

2.1 山佐木材（株）

1. 建築物の仕様一覧

事業名		山佐木材株式会社 CLT工場増築工事の設計実証		
実施者もしくは担当者(実施者が個人の場合)		山佐木材株式会社 代表取締役 佐々木幸久		
建築物の概要	用途	工場		
	建設地	鹿児島県鹿屋市串良町上小原栄田150-4外		
	構造・工法	木造 1方向木造ラーメン（他方向は 耐力壁）		
	階数	1階		
	高さ(m)	8.7		
	軒高(m)	5.2		
	敷地面積(m ²)	4992.29		
	建築面積(m ²)	988.25		
	延べ面積(m ²)	988.25		
階別面積(m ²)	1階	988.25		
CLTの仕様	CLT採用部位		桁方向 耐震壁	
	CLT使用量(m ³)		12.05（建築物使用量）	
	壁パネル	寸法	150×1,950×3,300 及び 150×1,955×3,790 の2種類	
		ラミナ構成	5層5プライ	
		強度区分	M×60B 幅はぎ未評価	
樹種		杉		
た C L T の製品・技術の新	採用部位		フレーム	
	使用量(m ³)		約 50	
	鉄筋挿入集成材	寸法	柱・梁共 断面 210×600	
		構成	鉄筋挿入 杉集成材	
		樹種	杉	
強度区分		強度指定無 の為 時刻歴応答解析にてセンター評定を予定		
仕上	主な外部仕上	屋根	折板葺き(ガルバリウム鋼板)	
		外壁	透湿防水シート下地 防火サイディング貼	
		開口部	アルミサッシ	
	主な内部仕上	界壁	無	
		間仕切壁	無	
		床	土間コンクリート(金コテ押さえ)	
天井	断熱材(折板ウラ貼)			
構造	構造計算ルート		時刻歴応答解析（評定）	
	接合方法		GIR (Glued In Rod) 異形鉄筋-エポキシ樹脂	
	最大スパン		25 m	
	問題点・課題とその解決策		鉄筋挿入集成材の基準強度 早期取得 ⇒実証物件、評定等での認可	
耐火	防耐火上の地域区分		無指定	
	耐火建築物等の要件		適用外	
	問題点・課題とその解決策		特に無し	
施工	遮音性確保に関する課題と解決策		自社敷地内 工場でもあり 特に無し	
	建て方にける課題と解決策		施行順序の確認、エポキシ注入の施工性向上	
	劣化対策		保護塗料程度	
工程	設計期間		H27年9月～H28年2月	
	施工期間		H28年 8月頃着工予定（評定期間次第） H29年1月頃竣工予定	
	CLT等躯体施工期間			
竣工(予定)年月				
体制	発注者		山佐木材株式会社 代表取締役 佐々木幸久	
	設計者		山佐木材(株)1級建築士事務所	
	構造設計者		黒木構造デザイン事務所+塩屋晋一	
	施工者		未定	
	CLT等新たな製品・技術供給者		自社製造	
ラミナ等供給者		自社製材		

2. 実証事業の概要

2-1. 事業名と実施者

【事業名】 山佐木材株式会社 CLT 工場増築工事の設計実証

【実施者】 住 所：鹿児島県肝属郡肝付町前田 972 番地

会 社 名：山佐木材株式会社

代表者名：代表取締役 佐々木幸久

電話番号：0994-31-4141

FAX 番号：0994-31-4142

2-2. 建築物の概要

①建設地：鹿児島県鹿屋市串良町上小原栄田 150-4 外

②延べ面積：988.25 m²

③構造種別：木造ラーメン工法 平屋建

④用途：工場

⑤CLT 使用部位：桁方向耐震壁 5 層 5 プライ Mx60B t150×W3,300×L1895
t150×W1,955×L3,790

2-3. 事業概要と目的

山佐木材株式会社では、大きく分類して 2 つの開発検討を進めている。

- ① CLT の利用拡大 その一環として、超高層木造研究会における鋼構造床の木質化及び耐震・制振壁への利用
- ② 鉄筋挿入集成材(以下 SAMURAI で表記)の商品化。建築物での利用が可能とする為の検討・試験と実証物件の建設である。

来年度、自社 CLT 製造規模拡大に向けて、CLT 専用工場の増設を検討していたため上記①、②を最大限有効に利用することを考えた。

また、CLT の利用方法として中高層のビル系の建物が多く紹介されているが、耐震壁としての利用によって大スパン建築物(工場・体育館等)への利用実例とし、引きボルトやビス以外の接合方法(GIR)の採用も事例検討のひとつとした。

2-4. 実施体制

【申請者】山佐木材(株)：申請事務取りまとめ、進行管理 担当：塩崎征男

【協力者】意匠設計：(有)建築支援ファイル

構造設計：鹿児島大学工学部 塩屋晋一

黒木構造デザイン事務所 黒木康博

接合要素試験：鹿児島県工業技術センター

面内せん断試験：(一財)建材試験センター西日本試験所

2-5. 事業の進め方

本事業で建築予定の山佐木材(株)CLT工場は、構造体としてSAMURAI及びCLTを使用するため、時刻歴応答解析を行い建築物の性能評価および大臣認定が必要である。本事業では、次のステップにて進めることとした。

- ① CLTの材料強度（日本CLT協会実験棟採用値）及び鹿児島大学塩屋研究室での既往の試験結果に基づき構造計画を行う。
- ② 接合に関する構造特性値を求める要素試験は、鹿児島県工業技術センターにおいて実施。これらの数値に基づいて構造設計を進めた。
- ③ CLT耐力壁耐力と設計値の確認を設計図書同仕様（スケール60%）において面内せん断試験を（一財）建材試験センター西日本試験所において行った。
- ④ 4月に日本建築センター 木構造委員会に評定申請。終了次第、着工 H28年中の竣工を目指す。ただし、CLT基準強度告示のパブリックコメントが2月8日～3月8日に募集されており4月頃強度告示が出るとのこと。告示施行後、再度 計算値を告示数値にて再計算を行い委員会にて審査をうける予定とする。

3. 成果物

3-1. 建物概要

立面図、平面図及び CLT 耐震壁詳細図を 3-2 項の後頁に記載する。

3-2. GIR(Glued in Rod) 要素試験

既往の実験等により一般的な GIR 接合における破壊形状は、脆性的な破壊となることは知られている。今回の設計においては、塑性域に入らない弾性応答解析までとしている為、接合強度が高いと考えられる当接合を採用することとした。

GIR の代表的な接合具である異形鉄筋は、構造躯体に採用する SAMURAI も異形鉄筋を採用していることより CLT 耐震壁にも異形鉄筋を採用することとした。

試験概要と結果を以下に示す。

① 試験体

・ CLT

JAS Mx60B 5 層 5 プライ 150mm 厚
幅はぎ有 (JAS では未評価)

・ 異形鉄筋 D22 SD345

・ 接着剤 エポキシ樹脂

アイカ製 ジョリシール

異形鉄筋は、各定着長を 500mm とし

繊維 90° 方向に定着させて J 試験体と

繊維 0° 方向に定着させた K 試験体各 6 体とした。

② 試験方法

試験は、定着させた異形鉄筋をアムスラー試験機にて引き抜くことで変位と耐力を測定した。既往の試験等において当引抜試験では材料のめり込み等の影響があることも示されているが、試験場の所有する試験機を利用することのため、当方法を採用したが、めりこみ等を考慮し、試験片断面と同サイズの鋼板を試験機との間に配置、異形鉄筋を通す孔は塩屋氏の指導[※]により φ50mm とした。

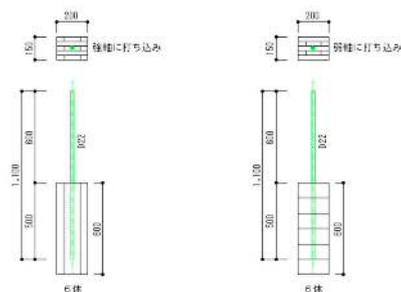


図 3-2-1 試験体図



写真 3-2-1 試験方法

※ 塩屋研究室の既往の SAMURAI 基礎試験 (鉄筋引張) において、孔が小さいと強度が上がる。適正な径は 50mm 程度との確認をしている。

③ 試験結果



写真 3-2-2 J 試験体結果



写真 3-2-2 K 試験体結果

結果は、J 試験体は全て鉄筋破断、K 試験体は全て木破、又は鉄筋の抜け出しとなった。以前、筆者が実施した集成材での異形鉄筋の GIR 引抜試験では、いずれの方向（繊維方向）においても破断の前に木破が発生していたが、今回の試験では繊維 90° 方向に定着させた試験体では木破は起こらなかった。理由は、もう少し実験をしてみる予定であるが CLT はラミナ層が直交し当試験体は幅方向も接着していることも理由かと考えられる。試験結果の耐力を下表に示す。

異形鉄筋挿入CLT 鉄筋引き抜き試験

試験体	Py (kN)	Pmax (kN)	Pmax (kN)×2/3	試験体	Py (kN)	Pmax (kN)	Pmax (kN)×2/3
J1	142.5	218.0	145.3	K1	141.3	174.5	116.3
J2	142.5	212.5	141.7	K2	142.5	190.7	127.1
J3	140.0	216.0	144.0	K3	141.3	195.5	130.3
J4	140.0	212.2	141.5	K4	140.0	206.0	137.3
J5	142.5	213.7	142.5	K5	140.0	205.7	137.1
J6	141.3	214.0	142.7	K6	142.5	182.0	121.3
平均	141.5	-	143.0	平均	141.3	-	128.2
標準偏差	1.12	-	1.33	標準偏差	1.02	-	7.71
変動係数(CV)	0.01	-	0.01	変動係数(CV)	0.01	-	0.06
ばらつき係数 (1-CV×k)	0.98	-	0.98	ばらつき係数 (1-CV×k)	0.98	-	0.86
短期基準耐力	138.84	-	139.85	短期基準耐力	138.87	-	110.22

表 3-2-1 異形鉄筋引抜試験耐力

鉄筋の降伏はどちらも同じ程度でバラツキは少ないが、Pmax 値については、J 試験体は、全て鉄筋破断のためバラツキは小さく、K 試験体は全て木破のだったためバラツキが生じている。

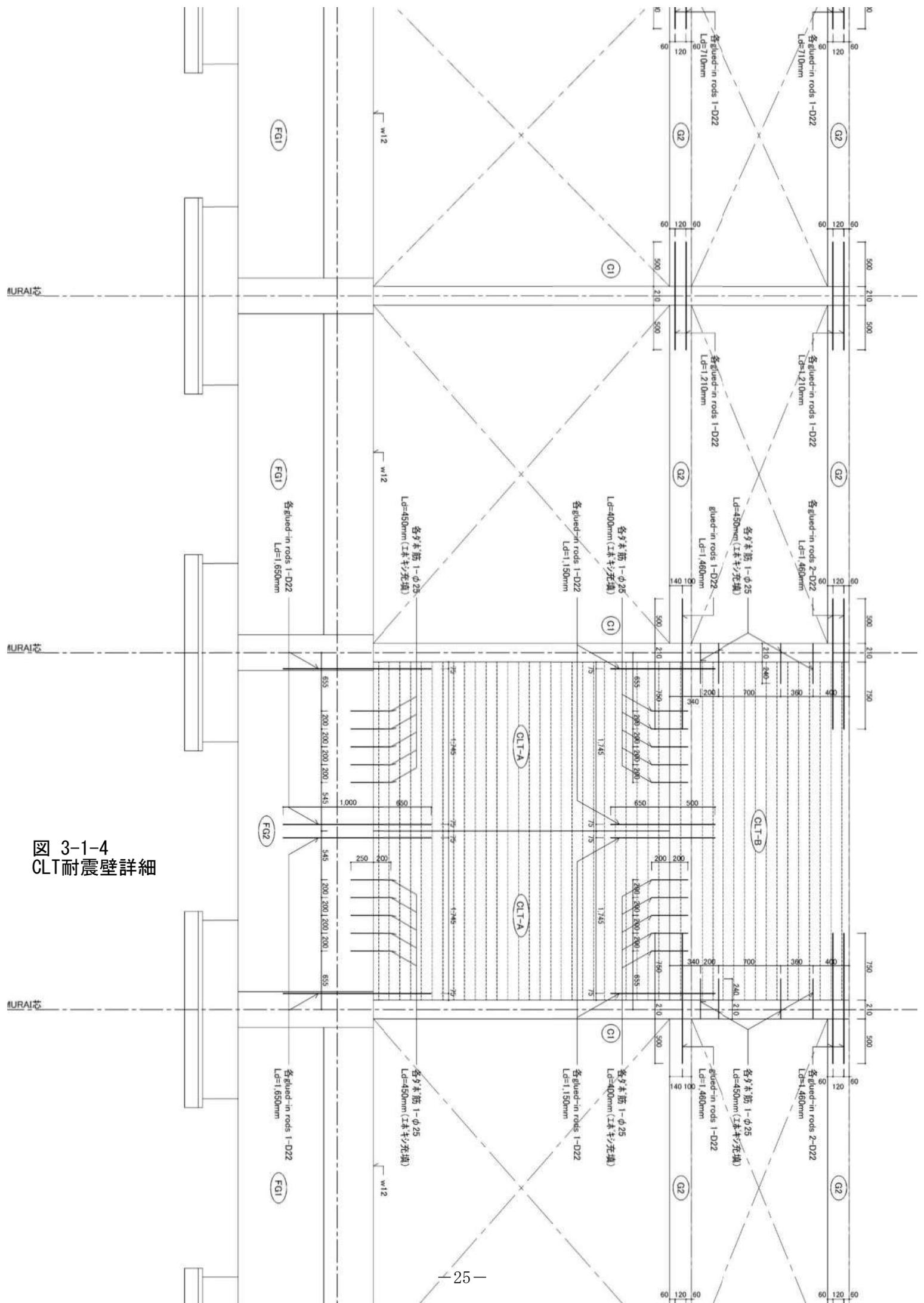


図 3-1-4
CLT耐震壁詳細

3-3. 構造設計

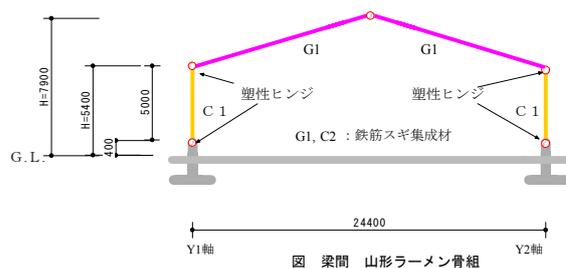
3-3-1 構造計画概要書

3-3-1-1 主体構造及び架構形式

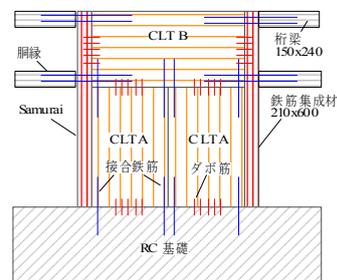
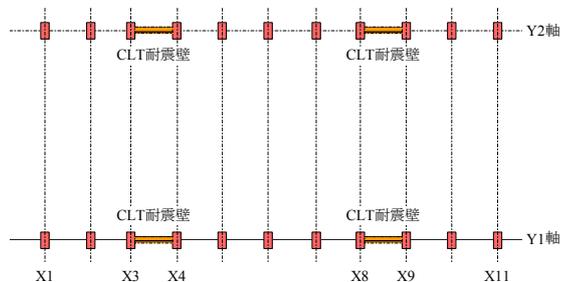
主体構造は異形鉄筋で曲げ補強した鉄筋スギ集成材とスギ CLT パネルを用いる構造である。

1) 梁間は鉄筋スギ集成材を用いる山形ラーメン架構形式である。

山形の頂部の鉄筋集成材梁の相互の接合、および柱脚と RC 基礎柱の接合は、既成の鉄筋による接合法 (glued-in-rod.) を用いる。軒高さ位置の柱と梁の接合では、部材内に挿入され接着される接合筋の先端を、集成材内に内蔵されて接着されている曲げ補強筋と接合する構法である。その接合鉄筋と曲げ補強筋は炭素繊維スリーブで接合する。炭素繊維スリーブも集成材内に工場製作で内蔵する。柱と梁を接合する接合鉄筋に対する接着剤の充填作業は既往の鉄筋による接合法と同じ作業工程にする。炭素繊維スリーブは、その作業工程により接合鉄筋と曲げ補強筋が接合されるようにラミナ材に内蔵する。



2) 桁行きは、CLT パネルを 1 スパンに門形に組み込む耐震壁 (以後、CLT 耐震壁) を 4 箇所、配置して、水平抵抗させて、長期荷重は柱の



弱軸で抵抗させる。CLT 耐震壁は図 2.1 に示すように CLT パネルを鉄筋接合で曲げモーメントを伝達させて、だぼ筋でせん断力を伝達させる。

3) 基礎は鉄筋コンクリート造の独立基礎とする。また回転拘束度を増加させるために、土間スラブを補強した補強スラブを構造体の一部とする。

4) 構造計画の概略は以下の通りである。

梁間に山形骨組の平屋である。最高 8.2m、軒高 5.7m、建物の平均高さ 6.95m である。桁行方向 (X 方向) にほぼ均等長さの 10 スパンで、梁間方向 (Y 方向) に 1 スパンである。梁間方向は 1 スパン 24.61m の山形ラーメン架構である。登り梁の勾配は 2/10 である。梁間方向には 4 列の門形ラーメンを並列配置している。屋根ふき材は折板で、

梁間のスパン中央を頂点にして両側に流れる切り妻(勾配 2/10)である。

基本モジュールは 4m x 25m で、両妻面のスパンは 3.6m x 25m である。

梁間方向は、1 1 の山形ラーメン骨組で水平抵抗させる形式で、桁行き方向は4つの CLT 耐震壁で抵抗させる形式としている。水平剛性は各方向でほぼ同程度としている。

屋根小屋組には鋼製の水平ブレースを設置し、屋根小屋組の面剛性を確保した。

集成材は集成材工場で異形鉄筋(D22 または D25)を挿入して接着して整形されるスギ集成材である。建設現場で柱と梁を組み立て、柱と梁の接合面に加工されている孔に異形鉄筋(接合鉄筋)を挿入し、エポキシ接着剤を充填して柱と梁を接合する。

接合鉄筋と集成材内の異形鉄筋(曲げ補強筋)は、集成材の成形時に内蔵される炭素繊維スリーブの内に挿入される状態になり、そのスリーブ内にエポキシ接着剤が充填される工夫がなされている。その接着剤の硬化により接合される形式になっている。

梁間は梁勝ちのラーメンとしている。スパン中央は接合鉄筋の定着長さが等しくなるように片側の梁を勝たせる形状で接合している。接合鉄筋の接着による鉄筋接合としている。

桁行の桁梁は屋根荷重をほとんど負担しないので、150x240mm の桁梁としている。CLT 耐震壁では門型の上梁に相当する CLT-B を繋ぎ梁とし、耐震壁の左右の桁梁と鉄筋接合により連結する。

桁方向の水平荷重は桁梁の軸力により CLT 耐震壁へ伝達させる。

RC 基礎柱は G.L.より 0.4m 立ち上げ、その高さ位置で集成材の柱を接合する。柱の柱脚は曲げ鉄筋の定着区間を延長するタイプを採用する。RC 基礎柱内に縦のボイド設けておき、そこに柱脚の延長鉄筋の定着区間を挿入して、無収縮グラウトを充填して接合する。基礎柱に対する接合鉄筋の定着長さは十分な長さ(40d)を確保する。

基礎は独立基礎とする。桁行きは基礎梁で連結した。梁間方向は、スパンが 24.61m と長く、基礎梁の曲げ剛度が確保できないので、基礎梁を設けなかった。柱の柱脚を G.L.高さで固定端とするため、基礎底盤の根入れて深さを G.L.より 1.5m 深さとし、土間スラブを 200mm 厚にして、この補強土間スラブと RC 基礎柱を梁間方向に 3-D32 で連結した。これにより基礎の回転拘束と水平拘束を増大させた。

3-3-1-2. 耐震・耐風設計方針

1) 常時荷重に対する設計

建築基準法施行令第 82 条二号の常時荷重に対して、建築物の構造耐力上主要な部分に損傷を生じないこと、変形や振動等による建築物の使用上の支障が生じないことを確認する。

2) 耐震設計

長期荷重及び短期荷重について安全性を確認する。短期荷重については、極めて稀に発生する地震動に対し構造耐力上主要な部分が損傷しないことを確認することを

目的とし、短期許容応力度設計を行う。

採用する構法は、柱せいを 600mm を基本としている。本建物でもラーメン骨組を構成する梁間方向は柱と梁のせいは 600mm とする。本建物は平屋で、屋根仕上げが折板で固定荷重も比較的小さく、積載荷重も見込まないため、地震力がかなり小さく、極めて希な地震動でも、殆どが弾性範囲におさまり、発生する応力が短期の許容応力度以内におさまることを確認した。

極めて希な地震動で対象にする各地震波の応答の内、最大の層せん断力 1007kN(C=1.27)に対して 1125kN(C=1.4)を、各方向の設計用層せん断力として短期の許容応力度設計を行った。

表 耐震設計の検討項目とそのクライテリア

		稀な地震	極めて稀な地震	備考
層間変形角		1/200以下	1/120以下	M_L : 長期荷重時曲げモーメント M_{E2} : 極めて稀な地震時曲げモーメント M_A : 短期許容曲げモーメント Q_D : 極めて稀な地震時設計用せん断力 Q_A : 短期許容せん断力
部材 応力	基本方針	—	短期許容応力度以下	
	曲げ	—	$M_L + M_{E2} < M_A$	
	せん断	—	$Q_D < Q_A$	

3) 耐風設計

屋根ふき材に対する荷重は再現期間 100 年の風圧力により設定し、屋根ふき材の安全性を確認した。また、構造骨組用風荷重は、令第 87 条第 2 項の規定による風圧力に従い設定した。極めて稀に発生する暴風による風荷重を再現期間 500 年で評価し設計用風荷重とした。

基準法施行令第 82 条の風荷重に対しては、建築物の構造耐力上主要な部分に損傷を生じないことを確認した。

- ・稀に発生する風荷重は、建築基準法施行令第 87 条および平 12 建告第 1454 号に基づき風圧力を算定した。基準風速 $V_0=38\text{m/s}$ 地表面粗度区分=Ⅲ
- ・極めて稀に発生する風荷重は、稀に発生する風荷重の 1.56(1.25 の 2 乗)倍の風荷重とした。

3-3-1-3. 積雪荷重に対する設計方針

建設予定地は、積雪荷重に対する安全性の検討は短期荷重時だけを検討することになっている。当該地域の積雪荷重 600N/m^2 が、一次設計風圧力の鉛直下方方向の荷重成分より小さいことを確認することにより、損傷が生じないことを確かめた。

一次設計の積雪荷重の 1.4 倍の積雪荷重が、二次設計の風圧力の鉛直下方方向の荷重成分より小さいことを確認することにより、倒壊・崩壊が生じないことを確かめた。

3-3-1-4. 耐震・耐風性能目標一覧（動的・静的）

1) 耐震性能目標

- ・下記の表の通りとする。

2) 耐風性能目標

- ・下記の表の通りとする。

表 設計用応力の組み合わせと目標性能		
	設計用応力の組み合わせ	目標性能
長期	G+P	各部材は長期許容応力度以内
暴風時(短期)	G+P+W1 *1)	・建築物の構造耐力上主要な部分に損傷が生じない。 ・外装材は破損、有害な残留変形が起 こらず ・補修無しに継続使用に耐えるものとする。 ・各部材は短期許容応力度以内
	G+P+W2 *2)	・建築物が倒壊・崩壊しない。 ・外装材は脱落しないものとする。 ・各部材は短期許容応力度以内
積雪時(短期)	G+P+S	各部材は短期許容応力度以内
*1) 稀に発生する暴風時 (W1: 建築基準法施行令第 87 条および平 12 建告第 1454 号よる風荷重)		
*2) 極めて稀に発生する暴風時 (W2: 稀に発生する風荷の 1.25 の2乗倍の風荷重)		

3-3-1-5. 地盤及び建物支持条件

地盤状況は建設地より 100m 離れた肝属側の堤防工事の際に行われた調査結果に基づいて判断する。次ページに柱状図の例を示す。表層部分に軟弱な粘土質層が 8 m 程度あり、砂礫層を挟んでその下部に約 30m のシラス層と軽石混り砂層が続いている。このシラス層と軽石混り砂層は南九州特有の火山性土壌で、摩擦力が非常に高い特徴を有する。

本建物の基礎は、鉄筋コンクリート構造の独立基礎また複合独立基礎である。基礎底板の支持深さは G.L.より-1.5m である。本建物の工場敷地内で、本建物と隣接する建物の建設時(平成 11 年)の際に G.L.より-0.6m で平板載荷試験が行われている。この調査報告書では、長期の許容支持力を 5.5tf/m² と明記されている。本建物では下記の通りとする。

長期の許容支持力：54kN/m² ,短期の許容支持力：108kN/m²

終局の許容支持力：112kN/m²

3-3-2. 桁方向 耐力の検討

上記構造計画に基づき、構造設計を実施した。構造計算書・構造図は別紙成果物として提出。本項では、構造計算書より桁方向耐力の検討頁のみ以下に抜粋を掲載する。

3-3-2 桁方向 耐力の検討

3-3-2-1 方針

- 1) 一階高中央より上方の屋根重量の 1.5 倍の水平力が作用しても短期許容応力度以下に納まるようにする。応答解析の応答は弾性範囲は収まるようにする。
- 2) 極希地震でもベースシャー係数が 1.4 になるようにするためには、桁行き方向の固有周期を 0.24 秒程度以下する必要がある。
- 3) 一階高中央より上方の屋根重量は 806kN とする。別紙で計算。この場合、建物の全体の桁行きの水平剛性を $806/200 \times 4 \times 3536 = 57.0 \times 10^3 \text{ kN/m} (= x \times 10^3 \text{ kg} \cdot \text{m/s}^2)$ とする。この場合の固有種期は下記となる。
 $M = 806 \times 10^3 \text{ (kg} \cdot \text{m/s}^2) / 9.8 \text{ (m/s}^2) = 82.2 \times 10^3 \text{ kg}$
 $T = 2\pi \sqrt{(M/K)} = 2 \times 3.14 \times (82.2 \times 10^3 / 57.0 \times 10^6)^{(1/2)} = 0.238 \text{ 秒}$
- 4) 桁行きに配置する耐震要素の箇所数は 4~8 カ所とする。桁行きは 2 構面ある。1 構面あたり、2 カ所配置する計画とする。1 カ所当負担すべき水平耐力と水平剛性は以下となる。

- i) 耐震要素が 4 箇所の場合：一カ所あたり
 水平剛性： $57.0 \times 10^3 / 4 = 14.25 \times 10^3 \text{ (kN/m)}$ 水平耐力： $1.5 \times 806 / 4 = 302.3 \text{ kN}$
- ii) 耐震要素が 6 箇所の場合：一カ所あたり
 水平剛性： $57.0 \times 10^3 / 6 = 9.5 \times 10^3 \text{ (kN/m)}$ 水平耐力： $1.5 \times 806 / 6 = 201.5 \text{ kN}$

3-3-2-2 耐震壁要素の構成

- 1) 図 1 に示すように CLT パネル(A,B)を 1 スパンに組み込む。
- 2) CLT パネル A と RC 基礎梁は鉄筋接合で接合する。
- 3) CLT パネル A は建て方前に接合鉄筋をエポキシ接着剤で定着する。
- 4) RC 基礎梁には、コンクリート打設時に接合鉄筋を定着させる。
- 5) CLT パネル A に挿入孔を加工しておき、定着された接合鉄筋を挿入し、その部分にエポキシ接着剤を充填する。
- 6) CLT パネル A とパネル B の接合も鉄筋接合で接合する。
- 7) 接合面のせん断力はダボで伝達させる。このダボにも接着剤を充填する。

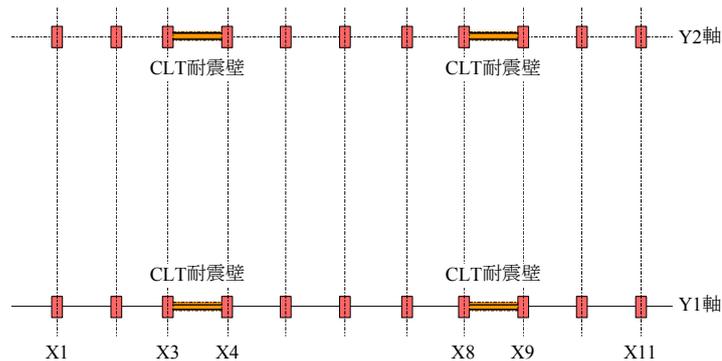


図 桁行き CLT耐震壁の配置

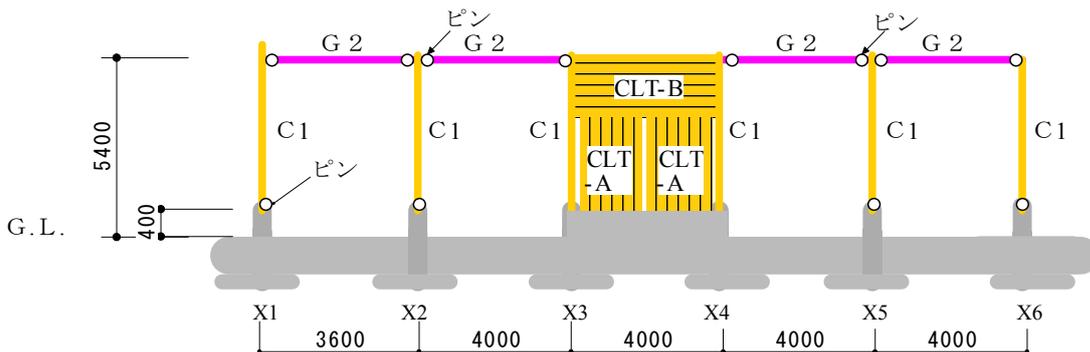


図 桁行き 構造骨組 (Y1, Y2軸のX1-X6)

3-3-2-3 耐震要素の水平剛性と水平耐力

3-3-2-3-1 計算仮定

- 1) CLT パネルはスギ Mx60-5-5 とする。厚さは 150mm とする。パネルの寸法は 2mx4m とする。4m の方向を強軸とする。4m 方向のヤング係数 E は 300N/mm² とする。せん断弾性係数 G は 500N/mm² とする。
- 2) 接合鉄筋は径を D22 として材質 SD345 とする。降伏応力度 380N/mm² とする。引張強度を 630N/mm² とする。
- 3) 接合鉄筋が破断強度に達しても、接合鉄筋は CLT から抜け出さないように定着長さを確保するものとする。

3-3-2-3-2 水平剛性の略算

まず、パネル一枚の水平剛性を算定する。

- 1) 柱脚が完全固定とする場合で片持ち柱で抵抗するものとする。
- 2) 1940mm をせい D として、150mm を幅 B とする。柱高さを 3300(=5700-2000-400)mm とする。
- 3) 曲げ変形 δb とせん断変形 δs を考慮する
- 4) せん断変形の形状係数 κ を 1.3 とする。

$$I = b \times D^3 / 12 = 150 \times 1940^3 / 12 = 9.13 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$E = 3000 \text{ N/mm}^2, \quad G = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$h = 3300 \text{ mm}, \quad A = b \times D = 150 \times 1940 = 291 \times 10^3$$

$$\delta b = P \times h^3 / 3EI, \quad \delta s = \kappa \cdot P \cdot h / (GA) \text{ より}$$

$$K = P / (\delta b + \delta s) = 1 / \{ h^3 / 3EI + \kappa \cdot h / (GA) \}$$

$$= 1 / \{ 3300^3 / (3 \times 3000 \times 9.13 \times 10^{10}) + 1.3 \times 3300 / (500 \times 291000) \}$$

$$= 1 / \{ 4.37 \times 10^{-5} + 2.95 \times 10^{-5} \} = 1 / 7.32 \times 10^{-5} = 13.7 \times 10^3 \text{ N/mm} = 13.7 \times 10^3 \text{ kN/m}$$

この剛性は柱脚固定で鉄筋の抜け出しがない場合である。柱脚位置で鉄筋たげの曲げ剛性は、鉄筋のヤング係数を考慮して木に換算すると次のヤング係数になる。

$$\text{ヤング係数比} : n = E_s / E = 2.05 \times 10^5 / 3000 = 68.3$$

$$n \cdot I_s = 68.3 \times \{ 1 \times 387 \times (1940 - 2 \times 100)^2 \} = 8.0 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

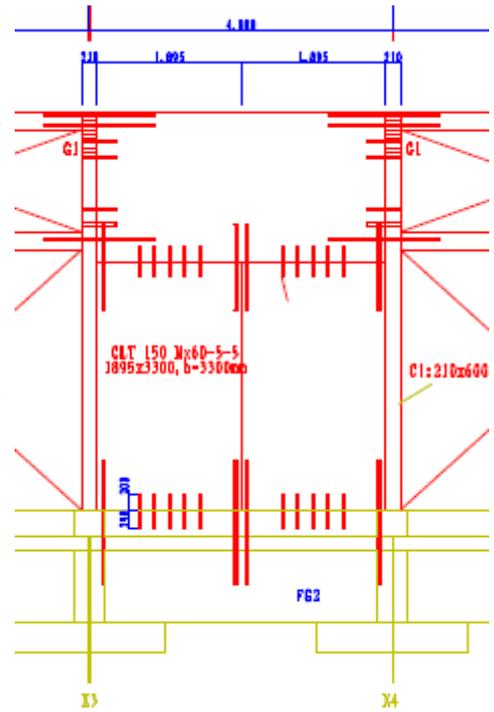
これは CLT パネル A の I の 0.88 となる。仮に接合鉄筋だけの曲げ剛性で抵抗するとすると、曲げ変形成分を 1/0.88 倍して減少させればよい。この場合の水平剛性 K を計算すると以下となる。

$$= 1 / \{ 4.37 \times 10^{-5} \times (1/0.88) + 2.95 \times 10^{-5} \}$$

$$= 1 / (7.92 \times 10^{-5}) = 12.6 \times 10^3 \text{ N/mm} (= \text{kN/m})$$

CLT-A の水平剛性はパネル一枚分で 2 枚、負担するので、 $27.4 \times 10^3 \text{ kN/m}$ の水平剛性は負担する。また柱頭側のパネル B との接合でも、モーメント負担するので、柱頭も同様の剛性であれば、2～4 倍は増加する。少なくとも 2 倍としても $54.8 \times 10^3 \text{ kN/m}$ となる。

仮に弾性係数が 1/2 に低下しても、 $27.4 \times 10^3 \text{ kN/m}$ の水平剛性は確保でき、耐震要素が 4 箇所



の場合に目標とする水平剛性は確保できる。

3-3-2-3-3 水平耐力の略算

まず、パネル一枚の水平剛性を算定する。

- 1) 柱脚が完全固定とする場合で片持ち柱で抵抗するものとする。
- 2) パネル A の柱頭または柱脚の水平接合の曲げ降伏で水平耐力が決定するようにする。
- 3) 接合鉄筋は降伏した以降、接着剤の拘束により、降伏区間が限定されて、荷重-変関係上では降伏後、直ちに鉄筋のひずみ効果に伴う二次剛性が生じて、1/50rad. 程度、鉄筋引張強度近づく。曲げ終局せん断力は、その状態で評価する。
- 4) CLT パネルのせん断強度を 1.5N/mm² とする。

3-3-2-3-3-1. 曲げ耐力

ho を 3.3m とした場合

柱脚の接合面の曲げ降伏時の水平耐力

$$M_y = a t \cdot \sigma_y \cdot j = 387 \times 380 \times (1940 - 200) = 250.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Q_y = M_y / h_o = 250.0 / 3.3 = 75.7 \text{ kN}$$

柱脚の接合面の曲げ終局時の水平耐力

$$M_u = a t \cdot \sigma_u \cdot j = 387 \times 630 \times (1940 - 200) = 424.2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Q_u = M_u / h = 424.2 / 3.3 = 128.5 \text{ kN}$$

これは、柱脚固定で 3.3m 高さの片持ち柱の耐力である。2 枚で負担するので降伏荷重は 151.4kN となる。または柱頭も抵抗するので、柱脚の降伏時に、柱頭は降伏モーメント 0.9 負担していると仮定すれば 1.9 倍となり、降伏時の耐力は 287.7kN となる。建物全体には耐震壁を 4 箇所、配置するので、層水平耐力は 1151kN となり、極稀地震時の水平荷重 1125kN を上回る耐力を確保できる。

3-3-2-3-3-2 せん断耐力

(1) パネル 1 枚のせん断耐力

$$Q_{su} = \tau_u \cdot b \cdot j = 1.5 \times 150 \times (1940 - 200) = 391.5 \text{ kN}$$

$$Q_{sa} = 2/3 \times Q_{su} = 2/3 \times 391.5 = 261 \text{ kN}$$

曲げ降伏時に CLT-A 柱では 287.7kN で、せん断耐力はこれを十分、上回るため、せん断破壊しない。

(2) 架構の水平剛性

予想される水平剛性は下記のとおりである。

弾性時の水平剛性 : 34205kN/m (片持ち柱の 2 倍の剛性、階高 5.6m)

降伏後の二次水平剛性 : 5444kN/m (片持ち柱の 2 倍の剛性、階高 5.6m)

二次剛性比 : 0.16

(3) 一次設計の層間変形角の検定

架構の負担重量 : $W = 804/4 = 201\text{kN}$ (クレーン二台の重量を含む)

一次設計の地震力 : 111kN (=443/4) TAFT 1952 EW

水平変形 : $111/34205 = 3.2 \text{ mm}$

平均階高 : G.L. から構造階高 5.4m

層間変形角 : $0.0032/5.4 = 1/168.7\text{rad}$. 1/200rad. より小さく問題ない。

(4) 降伏水平耐力 : $P_y = cQ_{wy} = 374 \text{ kN}$

これは柱頭・柱脚が同じ降伏の場合である。

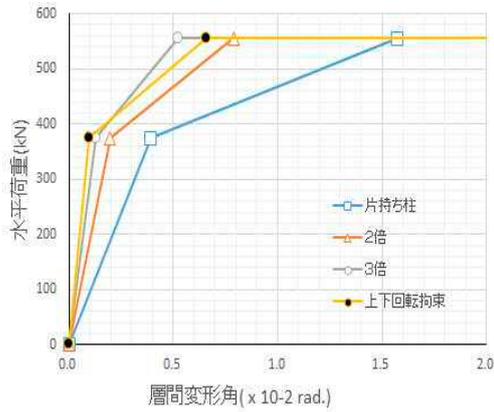
長期荷重と梁の剛性の影響を受けて、風下側の柱脚の降伏が先行して、降伏荷重は 112kN となる。

ベースシャー係数 : $C_y = P_y / W = 374 / 201 = 3.36$

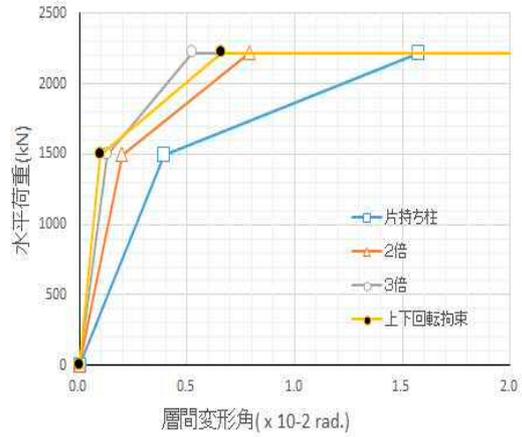
(5) 終局耐力 : $P_u = cQ_{wu} = 555 \text{ kN}$

ベースシャー係数 : $C_u = P_u / W = 555 / 201 = 2.76$

(6) 骨格曲線 : トリリニア



☒ CLT耐震壁 層せん断力-層間変形角関係(h=5.17m)



☒ 建物の桁行き 層せん断力-層間変形角関係(h=5.17m)

3-4. 確認試験

接合試験結果と想定 CLT 強度に基づき構造設計がなされた CLT 耐震壁の耐力について確認試験を下記の要領で実施した。

3-4-1. 試験概要

面内せん断試験機のサイズに合わせ、実大耐震壁の 60% にスケールダウンをした試験体を作成し加力試験を行った。

試験体

CLT JAS Mx60B 杉
 5 層 5 プライ 厚 90mm
 幅ハギ有 (未評価)
 異形鉄筋 D13 SD345
 エポキシ樹脂 アイカ製
 ジョリシール

試験機関

(一財) 建材試験センター
 西日本試験所

加力は、200Kn のアクチュエーターを使用壁倍率の評価業務方法書に準じた試験は、平成 28 年 2 月 22 日 (月) 「CLT を活用した建築物等実証事業検討委員会」坂本委員長、委員の有馬先生事務局の山田氏と大澤氏立ち合いにて実施した。

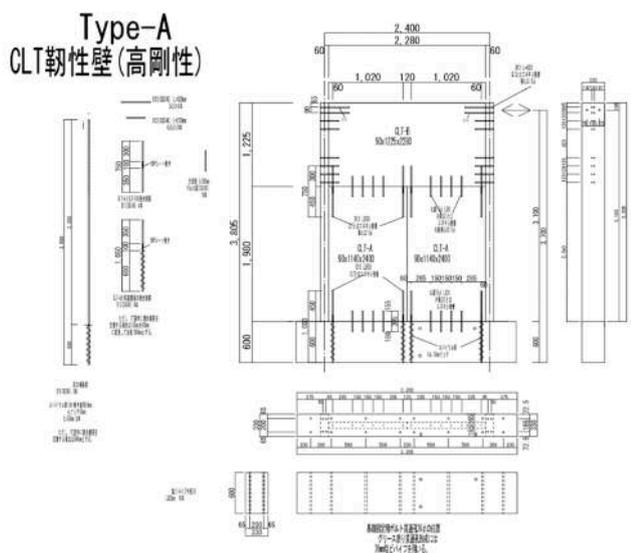


図 3-4-1 試験体図



写真 3-4-1 試験体

3-4-2. 推定耐力

構造設計を担当した、塩屋晋一により試験体の推定耐力を事前に求めた結果を示す。

樹種	構成	強度等級	荷重条件	基準強度 (N/mm ²)					弾性係数 (N/mm ²)			
				圧縮 F _c	引張 F _t	曲げ F _b	せん断 F _v	めり込み F _{cp}	圧縮、引張 E _c , E _t	曲げ E _b	せん断 G	
スギ	3層-3ply	S60A	強軸	面内	10.50	8.00	13.50	1.50	6.00	4000	4000	500
				面外			10.00	1.50	6.00	5778	250	
			弱軸	面内	5.25	4.00	6.75	1.50	2000	2000	500	
				面外			1.15	1.50	6.00	222	250	
スギ	5層-5ply	Mx60A	強軸	面内	7.88	6.00	10.13	1.50	6.00	3000	3000	500
				面外			8.18	1.50	6.00	4728	250	
			弱軸	面内	3.15	2.40	4.05	1.50	1200	1200	500	
				面外			1.30	1.50	6.00	624	250	

表 3-4-1 使用した CLT の基準耐力

途中計算は省略、結果のみを示す CLT 耐力壁の下側のみ固定とした場合の片持ち柱を 1 倍とすると柱頭も同様の剛性であれば、2～4 倍は増加するものとして結果を求めた。

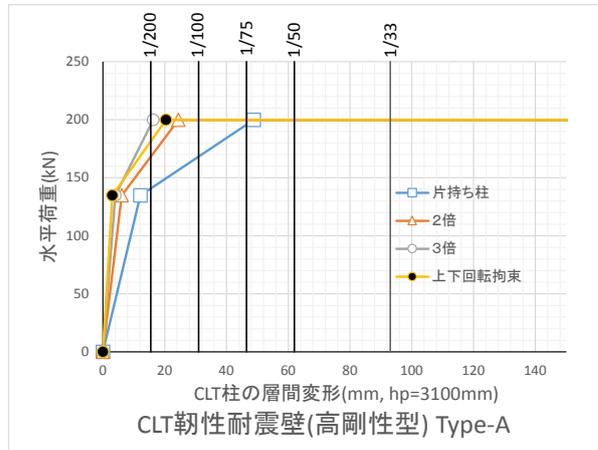


図 3-4-2 荷重-変形

		荷重(kN)	層間変形 (mm)			
			片持ち柱	2倍	3倍	上下固定
Type-A		0	0	0	0	0
	降伏	134.8	12.1	6.06	4.04	3.03
	最大	199.8	48.8	24.42	16.24	20.43
	限界	199.8	200	200	200	200

表 3-4-2 推定結果

3-4-3 試験結果

想定の弾性剛性と降伏荷重を確認した。(比例限界変形 135kN 変位 5.9mm)

この破壊前において確認したデータにおいて(設計は弾性域としているため)実大寸法に換算した剛性値と降伏耐力値を以下に示す。水平剛性は設計で設定した値の 1.12 倍で、降伏変形は設定値と同じであり、設計の設定値が問題ないことが確認された。しかし、今回の実験では、破壊まで至っていないため靱性、最大耐力、破壊形態が確認出来ていない。そのため塑性域での計算に向けての追加実験を実施し、それらを確認することとした。

比例限界変形との $\delta y=5.9\text{mm}$ $Q_y=135\text{kN}$ $Q_u \geq 200\text{ kN}$

$$k_e=135/5.9 \times 10^{-3} = 22.9 \times 10^3 \text{ kN/m}$$

実大スケール

$$\delta y=5.9/0.6=9.83 \text{ mm} \quad Q_y=135/0.62=375 \text{ kN} \quad Q_u \geq 2000/0.62=555.5 \text{ kN}$$

$$k_e=22.9 \times 10^3 / 0.6=38.2 \times 10^3 \text{ kN/m}$$

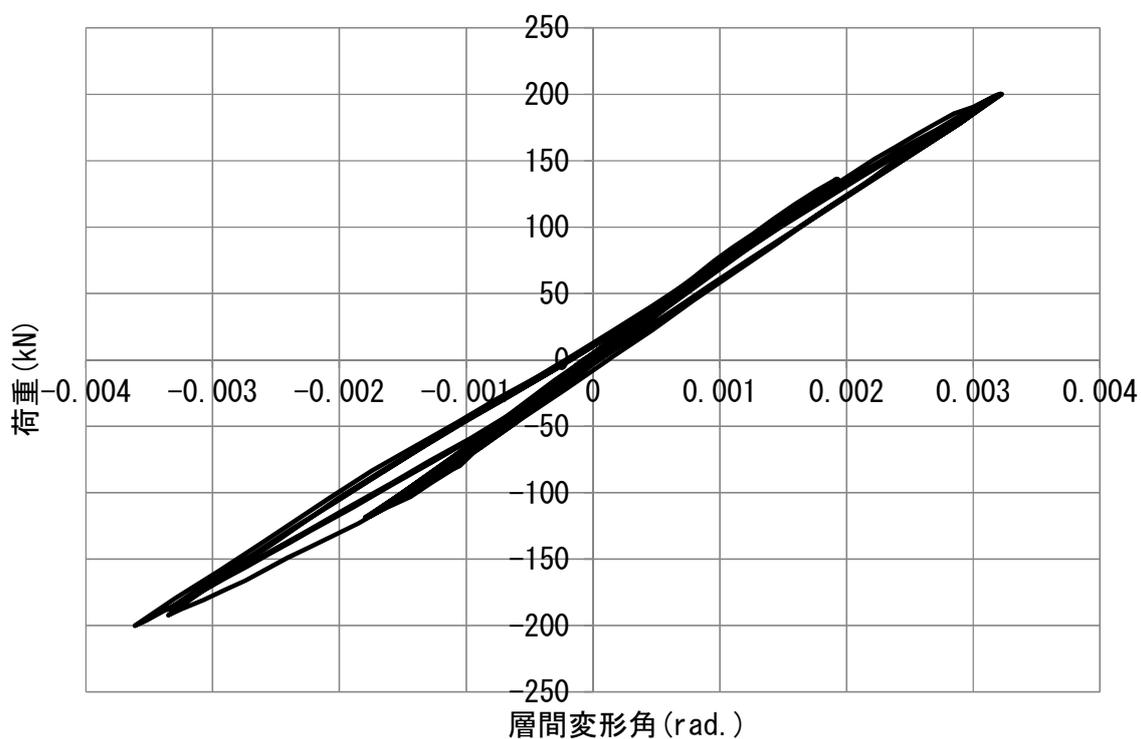
実大建物

$$\delta y=5.9/0.6=9.83 \text{ mm} \quad Q_y=4 \times 375=1500\text{kN} \quad Q_u \geq 4 \times 555.5=2222\text{kN}$$

$$k_e=4 \times 38.2 \times 10^3 \text{ kN/m}=152.8 \times 10^3 \text{ kN/m}$$

$$T=2\pi\sqrt{(M/K)}=2 \times 3.14 \times (82.2 \times 10^3 / 152.8 \times 10^6)^{(1/2)}=0.146 \text{ 秒}$$

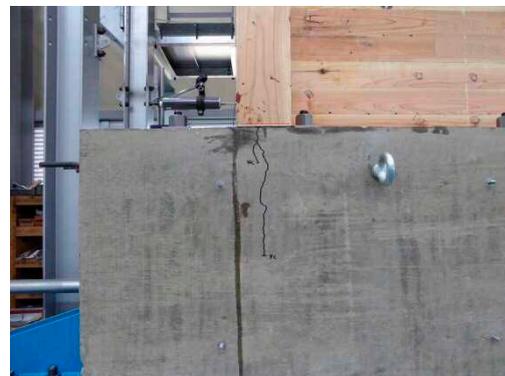
TypeA



荷重－変形角曲線



写真 +200kN 時の全景



RC 基礎のひび割れ

目を改め、加力を 500kN の加力機に変更し破壊までの試験を実施し、短期基準耐力の想定を行った。その結果を以下に記す。前述 TYPE.A は、今回の設計に用いる「高剛性」タイプであるが、比較の為同時に試験を実施していたので TYPE.B 「靱性型」との比較も含めることとする。

TYPE.B は、TYPE.A における

2 分割された CLT-A を 3 分割したものである。この 3 分割しロッキング変形が起こり易くすることで、変位を増大させようと考えたものである。

次表に短期基準せん断耐力の算出方法に従い、各数値を求めた。

特定変形角時の荷重，最大荷重，破壊状況等を表-4 に，降伏耐力，終局耐力，構造特性係数等を表-5 に，短期基準せん断耐力を表-6 に示す。

※表は報告書抜粋の為、表番号は報告書内番号となる。

破壊に至らなかった前試験での数値（降伏耐力：比例限界、初期剛性）と比較すると剛性は高く、降伏耐力は低い計算結果となっている。

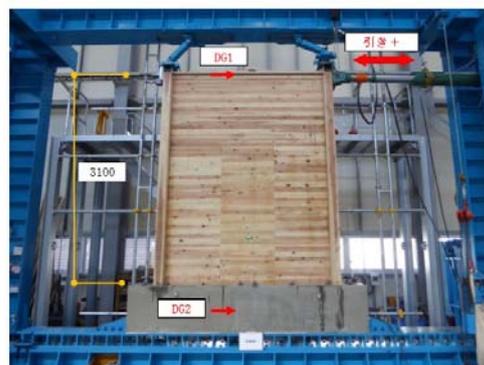


写真 3-4-3-1 試験体 B

表-4 特定変形角時の荷重，最大荷重，破壊状況等

試験体記号	$\gamma = 1/120$ rad 時の荷重 (P) kN	2/3Pmax 時		Pmax 時		破壊状況
		荷重 (P) kN	変形角 (γ) $\times 10^{-3}$ rad	荷重 (P) kN	変形角 (γ) $\times 10^{-3}$ rad	
TypeA*	-	-176.3	-2.97	-264.4	-5.05	・柱のせん断割れ及び CLT 壁パネル-RC 基礎接合用鉄筋の抜け
TypeB	230.0	161.9	3.27	242.9	9.65	・柱のせん断割れ及び CLT 壁パネル接合用鉄筋の変形を伴う抜け

(注) 1. *試験体記号：TypeA は、負側で破壊し 0.8Pmax を迎えたため、負側の値を示す。
2. 試験室の温度及び湿度：15.1～15.7℃，38～42%RH

表-5 降伏耐力，終局耐力，構造特性係数等

試験体記号	元モデル			完全弾塑性モデル				構造特性係数 (Ds)
	降伏耐力 (Py) kN	降伏変形角 (γ_y) $\times 10^{-3}$ rad	初期剛性 (K) $\times 10^3$ kN/rad	終局変形角 (γ_u) $\times 10^{-3}$ rad	降伏点変形角 (γ_v) $\times 10^{-3}$ rad	終局耐力 (Pu) kN	塑性率 (μ)	
TypeA*	-118.6	-1.80	-65.89	-6.47	-3.51	-231.4	1.84	0.61
TypeB	153.3	3.05	50.26	19.39	4.40	220.9	4.41	0.36

(注) *試験体記号：TypeA は、負側で破壊し 0.8Pmax を迎えたため、負側の値を示す。

表-6 短期基準せん断耐力

試験体記号	(a) 降伏耐力 P_y kN	(b) $(0.2/D_s) \cdot P_u$ kN	(c) $2/3 \cdot P_{max}$ kN	(d) $\gamma = 1/120 \text{ rad}$ 時 kN
TypeA*	118.6	75.9	176.3	—
TypeB	153.3	122.7	161.9	230.0

(注) *試験体記号：TypeA は、負側で破壊し $0.8P_{max}$ を迎えたため、負側の値の絶対値を示す。

次に破壊性状を示す



写真 3-4-3-2 TYPE.A 破壊状況



写真 3-4-3-3 TYPE.B 破壊状況

破壊は、いずれも CLT-A のロッキング変形により CLT-B を押し上げたために発生した柱のせん断割れによる。その際、ロッキング変形が増加したため、CLT-A と CLT-B を接合していた鉄筋の抜けが生じていた。

右図 荷重－変形角曲線より試験体 TYPE.A と B の耐力壁としての特徴が確認できる。

今回の設計においては弾性域での応答解析でもあり、結果としては TYPE.A の採用で剛性を確保する方針とする。

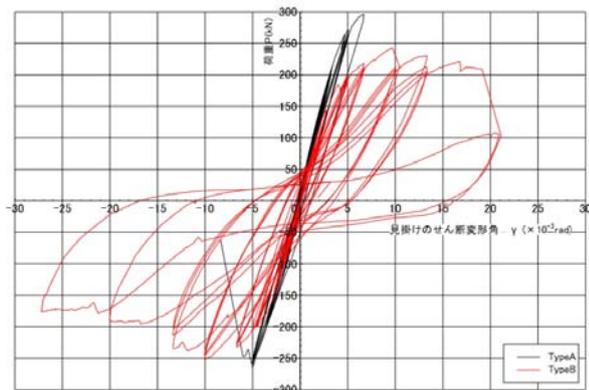


図 3-4-3-1 荷重－変形角曲線

試験を通じて、

CLT の設計値（面内せん断）よりも

実際の材料の強度は高く、柱側の破壊に至った。今後剛性を高めるか、靱性を高めるかの選択方法としては、本試験体 CLT-A の分割数により決定されると考えるが、その性能を発揮するには、柱側-CLT-B の接合強度を更に高める必要があると思われる。

4. 工事費等内訳

事業名	山佐木材株式会社 CLT工場増築工事の設計実証	
実施者もしくは担当者(実施者が個人の場合)	山佐木材株式会社 代表取締役 佐々木幸久	
	共通仮設費	2,520,000
建築工事	直接仮設工事	2,500,000
	土工事	2,350,000
	コンクリート工事	7,000,000
	型枠工事	3,300,000
	鉄筋工事	3,800,000
	鉄骨工事	0
	組積工事	0
	防水工事	650,000
	タイル工事	0
	木工事	35,000,000
	屋根及び樋工事	6,500,000
	金属工事	0
	左官工事	650,000
	金属製建具工事	3,000,000
	木製建具工事	0
	ガラス工事	650,000
	塗装工事	0
	内外装工事	3,000,000
	雑工事	1,000,000
		電気設備工事
	機械設備工事	0
	小計①	73,420,000
別途工事費	外構工事	500,000
	解体撤去工事	0
	ボーリング	
	設計	0
	大臣認定	1,500,000
	確認申請	100,000
	その他(内容を記載・必要ならセルの追加)	
	小計②	2,100,000
	合計(①+②)	75,520,000

注:平成27年度は部材性能試験費、設計費のみを支出。未着工のため工事費は概算。