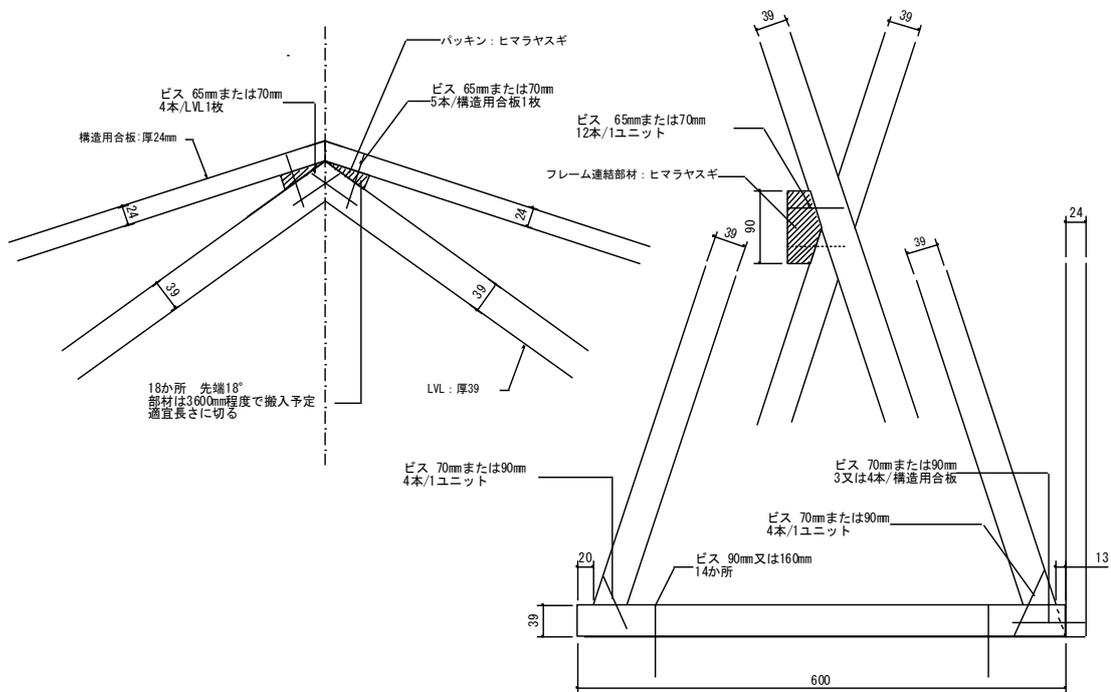


図 2.1.20 接合部詳細図

第二節 加工

仮設建築物に使用した面材は、LVL(38mm厚)と構造用合板(24mm厚)である。
LVLは、(株)キーテックの提供による。

仮設建築物のLVLと構造用合板の原板の一覧は以下のとおりである。

LVL	38 mm×600mm×3400 mm	17 本	(1.3175 m ³)	54.25kg/枚
	38 mm×600mm×1900 mm	6 本	(0.2598 m ³)	30.31kg/枚
	38 mm×600mm×5400 mm	4 本	(0.4924 m ³)	86.17kg/枚
構造用合板	厚 24mm 3×6 板	42 枚		23.85 kg/枚

各部材の寸法と形状は、図 2.2.1～図 2.2.6 に示すとおりである。
なお、スリット加工をやめたことから、スリット位置を部材に直線で記入して、
組立時には、それに部材の接点を合わせることにした。

[LVL]

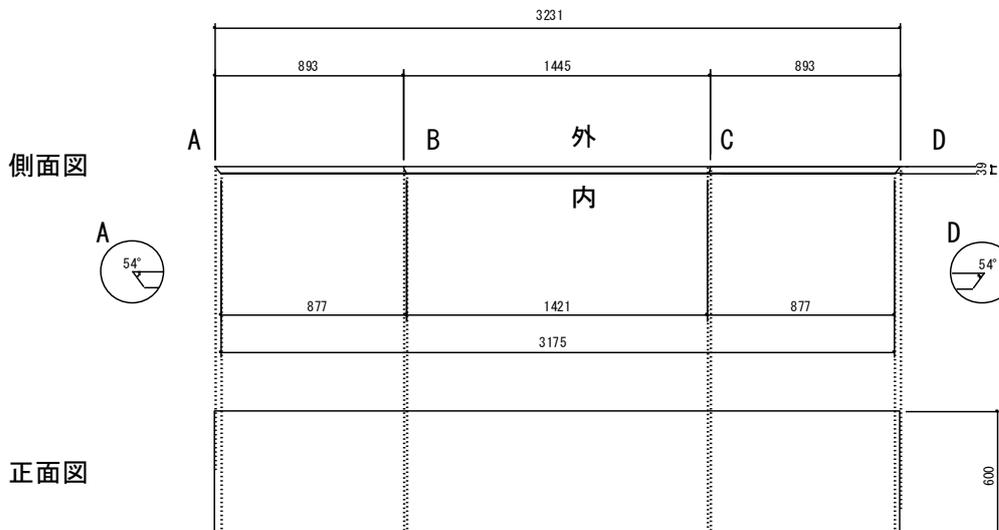


図 2.2.1 LVL 部材① 11 枚

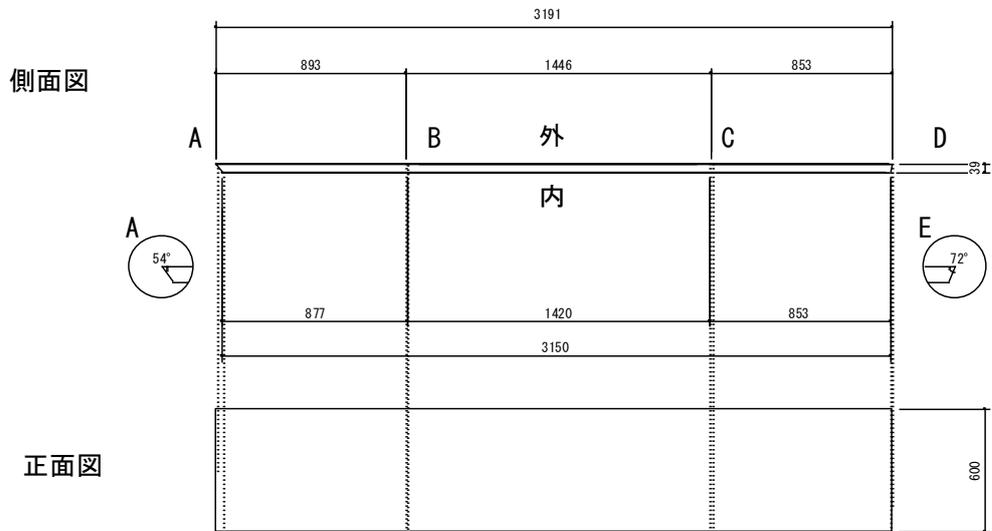


図 2.2.2 LVL 部材② 6 枚

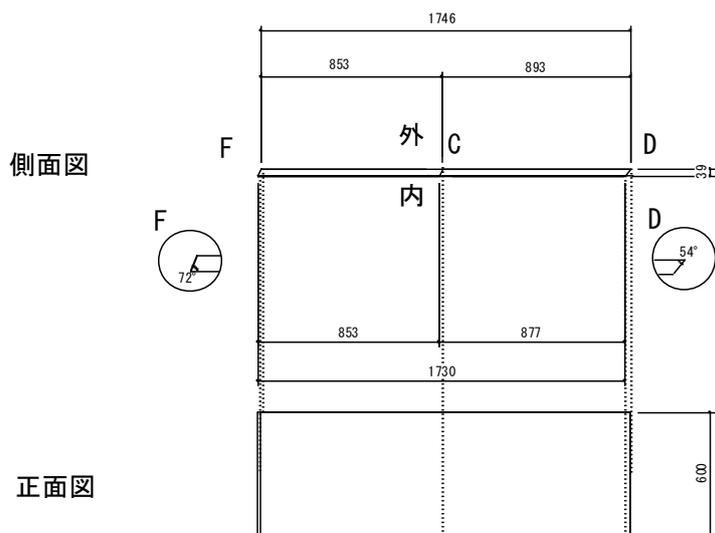
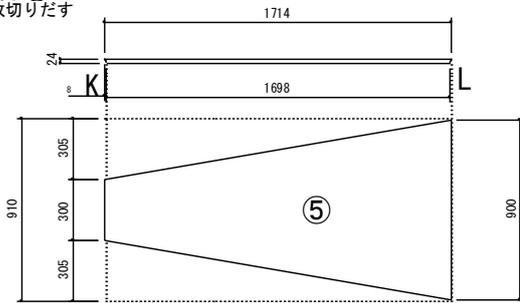


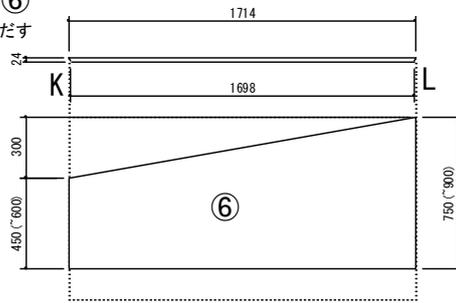
図 2.2.3 LVL 部材③ 8 枚

[構造用合板]

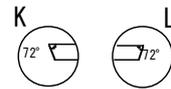
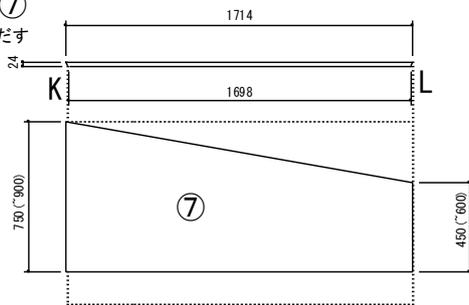
部材⑤
20枚切りだす



部材⑥
4枚切りだす



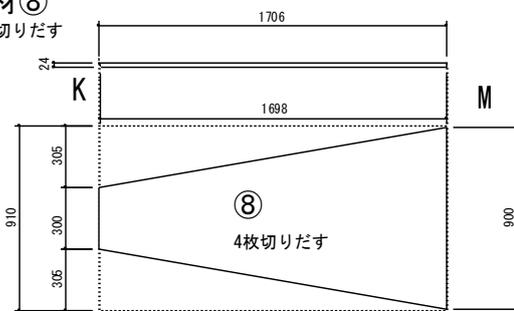
部材⑦
4枚切りだす



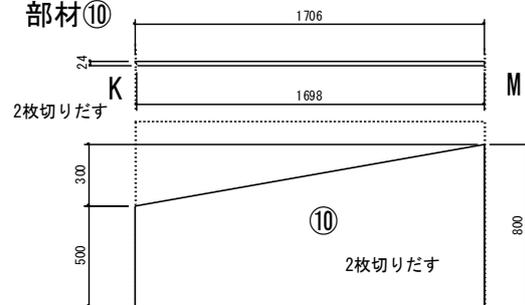
Mは直角に切り落とす

図 2.2.4 合板部材⑤, ⑥, ⑦ 枚数はそれぞれ表示

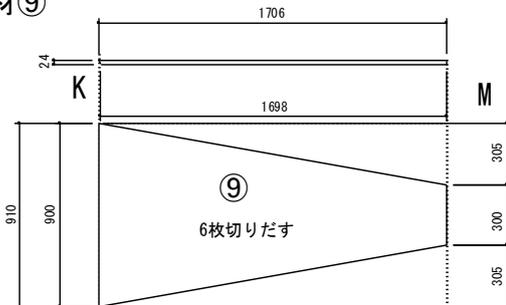
部材⑧
4枚切りだす



部材⑩
2枚切りだす



部材⑨
6枚切りだす



部材⑪
2枚切りだす

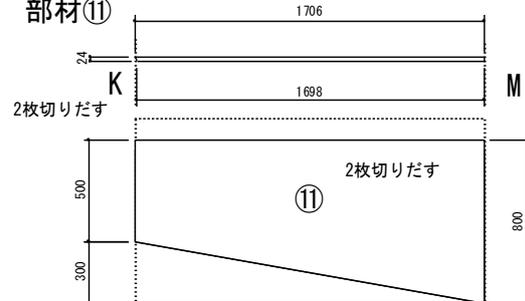


図 2.2.5 合板部材⑧, ⑨, ⑩, ⑪ 枚数はそれぞれ表示

[フレーム接続部材]

以前大学構内のヒマラヤスギを伐採して製材した際、残っていた材を用いて、以下のフレーム接続部材を製作した。

フレーム接続部材 90mm×42mm×2500mm及び3500mm各5本
材種：ヒマラヤスギ
必要長さに切って使用。(図3, 1, 25)

パッキン 材種：ヒマラヤスギ
上記軸材の端材を必要長さに切って使用。(図3, 1, 25)

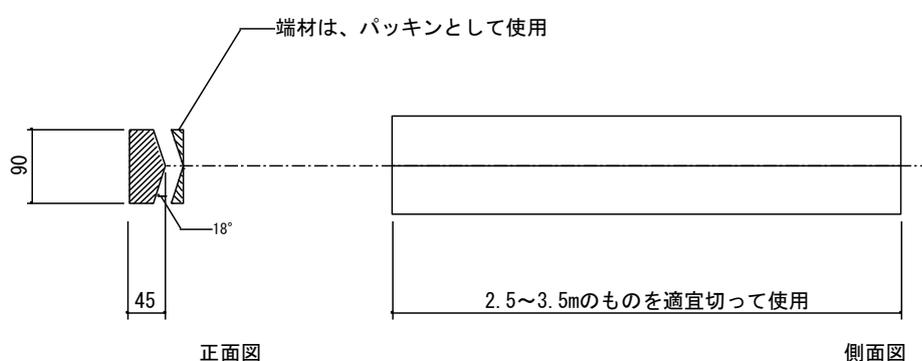


図 2.2.6 フレーム接続部材とパッキン

12月13日から、LVLと構造用合板を寸法通りに木口面を斜め(72°と54°)に切削する作業に取り掛かった。研究室のメンバーによる加工作業を12月21日まで行い(10人工)、12月23日、24日は(株)エコハウスの協力を得て、大工による加工作業(4人工)を行った。(図2.2.2, 2.2.3) LVLを連結するための軸材は、(株)矢板加工産業に加工を依頼した。

切削は、丸鋸の刃を必要な角度に切った治具にあてて角度を決め、LVLおよび構造用合板を切っていくという方法を取った。LVLの部材は、最も点数の多いもので長さ3400mm、重量約54kgであったため、ひとりで取り回すことができず、男性二人で行った。また、LVLが接着層の多い材料であり、カラマツであったため、丸鋸では、目指した角度通りに切削することは困難であった。材の途中で丸鋸の角度が大きくなったため、切削面の裏側から見ると、直線ではなく、少し膨らんだ曲線となった。ただし、材が38mm厚であったため、丸鋸の刃は、特殊なものではなく、通常の木材用のものを使用した。

研究室で切削を行った際は、治具も構造用合板でつくっていたため、直角に

切り進むのが難しかった。図 2.2.7 は、研究室のメンバーによる裁断、図 2.2.8 は大工による裁断である。



図 2.2.7



図 2.2.8

また、治具の加工作業も、LVL と構造用合板の部材を加工した際、並行して行った。図 2.2.9、図 2.2.10 は、完成した治具 1 及び治具 2 である。



図 2.2.9 治具 1



図 2.2.10 治具 2

これらの治具については、次節で詳細を述べる。

第三節 組立方の検討

[治具]

加工に先立ち、建て方の方法を検討した。組立に際しては、各フレームの角度を正確に出すことが重要だと考え、組立用の治具を考案した。図 2.3.1、図 2.3.2 はそれぞれの治具の加工図、図 2.3.3 は組立時に治具をどのように取り付けるか、検討した図である。

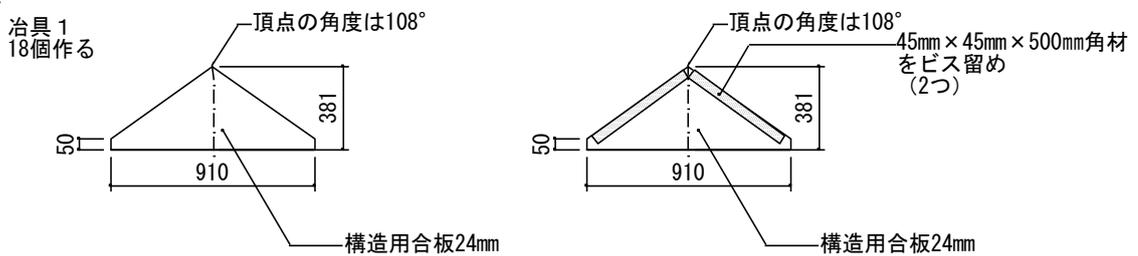
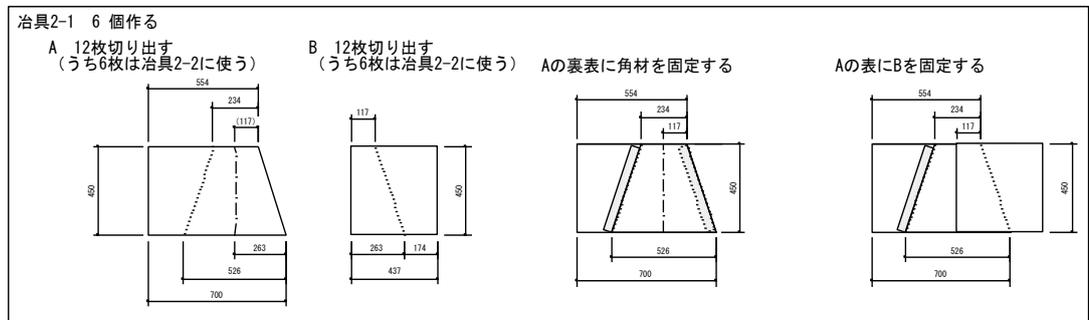


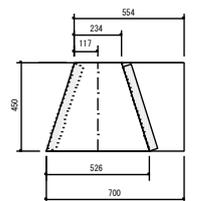
図 2.3.1 治具 1



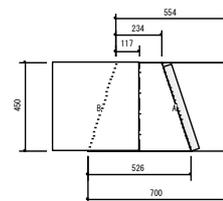
治具2-2 6個作る
(治具2-1で切り出した部材を使います。
角材を固定するとき及びAにBを固定するときに
治具2-1と逆の向きとなります。)

Aの裏表に角材を固定する

Aの表にBを固定する



※向きに注意して下さい。



※向きに注意して下さい。

図 2.3.2 治具 2

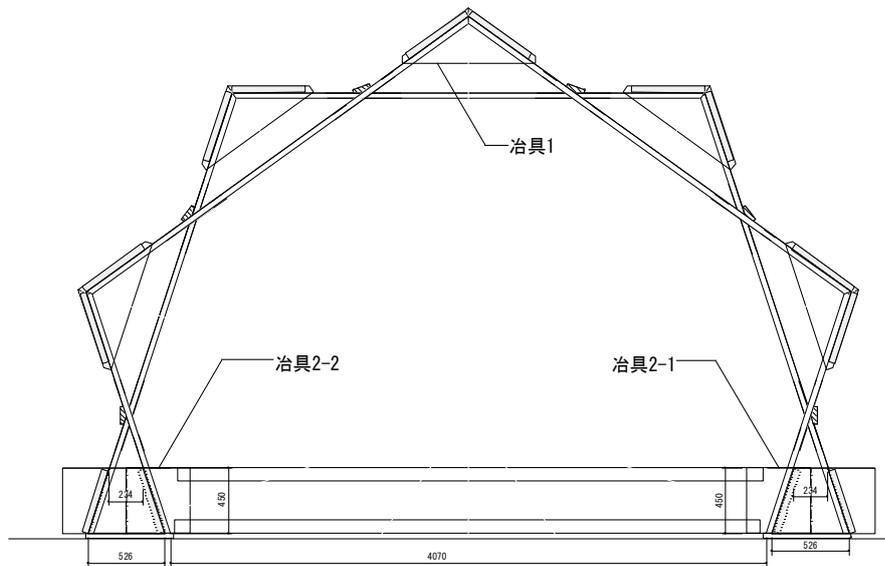


図 2.3.3 治具取付検討図

これらをもとに部材、治具ともに縮尺 1/20 の模型を作り、それらを用いて模型の建ておこしを検討した。図 2.3.4～2.3.8 では、ひとつのフレームを地面で組むことを想定した。

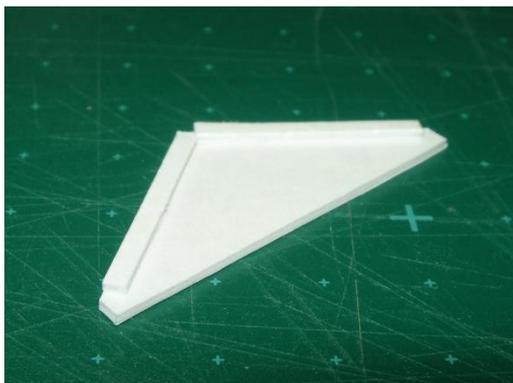


図 2.3.4 治具 1 の模型



図 2.3.5 治具 2-1 と 2-2 をつないだ模型

図 2.3.5 に示すように、治具 2 つの距離を拘束することによって、フレームの形をより正確に組むことができると考えた。

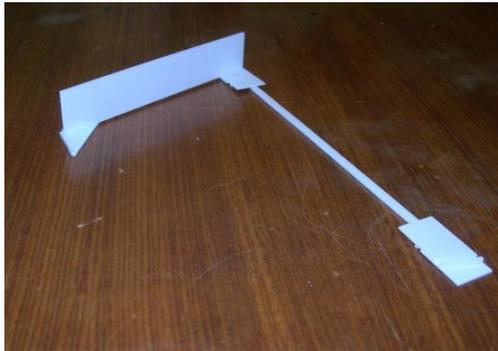


図 2.3.6 (左上)

図 2.3.7 (左下)

図 2.3.8 (右下)

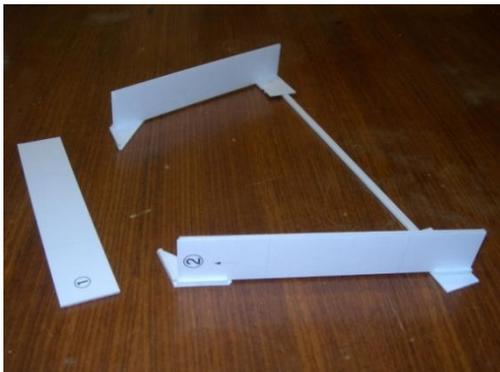


図 2.3.9



図 2.3.10

この段階では、フレームを実際にどこで組むかということまでは検討できていなかった。フレームの重量、形をどのように安定させるかによって、いくつかの組立方が考えられた。

この時点で検討していたのは、以下の3通りの組立方であった。

- ① 各フレームを地面で組んで角度を固定し、1フレームずつ建ておこす。
- ② 各フレームを地面で組んで角度を固定し、2フレームを地面で積み重ねて固定した後、合わせて建ておこす。

- ③ 各フレームを地面で組んで角度を固定し、3フレームを地面で積み重ねて固定した後、合わせて建ておこす。

この中で、図 2.3.6～2.3.10 では、①の方法を想定していた。

[敷地の条件と組立の手順]

組立場所は、1号館の東側で行うこととなった。組立作業は、加工を依頼した工務店を中心として、研究室のメンバーにも参加してもらい、行うという方針を進めた。また、重機を用いてフレームを釣り上げることができるか、敷地の条件を検討した。敷地は、前述したように、1号館の東側にあたり、樹木が多く立っている。(図 2.3.11) 敷地の上空にも樹木の枝が覆いかぶさっており、これを傷つける恐れがあることから、各フレームを重機を用いて釣り上げるのは難しいのではないかと考えられた。



図 2.3.11

これらを考慮しながら、どのように各フレームを建ておこすか、検討した。そして上述の①～③に加えて、④の可能性を検討した。改めて、4つの検討案を記す。

- ① 各フレームを地面で組んで角度を固定し、1フレームずつ建ておこす。
- ② 各フレームを地面で組んで角度を固定し、2フレームを地面で積み重ね

て固定した後、合わせて建ておこす。

- ③ 各フレームを地面で組んで角度を固定し、3フレームを地面で積み重ねて固定した後、合わせて建ておこす。
- ④ フレームは地面で組まず、建てながら組んでいく。

フレームは、1つでは安定した形とならず、重機で釣り上げることが難しいと考えられた。2つ以上組み合わせて初めて安定した形となり、最も安定するのは3フレームであると考えた。しかし、前節で触れたように、フレームを構成する部材は、それぞれ50kg程度あるため、1フレームの重量は約150kg、3つ合わせると450kgとなる。また、寸法も1.8m×3.5m×5.2mとなる。敷地の上部の枝に傷をつけずにこれを釣り上げて建ておこすことは困難と考えられた。また、敷地のまわりの地盤は平たんではあるが、地面でフレームを組むことができるほど水平であるとは言えなかった。これらの検討内容をもとに工務店と打合せの結果、④のやり方でフレームを組んでいくことにした。足場は、フレームの内側と外側に一つずつ組む方針とした。そして各部材（50kg程度）は、人力で足場の上に持ちあげる方法を取るようになった。

建物は、仮設建築物を前提としており、基礎工事は行わない。アカマツの角材（400mm×450mm×4.2m程度）を2本、土台として用いて、その上に建物を組むという方針である。

第四節 組立

建物の組立は、1/6～1/8の3日間の予定で取り組んだ。1/9は、足場解体及び作業予備日とした。結果的には、1/6～1/9までの4日間で組立の作業を行い、1/10午前、足場を解体して建物が完成した。

作業は、8:00～17:00に行った。大工による組立を中心とし、研究室有志にも作業に参加してもらって作業を進めた。

以下が、4日間の作業内容と作業人員である。

1/6 足場組立、水盛り、遣り方、1フレーム組立

午前 現場監督 2名、大工 2名、鳶職 2名、重機取扱 1名 (8:00～11:00)
研究室 3名 (10:00～12:00)

午後 現場監督 2名 (うち1名は13:45まで)、大工 2名、鳶職 2名

1/7 足場組立、7フレーム組立、接続部材留めつけ、構造用合板一部組立

午前 現場監督 1名、大工 2名、鳶職 2名 (8:00～10:10)
研究室 2名 (8:20～11:10) 5名 (11:10～12:20)

午後 現場監督 1名、大工 2名、
研究室 4名 (13:20～15:00) 3名 (15:00～16:00)

1/8 構造用合板組立、一部屋根仕上げ

午前 現場監督 1名、大工 2名
研究室 1名 (9:00～10:30)

午後 現場監督 1名、大工 2名

1/9 屋根仕上げ

午前 現場監督 1名、大工 2名

午後 現場監督 1名、大工 2名

以下、4日間の作業内容を写真と文章で説明する。(図 2.4.1～(図 2.4.63)

[一日目]



図 2.4.1
8:00 水盛り、遣り方
(監督 A、B、鳶職 2 人)



図 2.4.2
9:18 地業
(鳶職 1 人)



図 2.4.3
9:30 アカマツベンチ運び込み準備
(鳶職 2 名)
ベンチの下に引く角材の下にセメントを入れ、すべての角材が同レベルに水平に固定されるようにする。

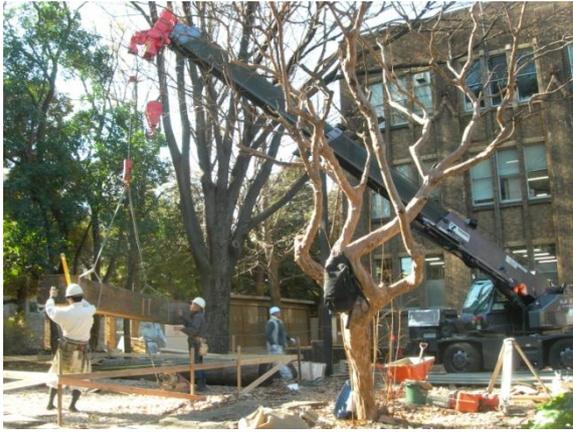


図 2.4.4
10:18 アカマツベンチ運び込み
(ラフタークレーン作業員 1 名、職人 1 名)



図 2.4.5
11:05 アカマツベンチ据え付け終了
2つのベンチの上端が同レベルで水平になるよう調整
(監督 A, B)



図 2.4.6
10:00~12:00
部材及び治具運び込み
(大工 A, B、研究室 3 人で 4 t トラックに積み込み及び積み下ろし 3 回)



図 2.4.7
14:00 土台の LVL2 枚が同レベルで水平になるよう調整、その後、ビス(パネリード 90mm14 本/LVL1 枚)で固定する。
(大工 A, B)



図 2.4.8
16:00 治具 2 取付、一番北側から 2 つ目のフレームから始める。
(大工 A, B)



図 2.4.9
治具 2 は 2 個取付けて始める。
(大工 A, B)



図 2.4.10
部材 2 を土台の LVL にビス止めする。(ネダノット 70mm4 本) 治具 2 に部材 2 をビスで仮止めする。治具 2 に取り付けている間は、足場の上の一人が LVL を支えているが、取付終わると、部材 2 は自立している。
(大工 A, B+鳶職 1 人)



図 2.4.11
もう一方の土台に部材 2 をビス止めする。(ネダノット 70mm 4 本) 治具 2 に部材 2 をビスで仮止めする。(大工 A, B+鳶職 1 人)



図 2.4.12

16:22 2つの部材2が治具2に固定され、自立する。
部材2の先端に治具Bをビスで仮止めする。
(大工2人+鳶職1人)



図 2.4.13

16:30 部材1を治具1にビスで仮止めする。その後、部材1と部材2をビス止めする。(ネダノット70mm 4本)
(大工A,B+鳶職1人)



図 2.4.14

部材1を治具1にビスで仮止めするとき、ビスは建物の外側から施工する必要があり、足場の高さが十分でなかった。
(ビス止め:大工A
材の持ち上げ:大工B、監督1人、鳶職1人、研究室1人)



図 2.4.15

部材1が固定されるまで、4人が材を下から持ち上げていた。足場が低いため、頭上高く材を持ち上げなければならない。1フレーム組み上げて、この日の作業は終了した。大工は、1フレームのみでは安定しないと考え、仮筋交いを2本入れた。しかし、風が吹いてもフレームはほとんどゆれなかった。
(ビス止め:大工A 材の持ち上げ:大工B、監督1人、鳶職1人、研究室1人)

[二日目]



図 2.4.16

8:20 部材3を土台のLVLにビス(ネダノット70mm 4本)で固定した後、治具2に次のフレームの部材3をビスで仮止めする。
(大工A,B)



図 2.4.17 上写真で取り付けた部材3に治具2を取り付ける。
(ビス止め:大工B)



図 2.4.18

9:00 部材3の先端に治具1を取り付け、頂部のLVLを運ぶ。
(ビス止め:大工A、材量運び上げ:大工1人、蔦職1人、研究室1人)



図 2.4.19 部材 1 を運び上げる。下で 3 人が持ち上げ、足場の上で 1 人が受け取る。50kg ある材を持ち上げる作業は、3 人で取り組んでも力がある。

この時、1 つ目のフレームには治具 1 が両側から取り付けられていた。

(材量運び上げ：大工 B、鳶職 1 人、研究室 1



図 2.4.20 反対側の部材 1 も運び上げて、部材 2 に取り付けられた治具 1 を手掛かりにビスでつなぎ合わせていく。(ネダノット 70mm 4 本) このときも、部材 1 をななめに支えるのには、かなりの力がある。

(ビス止め：大工 B 材量運び上げ：鳶職 1 人、研究室 1 人、監督 B)



図 2.4.19 部材 1 を 2 つつなげ、頂部で治具 2 を取り付けて固定した後、ビス止めする。(ネダノット 70mm 4 本)

(ビス止め：大工 A、材量運び上げ：大工 B、鳶職 1 人、監督 B)



図 2.4.20 部材 1 が 2 つつながって固定されるまでは、つかえ棒をしたり、3 人が部材 1 の下から材を持ち上げたりして材の位置を決める。材が重く、持ち上げるのは 3 人がかりとなった。

(ビス止め：大工 A、材量持ち上げ：大工 B、鳶職 1 人、監督 B)



図 2.4.21 部材 1 の頂部をビス止めする際も、上からの施工となり、足場の上に脚立を置いて対応した。高所での不安定な作業とならないよう、足場の高さをあと 50 cm 高くするとよいとの大工の意見だった。

(ビス止め：大工 A、材量持ち上げ：大工 B、監督 B)



図 2.4.22 隣のフレームと位置を合わせてビスで木口を斜めに仮止めする。五角形のフレームは、自重で下がっており、足で支えて持ち上げながら作業する。

(ビス止め：大工 A、材量持ち上げ：大工 B、監督 B)



図 2.4.23 隣のフレームの部材 1 も自重で垂れ下がっているのを、フレームの下から持ち上げながら、2 フレームをビスで仮止めしていく。

(ビス止め：大工 A、材量持ち上げ：大工 B、鳶職 1 人)



図 2.4.24 隣のフレームと位置を合わせてビスで木口を斜めに仮止めする。五角形のフレームは、自重で下がっており、足でけり上げるように支えて持ち上げながら作業する。各部材には二つの材の交点を示す直線が引かれている。それらを合わせながらお互いに声をかけあい、持ち上げる塩梅を調整して作業を進めた。

(ビス止め：大工 B、材量持ち上げ：大工 A、鳶職 1 人)



図 2.4.25 隣のフレームと位置を合わせてビスで木口を斜めに仮止めする。フレームの下から、部材1を持ち上げながらの作業となる。
(ビス止め：大工B、材量持ち上げ：鳶職1人)



図 2.4.26
10:00 フレームの頂部をビスで固定する。
(ネダノット 70mm 4本)
(ビス止め：大工B、材量持ち上げ：鳶職1人)



図 2.4.27 隣のフレームとの位置調整のため、受材を作ったためす。



図 2.4.28
受材を手掛かりにフレームの接合位置を決める。



図 2.4.29 上記と同じ位置を上から見たところ。



図 2.4.30
11:00 上記と同じ位置を斜め前から見たところ。フレームの下で一人がフレームを持ち上げ、左の一人がフレームを押している。
(ビス止め: 大工 A、フレーム持ち上げ: 大工



図 2.4.31
フレームをたてる前に受材をつけておいた方がよいか検討する。



図 2.4.32
12:00 3 フレーム目を組む。このフレームから、作業人数が増える。一つ一つ組立ながら正確な位置調整をしながら組み立てるのではなく、フレームをまず組み上げ、その後に位置調整をすることに方針を変更する。
(ビス止め: 大工 B, LVL を支える: 大工 A、監督 B, 研究室 2 人)



図 2.4.33

3 フレーム目をたて終える。図 3, 4, 31 の受け材は使用しない。ここまでの、午前の作業は終了。



図 2.4.34

14:00 4 フレーム目を組み立てる。治具 1 は一部付けずに施工している。



図 2.4.35

フレーム頂部をビス止めする。(ネダノット 70mm 4本)
(ビス止め: 大工 A、LVL を支える: 研究室 1)



図 2.4.36

14:35 4 フレーム組立完成。まだ、隣のフレームとの位置調整は行っていない。



図 2.4.37

5 フレーム目を組立てる。治具 2 は用いず、部材 1 を 3 人で支えて、部材 2 と直接ビスで留めつける。(ネダノット 70mm 4 本)それぞれが、かなり長い間同じ姿勢で支えなければならない。



図 2.4.38

5 フレーム目のビス止めの様子。ビスをフレームの間隙から施工している。(ネダノット 70mm 4 本)また、上からの施工のため、作業がとてもしづらい。

(ビス止め：大工 A, LVL を支える：監督 B, 大



図 2.4.39

5 フレーム目のビス止めの様子。(ネダノット 70mm 4 本)大工 A が隣のフレームに乗って、ビスを留めている。足場が非常に悪い。

(ビス止め：大工 A, LVL を支える：監督 B, 大工 B、研究室 1 人)



図 2.4.40

5 フレーム目を組み上げた段階で、土台の LVL を必要長さに切りそろえる。長さはちょうど 4.2m だった。

(大工 A)



図 2.4.41
15:00 7フレーム目を組む。
(大工A)



図 2.4.42
組んだフレームの位置調整を行いながら、隣のフレームとビスで仮止めしていく。



図 2.4.42
16:00 接続部材をビス止めしていく。(ネダノット 70mm 3本/フレーム) 接続部材は、下の方から固定していく。
(仮止め: 大工A, ビス留め: 研究室2人)



図 2.4.43
隣のフレームとの位置調整を並行して行う。隣のフレームとの間にななめにビスで仮止めする。
斜めの材どうしを留めつける作業の足場が不安定である。見えないが、内側の足場からも、LVLを支えて持ちあげているはずである。
(ビス留め: 大工B, 材を支える: 見えないた)



図 2.4.44

隣のフレームとの位置調整を並行して行う。フレームは自重で下がっているため、棒で突っ張ったり、足で突っ張ったりして、フレームを持ち上げながら位置を調整する。何度も位置を調整し直し、力を込めて角度のちがう二つのフレームの材を 分担して持ち上げ、支え続ける。

(ビス留め：大工 B, 材を支える：大工 A、監督 B)



図 2.4.45

フレーム接続部材を上の方にもビス止めする。(ネダノット 70mm 3本/フレーム)この段階では、LVL の位置調整は終わっているため、作業はひとりで行っている。

(大工 A)



図 2.4.46

フレーム接続部材をすべて取付終わったら、治具 2 を取り外し始める。

(大工 B)



図 2.4.47

16:40 治具 2 を取り外したところ。ここまでで、LVL のフレームの施工は終了した。



図 2.4.48

構造用合板を取り付ける準備。LVL との接点に断面がくさび状の材をパッキンとしてとりつける。



図 2.4.49

17:00 構造用合板を 1 枚取り付けたところ。
ビス止め(ネダノット 70mm 5 本/枚)
この日の作業はここまでで終了した。

[3日目] この日より、作業は大工2人と監督1人のみで行ったため、作業者は記さない。



図 2.4.50

8:00 構造用合板は、建物の桁行き中央部、下から施工することとした。1段が終わり、2段目にさしかかったところ。



図 2.4.51

9:00 パッキンをあてにして構造用合板を張り上げているところ。



図 2.4.52

構造用合板は、LVLの2フレームをつなげるように施工する。(ビス止め：ネダノット70mm 5本/枚)



図 2.4.53
構造用合板を LVL にビスで固定する。(ネダノット 70mm 5本/枚)



図 2.4.54
10:00 構造用合板を下から張り上げていったため、棟で隙間が生じた。下から張り上げると施工しやすいと考えたが、逃げを取るためには、上からの施工とし、最下段の部材を長めに加工して、施工後に切りそろえる方がよかった。



図 2.4.55
棟の隙間は、大きいもので 5mm 巾程度となった。棟に隙間が集中しないよう調整したので、棟以外の部分でも、2~3mm 巾程度の隙間が生じた。



図 2.4.56
棟の隙間は、大きいもので 5mm 巾程度となった。棟に隙間が集中しないよう調整したので、棟以外の部分でも、2~3mm 巾程度の隙間が生じた。

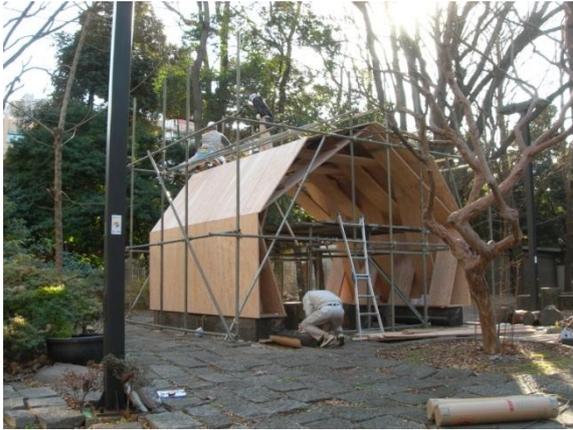


図 2.4.57

14:00 構造用合板をすべて張り終える。
(ネダノット 70mm 5本/枚)



図 2.4.58

構造用合板のけらばをそろえて、丸鋸で切り
おとす。



図 2.4.59

構造体の完成。



図 2.4.60

17:00 屋根仕上げに一部とりかかる。構造
用合板を塩化ビニールの波板でおおう。ここ
までで、この日の作業は終了。

[4日目]



図 2.4.61

8:00 けらばは構造用合板の隙間が目立つため、一か所、ノミで削り取り、調整して張り直す。



図 2.4.62

塩化ビニールの波板を張り上げていく。



図 2.4.63

16:00 建物の完成。

第五節 評価と課題

前節では、仮設建築物の組立を時間ごとに記録した。本節では、加工、組立について評価する。評価方法は、各作業の様子を観察によるほか、加工業者や大工からの聞き取り及び出来上がった建物の実測による。そしてそれらを通して、LVL や合板を面材として建築物に用いた時及び仮設建築物を組み立てる上での設計上の課題をあげた。また、建物をモデル化して構造解析することにより、接合部の検定を行った。

[加工]

① 裁断

この仮設建築物は、第二章の五月祭での仮設建築物のテーマ、面材にスリット加工することによる嵌合接合を応用したいと設計を始めたものであった。しかし、(図 1.6.3 亀裂の入った部分 a 参照) に示す通り、五月祭の仮設建築物では深くスリット加工されている部分で材が破損したことから、設計途中で LVL 端部の嵌合接合を突き付けでの接合に変更した。この結果、各フレームの短辺は留めで納めることになったため、角度の正確さが必要となった。しかし、加工の段階で留めの角度を正確に裁断することは思った以上に難しかった。加工した大工によると、LVL を裁断する際、丸鋸の刃の角度が途中で大きくなりがちだったということである。そのせいで、LVL の裏面での裁断線が真中あたりで膨らんでしまい、直線での裁断がやりにくかったとのことである。(図 2.5.1) そのため、木口の角度を正確に加工することが難しかった。図 2.5.2 は、裁断後の LVL と裁断時に角度を合わせた治具を合わせて、角度を確認しているところである。

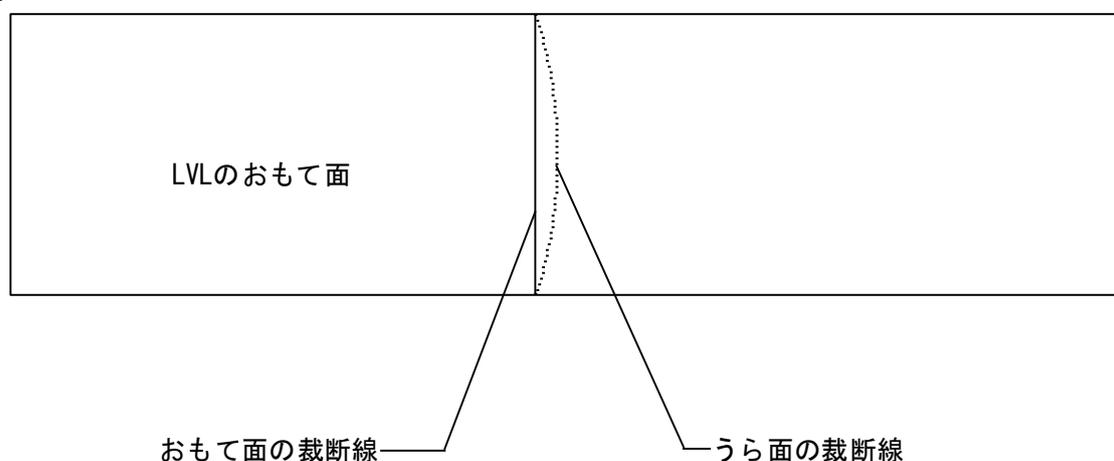


図 2.5.1

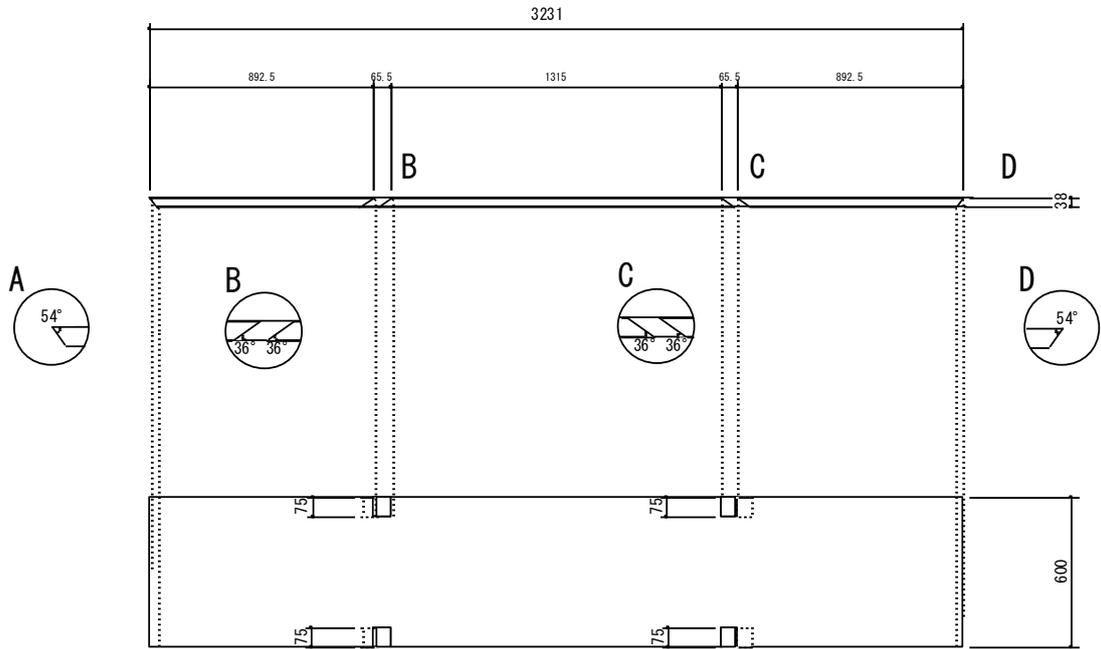


図 2.5.2

② スリット接合

実際の LVL の材を見るまでは、前述のとおり、材の途中にもスリット加工をする予定だった。しかし、接続部材の加工を依頼した加工業者によると、材面に対して垂直であれば、スリット加工も不可能ではないが、斜めのスリット加工は非常に困難だとのことだった。例えば部材①を例にとって記述する。図 2.5.3 は、部材①にスリット加工をするよう、設計していた時の加工図である。この図の上の方に描かれている、「部材①側面図」は、LVL を木口面からみた図であり、B,C がスリット加工部分を拡大した図である。また、図の下の方に描かれているのは、部材①をおもて面からみた図で、75 mm の深さでスリット加工を予定していたことが分かる。この加工の難しい部分を図 2.5.4 に示す。まず、斜め 36° に加工すると、先端部分で部材が破損する可能性が高い。加工時には、破損しなくても、組立時に破損する可能性が考えられる。次に、点線で囲んだ部分は、LVL の材面に対して垂直に裁断する必要があるが、LVL おもての裁断線と裏の裁断線がずれているため、これらのスリットを破損せずに加工することが難しい。例えば、図 2.5.5 のように、材面に対して垂直のスリットであれば、表裏の裁断線が同じ位置にあるため、このようなことは起こらない。

部材①側面図



部材①正面図

図 2.5.3

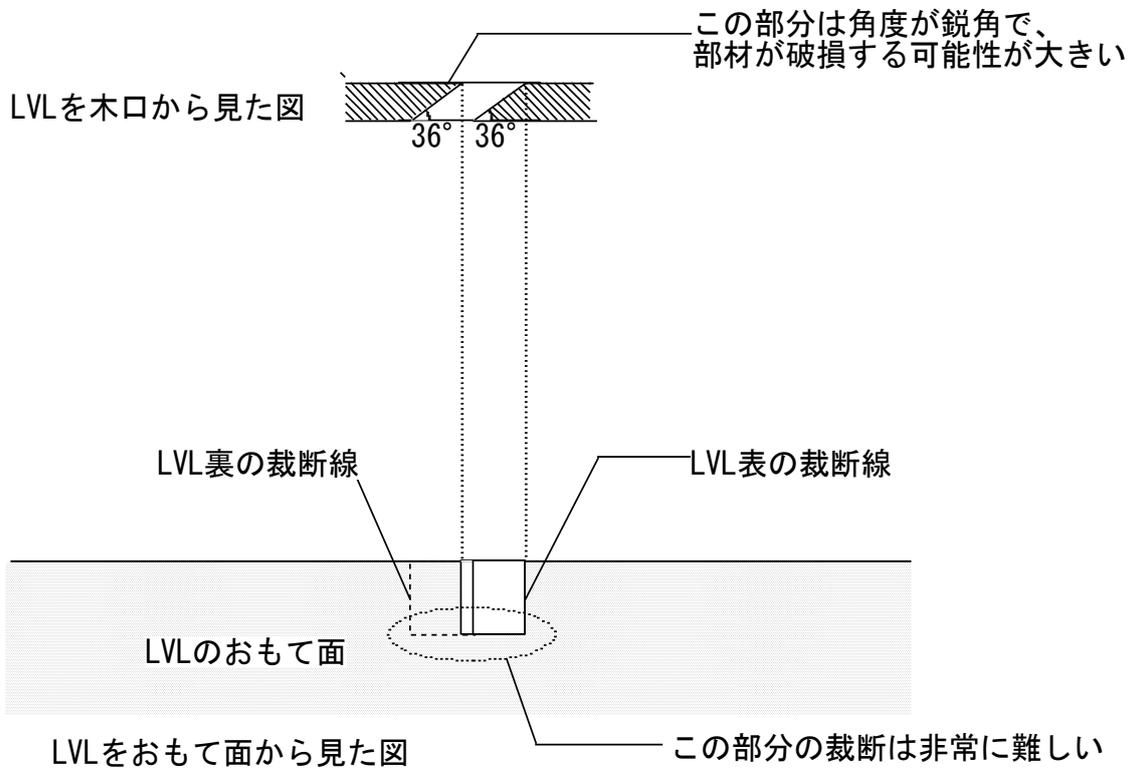


図 2.5.4

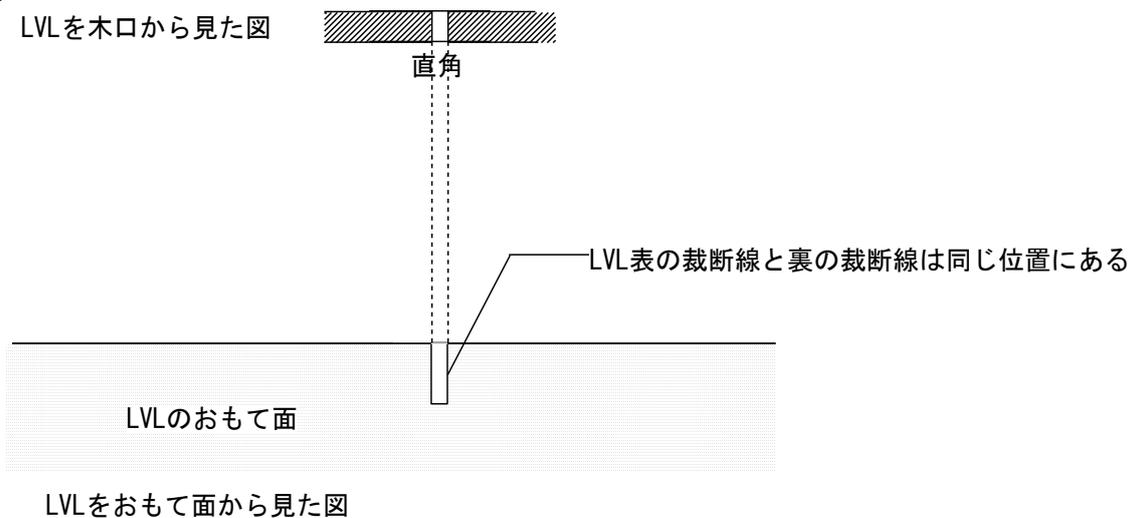


図 2.5.5

五月祭の 12mm 構造用合板と比べると、今回使用した LVL 材は厚さが 3 倍程度である。厚 12mm でも材を斜めに切った場合、表面と裏面の位置のずれのために加工が難しかったが、厚 38 mm になると、ずれが、より大きくなり、加工が難しくなる。材の厚さ、材種も含めて、今回使用した LVL の加工性への理解が不足していた。

③ 材料の取り回し

面材であることから、保管場所は小さくできる形だった。これは、五月祭の仮設建築物と同様である。加工済みの LVL と構造用合板は下記のとおりである。

LVL	38 mm × 600mm × 3231 mm	11 枚
	38 mm × 600mm × 3191 mm	6 枚
	38 mm × 600mm × 1746 mm	8 枚
	38 mm × 600mm × 4200 mm	2 枚
構造用合板	厚 24mm 台形 長辺 900 mm、短辺 300 mm、高さ 1714 mm	20 枚
	厚 24mm 台形 長辺 900 mm、短辺 300 mm、高さ 1706 mm	10 枚
	厚 24mm 台形 長辺 900 mm、短辺 750 mm、高さ 1714 mm	8 枚
	厚 24mm 台形 長辺 900 mm、短辺 750 mm、高さ 1706 mm	4 枚

しかし、各部材の重量、大きさの点から考えると、取り回しがよい部材寸法とは言えなかった。一般に住宅に用いられる柱材（スギ：105 mm×105 mm×3m）が11kg程度だが、LVLの部材は約50kgである。長さも、大部分は3.2mであったため、加工の際は、少なくとも男性2人で運ぶ必要があった。

[組立]

① 足場

組立を始める前の打合せで、足場は建物の内側と外側に作るということは決まっていたが、内側の足場をどのくらいの高さにするか、外の足場の形をどのようなものにするかは現場で組立の作業を進めながら決めていった。図3.4.21で述べたが、内側の足場が50 cmほど低すぎたため、作業性がよくなった。また、建物の形が四角くないため、外側の足場は何度か角度を変えてかけ直した。鳶職と大工で打合せながら、足場の形を決めていった。図2.5.6では、建物内部の足場の上に脚立を置いている。また、外部の足場は、勾配のあるものになっている。この勾配は、当初、五角形のフレームに合わせてもっと急にしていたが、構造用合板を張ったときの勾配を考慮して、写真の勾配にかけ直した。



図 2.5.6

② 治具

組立に際しては前述のとおり、治具1（図2.5.7）及び治具2（図2.5.8）を用いた。



図 2.5.7 治具1



図 2.5.8 治具2

図2.5.9, 図2.5.11に治具1及び治具2の使用予定箇所と実際に使用した箇所を図示する。治具2は、図3.5.9の配置図に示すように、土台のLVLの上に設置していった。図2.5.10は、組立時の写真である。太線が治具2である。最初に設置したのは点線で囲んだ4つである。これに一つ目のフレームを仮止めして建て、そのあとは、フレームを建てる度に治具1を設置していった。治具1は、使用予定箇所と実際に使用した箇所は同じであった。図2.5.10は組立時の写真である。治具1が各フレーム間（脚部）にあつて、フレームの角度を拘束しているのが見える。

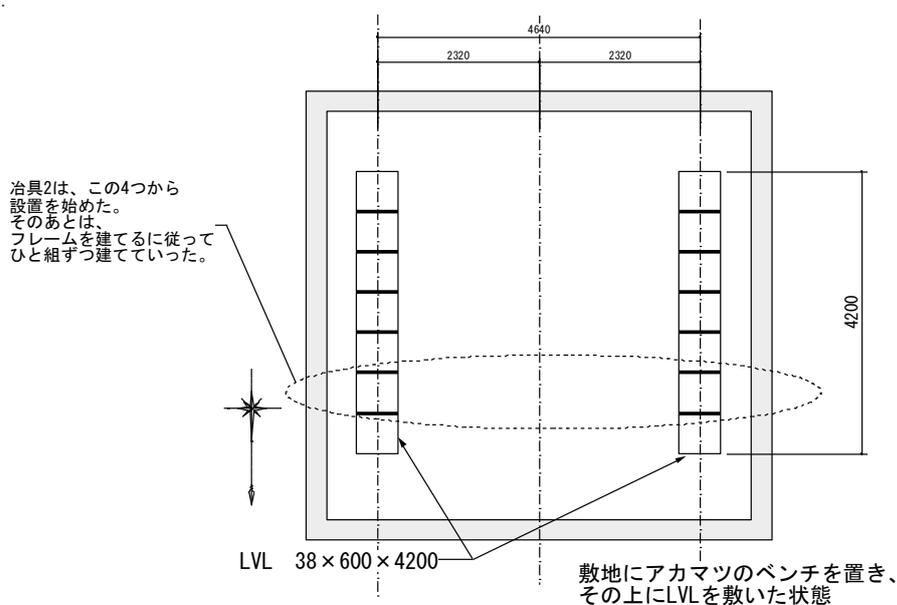


図 2.5.9 配置図（アカマツベンチを設置し、その上にLVLを敷いた状態）

治具 2 は、LVL の角度を拘束するために非常に有効だった。図 2.5.10 は組立時の写真である。今回は、この治具に LVL の部材②及び部材③をたてて、フレームは空中で人力で組み上げていくという方法を取ったが、部材が 50kg あるため、この方法では建てるのに大人数が部材を支えていなければならない。部材をビスで留めつけるまで、3 人が部材の下で支え続けるという方法を取った。大工によると、治具 1 を所定の場所（図 2.5.9 配置図に示した箇所）にあらかじめ建てておいて、各フレームは地面で組立ててから、レッカーで釣り上げて治具 1 にはめ込むというやり方で建てた方がよかったのではないかとのことである。この方法を今回試さなかったのは、1 フレームを組み立てた段階でどれだけ安定するか、わからなかったからだが、今回組み立ててみて、1 フレーム組みあがった状態でもレッカーで持ち上げる程度には十分安定していることが分かった。今後、組立を行うことがある場合は、このやり方を試してみたい。



図 2.5.10

治具 1 に関しては、使用を予定していた箇所と実際に使用した箇所に食い違いがある。図 2.5.10 では、治具 1 を LVL の部材端部に固定して、LVL の各フレームの角度を拘束している様子が分かる。図 2.5.11 は、LVL のフレームを組み立てた状態での屋根伏図である。治具 1 は使用を予定していた箇所より実際に使った箇所が少なかった。太線（点線）で使用を予定していた箇所、太線（実線）で実際に使用した箇所を示す。なお、まるで囲っている部分は使用予定ではなかったのに、実際には使用した箇所である。これは、最初のフレームを組み立てた時に使用した部分で、フレームをより安定させるために、フレームの両側から挟み込むように治具 1 を使用したものである。治具 1 は全ての部材に取り付けた方が精度があがったが、時間的な制約があったため、精度よりもスピードを優先した。大工によると、角度を拘束するためには、やはりすべての場所に取り付けることが理想的であったとのことである。

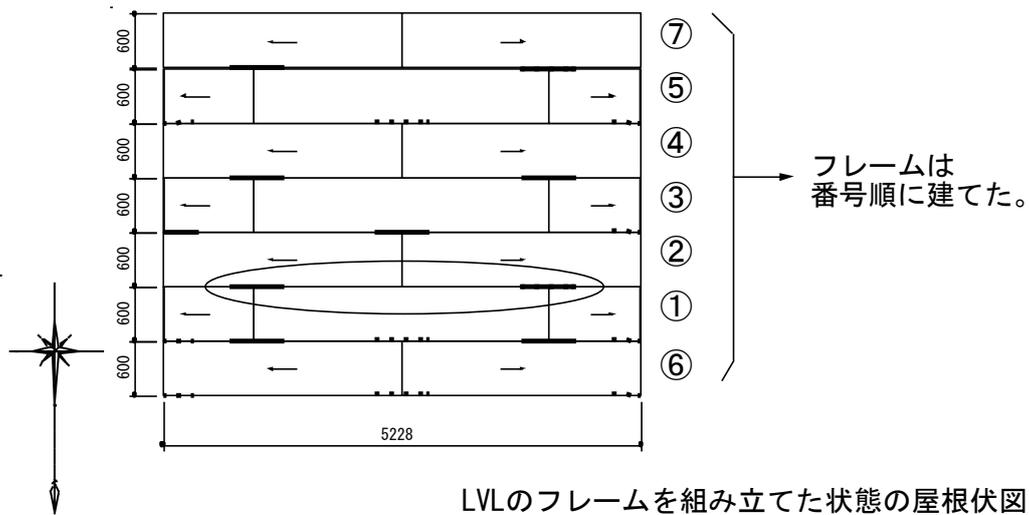


図 2.5.11

③ 建物の各部の寸法

LVLのフレームを組み終わった段階で、建物の主要な部分の寸法を実測した。実測したのは、図 2.5.11 のフレーム⑥の北側及びフレーム⑦の南側である。実測した場所を図 2.5.12 に示す。カッコの前の数字が設計寸法、カッコの中が実測値（⑥、⑦はフレーム⑥及び⑦をあらわす。）である。また、建物の奥行き方向（600mm×7フレーム分）の寸法は、4.2mちょうどであった。

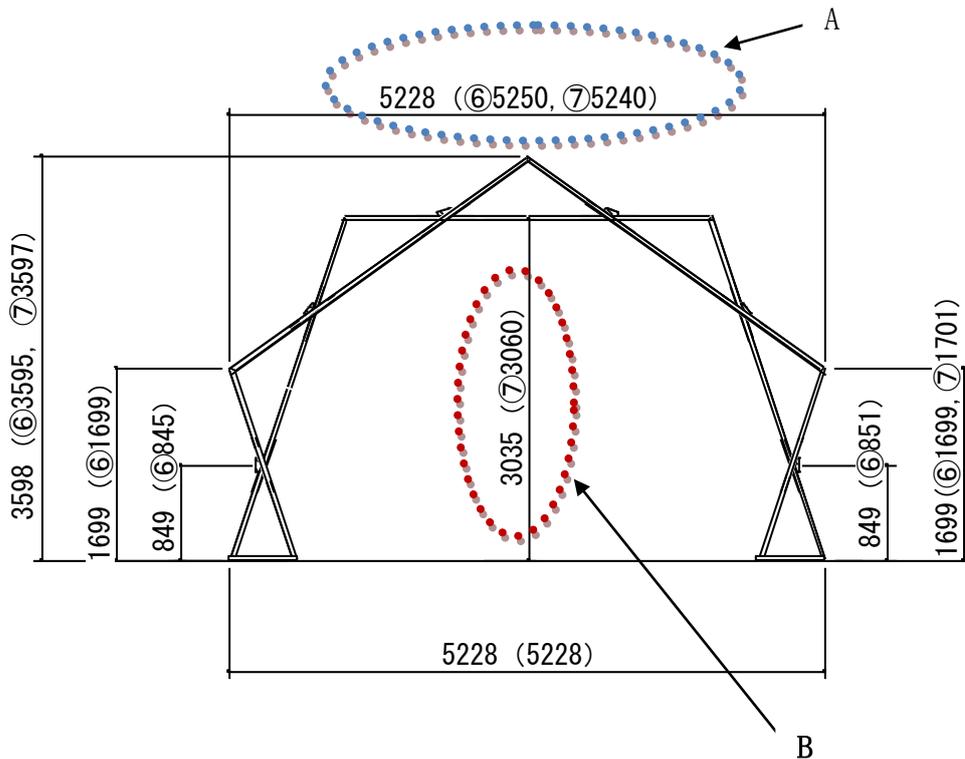


図 2.5.12

この実測値を見ると点線で囲んだ部分で、設計時の寸法と施工時の寸法に差がみられる。上の点線(A)では、設計寸法に比べて、12mm~22mm大きくなっており、フレーム頂部の2つの部材の自重で、フレーム全体がたわんだ可能性があると考えられる。しかし、フレーム頂部の高さは、ほとんど誤差がない。また、下の点線(B)では、フレームが設計寸法より25mm大きくなっている。もう一つのフレーム(部材が4つある方)がたわんだことにより、部材が3つの方のフレームの部材②が設計時の角度より、垂直に近くなったため、結果的に部材1の位置が高くなったのではないかと考えられる。図2.5.13の太点線のような形になったのではないかと考えた。しかし、フレーム間の接点での誤差を実測することができなかつたため、正確に判断することができない。

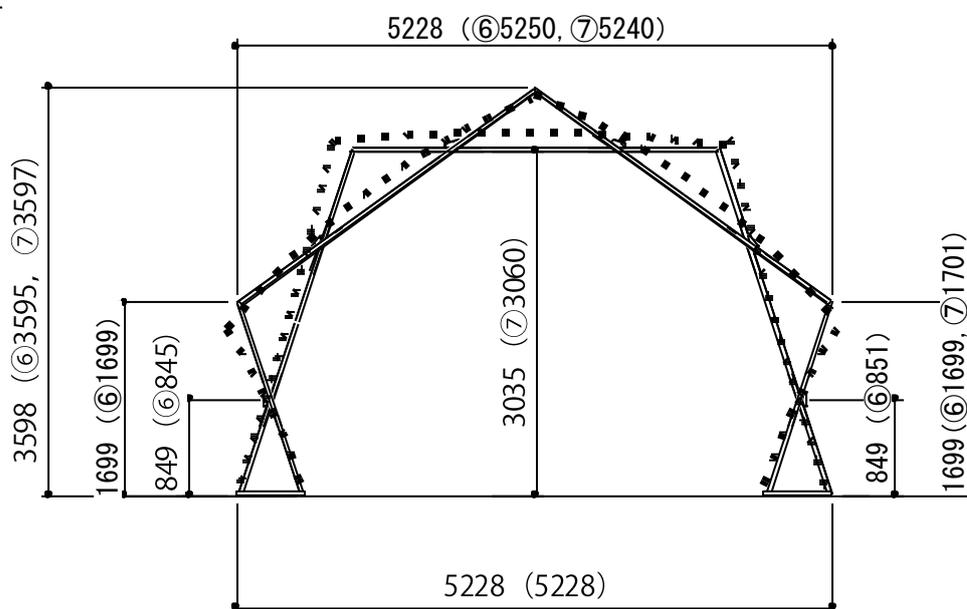


図 2.5.13

[設計への課題]

① LVL 端部

この仮設建築物では、同一フレーム内のLVL同士の接合は、すべて留めにしたため、組立の段階になって、留めをぴったりと納めるのに大変手間取った。組立に携わった大工は、LVL同士の接合部分の加工について、めち入れにする方法があったのではないかと意見だった。「めち入れ」は、図2.5.14のように、LVLの材端の一部を加工することを指していたと理解している。斜め裁断だけでも手間取った加工をこれ以上複雑にすることは望ましくないことは、加工に携わった大工が一番感じていることに違いない。それでも「めち入れ」という言

葉が出たということは、何らかの仕口によって、2材の位置関係を拘束したいということではなかったかと理解した。これに代わる仕口を材料の加工を複雑にしないで作るには、どうしたらよいか、具体的な検討はこれからの課題となる。

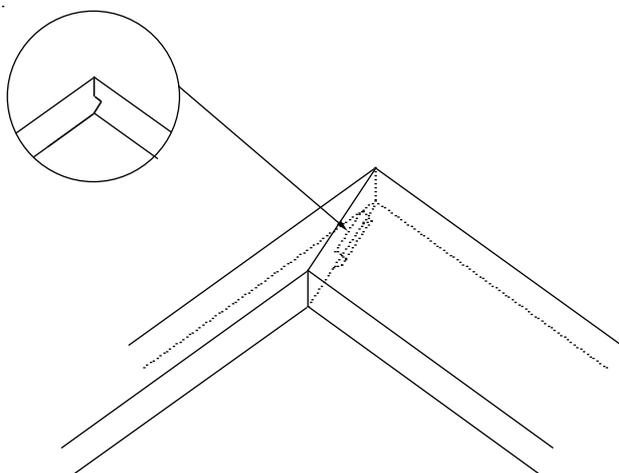


図 5.2.14

② スリット接合

隣り合う LVL のフレームどうしの接合部に関しても、スリット接合を取りやめた後、仕口に替わるものが設計されていなかったため、組立の現場で大工から「どこまでの精度が必要なのか」という質問をたびたび受けた。嵌合による接合部がなくなったことで、施工時にどこまでの精度を狙えばよいのか、つかみにくくなった。大工が現場で受材を作ってフレームどうしを合わせようとしていたことから、なにか、2材を合わせる基準になるものを作るべきだったと考えている。設計時に受材を設けなかったのは、建物内部から受材が見えることが意匠上好ましくなかったからである。しかし、建物完成時には取り払えるようなもので、位置決めの際にだけ使える治具を用いて、隣り合うフレームどうしを嵌合させるという方法を取った方が、施工上は望ましかった。

[構造解析]

ここでは、仮設建築物のモデル化による、接合部の検定を行った。
解析には、Midas/Gen を用いた。検定は次の2つの方法で行うこととした。

- ① フレームの材端及び部材同士の節点を全てピンと仮定してトラスとして解析する。
- ② LVL の通し材を考慮に入れて、接合部にバネを入れて解析する。

今回解析する仮設建築物は、LVL が通し材であり、全ての接合部をピンとして仮定するべきではない。そのため、②の方法でのモデル化で実際上の変形と部材の曲げを評価することがのぞましいが、優先順位として、まず、構造物の破壊に直結する接合部の安全性の検証のために①の検証を行った。

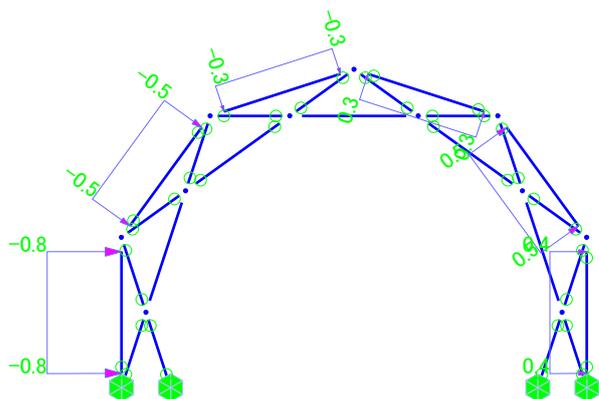


図 5. 2. 15

図 5. 2. 15 に示すように、仮設建築物をモデル化し、LVL のフレーム(桁行 600m) 二つ分をひと組みとして、桁行 1200mm 分の建物の自重と、風圧力について、各部材の軸力を計算した。計算結果を図 5. 2. 16 に示す。LVL の部材に生じた軸力のうち最大のものは、丸(実線)で囲んだ部材である。また、構造用合板の部材に生じた軸力のうち最大のものは丸(点線)で囲んだ部材である。それらの部材の端部、A 点と B 点において以下の接合部の検定を行った。

- (1) A 点 : LVL 同士をつなぐビスの検定
- (2) A 点 : 構造用合板どうしをつなぐビスの検定
- (3) B 点 : LVL 同士をつなぐ接続部材 (軸材) の曲げの検定
- (4) B 点 : 接続部材を LVL につなぐビスの検定

接合部の検定は、最大荷重 $P_{max} \times 2/3$ と降伏荷重 P_y のそれぞれについて、5% 下限値を考慮したもののうち小さい値を基準耐力としなければならないが、今回は、それを定められないため、最大引抜耐力（図 5.2.18 では、最大引抜強度）あるいは最大せん断耐力（図 5.2.18 では、最大せん断強度） $\times 1/2$ での検定とした。

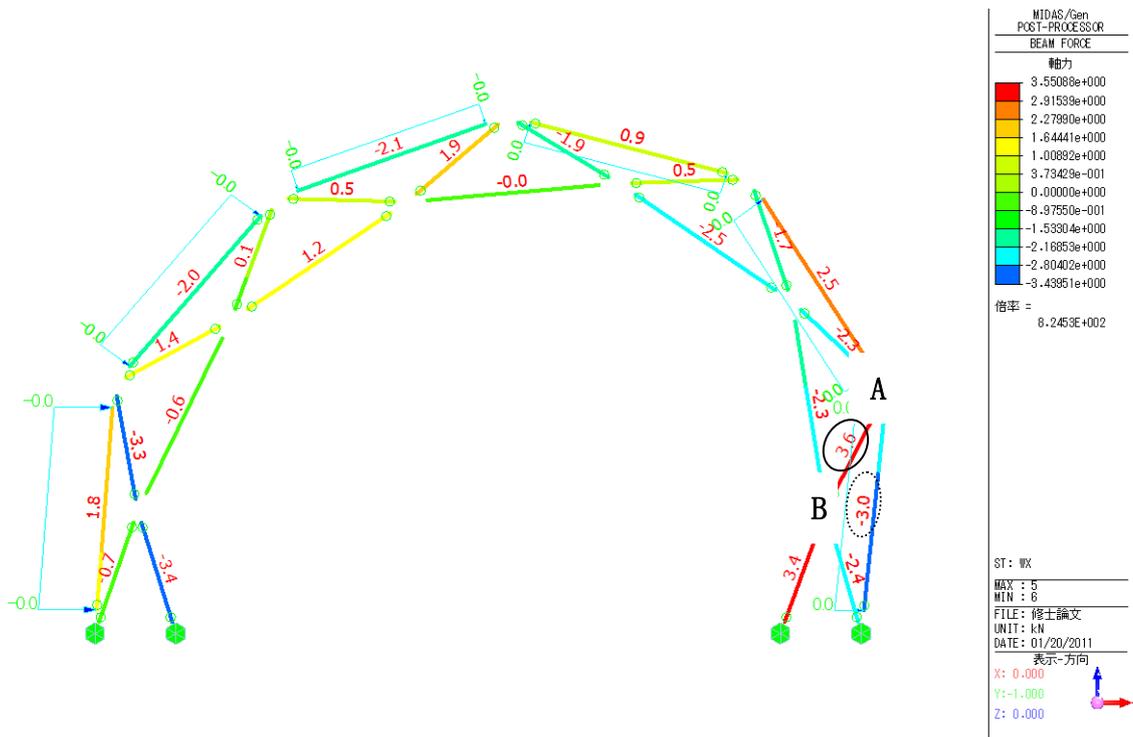


図 5.2.16

フレーム接続部材は、図 5.2.17 に示すとおりである。材種は、ヒマラヤスギ（モミ属の近縁種）であるが、より、曲げ基準強度の小さいスギ（無等級材） $F_b = 22.2$ として検定する。

ビスの製品概要と標準寸法、強度データは図 5.2.18 のとおりである。

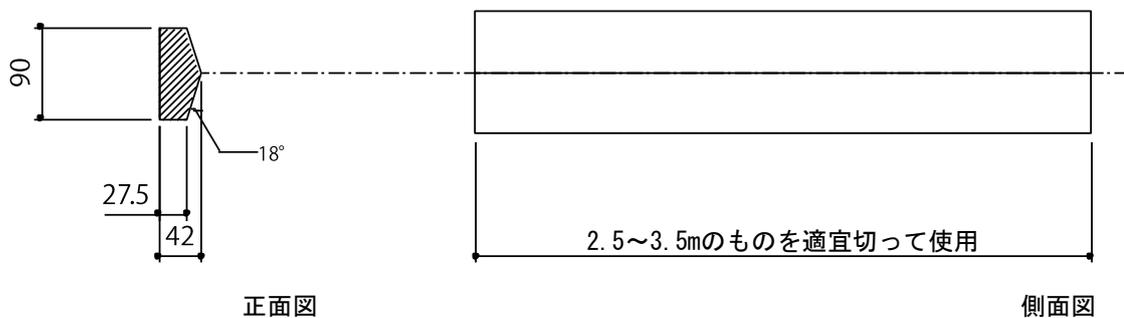
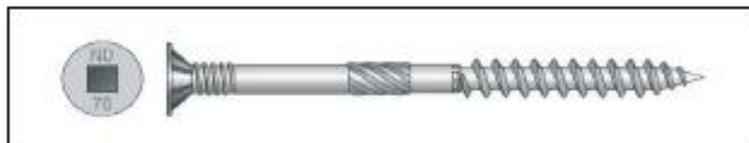


図 5.2.17

【製品概要】

商品名 : ネダノット
 品番 : ND5-70
 規格 : 5.0φ×70
 材質 : 炭素鋼



表面処理 : JIS G3507-2 冷間圧造用炭素鋼線 SWCH22A相当
 ダクロタイズド+TORK
 ・株 日本ダクロシャムロック社製
 主たる用途 : ネダレス用合板留め、など様々な高い強度が求められる箇所用。

【標準寸法】

品番	全長	ネジ部長さ	ネジ外径	頸部径
ND5-70	70.0	32.0	5.5	10.5

[単位:mm]

【強度データ】

品番	引抜強度		せん断強度				備 考	
	a (mm)	最大荷重 (N)	b (mm)	特定変位時荷重[N]				
				1mm	5mm	10mm		最大
ND5-70	42	4182.45	24	1486.02	2435.95	2960.02	3884.72	試験用木材は杉を使用
ND5-70	46	4160.74	28	1750.84	2909.20	3450.79	3848.40	"
引抜試験概要			せん断試験概要				試験機: インストロン社製 ツインコラム 万能試験機 5569型 変位計: インストロン社製 LVDT Deflection Sensor	

図 5.2.18 日本パワーファスニング株式会社 テクニカルデータシートより

(1) A点：LVL同士をつなぐビスの検定

A点では、図5.2.17に示すように、LVLを留めで納め、片方のLVL材面から、もう片方のLVL木口に向かってそれぞれビス4本で留めている。軸力は図5.2.17に示すように引張力3.6kNとなるため、ビスAには引抜力が、ビスBにはせん断力がかかる。これらは、どちらも他の部材を介した接合部ではないため、ビスAとビスBの両方を考慮に入れることができる。しかし、接合部の形状から、ビスAに関しては、図5.2.18の $a=46\text{mm}$ を確保していると考えられるのに対し、ビスBが図5.2.18の $b=24\text{mm}$ を確保できているかについては不確定要素が多いため、せん断耐力は余力として引抜耐力のみ考慮した。

図5.2.18より

最大引抜耐力（図5.2.18の最大引抜強度） $\times 1/2=4.160 \times 1/2=2.08$

$2.08 \text{ (kN)} \times 4 \text{ (ビスの本数)} = 8.32 \text{ (kN)} > \text{引張力 } 3.6 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$

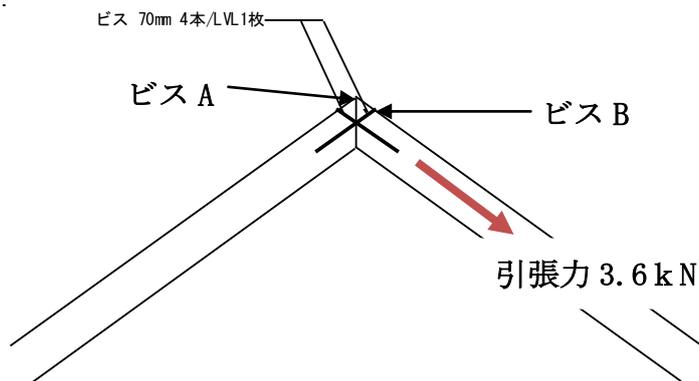


図 5.2.19

(2) A点：構造用合板どうしをつなぐビスの検定

図 5.2.20 に示すように、構造用合板はビス C 5 本で留めており、構造用合板には圧縮力 3.0 kN がかかっている。

図 5.2.18 より

最大せん断耐力 (図 5.2.18 のせん断最大強度) $\times 1/2 = 3.848 \times 1/2 = 1.924$

$1.924 \text{ (kN)} \times 5 \text{ (ビスの本数)} = 9.62 \text{ (kN)} > \text{圧縮力 } 3.0 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$

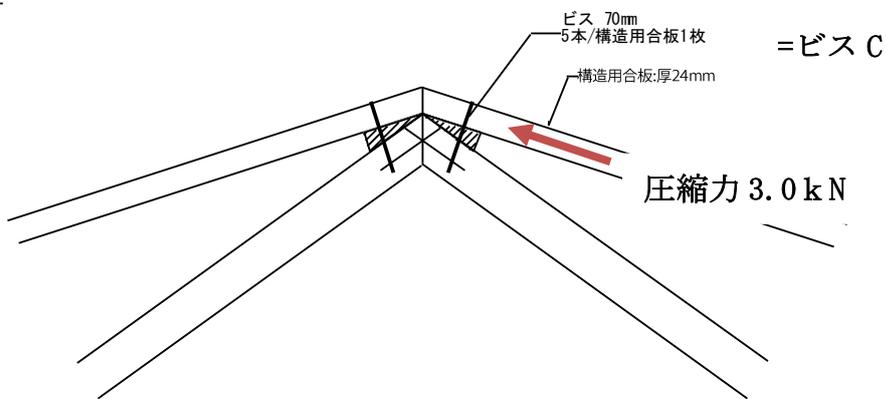


図 5.2.20

(3) B点：LVL同士をつなぐ接続部材（軸材）の検定

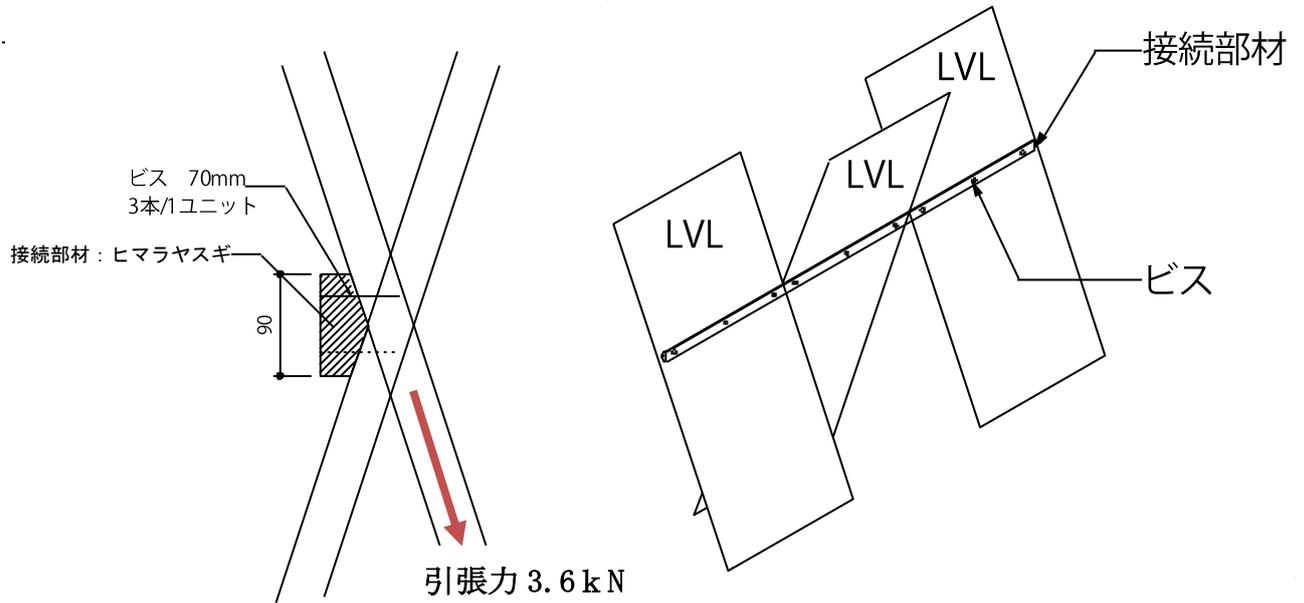


図 5.2.21

図 5.2.22

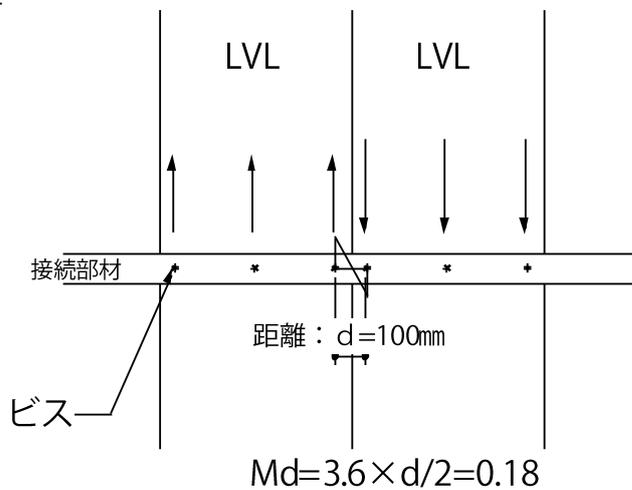


図 5.2.23

接続部材

$$Z=27.5 \text{ mm} \times 90 \text{ mm} \times 90 \text{ mm} / 6 = 0.037125 \text{ m}^3$$

$$sfb=22.2 \times 2/3=14.8 \text{ kN}$$

$$Z \times sfb=0.54945 \text{ kN} > Md = 0.18 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

上式より図 5.2.21～図 5.2.23 に示すように B 点に軸力 3.6kN のせん断力がかかったとき、接続部材には、 $Md=0.18 \text{ kN}$ の曲げモーメントがかかり、接続部材の短期許容曲げ耐力 0.54945 kN は、これを上回ることがわかる。

(4) B点：接続部材をLVLにつなぐビスの検定

接続部材はLVL1枚当たり3本のビスで留めている。

図5.2.16より、LVLに軸力3.6kNがかかることから、図5.2.24よりビス1本で $3.6/2 = 1.8\text{kN}$ のせん断力を負担しなければならないことが分かる。

図5.2.18より

ビス1本の最大せん断耐力（図5.2.18のせん断最大強度） $\times 1/2$
 $= 3.8484 \times 1/2 = 1.9242\text{kN} > 1.8\text{kN} \rightarrow \text{OK}$

となり、ビスの本数はLVL1枚当たり3本で足りることがわかる。

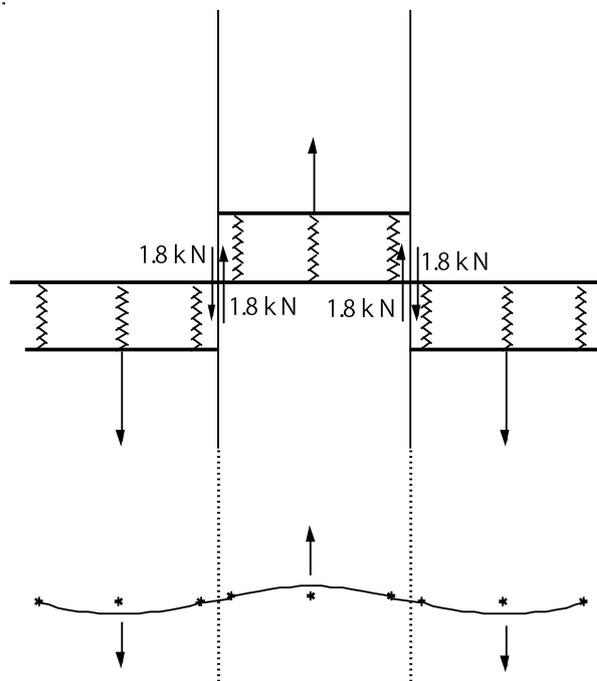


図 5.2.24

(5) 土台のLVLをアカマツベンチに留めているビスの検定

土台のLVLは、アカマツベンチに図5.2.27のように留め付けられている。

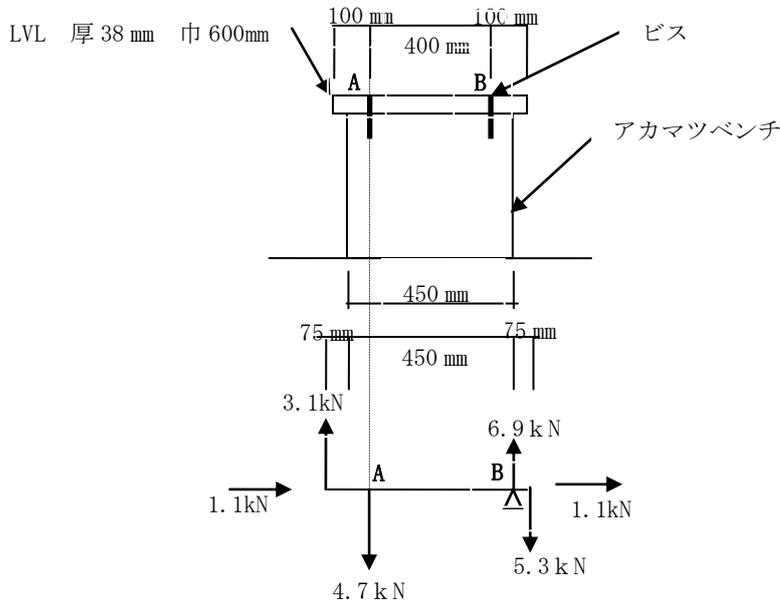


図 5.2.27

図 5.2.28

$\Sigma M_B=0$ より

$$5 \cdot 3 \times 0.75 + 3.1 \times 5.25 - V_A \times 4.25 = 0$$

$$V_A = 4.76 \text{ kN}$$

ビス 2 本あたりの許容引抜耐力は、 $4.16 / 2 \times 2 = 4.16 \text{ kN} < 4.76 \text{ kN} \rightarrow \text{NG}$

このモデル化では、1 ユニット当たり、3 本のビスを打たなければならない。

ビス 2 本にかかるせん断力は、 $1.1 + 1.1 = 2.2 \text{ kN}$

ビス 2 本あたりの許容せん断耐力は、 $3.84 / 2 \times 2 = 1.92 \text{ kN} > 2.2 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$

(6) 仮設建築物の土台のアカマツのベンチのせん断すべりの検定については、仮設建築物であることを考慮に入れて、基準風速 24 とした時の自重と風圧力に対するの反力（図 5.2.25 に示す値）を求めて計算した。

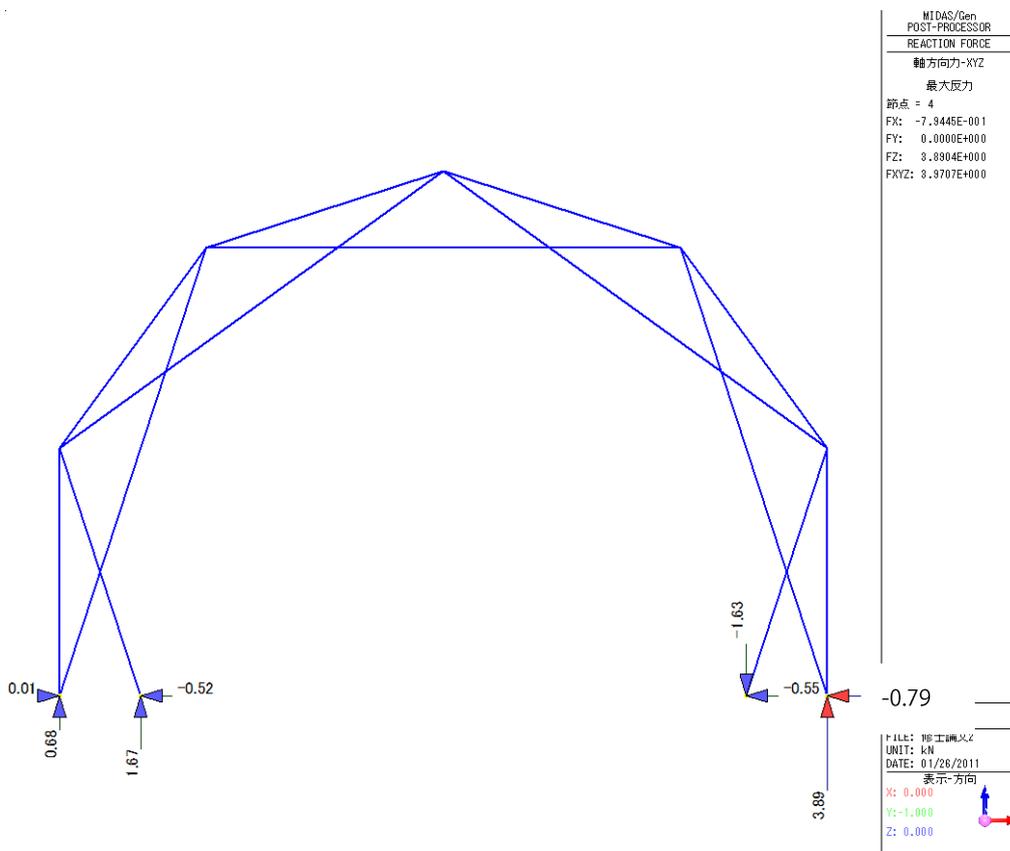


図 5.2.25

アカマツのベンチは、1本 450kg (4.2m) なので、1.2m あたりは

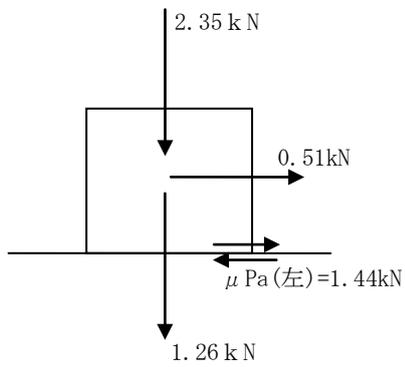
$$450(\text{kg}) \times 9.8 \times 1.2 / 4.2 = 1.26(\text{kN})$$

摩擦係数 $\mu = 0.4$ として

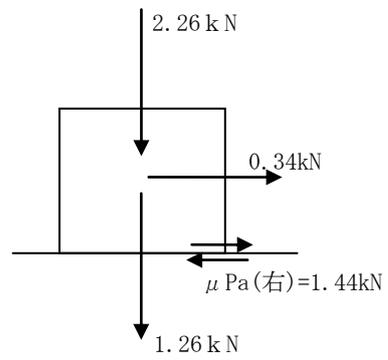
$$\mu Pa(\text{左}) = (1.26 + 2.35) \times \mu = 1.44 \text{ kN} > 0.51 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

$$\mu Pa(\text{右}) = (1.26 + 2.26) \times \mu = 1.40 \text{ kN} > 1.34 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

この結果を図 5.2.26 に表す。



アカマツ (左)



アカマツ (右)

図 5.2.26

結び

この論文の第三章で取り組んだ「LVL や構造用合板で 5m 程度のスパンの空間を仮設建築物として作る」というテーマは、第二章の五月祭の仮設建築物にヒントを得たものである。第三章の建物が仮設建築物として応用可能か、また、どのような用途をもちうるのかについて、第三章の仮設建築物と第二章の五月祭の仮設建築物との比較を通して述べたい。

[部材の寸法]

五月祭の仮設建築物には、セルフビルドという大前提があったため、加工の単純化と各部材の取り回し、組立と解体の容易さを第一に考えた。しかし、第三章の仮設建築物は、セルフビルドは前提としていない。そのため、各部材の取り回しのよさには五月祭の仮設建築物ほど重点は置かなかつた。しかし、50kg という重さは、男性二人で持ってもかなり重く感じられ、重量として適当とはいえなかつたと考える。主要な材料として、今回は LVL (厚 38 mm×巾 600mm×長 3.1m 程度) を用いたが、構造用合板 (厚 24mm×巾 450mm×長 3m) を用いていたら、重量は約 25kg となつたため、この方が望ましかつたと考えられる。また、一般流通材を用いることを念頭に置けば、構造用合板 (厚 24mm 3×6 板) を用いても、間口は約 3m は確保できる。高さが低くなつた分は土台を調整することによって、仮設建築物として利用する可能性はあるだろう。

[スリット接合]

五月祭の仮設建築物は組立と解体を繰り返すこと、短期間の展示に耐えればよいことを考えると、構造用合板 厚 12mm にスリット加工したものを嵌合接合によってつなげることで十分だつた。しかし、第三章の仮設建築物は、材料の特質から、スリット加工を行わなかつた。そして、軸材をビスで LVL に固定していくことで、フレームをつなげていった。このことで、LVL も構造用合板も繊維と直交方向にスリット加工することなく、建物を組み立てることができ、完成した建物を見ると、意匠上もスリットがない方がすっきりしていた。しかし、前述の通り、施工時には、嵌合接合でつないでいった方が作業がスムーズに進んだと考えられる。この嵌合接合は、建物完成後に残る必要はなく、組立用の治具として、位置決めに使えらるものを検討すればよかつたと考えている。

[材料の特質]

[建物の用途]

五月祭の仮設建築物は、架構そのものの展示を主な用途としていたため、雨がかりには特段の考慮はしなかった。一方、第三章の仮設建築物は、ある程度の期間の使用を前提としているので、ある程度の雨への対策は必要である。屋根には、五月祭の仮設建築物のようなスリットは設けず、一様に構造用合板を貼りつめた。その分、日差しが屋根を通して建物内部に差し込むことはなくなってしまった。仮設建築物であるため、できるだけ簡易な屋根仕上げ材料を検討したが、雨がかりに対して今回は十分に検討できたとは言えない。今後の課題である。

今回、出来上がった仮設建築物の内部空間について考えてみたい。設計当初は、畜舎や倉庫に使えないかと考えていたが、完成した建物をみると、フレームの形が入り組んでおり、それらの実用には不適切なのではないかと思う。一方、入り組んだ形のフレームを背もたれとして、脚部に座れる建築とも家具ともつかない不思議な部分があった。この部分は、建物内部に入ると、自然に腰掛けたくなる空間となった。今回は、土台の高さが400mm程度であるため、ちょうど座れる高さだったが、これが700mm程度なら、小さなデスクがわりにも展示スペースにもなりうる。ただし、今回用いたカラマツLVLは、表面がささくれていたため、仕上げや塗装を考慮しなければならない。また、LVLで構成された内壁を見ると、どのフレームも視線に対して垂直になるため、壁面展示にも適している。これらから、仮設のギャラリーや店舗等への利用が考えられる。

(図1)

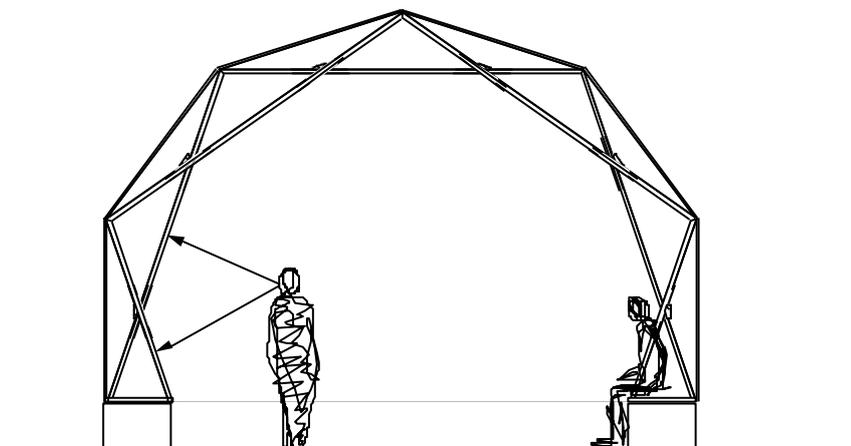


図 1

仮設建築物と限らなければ、間口 5m、奥行 10m で約 15 坪となり、小ぶりの週末住宅程度にもなりうる。建物の形状から考えると、屋根から壁まで、構造用合板 1 枚ごとに断熱パネル化することも考えられる。妻側の壁の断熱化に関しては、一般的な外壁と同じ仕様で仕上げるのが可能である。今後の検討課題となる。また、車庫等であれば、断熱化の必要はないため、耐久性のある屋根仕上げだけでも使用できる。2 台分の車庫の場合は、間口が狭いところで 5.4m 程度は必要であり、現在の間口の 1.2 倍程度にしたいところである。その場合、各部材寸法を大きくしなければならない。例えば、部材①の長さを 3.1m から 3.6m 程度にする必要がある。一方、部材寸法を 3×6 板として、間口が 3m (狭いところで約 2.7m) になった場合でも、1 台分の車庫には利用できる。これらのような用途が考えられる。

9. L V L を用いた木造準耐火建築物の設計事例

準防火地域での木造 2 階建て学校

(小学校、中学校、高等学校)

準防火地域での木造 3 階建て事務所ビル

(1 階店舗)

目 次(案)

1.	試設計1：準防火地域での木造2階建て学校（小学校、中学校、高等学校）	1
	設定条件	1
	試設計のポイント	2
	外観イメージ（1）（2）	3
	平面図	5
	立面図・断面図	7
	矩計詳細図	8
	構造伏図他	9
	概算工事費	15
2.	試設計2：準防火地域での木造3階建て事務所ビル（1階店舗）	18
	設定条件	18
	試設計のポイント	19
	外観イメージ（1）（2）	20
	平面図	22
	立面図・断面図	23
	矩計詳細図	24
	構造伏図他	25
	概算工事費	31
	構造計算書（抜粋）	34
	別添資料	50



① 2階建て 学校

設定条件

用途地域	第1種住居地域
防火の指定	無指定～準防火地域
その他の指定	第3種高度地区
主要用途	学校
構造	木造
規模	地上2階
前面道路	6M

敷地面積	
建築面積	
建ぺい率	
延べ面積	1440.91㎡
容積率算定対象の延べ面積	
容積率	

試設計のポイント

- ・木造建築上の法的制約が少なく、かつ普遍性を高めるように以下のように設定した。
- ・都市中心部の防火地域を除いた準防火地域を含めた広範囲を想定。
- ・3000㎡以下の準耐火建築とする。
- ・防火区画の不要な1棟あたり1500㎡未満とする。
- ・教員室(コーナー)も含めたオープンスクール型とする。 1クラス35人の場合。
- ・1学年4クラスを想定し、小学校の場合は2棟構成となる。生徒数 設置規準 学校教育法

小学校	6学年 X4クラス=	24	クラス	840	3780 ㎡	以上
中学校	3学年 X4クラス=	12	クラス	420	2880 ㎡	以上
高等学校	3学年 X4クラス=	12	クラス	480	規定なし	規定なし

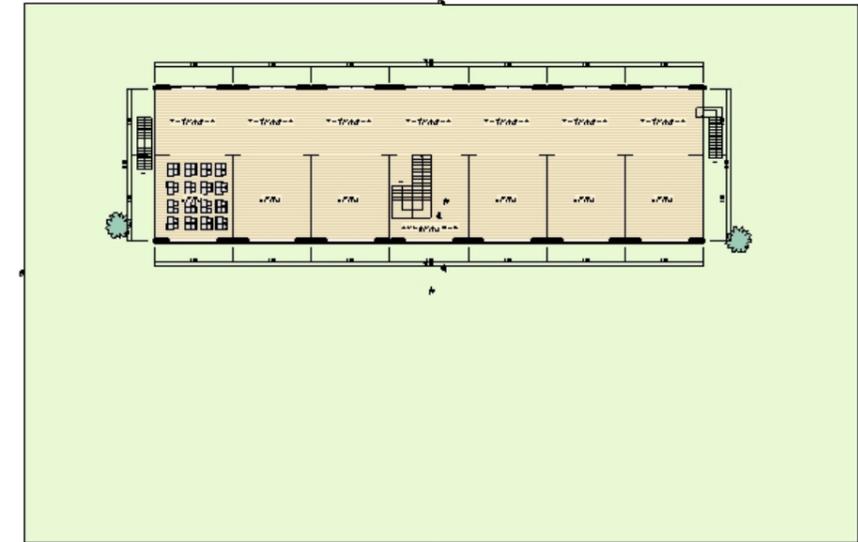
外ルーバー

延焼の恐れのある部分 防火構造
 本試設計では設定しない

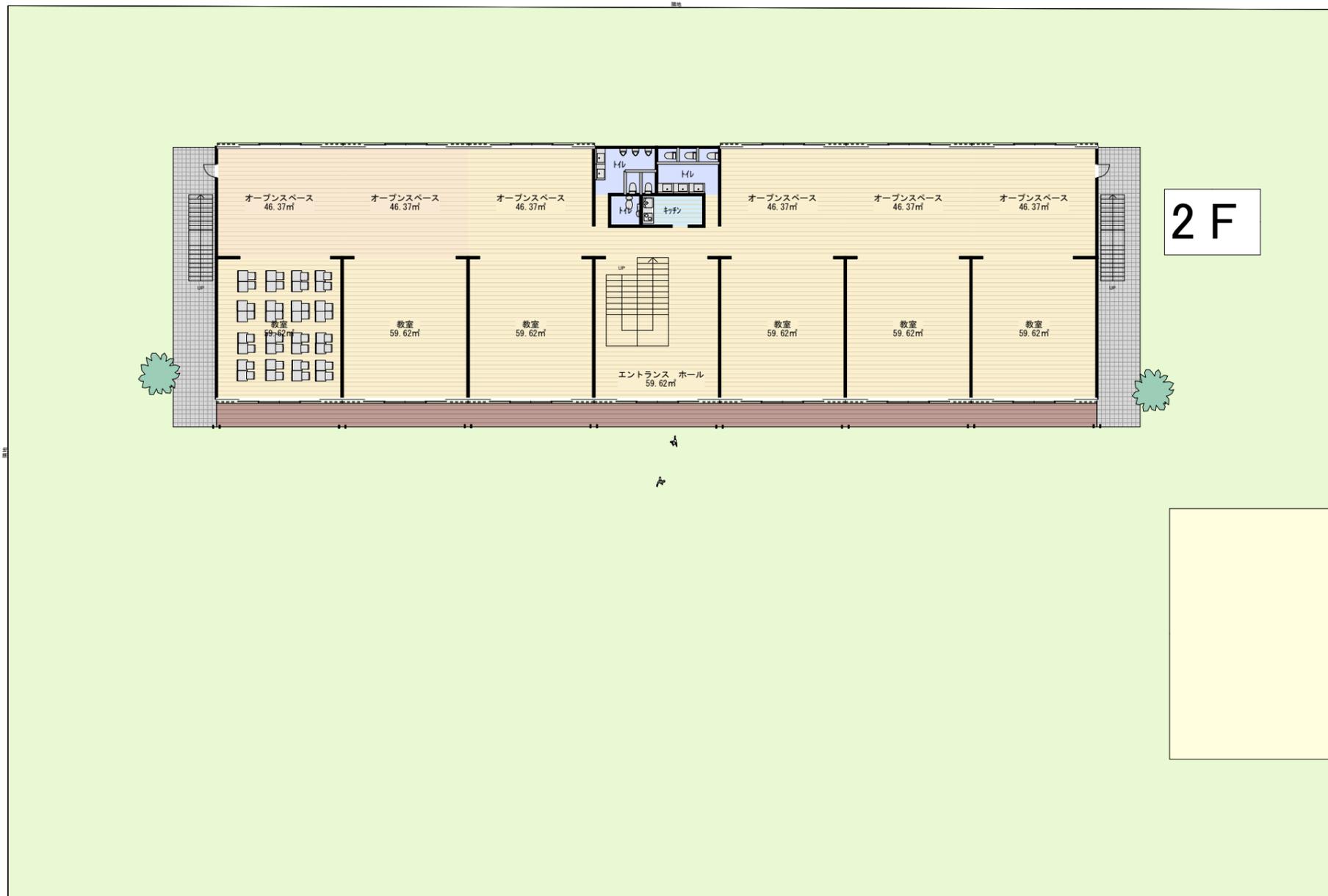
さらに検証したい項目

・LVL150mmを外装として表す場合
 永年防水性能 雨による腐食を遮るコーティング
 フッ素樹脂クリアー塗装の多重塗りなど

断熱性は十分か スタyroフォームをLVLで挟んだサンドイッチパネル工法の開発



試設計 1 学校



2F

1F

RF

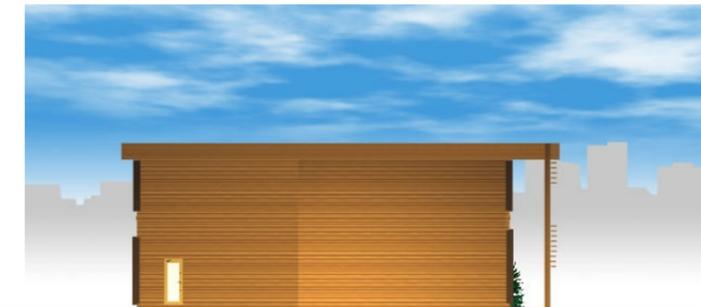


平面図 S ; 1 / 300

試設計 1 学校



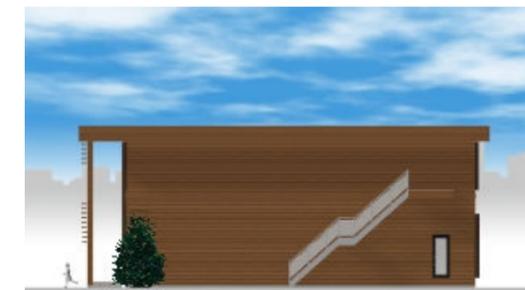
南立面



西立面



北立面



東立面

立面图 S ; 1 / 300

試設計 1 学校

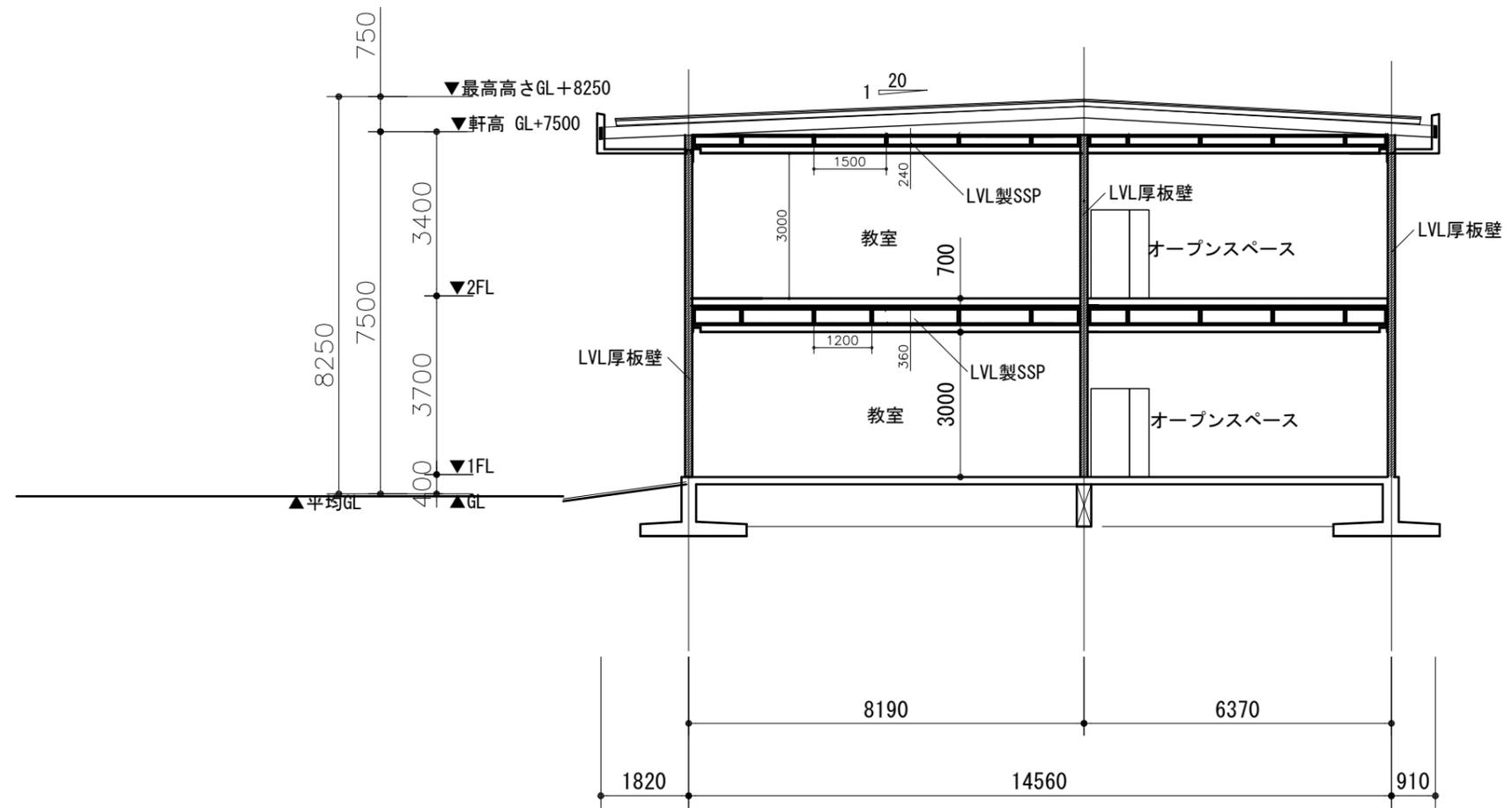


外観イメージ図

試設計 1 学校



外観イメージ図 2



学校 Y-Y断面図

S、1 : 200

② 3階建て 事務所ビル(1階店舗)

設定条件

用途地域	第1種住居地域
防火の指定	無指定～準防火地域
その他の指定	第3種高度地区
主要用途	事務所
構造	木造
規模	地上3階
前面道路	6M

敷地面積	
建築面積	
建ぺい率	
延べ面積	380.10㎡
容積率算定対象の延べ面積	
容積率	

試設計のポイント

- ・木造建築上の法的制約が少なく、かつ普遍性を高めるように以下のように設定した。
- ・都市中心部の防火地域を除いた準防火地域を含めた広範囲を想定。
- ・以下の準耐火建築とする。
- ・内装制限にかからない500㎡未満とする。

・軒高 9M

ブラインド

外壁 延焼の恐れのある部分 全外壁部分にかかると設定

→次のいずれか

①準防火性能を有する構造(令第109条の6、平成12告示第1362号)

→ケイカル板12mmの被覆

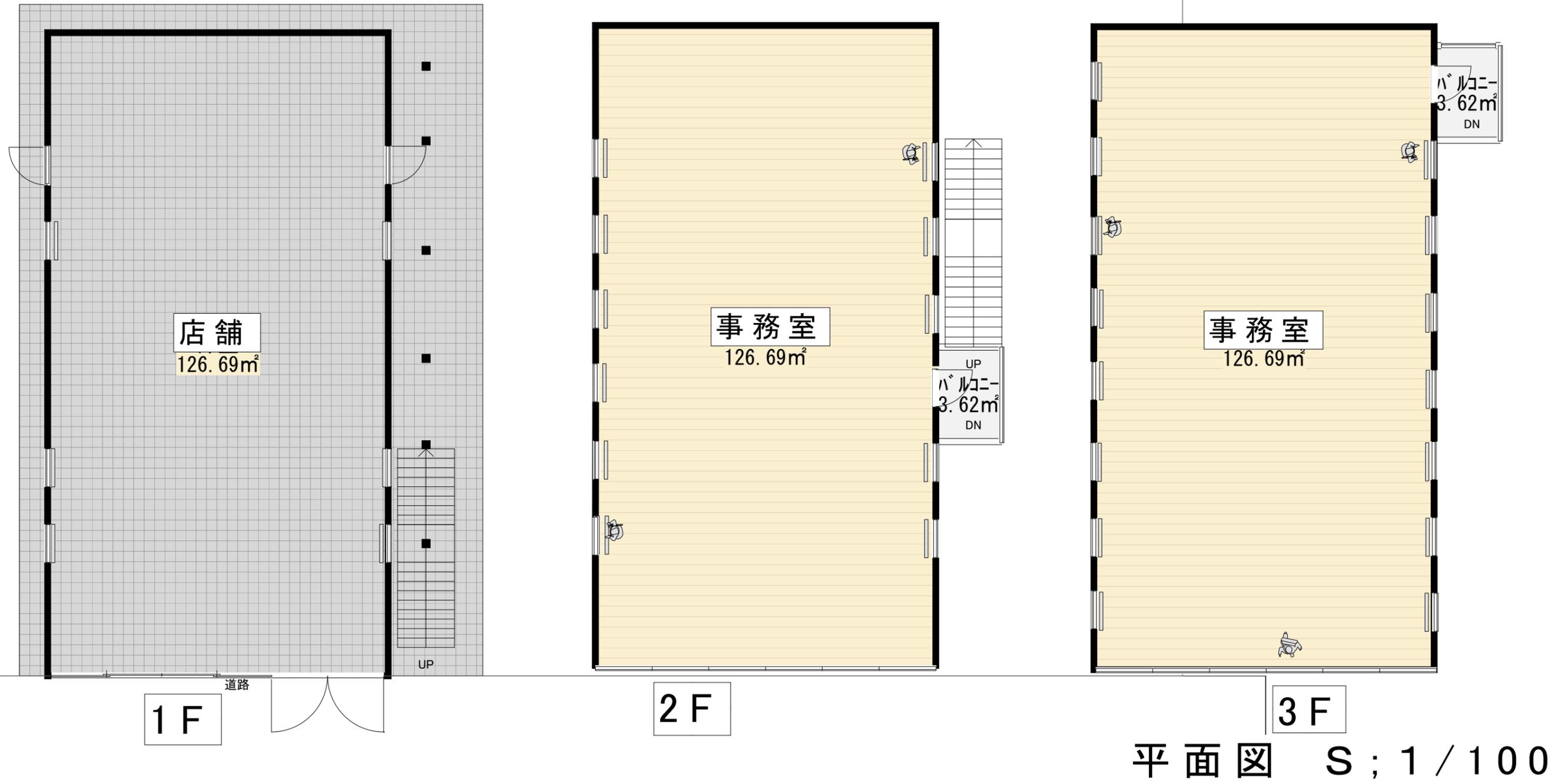
②大臣認定を受けたもの

延焼の恐れのある部分 防火構造 ほぼ全外壁

非常用進入口 3F代替進入口として10mm間隔→前面道路面1ヶ箇所



試設計2 事務所ビル



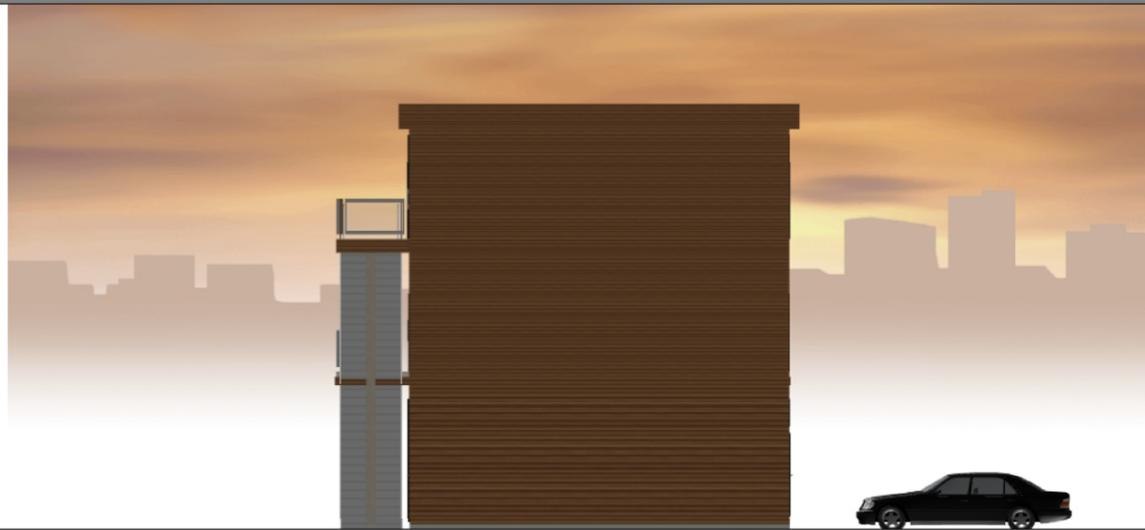
試設計2 事務所ビル



南立面



西立面



北立面



東立面

立面図 S ; 1 / 100

試設計2 事務所ビル

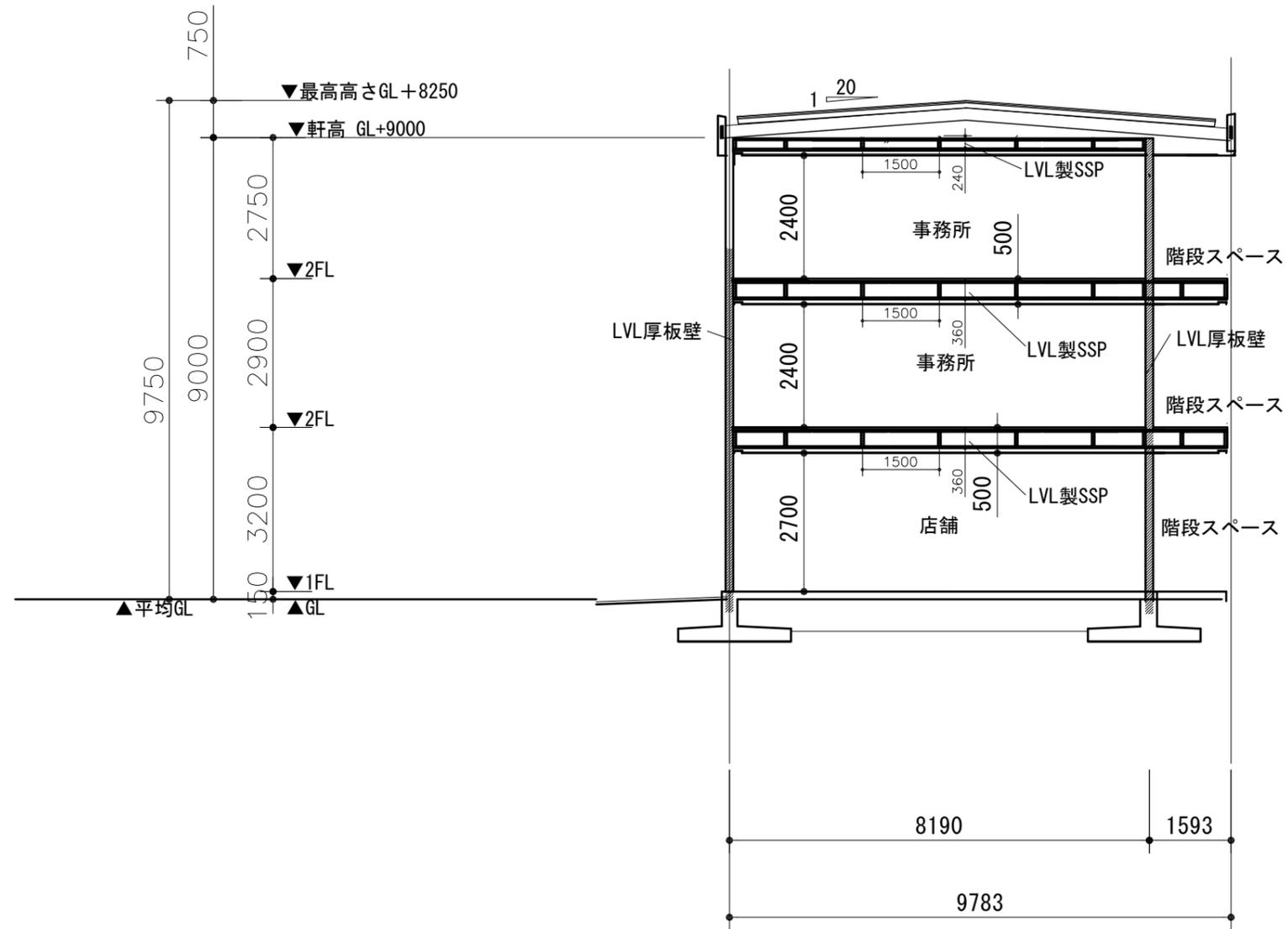


外観イメージ図

試設計2 事務所ビル



外観イメージ図 2



事務所 Y-Y断面図

S、1 : 200