令和2年度 林野庁補助事業

木材産業・木造建築活性化対策のうち

中高層建築物を中心としたCLT等の木質建築部材の利用促進事業のうち

CLT等の利用促進及び低コスト化の推進に係る

技術開発・検証等(耐震補強提案等)事業

事業報告書

令和3年3月

一般社団法人 日本CLT協会

目 次

第1章 事業内容・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	1-1
1.1 本事業の目的と枠組み・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	1-1
1.1.1 事業の目的・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	1-1
1.1.2 事業の枠組み・実施体制・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	1-1
1.2 実施スケジュール・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	1-3
1.2.1 実施体制・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	1-3
1.2.2 実施スケジュール・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	1-3
1.3 試験結果の概要と来年度に向けた取り組み・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	1-4
1.3.1 試験結果の概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	1-4
1.3.2 来年に向けた取り組み・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	1-5
第2章 既存の CLT を用いた鉄骨造補強技術の整理とターゲットの絞り込み・・・・・・・	2-1
2.1 既存の鉄骨造+CLT 技術・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	2-1
2.1.1 調査文献の分類・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	2-1
2.1.2 鉄骨造+CLT技術に関する文献・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	2-1
2.1.3 CLT 壁の幅高比とせん断応力度の関係・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	2-2
2.2 耐震補強としての目標性能・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	2-6
2.2.1 目標性能を設定するにあたって・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	2-6
2.2.2 目標性能の設定・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	2-6
2.3 実験ターゲットの決定と試計算・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	2-8
2.3.1 実験ターゲットの決定・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	2-8
2.3.2 試設計・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	2-8
2.4 まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	2-14
第3章 実験による性能把握・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	3-1
3.1 検討の目的・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	3-1
3.2 静的加力実験・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	3-2
3.2.1 試験体・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	3-2
3.2.2 実験方法・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	3-9
3.2.3 実験結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	3-15
3.2.4 まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	3-40
3.3 要素実験・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	3-41
3.3.1 CLT 材料実験・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	3-41
3.3.2 鋼板添え板ビス接合部実験・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	3-59
3.3.3 モルタル圧縮試験・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	3-67
3.3.4 フレーム用鋼材引張試験・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	3-68

	3.	4	実		₽ <i>0</i>)解	析(こよ	こる	追	跡	• •	• •	•	•	•	• •	•	•	•	•	• •	•	•	• •	• •	•	•		•	•	•••	3-71
			3.4.	1	解材	f概	要	• •	•	•	•	• •		-	•	•		•	•	•	•	• •	•	•	• •	• •	•	•		•	•	•••	3-71
			3.4.	2	解材	f結	果	• •	•	•	•	• •		-	•	•		•	•	•	•	• •	•	•	• •	• •	•	•		•	•	•••	3-75
			3.4.	3	まと	<u>:</u> め	•		•	•	•	• •		-	•	•		•	•	•	•	• •	•	•	• •		•	•		•	•		3-81
	3.	5	ま。	とめ		•	•	• •	•	•	•	• •	• •	•	•	•	•••	•	•	•	-	• •	•	•	• •	• •	•	•	•••	•	•	•••	3-82
第	4	章	:既	存卸	失骨	造建	 建築	物	~ (の (CLT	壁	補	強(こ☆	すす	5	耐剤	震調	诊断	ī法	の :	適月	₹ 月・		•		•		•			4-1
4	4.	1	架棒	冓試	,験付	ちの	設訂	计的	句評	陌	•	• •	• •	-	•	•		•	•	•	•	• •	•	•	• •	• •	•	•		•	•	•••	4-1
		4.	1.1	鉄	:骨朶	₹構	の៰	H0	り討	、験	体	• •	• •	-	•	•		•	•	•	•	• •	•	•	• •	• •	•	•		•	•	•••	4-1
		4.	1. 2	鉄	:骨朶	₹構	+0	ЪT	壁	の	試	演体	5 (上	TS	T+	۰T	s c	D₽	¥)	•	• •	•	•	• •	• •	•	•		•	•	•••	4-3
		4.	1.3	鉄	:骨朶	₹構	+0	ЪT	壁	の	試	演体	5 (Ŀ	ጉ '	TST	+	ŧι	レク	アル	ぁ	IJ) •	•	• •	• •	•	•		•	•		4-5
		4.	1.4	鉄	:骨染	₹構	+0	ЪT	壁	の	試	険体	7 (Ŀ	ጉ	TST	Έ	ル	タノ	ルな	ιL	.)		•	•	•	• •	•	-		•	• •	4-6
		4.	1.5	ま	68	5•	•	• •		•	•	• •	• •	-	•	•		•	•	•	•	• •	•	•	• •	• •	•	•		•	•	• •	4-7
4	4.	2	補引	食事	例に	こよ	3	诊迷	斤注	ţ^	の	適月	ŧ۰	-	•	•		•	•	•	•	• •	•	•	• •	• •	•	•		•	•	•••	4-8
		4.	2. 1	試	設計	 建	物(こよ	こる	5 CL	_T ;	壁袝	甫弜	事	例	1	(भ	屋	•	軽	量釒	岡)	-		•	•	• •	-	•	•	•••	•	4-8
		4.	2. 2	試	設計	ݪ建	物(こよ	こる	S CL	_T :	壁袝	甫弴	自事	例	2	(4	└階	健	τ	۰E	∃ <i>σ</i> .)字	H) •	•	• •	•	•	•	•••	•	4-30
4	4.	3	ま。	とめ		•	•	• •		•	•	• •	• •	•	•	•	• •	•	•	•	•	• •	•	•	• •	• •	•	•	•••	•	•	•	4-68
第	5	章	:ま	58	ゎ・	• •	• •	•	•	• •	• •	•	•	•	•••	•	•	•	• •	••	•	•	•	• •	•	•	• •	•	•	•	•••	•	5-1
		_			6 . I. I																												
第	6	草	: 沐	付1	資料		· •	•	•	• •	•••	•	•	•	•••	•	•	•	• •	•••	•	•	•	•••	•	•	• •	•	•	•	•••	•	6-1
(ö.	1	全位	本委	員会	と 議	事争	渌 • 	•••	•		•••	•••	•	•	•	•••	•	•	•	•	••	•	•	• •	••	•	•	•••	•	•	•	6-1
		6.	1.1	第	1 🖻		ק ד_ 	时 窟	夏祖 	強	委 -	員会	È.	(20	20	071	6)	•	• •	•••	•	•	-	•••	•	•	• •	•	•	• •	•••	•	6-1
		6.	1.2	第	2 🖻		ק ד_ 	时 窟	夏祖 	強	委 -	員会	È.	(20	20	082	20)	•	• •	•••	•	•	-	•••	•	•	• •	•	•	• •	•••	•	6-5
		6.	1.3	第	3 🖻		ק ד_ 	时 窟	夏祖 	強	委 -	員会	È.	(20)20	100)5)	•	• •	•••	•	•	-	•••	•	•	• •	•	•	• •	•••	•	6-8
		6.	1.4	第	4 🖻	네 CL	_ [时窟 	夏 補	前 強	委	員会	₹	(20	020	110)2)	•	• •	•••	•	•	•	•••	•	•	• •	•	•	• •	•••	•	6-11
		6.	1.5	第	5 🖻		ק ד_ 	时 窟	夏祖 	強	委 -	員会	È.	(20)20	122	21)	•	• •	•••	•	•	-	•••	•	•	• •	•	•	• •	•••	•	6-14
	_	6.	1.6	第	6 🖻		_	时 窟	夏補	強	委	員会	È	(20)21(020)8)	•	• •	•••	•	•	•	•••	•	•	• •	•	•	• •	•••	•	6-17
(5.	2	打1	うせ -	議事	録	•	•••	• •	•	•	• •	•••	•	•	•	•••	•	•	•	•	••	•	•	• •	••	•	•	•••	•	•	•	6-20
		6.	2.1	委	員会	そ 事	前打	行合	うせ -	- (20	200	61	5)	•••	•	•	•	• •	••	•	•	-	•••	•	•	• •	•	•	• •	•••	•	6-20
		6.	2.2		ンサ	トル 	事	前打	J合	ゖせ	()	202	00	803	s) •	•	•	•	• •	••	•	•	-	•••	•	•	• •	•	•	• •	•••	•	6-22
		6.	2.3	試	験体	打	合十	Ъ.	(20)20	09	04)	•	•	•••	•	•	•	• •	•	•	•	•	••	•	•	•••	•	·	•	•••	•	6-24
		6.	2.4	大	阪コ	二業	大	学打	J台	iせ	()	202	01	016	;)•	•	•	•	• •	•••	•	•	•	•••	•	•	• •	-	•	• •	•••	•	6-26
		6.	2.5	報告	i書打	丁合	せ	(2	202	101	118	;) •	•	•	•	• •	•	•	•	• •	•	•	•	•	• •	•	•	• •	•	•	• •		6-28

第1章 事業内容

1.1 本事業の目的と枠組み

1.1.1 事業の目的

今回の事業計画は、昭和 56 年 5 月以前の旧耐震設計基準で構造設計された建築物の多くが耐震補強の必要性のあることから、CLT の特性を生かした耐震補強工法を実用化し、CLT の新たな利用方法を創出することにより、利用量拡大を図ることを目的としている。

今年度は、既存の鉄骨造の骨組みと補強用のCLT耐震壁を構造的に一体化するための接合方法を提案し、既存 鉄骨骨組みとCLT間の接合方式を実験及び計算により確立する。 来年度以降も、より扱い易い耐震設計法を、実験及び計算により確立し、CLT 耐震要素の評価方法をまとめる。

1.1.2 事業の枠組み·実施体制

(1) 事業の枠組み

- ① 令和2年度 林業成長産業化総合対策補助金等(木材産業・木造建築活性化対策のうち中高層建築物 を中心とした CLT 等の木質建築部材の利用促進事業のうち CLT 等の利用促進及び低コスト化の推進に係 る技術開発・検証等)として、CLT を用いた既存建築物の耐震補強方法を提案し、事業の進行管理のため、 開発・検討委員会を設置する。
- ② 委員会において耐震補強を行う構造形式を決定するにあたり、既往の研究文献の調査を行い構造形式 を選定する。併せて補強の目標性能として終局面内せん断応力度 τ を設定する。 また、補強のタイプは、鉄骨の梁柱で構成される鉛直構面内の CLT パネル設置方法を、全面壁タイプや 袖壁タイプ、方立壁タイプより選定する。
- ③ CLT 方立壁の鉄骨梁に対する取り付けは、溶接を極力用いない方法を検討する。試設計おいては、規格品のU型金物の構造特性値を用いて金物を設計し、片持ち壁の脚部に金物を配置したモデルについて面内せん断応力度を参考値として求める。その値から補強タイプに対して目標性能を満足するか見通しを立てる。
- ④ 試験体の組み合わせは、CLT 耐震壁の有無、脚部二隅の金物ビス接合部の有無、CLT 脚部の無収縮モル タルの有無を設定し、計4種類とし、それぞれの種類に対して試験体を各1体作成し試験を実施することで、補強性能、構造特性の確認をする。
- 5 試験の結果を用いて耐震補強の試設計を行い、計算による補強方法として確立できることを確認する。

(2) 委員会名簿

委員長 五十田 博 京都大学 生存圈研究所 生活圈木質構造科学分野 教授

委員 石原直 国土交通省国土技術政策総合研究所建築研究部評価システム研究室長

古賀 一八 元 福岡大学 工学部 建築学科 教授

岡本 直 特定非営利活動法人 建築技術支援協会

谷垣 正治 特定非営利活動法人 建築技術支援協会

横山 忠志 ジャパン建材(株)

鳥羽 展彰 銘建工業㈱

- コンサルタント 太田 勤 (㈱堀江建築工学研究所 所長 迫田 丈志 (㈱堀江建築工学研究所 高橋 愛 (㈱堀江建築工学研究所
- 行政
 石塚 洋介
 林野庁
 林政部
 木材産業課

 増田
 莉菜
 林野庁
 林政部
 木材産業課

 事務局
 坂部 芳平
 一般社団法人
 日本 CLT 協会

 河合 誠
 一般社団法人
 日本 CLT 協会

 小玉 陽史
 一般社団法人
 日本 CLT 協会

 中越 隆道
 一般社団法人
 日本 CLT 協会

 高士 博行
 一般社団法人
 日本 CLT 協会

 酒井 洋
 一般社団法人
 日本 CLT 協会

1.2 実施スケジュール

1.2.1 実施体制



図 1.2.1-1 実施体制図

1.2.2 実施スケジュール



表 1.2.1-1 実施スケジュール表

- 1.3 試験結果の概要と来年度に向けた取り組み
- 1.3.1 試験結果の概要
- (1) 実大フレーム試験結果の概要
- 1) 試験体概要

実大フレーム試験は、表1.3.1-1に示す4タイプを実施した。



表 1.3.1-1 試験体図

2) 試験結果の概要

表 1.3.1-2 Pmax と初期剛性

試験体名称	① F-0	② S-M	③ T2-S-M	④ T2-S
正側 Pmax (kN)	229.0	391.0	394. 5	391.5
 F-0 に対する比 	1.0	1. 707	1. 723	1.710
正側初期剛性 (kN/mm)	3.87	7.84	10.95	9.61
 F-0 に対する比 	1.0	2.027	2.832	2. 486

試験の結果は、フレームのみの耐力に対して Pmax では、1.7 倍程度の耐力上昇となった。また、剛性においては、フレームのみに対して 2.0 倍~2.8 倍となっており、試験結果より補強効果のあることが確認できた。

試験体名称	基準値	2 S-M	③ T2-S-M	④ T2-S
面内せん断応力度 <i>て</i> max N/mm ²	2. 04	1. 77	2. 01	1. 94
基準値に対する比	1.0	0. 867	1.0	0. 950
せん断弾性係数 G N/mm ²	500. 0	708. 5	461.6	449.3
基準値に対する比	1.0	1. 417	0. 923	0. 899

表 1.3.1-3 面内せん断応力度 t max とせん断弾性係数 G

試験体は、壁脚部のモルタルの有無、及び、金物配置の違いによりタイプを設定したが、結果に著しい 差異は生じなかった。

外層ラミナの繊維方向に直交して外力が作用している場合の基準値として、せん断強度 Fs=2.04N/mm² を用いて結果を比較することにしていたが、各試験体の CLT パネルは基準値より低い値でせん断破壊が 生じた。理由としては、圧縮ストラットが CLT パネルの対角に形成されるので、ラミナの繊維方向に対し て斜め方向から外力が作用することで基準値より低い値となったと想定された。

しかし、各試験体の τ max は、いずれの値も目標性能 $\tau = 1.0$ N/mm² と比較した場合は、1.7 倍~2.0 倍 程度あり目標性能よりかなり高い補強効果を有することが確認された。

また、試験では、最大荷重 Pmax の付近で外層と内層の接着層でせん断破壊を生じており、その時点で 補強効果が急に下がることが確認された。このことは、接合金物の耐力が維持される中で CLT パネルの負 担荷重が増加してゆき、面内せん断応力度が高くなることでラミナ接着層面においてせん断破壊が生じ たと想定される。

接合部周辺では、CLT パネルのせん断破壊が進行する中で金物側面プレートのビス頭部軸部断裂が生じ、 かつ、ビスの水平並びの線上で、ビス接合部から外層ラミナに作用する引張力により、繊維が断裂し水平 方向に亀裂が生じていた。

以上から、試験をおこなった CLT パネルによる補強方法は、CLT パネルの強度に補強効果が左右される CLT パネル先行破壊型になっていたと判断される。

1.3.2 来年度に向けた取り組み

今回の補強方法は、最大荷重時約 1/50 の変形時に CLT が接合部より先に破壊し補強効果を失い、その後は、周辺鉄骨フレームで架構を維持させる様になるが、補強性能は有しているので倒壊を防止するための耐震補強設計での採用はできる。しかし、CLT パネルの先行破壊で補強耐力が急に減じる現象がある点は、改善の余地がある。

そこで、来年度は、面内せん断強度の高い CLT を採用し、高い補強強度と靱性が期待できる接合部先行 破壊型の補強方法を開発し、より扱い易い耐震設計法の立案に取り組むことにしている。

2.1 既存の鉄骨造+CLT 技術

2.1.1 調査文献の分類

鉄筋コンクリート造または鉄骨造の柱梁フレームにCLT壁を耐震要素として付加する工法の開発に関し て行われた水平載荷試験について、日本建築学会大会論文を中心に調査した結果を文末の**<文献リスト>** に示す。これらの文献を柱梁フレームの構造種別と新築・耐震改修の補強目的別に分類すると**表 2.1-1**のよ うになる。

文献 1)~文献 9)は、鉄筋コンクリートフレームに CLT 壁を挿入する工法に関するものである。これらに は文献 1)~3)のように新築への適用を目的としたものと文献 4)~9)のように耐震補強を目的としたものに 分類される。また、文献 1)~9)における CLT 壁とフレームとの接合方法には、CLT 壁を上下の梁のみに接 続させる方法と上下の梁だけでなく柱側にも接続させる方法(四周接合)とがある。CLT 壁は幅高比 2.9~ 3.5 程度の CLT パネルを並べることにより構成し CLT パネル間は接着剤により接合されている。

一方で、鉄骨造フレームに CLT 壁を挿入する工法に関する文献 10)~23)では、新築に適用することを目 的とした研究がほとんどであり、耐震補強を目的とした研究は見当たらなかった。鉄骨造フレームに CLT 壁を挿入する工法では、CLT 壁を上下の梁のみに接続させる方法すなわち CLT 壁を間柱として利用する方 法が対象とされており、CLT 壁を柱側に接続する方法および CLT 壁間を接合する方法は採られていない。

		周辺	2架構				
		RC 造	S 造				
補強	新築	文献 1)~文献 3)	文献 10)~文献 23)				
目 的	耐震 補強	文献 4)~文献 9)	_				

表 2.1-1 CLT 壁利用技術に関する文献の分類



図 2.1-1 間柱型 CLT 壁の設置方法

2.1.2 鉄骨造+CLT 技術に関する文献

文献 10)~23)に示す鉄骨造フレームに CLT 壁を挿入する工法では、図 2.1-1 に示すような CLT 壁中央部 付近で CLT 壁と鉄骨梁間のせん断力を主に伝達する「せん断接合部」と CLT 壁両端付近で CLT 壁と鉄骨梁 間の引張力を主に伝達する「引張接合部」を有する形式のものがほとんどであった。

文献 10), 11)は、せん断接合部に挿入鋼板とドリフトピンを使用し、引きボルトや挿入鋼板+ドリフトピンなどの引張接合方法をパラメータとした実験で、各試験体とも耐力的にはほぼ同等であるものの、引きボルトを引張接合として用いたものでは、履歴性状がスリップ型を呈していることが報告されている。

文献 12), 13)は、せん断接合と引張接合として一体となった鋼製プレート挿入し、それぞれの接合部をド リフトピンで接合するものである。実験パラメータは、CLT の強度等級と配置位置であり、高い強度等級の CLT を用いた試験体は高い剛性を示したが、最大耐力は各試験体とほぼ同等であった。CLT 壁を中央に配置した試験体では、R=1/50 で CLT 表層ラミナのせん断ずれ変形、R=1/30 で鉄骨梁の降伏、これに引き続き CLT の圧壊、CLT スリットの開き、挿入鋼板の座屈が見られた。CLT 壁を端に配置した試験体では、鉄骨 フレームの座屈が先行した。

文献 14)は、せん断接合部はなく挿入鋼板とドリフトピンで構成される引張接合部にせん断伝達の機能も 期待するものである。引張接合部では CLT スリットの開きを防止するために CLT 壁面直行方向に座金付き ボルトが設けられている。荷重変形関係は R=1/200 は弾性範囲、最大耐力時変形角 1/60 まで大きな剛性低 下は示さなかった。破壊形式は R=1/37.5 での挿入鋼製プレートの座屈と引張接合部の集合型引張破断であ る。

文献 15)~18)は、せん断接合部はなく、引張接合部に挿入鋼板とドリフトピンによる接合に加えて LSB (ラグスクリューボルト)を用いる方法に関するものである。実験パラメータは、ドリフトピン位置と CLT 壁高さ方向中央位置での接合の有り無しである。壁高さ中央位置で接合する場合は鋼製プレートを介して 上下の CLT 壁をドリフトピンで接合する方法が採られている。試験体には鉄骨フレームはなく、加力は回 転を拘束した剛な上下鉄骨梁を介して行われている。壁壁間接合のない試験体の方が高い耐力を示したが、 壁壁間接合のある試験体では履歴性状のスリップ型からの改善が見られた。破壊形式は、壁壁間接合のない 試験体では LSB に沿う CLT 壁の割裂、壁壁間接合のある試験体では壁高さ中央位置での接合部ドリフトピ ンのめり込みであった。

文献 19), 20)は、せん断接合部に挿入鋼板とドリフトピン、引張接合には CLT 壁側面に沿って上下梁に 接合された鋼製プラットバー用いるものである。幅 1000mm の CLT 壁をスパン中央に一枚配置するもの、 2枚をスパン両端に配置するもの、3枚でスパン全長を塞ぐものについて実験している。各試験体とも最大 耐力は、CLT パネルの支圧破壊, せん断破壊の複合的破壊によって決まっている。また、壁枚数の増加に伴 い最大荷重・初期剛性の増加が確認されている。

文献 21)~23)は、引張接合部・せん断接合部の簡素化を意図して、せん断力は CLT 壁両端の梁との隅角 部に設けられた支圧ブロックで、引張力は CLT 壁側面に沿って上下梁をつなぐ接合金物(フラットバー) を CLT 壁にビス止めすることによって伝達させるものである。CLT 壁の加工が不要なため簡素化・低コス ト化が図れる。試験体は鉄骨フレームのない CLT 壁単独の実験で、実験パラメータは、CLT 壁の幅高比で 2.22 と 3.33 の 2 種類である。破壊形式は、接合金物の降伏が先行している。接合金物が降伏する R=1/100 に おける両試験体の耐力は CLT 壁の幅にほぼ比例している。

2.1.3 CLT 壁の幅高比とせん断応力度の関係

鉄骨架構+CLT 壁の構造実験に関する文献 10)~23) について、CLT 壁の幅高比 h/w と 1/100 変形時の CLT 壁のせん断応力度 $\tau_{1/100}$ の関係を図 2.1-2 に示す。複数の間柱を並列させた試験体(文献 19),20))では、 個々の間柱の幅と高さの比を幅高比としている。1/100 変形時の CLT 壁のせん断応力度 $\tau_{1/100}$ については、 文献に数値が示されていない場合は荷重変形曲線から読みとった CLT 壁せん断力を壁断面積で除して求め た。また、変形角 1/100 に達する前に最大耐力を向えた試験体では、最大耐力時の変形角を図中に数値で示 した。調査した文献では、CLT 壁の幅高比 h/w で 0.92~3.3、 $\tau_{1/100}$ は 1.3~3.2 の範囲である。

文献 10)~20)は、CLT 壁をより有効に利用するため、CLT 使用量を抑え CLT の有する材料せん断強度を できるだけ発揮させるための研究であり、CLT 壁の幅高比が大きくなるにつれてすなわち CLT 壁がスレン ダーになるにつれて高まる引張接合部の要求性能を満たす様々な工夫がなされてきている。これらの研究 では、h/w が大きくなるにつれて $\tau_{1/100}$ は低下する傾向が見られる。一方、文献 21)~23) は接合方法の簡 素化を目指した研究であり、h/w が大きくなっても τ =2.0N/mm²程度のせん断応力度を発揮している。ただ し、文献 15)~18)および文献 21)~23)では、CLT 壁が回転拘束された剛な上下梁に接続されており、CLT 壁 単体の純せん断状態に近い実験を行っているので、鉄骨フレーム内に設置される場合よりも高い $\tau_{1/100}$ が発 揮されていると思われる。



図 2.2-1 鉄骨造フレーム+CLT 壁試験体の幅高比 h/w と T 1/100の関係

- <2.1の文献リスト>
 - ・RC 架構+CLT に関する文献
 - 文献 1) 麻生直木、安並卓嗣、中根一臣、花井厚周、栗原嵩明、宇佐美徹、木村秀樹「CLT を用いた RC 架構の耐震壁の構造性能 その 2 RC 骨組を用いた構造実験」建築学会大会学術講演梗概集, pp615~616, 2017.8
 - 文献 2) 麻生直木、花井厚周、木村秀樹、栗原嵩明、宇佐美徹「CLT を用いた RC 架構の耐震壁の構造性能 その 3 CLT を分割した耐震壁の構造実験」建築学会大会学術講演梗概集, pp13~14, 2018.9
 - 文献3) 木村秀樹、麻生直木、花井厚周、栗原嵩明、宇佐美徹「CLT を用いた RC 架構の耐震壁の構造性能 その4 PCa 架構の構造実験」建築学会大会学術講演梗概集, pp15~16, 2018.9
 - 文献 4) 高橋豪、幅亮太、北守顕久、五十田博、森拓郎、福原武史、栗原嵩明「木質系面材による RC 骨 組の耐震補強工法に関する実験的研究 その 3 CLT 耐震補強実験」建築学会大会学術講演梗概 集,構造IV, pp691~692, 2015.9
 - 文献 5) 幅亮太、高橋豪、森拓郎、北守顕久、五十田博、福原武史、栗原嵩明「木質系面材による RC 骨 組の耐震補強工法に関する実験的研究 その 4 CLT 耐震補強効果のメカニズム」建築学会大会 学術講演梗概集,構造IV, pp691~692, 2015.9

- 文献 6) 栗原嵩明、福原武史、宇佐美徹、五十田博、森拓郎、北守顕久、幅亮太「木質系面材による RC 骨組の耐震補強工法に関する実験的研究 その 5 補強効果に対する柱スパンの影響」建築学会 大会学術講演梗概集,構造Ⅲ, pp193~194, 2016.8
- 文献 7) 福原武史、栗原嵩明、宇佐美徹、五十田博、森拓郎、北守顕久、幅亮太「木質系面材による RC 骨組の耐震補強工法に関する実験的研究 その 6 せん断力伝達機構の検証」建築学会大会学術 講演梗概集,構造Ⅲ, pp195~196, 2016.8
- 文献 8) 幅亮太、北守顕久、森拓郎、栗原嵩明、福原武史、五十田博「木質系面材による RC 骨組の耐震 補強工法に関する実験的研究 その 7 乾式工法をめざした CLT 耐震補強実験」建築学会大会学 術講演梗概集,構造Ⅲ, pp197~198, 2016.8
- 文献 9) 栗原嵩明、福原武史、宇佐美徹、五十田博、森拓郎、北守顕久「木質系面材による RC 骨組の耐 震補強工法に関する実験的研究 その 8 有開口 CLT 耐震壁の実験」建築学会大会学術講演梗概 集,構造Ⅲ, pp611~612, 2017.8

・S架構+CLT に関する文献

- 文献10) 三木徳人、石原直、中島昌一「塑性変形能力の向上を目指した CLT-S 接合部の繰り返し載荷実験」 日本木材学会大会要旨集, H16-08-1000、CD-ROM、2019.3
- 文献 11) 三木徳人、石原直、中島昌一、山崎義弘「履歴特性の改善を目指した CLT 耐力壁と鉄骨ピン架 構を組み合わせた CLT-S 混構造架構の繰り返し載荷実験」日本木材学会大会要旨集, H16-06-1330, 2020.3
- 文献 12) 金澤和寿美、五十田博、北守顕久、宇佐美徹、荒木康弘、服部和徳「CLT を耐震壁として挿入した鉄骨造の構造性能 その1 構面縮小実験」建築学会大会学術講演梗概集,構造Ⅲ,pp331~332, 2019.9
- 文献13) 松井茉優、金澤和寿美、五十田博、北守顕久、宇佐美徹、荒木康弘「CLT を耐震壁として挿入した鉄骨造の構造性能 その2 要素実験及び解析による実験結果の追跡」建築学会大会学術講演 梗概集,構造Ⅲ, pp333~334, 2019.9
- 文献 14) 金澤和寿美、北守顕久、荒木康弘、中島昌一、五十田博「鉄骨造に挿入する CLT 耐震壁の面内せん断実験」建築学会大会学術講演梗概集,構造Ⅲ,pp461~462,2018.9
- 文献 15) 河内武、津畑慎哉、貞広修、木村誠、濱智貴、小林研治「CLT を利用した高耐力耐震壁の開発(その1ドリフトピン接合部の要素実験)」建築学会大会学術講演梗概集,構造Ⅲ,pp239~240,2017.8
- 文献 16) 貞広修、津畑慎哉、木村誠、河内武、濱智貴、小林研治「CLT を利用した高耐力耐震壁の開発(その2 実大壁実験)」建築学会大会学術講演梗概集,構造Ⅲ,pp241~242,2017.8
- 文献 17) 河内武、貞広修、木村誠、津畑慎哉、濱智貴「CLT を利用した高耐力耐震壁の開発(その3 実大 壁追加実験結果)」建築学会大会学術講演梗概集,構造Ⅲ, pp443~444, 2018.9
- 文献18) 貞広修、河内武、木村誠、濱智貴、津畑慎哉「CLT を利用した高耐力耐震壁の開発(その4実験 結果の考察)」建築学会大会学術講演梗概集,構造Ⅲ, pp445~446, 2018.9
- 文献 19) 難波嵩之、久保和民、五十田博、田守伸一郎、福本晃治、國府田まりな、宇佐美徹「CLT+鉄骨 ハイブリッド構造システムに関する研究 その 1 実験結果の概要」日本建築学会学術講演梗概 集,構造Ⅲ, pp645~646, 2019.9

- 文献20) 久保和民、難波嵩之、五十田博、田守伸一郎、福本晃治、國府田まりな、宇佐美徹「CLT+鉄骨 ハイブリッド構造システムに関する研究 その2 応力解析モデルの構築」日本建築学会学術講 演梗概集,構造Ⅲ, pp647~648, 2019.9
- 文献 21) 梅森浩、森田仁彦、御所園武、稲山正弘「CLT を耐震壁とした中層鉄骨建物の開発 その1 建物 外概要と CLT 支圧実験」建築学会大会学術講演梗概集,構造Ⅲ, pp721~722, 2019.9
- 文献 22) 森田仁彦、梅森浩、御所園武、稲山正弘、苅部泰輝、加藤隼人「CLT を耐震壁とした中層鉄骨建物の開発 その2 実大耐震壁水平加力実験」建築学会大会学術講演梗概集,構造III,pp723~724, 2019.9
- 文献 23) 御所園武、森田仁彦、梅森浩、稲山正弘「CLT を耐震壁とした中層鉄骨建物の開発 その3 鉄骨 架構の解析的検討」建築学会大会学術講演梗概集,構造Ⅲ, pp725~726, 2019.9

2.2 耐震補強としての目標性能

2.2.1 目標性能を設定するにあたって

南海トラフ等の大地震の発生時期が切迫していると心配されるなか、昭和56年以前の旧耐震設計基準による建物が今なお多く存在し、その耐震安全性の確保は急務である。なかでも中低層の鉄骨造による幼稚園、都市部の狭小建物、工場建屋などに対し、大型の重機に頼らず簡便に施工でき、且つ、補強後の居住性を快適に維持できる工法の実用化のニーズは非常に高い。CLTの持つ高い強度、軽量性、加工容易性、人に優しい表面テクスチャー等の特性は、このニーズに良く適合している。また、中低層の小規模鉄骨造の耐震補強では、現場における狭い箇所の溶接作業を極力避けられる工法であることも重要な要素である。CLTを利用する耐震補強工法には、以下のような特徴があげられる。

- ・RC等の湿式と比べ乾式で施工でき、内装を汚さない
- ・パネル寸法の調整が現場で可能
- ・多工種にならず機械に頼らない職人による施工が可能
- ・ブレース補強と異なり、既存の柱-梁仕口部に応力を集中させない
- ・仕上げ不要で木材あらわしの暖かい風合いが得られる

目標性能を設定するにあたって、検討対象とする CLT パネルの寸法は、パネル間の接着を要しない一枚も ので運搬・施工できる寸法として幅は 1000 mm、厚さは通常調達できる最小厚さ 90 mm を想定する。また、 耐震補強設計は、「2011 年改訂版 耐震改修促進法のための既存鉄骨造建築物の耐震診断および耐震改修指 針・同解説(日本建築防災協会)」に準じて行うことを前提として、以下とおり目標性能を設定した。

2.2.2 目標性能の設定

(1) CLT 壁の耐力およびせん断応力度の目標値

目標値の設定にあたり、図 2.2-1 に示す既存の低層鉄骨造の耐震補強事例を参考とした。図に示すような 各階の建築面積が約 300 m²で、既存建物の Is 値が 0.4 の 2 階建て事務所ビルを想定した事例について、 Iso=0.6 を満たすために必要な補強量を試算すると、各階のおおよその必要補強量は下記のようになる。こ の場合、F 値(靭性指標)は 1.0、T(経年指標)は 0.95 とした。

- ・2 階部分の必要補強量の概算;1000 kN
- ・1 階部分の必要補強量の概算;1500 kN

CLT 壁1枚あたり目標せん断耐力を100kNとし、1箇所当たりの500kNのCLT耐力を想定した場合、上記の各階床面積300m²程度の建物でCLT壁の必要箇所は、平屋建ての場合2箇所、2階建ての1階の場合3箇所、さらに3階建ての1階の場合を推定すると4箇所となる。

ここでは幅 1000 mm 厚さ 90 mm の CLT 壁を用いることを想定しているので、上記 CLT 壁一枚あたりの目標 せん断耐力 100 kN は、CLT 壁のせん断応力度 τ に換算して τ =1.1 N/mm²となる。「2.1 既存の鉄骨造+CLT 技術」の既往の文献で紹介したように、適切な接合部が選択できれば、部材角 1/100 付近で上記 τ =1.1 N/mm² を達成することは十分に可能である。

(2) 変形性能(靭性指標)目標

既存不適格の低層鉄骨造では、柱に日の字柱が使用されているケースや、柱・梁接合部が保有耐力接合を満たしていないなどのケースも多いと考えられる。ここでは、既存部分の補強を行わないことを条件とし



図 2.2-1 鉄骨造 2 階建て事務所ビルの耐震診断例

2.3 実験ターゲットの決定と試計算

2.3.1 実験ターゲットの決定

(1) CLT パネルの目標性能と対象とする建築物

CLT を用いて行う耐震補強は、2.1、2.2 における鉄骨フレームに CLT を用いた各種強度性能試験結果の検討などから、CLT の面内せん断耐力 τ の性能目標を強度等級 S60-3-3 の厚さ 90mm とした場合は、終局時で 1.0N/mm²程度となる剛性、強度を用いて耐震補強を行うことが妥当との検討結果になった。

また、中高層の鉄骨造の耐震補強においては、剛性、強度の高い耐震補強要素を用いて補強コストを抑えた設計が望まれるが、面内せん断耐力を1.0N/mm²程度とした CLT パネルを用いる補強では、CLT パネルを数多く配置して補強する傾向とになり、設計、施工、コストを考えると合理性が認められないと判断された。

前記のことから耐震補強を行う対象の建築物は、CLTの目標性能を考慮して階数3階以下を想定とした。 また、CLTパネルの配置は、施工性および柱梁の接合部への影響を考慮して方立壁を採用することにした。

(2) CLT パネルの既存フレームへの接合方法

CLT パネルと既存フレームとの接合方法は、既存鉄骨フレームへの溶接による補強を最小限に留め、かつ、 金物とボルトを用いた乾式施工により CLT パネルを既存フレームに接合する仕様が望ましいとされた。

金物は、構造特性の明らかな(公財)日本住宅・木材技術センター規格品のクロスマーク金物を参考として、目標性能を満たすことが可能となる剛性と耐力を有する金物を設計し、CLTパネルを金物で取り付けたフレームの加力実験及び要素試験において構造特性を確認することにした。

2.3.2 試設計

(1) 接合金物の設計

1) 金物設計において参考としたクロスマーク金物の形状と耐力

① 引張金物 TC-90 使用ビス STS・C65 26 本の剛性と耐力の算定



CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル 第Ⅲ部 第9章 9.4 9.4.1 表 9.4.1-1のビスの特性値を用いて算定した値を 下記に示す。

降伏耐力 Py=2.95 kN/本×26 本= 76.7 kN 終局耐力 Pu=5.30 kN/本×26 本=137.8 kN 剛性 K=3.50×26=91.0 kN/mm

図 2.3.2-1 引張金物 TC-90 規格図

② せん断金物 SB-90 使用ビス STS・C65 14 本の剛性と耐力の算定



CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル 第Ⅲ部 第9章 9.4 9.4.1 表 9.4.1-1のビスの特性値を用いて算定した値を 下記に示す。

降伏耐力 Py=3.35kN/本×14 本=46.9kN 終局耐力 Pu=5.90kN/本×14 本=82.6kN 剛性 K=0.6×14=8.4kN/mm

図 2.3.2-2 せん断金物 SB-90 規格図

2) 耐震補強に用いる金物の試設計

① 引張金物 TC-90 による補強と面内せん断応力度の算定

図 2.3.2-3 のように TC-90 を壁脚部に配置し、壁頭部を自由とした片持ちパネルにおける CLT パネルの 面内せん断耐力を算定する。



図 2.3.2-3 応力算定モデル図

壁パネル S60-3-3 厚さ90mm 壁パネル幅 L=1000mm 壁パネル高さ h=3000mm 金物応力芯 a=100mm b=800mm パネル断面積 A0=90×1000=90000mm²

許容時の引張力 Ta=Py=76.7kN

許容時の水平力 Qa= (Ta×b) /h=(76.7×800)/3000=20.45kN 終局時の引張力 Tb=Pu=137.8kN 終局時の水平力 Qb= (Tb×b) /h=(137.8×800)/3000=36.74kN 許容時面内せん断応力度 τ a= (20.45×1000) /A0=0.23N/mm² 終局時面内せん断応力度 τ b= (36.74×1000) /A0=0.41N/mm²

規格品 TC-90 では、目標性能に対して 40%程度となっている。

② オリジナル金物による補強と面内せん断応力度の算定

イ)オリジナル引張金物の設計

TC-90の耐力の倍となる補強金物における応力度の算定をおこなう。

オリジナル引張金物の名称をWTC-90とする。使用ビス本数は、TC-90の倍の52本とする。

a) WTC-90 の耐力と剛性の算定

CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル 第Ⅲ部 第9章9.4 9.4.1 表 9.4.1-1のビスの特性値 を用いて算定する。

降伏耐力 Py=2.95 kN/本×52 本=153.4 kN

終局耐力 Pu=5.30 kN/本×52 本=275.6 kN

剛性 K=3.50×52=182.0 k N/mm

b) 面内せん断応力度の算定

壁パネル S60-3-3 厚さ90mm

壁パネル幅 L=1000mm

- 壁パネル高さ h=3000mm
- 金物応力芯 a=140mm、ここでは金物幅は 230mm、CLT 端部からの縁距離は 25mm とした。

b = 720 mm

パネル断面積 A0=90×1000=90000mm²

許容時の水平力 Qa=(Ta×b) / h =(153.4×720) / 3000=36.81kN

終局時金物耐力 Tu=Pu=275.6kN

終局時の水平力 Qb= (Tb×b) / h=(275.6×720)/3000=66.14kN

- 許容時面内せん断応力度 τa= (36.81×1000) /A0=0.41N/mm²
- 終局時面内せん断応力度 τ b= (66.14×1000) /A0=0.73N/mm²

WTC-90を用いた場合は、壁脚部金物接合、壁上部自由での片持ちモデルにおける算定値が目標性能の70% 程度となるが、実際の補強においてはCLTパネルの上下には金物が配置され、既存フレームと接合されるこ とによりフレームによる拘束があり、併せて、CLT材端を支点とした圧縮ストラットがCLTパネルに形成さ れ、算定値の1.5倍程度の終局時面内せん断応力度0.73×1.5=1.09N/mm²程度になると想定されることか ら、WTC-90を補強金物として採用し耐震補強実験を行うことにした。

ロ)オリジナルせん断金物の設計

クロスマーク金物 SB-90 は、Pu=5.90×14=82.6kN であり、実際に抵抗することになるせん断力を 66.14 ×1.5 倍程度=99.21kN と想定すると不足している。よって、補強に用いるせん断金物は、安全を考慮して ビス本数を 2.0 倍以上の 36 本とした。オリジナル金物の名称は WSC-90 とする。

3) 耐震補強に用いる金物の形状

① 引張金物 WTC-90 ビス STS・C65 52本 緊結ボルト F10T 2-M20



図 2.3.2-4 引張金物 WTC-90

② 引張金物 WSC-90 ビス STS・C65 36本 緊結ボルト F10T 2-M20



図 2.3.2-5 引張金物 WSC-90



図 2.3.2-6 試験体 2S-M

試験体②は、最下層の補強方法としている。最下層では、基礎に引張力を負担させるための接合方法で 後施工アンカーが用いることができないことから、CLTパネル脚部はせん断金物のみで下部鉄骨梁と接合 し、補強効果を、上部梁の拘束と壁頭部の引張金物部分の抵抗、パネル脚部のせん断金物による抵抗、及 び、CLTパネルに形成される圧縮ストラットによることにした。



図 2.3.2-7 試験体③T2-S-M





2.4 まとめ

文献調査は、日本建築学会大会論文を中心に調査した。鉄骨造フレームに対しては14文献あったが、CLT 壁の扱いは新築における耐震要素としていた。各試験結果は鉄骨梁などへの接合方法は異なるが、変形 1/100 程度における CLT 壁の面内せん断応力度τは約1.0N/mm²~約3.0N/mm²であることが確認された。

目標性能の設定では、Is=0.4の2階建て事務所で必要補強量を試算し推定した。結果は、S60-3-3で脚長 1000mm を用いた場合に変形 1/100程度で面内せん断応力度 τ が 1.1N/mm2程度なら、Is=0.6を満足する補強が可能と判断されたことから、適切な接合方法とすることを条件に、目標性能を $\tau = 約$ 1.0N/mm² と設定した。また、フレームへの CLT 壁配置は、施工性および柱梁接合部への影響を考慮し、方立壁を採用することにした。

鉄骨造フレームの梁との接合に用いる接合金物は、構造特性の明らかな規格金物であるクロスマーク金物を参考に CLT 壁の脚長を 1000mm とした場合に、面内せん断応力度 τ が約 1.0N/mm² となるような接合方法 を試算により検討し、金物形状と接合方法を決定した。

引張金物はTC-90、せん断金物はSB-90を参考としてビス本数を倍以上で設計した金物を用いて試験を行い、目標性能を満たすことを確認することにした。

第3章 実験による性能把握

3.1 検討の目的

第2章で検討したターゲットに対して、実大実験を実施し、性能を確認するとともに、実験でしか確認の難しい靭性指標Fについての情報を得る。また今後の仕様の拡充を検討するためには解析的な実験 結果の追跡が欠かせない。そこで、解析に用いる要素の実験を実施し、性能を確認する。

3.2 鉄骨造 CLT 耐震壁実大構面実験

3.2.1 試験体

試験体のイメージー覧を図 3.2.1-1 に示す。本章での基本仕様は、柱心間距離 4100mm、梁心間距離 3000mm の鉄骨フレームに強度等級 S60-3 層 3 プライの幅 1000mm の CLT 耐震壁が鋼板添え板ビス接合 によって四隅、頭部脚部それぞれの中央で留め付けられており、さらに CLT 脚部接合部には無収縮モル タルが梁と CLT 間に充填されている。鋼板添え板ビス接合部のうち、四隅の接合部は引張力を負担し、頭部脚部それぞれの中央の接合部はせん断力を負担する。また、無収縮モルタルは圧縮力を負担する。



試験体パラメータを表 3.2.1-1 に示す。比較パラメータとして、CLT 耐震壁の有無、脚部二隅の鋼板 添え板ビス接合部の有無、CLT 脚部の無収縮モルタルの有無を設定し、計4種類とした。それぞれの試 験条件に対して試験体を各1体作製し、試験に供した。

表 3.2.1-1 試験体パラメータ

試験体名	鉄骨フレーム	CLT壁	脚部引張金物 WTC-90	脚部モルタル
①F-0	柱:H-250×250×9×14		·	
2S-M	(SN490B)	強度等級 S60	—	右
③T2-S-M	梁:H-250×125×6×9	3層3プライ		fi fi
@T2-S	(SN490B)	スギ	行	—

各試験体図を図 3.2.1-2~3.2.1-5 に示す。

鉄骨フレームは柱心間距離 4100mm、梁心間距離 3000mmで、柱には SN490B の H-250×250×9×14 を、梁には SN490B の H-250×125×6×9 を使用しており、これらは各試験体で共通である。柱と梁は 溶接されている。それぞれの試験体で適宜梁に補強用のスチフナーを設けた。

③T2-S-M(基本仕様)では、強度等級 S60-3 層 3 プライの高さ 2640mm、幅 1000mm、厚さ 90mm の CLT を使用し、鉄骨フレームの中央に挿入した。CLT 頭部には鋼板添え板ビス接合用に 80mm×80mm の切欠きを 3 カ所設けている。鋼板添え板ビス接合に使用する鋼板の厚さは 9mm であり、四隅の引張 金物を WTC-90、中央のせん断金物を WSC-90 と呼ぶ。使用するビスは STS・C65 であり、WTC-90 で は 1 接合部あたり 52 本、WSC-90 では 1 接合部あたり 36 本使用している。基本仕様に用いる CLT、 WTC-90 及び WSC-90 の詳細図を図 3.2.1-6~3.2.1-8 に示す。WTC-90 、WSC-90 と鉄骨フレームは F10T-M20 高力ボルトで 1 面摩擦として留付けている。CLT 脚部はさらに無収縮モルタルを CLT の下端 から梁上端まで十分にいきわたるよう充填している。

②S-Mでは、脚部のWTC-90を使用しない仕様とした。そのほかの仕様は基本仕様と同じである。

④T2-S では、脚部の無収縮モルタルを充填しない仕様とした。そのほかの仕様は基本仕様と同じである。



図 3.2.1-2 試験体図 ① F-0



図 3.2.1-3 試験体図 ② S-M



図 3.2.1-4 試験体図 ③ T2-S-M



図 3.2.1-5 試験体図 ④ T2-S



図 3.2.1-6 試験体図 CLT





27.

240

26-\$6.7

右側PL



<u>10-90</u>

図 3.2.1-7 試験体図 WTC-90



図 3.2.1-8 試験体図 WSC-90

3.2.2 実験方法

3.2.2.1 試験装置

試験体加力装置取付図を図3.2.2.1-1 に示す。試験体は両柱柱頭部分に取り付けた加力ジャッキによって加力される。試験体フレームは、面外変形を拘束されている。



図 3.2.2.1-1 試験体加力装置取付図

3.2.2.2 加力計画

試験体の右側に取り付けた加力ジャッキの引き側を正、押し側を負として、制御変形角 R が 1/200、 1/150、1/100、1/75、1/50rad のスケジュールで正負交番の 3 回繰り返し加力とした。その後 1/20rad を目 安として引き壊しとした。試験体②及び③においては、上記のスケジュールに 1/33rad での正負交番加 力を 1 回追加した。図 3.2.2.2-1 に加力スケジュールを示す。



図 3.2.2.2-1 加力スケジュール

3.2.2.3 計測計画

計測器一覧を表 3.2.2.3-1 に、各試験体の計測計画を図 3.2.2.3-1~3.2.2.3-4 に示す。

柱のせん断力を求めるための柱のひずみゲージと、梁のモーメントを求めるための梁のひずみゲージ は、それぞれ両側フランジ中央に設けており、すべての試験体において共通である。また、CLTパネル を留付ける箇所にはせん断ひずみ測定用のひずみゲージを梁のウェブ中央に設置した。

変位計については、構面全体の水平変位を測るため頭部には#H1b、#H3b、脚部には#H5、#H6を取り 付けた。鉛直変位はフレーム脚部のピン位置で計測した。

	測定意図	チャンネル名
試験体全体	水平荷重	ΣQ
	水平変位	H-1b,H-3b
	鉛直変位	V-5,V-6
鉄骨	柱ひずみゲージ	C-1~C-8
	梁ひずみゲージ	Ba-1~Ba-4
	梁ひずみゲージ(3軸)	BS-1,BS-2
CLT鉄骨梁相対	水平変位	SPH-1~SPH-4
	鉛直変位	SPV-1~SPV-4
CLT引張金物相対	鉛直変位	SPV-5~SPV-8
CLTせん断金物相対	水平変位	SPH-9,SPH-10
	鉛直変位	SPV-9,SPV-10
CLTせん断変形用	斜め変位	PS-1,PS-2
	鉛直変位	PV-1,PV-2

表 3.2.2.3-1 計測器一覧



図 3.2.2.3-1 計測計画図 ① F-0



図 3.2.2.3-2 計測計画図 ② S-M


図 3.2.2.3-3 計測計画図 ③ T2-S-M



図 3.2.2.3-4 計測計画図 ④ T2-S

3.2.3 実験結果

3.2.3.1 データ処理の方針

(1)すべての実験結果について、盛替えや破壊性状の確認のためアクチュエータを一旦停止した際に生じる荷重低下のデータは省くこととする。

(2)各試験体において、全体の水平変位 δ H(mm)は図 3.2.2.3-1~3.2.2.3-4 の計測位置を用いて次のように求めた値とする。また、層間変形 R も以下のように求める。試験体下側の鉛直変位は大変形時でも ±1mm 以下であったため、考慮しないこととする。

$$\delta H = \frac{(\#\text{H3b} - \#\text{H1b})}{2} - \frac{(\#\text{H5} + \#\text{H6})}{2}$$
$$R = \frac{\delta}{H}$$

ここで、H:梁中心間の距離=3000(mm)

(3)各試験体において鉄骨柱、CLT耐震壁がそれぞれ負担するせん断力は以下のように求める。柱に設置したひずみゲージの実験値より柱のせん断力を求め、全体の荷重より柱のせん断力を引いてCLT負担せん断力とする。

$$Q_{CLT} = Q - (Q_{\underline{x}\underline{t}\underline{t}} + Q_{\underline{x}\underline{t}\underline{t}})$$

ここで、*Q_{cLT}*: CLTが負担するせん断力 *Q*:実験値水平荷重

Q_#: 柱が負担するせん断力

柱のせん断力は次のように求める。

実験値はモーメントによるひずみと軸力によるひずみの和となっているため、軸力によるひずみを 取り除く必要がある。

ε_{a1}: C1の位置のモーメントによるひずみ

$$\varepsilon_{a1} = \frac{(C1 - C2)}{2} \times 10^{-6}$$

同様に*ɛ_{a3}、ɛ_{a5}、ɛ_{a7}を*求める。

M_n: Cnの位置に作用するモーメント

$$M_n = \varepsilon_{an} \times E \times Z$$

ここで、E:鉄骨ヤング係数=205,000(N/mm)

Z:柱(RH 250×250×9×14)断面係数=860,000(mm³)

$$Q_{\pm t \pm} = \frac{M_1 - M_3}{H'}, \ Q_{\pm t \pm} = \frac{M_5 - M_7}{H'}$$

ここで、H':ひずみゲージ間の距離=1950(mm)

(4)CLT せん断変位 δ_s は、表面に設置したせん断変形用の変位計を用いて次のように求める。式中のb、h、lについては図3.2.3.1-1中に記載する。

 δ_{sn} : #PSnの値から算出したせん断変位

図3.3.1-1より $(b + \delta_{s2})^2 + h^2 = (l + \#PS2)^2$ が成り立ち、この式より $\delta_{s2} = \sqrt{(l + \#PS2)^2 - h^2} - b$

同様に δ_{s1} を求める。

$$\delta_s = \frac{\delta_{s1} + \delta_{s2}}{2}$$

これより、CLTせん断変形角ysは、

$$\gamma_s = \frac{\delta_s}{h}$$

また、CLTせん断応力度τは、

$$\tau = \frac{Q_{CLT}}{Wt}$$

ここで、W:CLTの幅=1000(mm) t:CLTの厚さ=90(mm)



図 3.2.3.1-1 せん断変形の算出方法

(5)CLT面内せん断基準強度Fsは、告示4)の式を用いて以下のように求める。

$$F_{s} = min \begin{cases} f_{v_lam_0} \\ f_{v_lam_90} \frac{t_{net}}{t_{gross}} \\ \frac{bn_{ca}}{2t_{gross}} \cdot k_{5th} \cdot \frac{1}{\frac{1}{f_{v_tor}} \left(1 - \frac{1}{m^{2}}\right) + \frac{2}{f_{R}} \left(\frac{1}{m} - \frac{1}{m^{2}}\right)} \end{cases}$$

ここで、*f_{v_lam_0} : ラミナの繊維方向のせん断強度*(N/mm²)

 $f_{v_lam_90}$: ラミナの繊維方向と直交する方向のせん断強度 (N/mm^2)

 f_{v_tor} : 接着された直交する 2 つのラミナの交差面のねじりせん断強度 (N/mm²)

 $f_R: ローリングシア強度 (N/mm²)$

n_{ca}: CLT の直交接着層の数

b : ラミナの幅 (mm)

tnet:総層数に占める少ない層のラミナ厚の和 (mm)

t_{gross}:CLTの総厚さ(mm)

m:各層のラミナの幅方向の枚数のうち最小の値

k_{5th}:95%下側許容限界值算出係数(3/4)

以下に示す、今回の CLT における $f_{v_lam_0}$ 、 $f_{v_lam_90}$ 、 f_{v_tor} 、 f_R についても、告示を参照している。 強度等級: S60-3-3

ラミナの繊維方向のせん断強度 $(f_{v_lam_0})$: 2.70N/mm²

ラミナの繊維方向と直交する方向のせん断強度 $(f_{v_lam_90})$: 8.1N/mm²

接着された直交する2つのラミナの交差面のねじりせん断強度(fv tor): 3.0N/mm²

ローリングシア強度 (f_R) : 1.5N/mm²

CLT の直交接着層の数 (n_{ca}):2

ラミナ幅(b):120mm

直交層の厚さの合計 $(t_{net}): 30$ mm

CLT の厚さ (t_{gross}) :90mm

各層のラミナの幅方向の数のうち最小の値(m):7

(6)CLT 頭脚部における圧縮力の算出方法を示す。また、圧縮力についての概要図を図 3.2.3.1-2 に示す。 [1]要素実験での WTC-90 の引張実験の結果(WTC-2~7 の平均値)に対して、各層間変形角(1/200、

1/100、1/75、1/50rad)における CLT 引張金物相対鉛直変位(頭部 SPV-6、脚部 SPV-7 で測定)を照 らし合わせて引張荷重鉛直成分を求め、図 3.2.3.1-2 中のθを用いて P₁に変換する。

[2]要素実験での WSC-90 のせん断実験の結果(WSC-2~7 の平均値)と、CLT せん断金物相対水平変位(頭部 SPH-9、脚部 SPH-10 で測定)とを照らし合わせ、Psを求める。

[3]QCLT より P1、Psを差し引き、P2を求める。

[4]P₂より、θを用いて圧縮荷重 P に変換する。

[5]各層間変形角での荷重 P-変位(頭部 SPV-5、脚部 SPV-8 で測定)関係を算出する。



図 3.2.3.1-2 CLT 頭脚部における圧縮力 概要図

3.2.3.2 荷重変形関係·破壊性状

(1)①F-0 試験体(鉄骨フレームのみ)

図 3.3.2-1 に荷重変形関係を、図 3.2.3.2-2 に包絡線を、写真 3.2.3.2-1(1)~(4)に試験体の損傷状況を示す。







図 3.2.3.2-2 ① F-0 包絡線



→ 「梁端部 (4)最大 写真 3. 2. 3. 2-1 ① F-0 損傷状況

試験体は予定された加力サイクルで載荷され、制御層間変形角 R=1/75rad の加力サイクルで梁端部に 曲げ変形が見られ、R=1/50rad の加力サイクルで降伏した。R=1/50rad まで各 3 回正負交番繰り返し加力 を行ったのち R=1/20rad を目安に引き壊しを行った。 (2)②S-M 試験体(上TST+下S モルタルあり)

図 3.2.3.2-3 に荷重変形関係を、図 3.2.3.2-4 に包絡線を、写真 3.2.3.2-2(1)~(6)に損傷状況を示す。







図 3.2.3.2-4 ② S-M 包絡線



写真 3.2.3.2-2 ② S-M 損傷状況

試験体は、制御層間変形角 R=1/200rad の加力サイクルにて脚部モルタルにひび割れが生じ始め、その 後サイクルが増えるごとに割れが広がった。また、モルタルの浮き上がりが見られた。R=1/100rad の加 カサイクルで CLT のラミナが面外にせり出て、WSC-90 と CLT との間でずれが見られた。R=1/75rad の 負側 1 回目にモルタルが圧壊した。R=1/33rad の加力サイクルにて頭部 WTC-90 付近の CLT の引張破壊 が見られた。その後、R=1/20rad まで引き壊しを行った。その間に頭部右側 WTC-90 ではほぼ全て、頭 部 WSC-90 では全てのビスが破断し、下梁の局部座屈が観察された。 (3)③T2-S-M 試験体(上TST+下TST モルタルあり)

図 3.2.3.2-5 に荷重変形関係を、図 3.2.3.2-6 に包絡線を、写真 3.2.3.2-3(1)~(6)に損傷状況を示す。



図 3.2.3.2-5 ③T2-S-M 荷重変形関係



図 3.2.3.2-6 ③T2-S-M 包絡線



写真 3. 2. 3. 2-3 ③T2-S-M 損傷状況

試験体は、制御層間変形角 R=1/200rad の加力サイクルにて脚部モルタルにひび割れが生じ始め、その 後サイクルが増えるごとに割れが広がった。また、モルタルの浮き上がりが見られた。R=1/75rad の正側 1回目の加力サイクルで CLT 中央部ラミナの外へのはらみが確認され、負側では CLT の破壊音が発生 した。R=1/50rad の正側 1回目の加力サイクルで CLT 直交層のずれが確認され、音が大きくなった。負 側では CLT 外層ラミナのはがれが見られた。R=1/33rad にて CLT のせん断変形が大きくなり、R=1/20rad までの引き壊しの間に表層と直交層のラミナ間の接着面がはがれ、せん断破壊、曲げ破壊が生じた。 (4)④T2-S 試験体(上TST+下TST モルタルなし)

図 3.2.3.2-7 に荷重変位関係を、図 3.2.3.2-8 に包絡線を、写真 3.2.3.2-4(1)~(4)に損傷状況を示す。



図 3.2.3.2-7 ④T2-S 荷重変形関係



図 3.2.3.2-8 ④T2-S 包絡線





(1)最大変形時 試験体全体

(2)最大変形時 CLT のせん断破壊





(3)最大変形時下梁接合部の浮き上がり(4)最大変形時下梁端部写真 3. 2. 3. 2-4④T2-S損傷状況

R=1/150rad の正側 1 回目の加力サイクルにて脚部 WSC-90 が少し浮き上がり、負側では接合部より CLT の浮き上がりが大きかった。R=1/75rad の正側 1 回目の加力サイクルにて、水平荷重 295kN 付近で CLT の破壊音が発生した。負側では脚部 WTC-90 、WSC-90 ともに右側のみ浮き上がりが見られた。 R=1/50rad の加力サイクルでは正側 1 回目にて梁全体のたわみが見られ、正側 2 回目、負側 2 回目にて 脚部 WTC-90 のビスの降伏が確認された。その後、R=1/20rad まで引き壊しを行った。その間に CLT の せん断破壊、脚部右側 WTC-90 のビスの破断が観察された。

(5) 各試験体荷重変形関係まとめ

各試験体の荷重変形関係の包絡線を図 3.2.3.2-9 に示す。図 3.2.3.2-9 中の破線は各試験体の初期剛 性を示す。初期剛性は Pmax の 0.1 倍、0.4 倍の荷重とその時の変形を結ぶ直線の傾きとする。また、各 試験体の最大荷重(Pmax)と初期剛性を表 3.2.3.2-1 に示す。これらの比較より以下のことが明らかになっ た。

- 1. CLT を挿入することで、どの試験体も最大荷重が 1.7 倍、剛性が 2.0~2.8 倍近く大きくなり、補強効 果が十分にあることが確認できた。
- 2. 脚部に WTC-90 のある試験体③は、WSC-90 のみの試験体②に比べ最大荷重、剛性ともに大きくなった。
- モルタルのある試験体③は、モルタルのない試験体④に比べ正側では最大荷重、剛性ともに大きくなったが、負側では最大荷重、初期剛性ともに小さい結果となった。
 試験体④では大きな荷重低下が見られないのに対し、試験体③は正側では 60mm(1/50rad)で、負側では-40mm(-1/75rad)で荷重が低下しており、モルタルが影響していると考えられる。



図 3.2.3.2-9 各試験体荷重変形関係包絡線

			①F-0	2 S-M	3T2-S-M	④T2-S
正側	P _{max}	[kN]	229.0	391.0	394.5	391.5
	①F-0に対	する比	-	1.707	1.723	1.710
	初期剛性	[kN/mm]	3.87	7.84	10.95	9.61
	①F-0に対	する比	-	2.027	2.832	2.486
負側	P _{max}	[kN]	-204.0	-361.5	-366.5	-397.0
	①F-0に対	する比	-	1.772	1.797	1.946
	初期剛性	[kN/mm]	-4.11	-8.08	-9.73	-9.88
	①F-0に対	する比	-	1.966	2.365	2.402

表 3.2.3.2-1 実験結果まとめ

3.2.3.3 CLT の負担荷重と柱の負担荷重

CLT を挿入することによる補強効果を確かめるため、それぞれの試験体について CLT・柱の負担荷重 を柱のひずみゲージより求めた(図 3.2.3.3-1~3.2.3.3-21)。













図 3.2.3.3-3 荷重変形関係 (水平荷重、ひずみゲージから 求めたせん断力)





図 3.2.3.3-4 鉄骨柱負担せん断カ---変形関係



図 3.2.3.3-6 CLT 壁負担せん断力—変形関係





図 3.2.3.3-5 包絡線(鉄骨柱)



図 3.2.3.3-7 包絡線 (CLT 壁)



図 3.2.3.3-9 左図包絡線 (②S-M)





図 3.2.3.3-10 鉄骨柱負担せん断カ---変形関係



図 3.2.3.3-12 CLT 壁負担せん断カ---変形関係



図 3.2.3.3-14 負担せん断カ—変形関係 (水平荷重、鉄骨柱、CLT 壁)

図 3.2.3.3-11 包絡線(鉄骨柱)



図 3.2.3.3-13 包絡線 (CLT 壁)



図 3.2.3.3-15 左図包絡線 (③T2-S-M)



400 300 200 100 200 -100 -200 -300 -100 -80 -60 -40 -20 0 20 40 60 80 100 120 140 160 180 変位(mm)

500

図 3.2.3.3-16 鉄骨柱負担せん断カ--変形関係



図 3.2.3.3-18 CLT 壁負担せん断力---変形関係



図 3.2.3.3-20 負担せん断カ—変形関係 (水平荷重、鉄骨柱、CLT 壁)

図 3.2.3.3-17 包絡線(鉄骨柱)



図 3.2.3.3-19 包絡線 (CLT 壁)









図 3.2.3.3-22 ①~④水平荷重包絡線

図 3. 2. 3. 3-23 ②~④鉄骨柱負担せん断力包絡線





試験体名	層間変形角	実変位	水平荷重	鉄骨負担せん断力	CLT負担せん断力	CLT負担せん断力
	[rad]	[mm]	[kN]	[kN]	[kN]	/水平荷重[%]
②S-M	1/200	15.24	134.50	76.76	57.74	42.93
	1/100	30.26	242.00	140.96	101.04	41.75
	1/75	40.38	303.00	182.30	120.70	39.84
	1/50	60.45	348.00	205.53	142.47	40.94
	1/33	90.52	383.50	224.16	159.34	41.55
	max	150.78	307.00	222.72	84.28	27.45
	Pmax時	113.85	391.00	234.98	156.02	39.90
3T2-S-M	1/200	14.97	169.00	83.11	85.89	50.82
	1/100	30.07	304.50	156.57	147.93	48.58
	1/75	40.35	371.50	194.30	177.21	47.70
	1/50	51.04	394.50	210.81	183.69	46.56
	1/33	80.68	328.50	219.98	108.52	33.03
	max	143.10	296.00	233.59	62.41	21.08
	Pmax時	51.04	394.50	210.81	183.69	46.56
@T2-S	1/200	15.50	154.00	84.32	69.68	45.24
	1/100	30.18	283.50	159.74	123.76	43.65
	1/75	40.39	337.50	191.60	145.90	43.23
	1/50	59.77	391.50	216.55	174.95	44.69
	max	144.59	338.00	239.15	98.85	29.24
	Pmax時	59.77	391.50	216.55	174.95	44.69

表 3.2.3.3-1 せん断カー覧

以上の図 3.2.3.3-22~3.2.3.3-24、表 3.3.3-1より、以下の知見が得られた。

- 1. 図 3.2.3.3-23 より、それぞれの試験体の鉄骨柱の負担せん断力はほぼ一致しているため、水平荷 重の低下は CLT 負担せん断力の低下に関係していることがわかる。また、鉄骨フレームのみの試 験体①に対しほかの試験体の鉄骨フレームの負担せん断力が大きくなっている。
- 2. 図 3.2.3.3-24、表 3.2.3.3-1 より、脚部 WTC-90 のない試験体②は、WTC-90 のある試験体③よ り最大荷重時の変位が大きく、水平荷重に対する CLT 負担せん断力の割合が小さいことがわか る。
- 3. モルタルのない試験体④は、モルタルのある試験体③に比べ大幅な荷重低下は見られなかった。

3.2.3.4 CLT の負担せん断応力度とせん断変形角の関係

CLT の平均せん断応力度と CLT のせん断変形の関係及び CLT のせん断変形角と制御層間変形角の関係を求めた(図 3.2.3.4-1~3.2.3.4-6)。図 3.2.3.4-1、3.2.3.4-3、3.2.3.4-5 中に示す面内せん断基 準強度は、3.2.3.1(5)の式より求め、2.04N/mm²であった。

(1)②S-M試験体(上TST+下S モルタルあり)

変位計#PS1の数値に異常が見られたため、3.2.3.1(4)において $\delta_s = \delta_{s2}$ として算出した。



図 3.2.3.4-1 ②S-M CLT 負担せん断応力度—せん断変形角関係



図 3.2.3.4-2 ②S-M CLT 負担応力せん断変形角—層間変形角関係



図 3.2.3.4-3 ③T2-S-M CLT 負担せん断応力度---せん断変形角関係



図 3.2.3.4-4 ③T2-S-M CLT 負担応力せん断変形角—層間変形角関係



図 3.2.3.4-5 ④T2-S CLT 負担せん断応力度—せん断変形角関係



図 3.2.3.4-6 ④T2-S CLT 負担応力せん断変形角—層間変形角関係

(4) CLT せん断応力度—せん断変形角関係まとめ

図 3.2.3.4-7 に各試験体の CLT せん断応力度一せん断変形角関係を包絡線で示す。図中のせん断弾 性係数(実験値)は後述する CLT のせん断実験の結果より得た数値である。また、CLT せん断応力度と せん断弾性係数の基準値⁵との比較を表 3.2.3.4-1 に示す。これらの結果から以下のことが明らかにな った。

- 図 3.2.3.4-1、表 3.2.3.4-1より、脚部 WTC-90 のない試験体②は、せん断破壊が進行せず弾性範囲であったため、せん断応力度 τ の最大値は基準値以下であった。試験体③、④については、せん断応力度が基準強度 2.04N/mm²程度までおおきくなり、せん断破壊が起きたことがわかる。
- 2. 表 3.2.3.4-1 より、試験体③、④はせん断弾性係数が基準値と同程度であった。
- 3. 図 3.2.3.4-7 より、脚部に WTC-90 とモルタルのある試験体③は CLT のせん断変形角が 0.015rad 付 近からせん断破壊が生じ、応力低下が見られた。
- 4. 図 3.2.3.4-7 より、モルタルのない試験体④は、CLT のせん断変形角が 0.007rad 付近のときせん断 破壊が生じ、応力低下が見られた。
- 5. 図 3.2.3.4-6 より試験体④が層間変形角 1/50rad でせん断破壊が起こっているのに対し、図 3.2.3.4-4 より試験体③は 1/75rad 付近からせん断破壊が起こり始めており、その後のせん断破壊の進行も顕著である。



図 3.2.3.4-7 CLT 負担せん断応力度---せん断変形角包絡線

表 3.2.3.4-1 基準値との比較

	基準値	2S-M	3T2-S-M	@T2-S
τmax [N/mm²]	2.04	1.77	2.04	1.94
基準値に対する比	-	0.868	1.000	0.951
せん断弾性係数 [kN/mm]	500.0	708.5	461.6	449.3
基準値に対する比	-	1.417	0.923	0.899

3.2.3.5 CLT 頭脚部の鉛直変位の比較

図 3.2.3.5-1 に各試験体の層間変形角 R=±1/75rad、±1/50rad、最大荷重時の鉛直変位を表した図を それぞれ示す。図より、以下の知見が得られた。

- 1. 最大荷重時において、脚部 WTC-90 のない試験体②では脚部で左右ともに正の値である。これは、試験体②の最大荷重時に頭部右側 WTC-90 と WSC-90 の引張力が左側 WTC-90 の圧縮力より大きくなり、上に引っ張られたことで CLT 全体が浮き上がっていると考えられる。
- 2. 各層間変形角時において、試験体③に比べ試験体②は R= 1/75rad 時の頭部を除く全ての部分で鉛直 変位が大きくなっている。試験体②は脚部 WTC-90 がない分、モルタルへのめり込みが大きいから だと考えられる。
- 3. 各層間変形角時において、モルタルのない試験体④はモルタルのある試験体③に比べ、ほとんど全て の部分で鉛直変位が大きくなっており、試験体③はモルタルへのめり込みがあることが確認できた。



図 3.2.3.5-1 各層間変形角での CLT 頭脚部の鉛直変位

3.2.3.6 CLT 頭脚部におけるモルタルが及ぼす圧縮力の影響

CLT 脚部右側 WTC-90 及び頭部左側 WTC-90 が各層間変形角時にうける圧縮力と、その時の CLT に 対する WTC-90 の鉛直変位の関係を図 3.2.3.6-1 に示す。CLT 頭脚部における圧縮力は、3.2.3.1(6)によ り算出する。図中に示す WTC-3 とは、要素実験で行った WTC-90 引張実験の結果である。また、最大 荷重時の鉛直変位での要素実験結果との比較を表 3.2.3.6-1 に示す。



図 3.2.3.6-1 CLT 頭脚部引張金物のうける圧縮カ—CLT 引張金物相対鉛直変位関係

		変位δ[mm]	荷重P[kN]	要素実験値[kN]	Qclt[kN]	P1[kN]	P2[kN]
3T2-S-M	脚部右	0.256	104.05	78.75		75.36	32.66
		要素実験値との差 25.30		183.60	(41.03)	(17.78)	
	頭部左	0.764	182.58	123.79	103.09	69.28	57.30
		要素実験値と	_の差	58.79		(37.72)	(31.19)
@T2-S	脚部右	3.786	26.69	264.24		91.35	8.38
		要素実験値との差		-237.55	174.05	(52.21)	(4.79)
	頭部左	1.422	75.81	167.45	174.33	88.19	23.79
		要素実験値と	_の差	-91.64		(50.41)	(13.60)

表 3.2.3.6-1 最大荷重時の鉛直変位での要素実験結果との比較

()内:Qcltに対する割合[%]

以上の結果から、以下のことが明らかになった。

- 1. 図 3.2.3.6-1 より、モルタルのある試験体③は、要素実験結果に比べ負担荷重最大値が大きくなって いる。試験体③のモルタルが負担荷重の差分を負担しているのが理由と考えられる。
- 2. 図 3.2.3.6-1 より、試験体④の圧縮荷重が負となっている時があるが、SPV-5, SPV-8 の変位は全ての層間変形角時で負であり、圧縮荷重がかかっているはずであるため、検討が必要である。
- 3. 表 3. 2. 3. 6-1 より、試験体③は、CLT 負担せん断力に対し、脚部は引張荷重水平成分 P1 及びせん断 荷重 Ps の割合が、圧縮荷重水平成分 P2 の割合より大きくなっている。 頭部では P1, Ps, P2 がそ れぞれ同程度負担していることが分かった。
- 4. 表 3.2.3.6-1 より、試験体④は、頭脚部ともに最大荷重時の圧縮力が要素実験値より小さいが、これ は引張側の負担荷重が CLT 負担せん断力に対し大きくなっているのが要因であると考えられる。

3.2.4 まとめ

構面実験について、試験結果から荷重変形関係,CLTの平均せん断応力-せん断変形角関係などを求め、挙動把握を行った。本実験で得られた知見を以下に示す。

- ・構面実験では、CLT 壁を鉄骨フレームに挿入すると最大荷重は 1.7 倍、剛性は 2.0~2.8 倍近く大きくなることが明らかとなり、補強効果が十分にあることが確認できた。
- ・脚部に引張金物のある試験体は、せん断金物のみの試験体に比べ最大荷重、剛性ともに大きくなって おり、引張金物が耐力上昇に寄与することが確認できた。
- ・モルタルのある試験体は CLT 壁のせん断破壊に加え曲げ破壊が生じたのに対し、モルタルのない試験 体はせん断破壊のみが生じた。
- ・破壊性状として CLT 壁のせん断破壊、引張破壊、曲げ破壊が確認され、これらの要素が試験体の耐力 に関係することが分かった。
- ・CLT のせん断破壊が発生した試験体は、CLT 負担せん断応力度の最大値及びせん断弾性係数がともに 基準値と同程度であった。
- ・CLT 頭脚部の鉛直変位の比較から、脚部引張接合部のない試験体では CLT の浮き上がり、基本仕様の 試験体ではモルタルへのめり込みが確認できた。
- ・CLT 脚部接合部において、モルタルは大きく圧縮力を負担しており、CLT のせん断破壊に深く関係していることが分かった。

3.3 要素実験

目的:S+CLT 実大構面実験において使用された CLT、モルタル、鋼材の材料実験を行い、実際に使用 した材料の性能を把握する。

3.3.1 CLT 材料実験

3.3.1.1 全面圧縮試験(繊維角度0°)

(1)試験目的

CLT 耐震壁の面内圧縮性能(圧縮ヤング係数、最大耐力)を把握する。

(2)試験概要

図 3.3.1.1-1 に CLT 全面圧縮試験(強軸方向)の試験体図を示す。試験体の CLT の強度等級と層構成は S60-3-3 で、試験体のサイズは幅 100mm、高さ 200mm、厚さ 90mm である。試験体数は 3 体とした。試験体は実大構面実験試験体と同じ母材から切り出したものである。載荷方法は単調で鉛直圧縮とし、1000 kN の試験機を用いて加力した。加力速度は 1.0 mm/min で、加力の終了は最大荷重到達後、最大荷重の 80%まで低下した時点とした。表 3.3.1.1-1 に各試験体の CLT の含水率を示す。



図 3. 3. 1. 1-1 CLT 全面圧縮試験(繊維角度 0°)試験体図

AC 0. 0. 1.	
Ca0-	含水率[%]
1	11.0
2	11.0
3	14.0
平均值	12.0

表 3.3.1.1-1 含水率

(3) 各特性値の算出方法

・荷重P

アクチュエータに取り付けたロードセルにより計測した値

・絶対変位δ

変位計#1,#2(CDP-50)の平均値

相対変位δ,

変位計#3,#4(CDP-10M)の平均値

- 標点間距離は100mm(試験体高さ200mmの1/2)とする
- ・平均圧縮応力度 σ_c

$$\sigma_c = \frac{P}{A}$$

ここで、

A:試験部断面積(mm²)

 ・ 圧縮ヤング係数E_c

$$E_{\rm c} = \frac{l(P_2 - P_1)}{A(\delta_2 - \delta_1)}$$

ここで、

- ・P2-P1:荷重変形曲線の直線部分の荷重の増分、P1は最大荷重の約10%、P2は約40%とする
- ・ $\delta_2 \delta_1$:荷重変形曲線の直線部分の変位の増分、 δ_1 は荷重 P_1 時の変位、 δ_2 は荷重 P_2 時の変位とする
- ・*l*:標点間距離(100 mm、みかけのヤング係数 *E*_{ca}の場合 200 mm)

・下限値

応力度の下限値は、母集団を正規分布と仮定した場合の信頼水準75%の95%下側許容限界値とし、 ヤング係数の下限値は信頼水準75%の50%下側許容限界値とする

(4)試験結果

写真 3.3.1.1-1 に破壊性状を示す。 破壊性状は、いずれの試験体も外層の平行層が圧縮破壊した。



Ca0-1の破壊性状



Ca0-2の破壊性状



Ca0-3 の破壊性状 写真 3.3.1.1-1 破壊性状 (繊維角度 0°)

図 3.3.1.1-2 に荷重変位関係を、表 3.3.1.1-2 に各試験体の特性値を示す。ここで、*E*_cは圧縮ヤング係数、*E*_{ca}はみかけの圧縮ヤング係数である。



図 3.3.1.1-2 荷重変位関係(繊維角度 0°)

C 20	$\sigma_{\it max}$	P _{max}	Ec	E _{ca}
Cau-	[N/mm ²]	[kN]	[kN/mm ²]	[kN/mm ²]
1	27.18	245.17	8.13	4.70
2	27.47	247.72	8.86	4.13
3	28.05	253.82	9.20	3.69
平均值	27.57	248.90	8.73	4.17
標準偏差	0.44	4.44	0.55	0.50
変動係数	0.02	0.02	0.06	0.12
5%下限值	26.17	234.89	-	-
50%下限值	-	-	8.47	3.93

表 3.3.1.1-2 特性值(繊維角度 0°)

(5) 基準値と試験結果との比較

基準強度、基準弾性係数と実験値とを比較した。表 3.3.1.1-3 に基準強度と最大圧縮応力度との比較 を、表 3.3.1.1-4 に基準弾性係数と圧縮ヤング係数との比較を示す。

(※「CLTを用いた建築物の設計施工マニュアル」pp.182-183,pp197-199)

表 3.3.Ⅰ.Ⅰ-3 基準强度と最天圧縮心刀度と

基準強度	5%下限值	平均值	5%下限值	平均值
[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	/基準強度	/基準強度
10.80	26.17	27.57	2.42	2.55

表 3.3.1.1-4 基準	弾性係数と圧縮ヤ	ング係数との比較
----------------	----------	----------

基準弾性係数	50%下限値	平均值	50%下限値	平均値
[kN/mm ²]	[kN/mm ²]	[kN/mm ²]	/基準強度	/基準強度
4.00	0 8.47	8.73	2.12	2 2.18

(6)まとめ

いずれの試験体も外層の平行層が圧縮破壊することにより、荷重が低下した。圧縮強度の実験 5%下 限値は基準強度の 2.42 倍、平均値は基準強度の 2.55 倍であった。圧縮ヤング係数の実験 50%下限値は 基準弾性係数の 2.12 倍、平均値は基準弾性係数の 2.18 倍であった。このことより、実大構面実験に使 用した CLT パネルは十分な性能を有していると考えられる。

3.3.1.2 全面圧縮試験(繊維角度 20°)

(1)試験目的

CLT パネルの面内圧縮性能(圧縮ヤング係数、最大耐力)を把握する。

(2)試験概要

図 3.3.1.2-1 に CLT 全面圧縮試験(繊維角度 20°)の試験体図を示す。試験体は実大構面実験時に CLT 耐震壁内に形成される圧縮ストラッドの角度を想定し、繊維角度 20°としている。試験体の CLT の 強度等級と層構成は S60-3-3 で、試験体のサイズは幅 100mm、高さ 200mm、厚さ 90mm である。試験体 数は 3 体とした。試験体は実大構面実験試験体と同じ母材から切り出したものである。載荷方法は単調 で鉛直圧縮とし、1000 kN の試験機を用いて加力した。加力速度は 1.0 mm/min で、加力の終了は最大荷 重到達後、最大荷重の 80%まで低下した時点とした。表 3.3.1.2-1 に各試験体の CLT の含水率を示す。



表 3.3.1.2-1 含水率

Ca20 -	含水率[%]
1	14.5
2	13.5
3	11.5
平均值	13.2

(3) 各特性値の算出方法

全面圧縮試験(繊維角度0°)と同様の方法で算出する。

(4)試験結果

写真 3.3.1.2-1に破壊性状を、図 3.3.1.2-2 に荷重変位関係を、表 3.3.1.2-2 に各試験体の特性値 を示す。ここで、*E*cは圧縮ヤング係数、*E*caはみかけの圧縮ヤング係数である。



Ca20-1 の破壊性状



Ca20-2の破壊性状



Ca20-3 の破壊性状 写真 3.3.1.2-1 破壊性状(繊維角度 20°)





C 220	σ_{max}	P _{max}	Ec	E _{ca}
Cazu-	[N/mm ²]	[kN]	[kN/mm ²]	[kN/mm ²]
1	11.84	106.82	3.37	2.07
2	11.81	106.31	3.87	1.83
3	10.73	96.65	3.86	1.72
平均值	11.46	103.26	3.70	1.87
標準偏差	0.63	5.73	0.29	0.18
変動係数	0.05	0.06	0.08	0.10
5%下限值	9.47	85.19	-	-
50%下限值	-	-	3.57	1.78

表 3.3.1.2-2 特性値(繊維角度 20°)
写真 3.3.1.2-2 に加力後の試験体を示す。荷重変位関係において、ピーク付近で変位が減少した要因としては、接着層の剥がれにより外層が面外に広がったためと考えられる。



写真 3.3.1.2-2 加力後の試験体

(5)まとめ

いずれの試験体も接着層が剥がれることにより、荷重が低下した。繊維角度 0°の結果(平均値)と 比較すると、圧縮強度は繊維角度 0°の 0.42 倍、圧縮ヤング係数は繊維角度 0°の 0.43 倍であった。

3.3.1.3 部分圧縮試験

(1)試験目的

CLT 耐震壁の面内圧縮性能(圧縮ヤング係数、最大耐力)を把握する。

(2) 試験概要

図3.3.1.3-1 に CLT 部分圧縮試験の試験体図を示す。試験体は実大構面実験時に CLT 耐震壁内に形成される圧縮ストラッドの角度を想定し、繊維角度20°としている。試験体の CLT の強度等級と層構成は S60-3-3 で、試験体のサイズは幅700mm、高さ200mm、厚さ90mm である。試験体数は3体とした。 試験体は実大構面実験試験体と同じ母材から切り出したものである。載荷方法は単調で鉛直圧縮とし、 1000 kN の試験機を用いて加力した。加力速度は1.0 mm/min で、加力の終了は最大荷重到達後、最大荷 重の80%まで低下した時点とした。表3.3.1.3-1 に各試験体の CLT の含水率を示す。





(a)試験体図

(b)試験体、計測機器設置図

図 3.3.1.3-1 CLT 部分圧縮試験 試験体図

表 3.3.1.3-1 含水率

Cp20 -	含水率[%]
1	10.5
2	11.5
3	14.0
平均值	12.0

(3) 各特性値の算出方法

全面圧縮試験(繊維角度0°)と同様の方法で算出する。

(4)試験結果

写真3.3.1.3-1に破壊性状を示す。破壊性状は、いずれの試験体も外層の平行層が圧縮破壊した。



Cp20-1の破壊性状





Cp20-2 の破壊性状



Cp20-3 の破壊性状 写真 3.3.1.3-1 破壊性状(部分圧縮)

図 3.3.1.3-2 に荷重変位関係を、表 3.3.1.3-2 に各試験体の特性値を示す。ここで、*E*cは圧縮ヤング係数、*E*caはみかけの圧縮ヤング係数である。



図 3.3.1.3-2 荷重変位関係(部分圧縮)

Cp20	$\sigma_{\it max}$	P _{max}	Ec	E _{ca}
Ср20-	[N/mm ²]	[kN]	[kN/mm ²]	[kN/mm ²]
1	21.63	390.65	3.78	4.93
2	21.40	386.07	8.78	3.89
3	21.15	382.00	2.89	4.01
平均值	21.39	386.24	5.15	4.28
標準偏差	0.24	4.33	3.18	0.57
変動係数	0.01	0.01	0.62	0.13
5%下限值	20.64	372.60	-	-
50%下限值	-	-	3.65	4.01

表 3.3.1.3-2 特性值(部分圧縮)

(5)まとめ

いずれの試験体も外層の平行層が圧縮破壊することにより、荷重が低下した。圧縮強度のばらつきは小さかったが、圧縮ヤング係数のばらつきは大きくなった。

3.3.1.4 面内せん断試験

(1)試験の目的

CLT 耐震壁の支圧強度、初期剛性、及び CLT を構成するラミナの繊維方向と繊維直交方向のそれぞれの支圧強度を把握する。

(2)試験概要

図 3.3.1.4-1 に試験体図を示す。試験体の CLT の強度等級と層構成は S60-3-3 で、試験体のサイズは 幅 1000 mm、高さ 200 mm、厚さ 90 mm である。試験体数は 4 体とし、試験体は後述の WTC-90 引張試験の試験体から切り出したものである。試験方法はスパン 200 mm の逆対称 4 点荷重法で、1000 kN の 試験機を用いて加力した。載荷は鉛直下向きに単調載荷とした。

図 3.3.1.4-2 に計測方法を示す。せん断ひずみを計測するために 2 種類の変位計を設置した。試験体中央頂部から取り付けたアームの先の変位計(#1,#2)で水平変位を計測した。もう一方は幅 200 mm、高さ 160 mm 区間でローラーを介して変位計(#3,#4)で斜め変位を計測した。表 3.3.1.4-1 に各試験体の CLT の含水率を示す。



図 3.3.1.4-1 CLT 面内せん断試験 試験体図



図 3.3.1.4-2 計測方法

表 3.3.1.4-1 含水率

S-	含水率[%]
1	13.0
2	12.5
3	15.5
4	13.0
平均值	13.5

(3) 各特性値の算出方法

・荷重P

- アクチュエータに取り付けたロードセルにより計測した値
- ・せん断力Q

$$Q = \frac{1}{2}P$$

・平均せん断応力度 τ ave

$$\tau_{ave} = \frac{Q}{bh}$$

ここで、

b:試験体厚さ=90 mm

h:試験体高さ=200 mm

水平変位δ_h

変位計#1,#2により計測した値の平均値

・水平変位計によるせん断ひずみ γh

$$\gamma_h = \frac{\delta_h}{h}$$

ここで、h:試験体高さ=200 mm

・斜め変位δ_d
変位計#3,#4 により計測した値の平均値

・斜め変位計によるせん断ひずみ γ_d

$$\gamma_d = \frac{\Delta q}{p} = \frac{\sqrt{(l+\delta_d)^2 - p^2} - q}{p}$$

ここで、*l,p,q, Δq* については図 3.3.1.4-3 参照。



図 3.3.1.4-3 せん断ひずみ算出

・せん断弾性係数 G

 τ_{ave} の最大値の 10%と 40%の値と、それに対応する γ との 2 点を結んだときの傾き水平変位計によるものを G_h 、斜め変位計によるものを G_d とする

・下限値

応力度の下限値は、母集団を正規分布と仮定した場合の信頼水準75%の95%下側許容限界値とし、せん断弾性係数の下限値は信頼水準75%の50%下側許容限界値とする

(4) 試験結果

写真 3.3.1.4-1 に破壊性状を示す。破壊性状は、いずれの試験体も接着層でのローリングシア破壊 及び、直交層の繊維に沿ったせん断破壊となった。接着層のローリングシア破壊により、水平変位及 び斜め変位が減少したため、応力度ひずみ関係でのピーク付近でせん断ひずみが減少したと考えられ る。





S-1 の破壊性状





S-2 の破壊性状





S-3 の破壊性状





S-4 の破壊性状 写真 3.3.1.4-1 CLT 面内せん断試験の破壊性状



応力度ひずみ関係(斜め変位) 図 3. 3. 1. 4-4 応力度ひずみ関係

S-	maxTave	maxTmax	YhQmax	YdQmax	G _h	G _d
	[N/mm ⁻]	[N/mm ⁻]	[rad]	[rad]	[N/mm ⁻]	[N/mm ⁻]
1	4.58	6.87	0.00399	0.00404	1026	8650
2	4.49	6.74	0.00254	0.00272	1406	5708
3	4.51	6.76	0.00357	0.00527	955	1243
4	4.69	7.04	0.00543	0.00535	744	1236
平均值	4.53	6.79	0.00336	0.00401	1129	5201
標準偏差	0.05	0.07	0.0007	0.0013	242	3730
変動係数	0.01	0.01	0.22	0.32	0.22	0.72
5%下限值	4.40	-	-	-	-	-
50%下限值	-	-	-	-	1036	3772

表 3.3.1.4-2 特性值

(5) 基準値と試験結果との比較

基準強度^{**}、基準せん断弾性係数^{**}と実験値とを比較した。表 3.3.1.4-3 に基準強度と最大せん断応 力度との比較を、表 3.3.1.4-44 に基準せん断弾性係数とせん断弾性係数(水平変位)との比較を示 す。(※「CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル」pp.191-192,p.206)

表3.3.1.4-3 基準強度と最大せん断応力度との比較

基準強度	5%下限值	平均值	5%下限值	平均值
[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	/基準強度	/基準強度
2.70	4.40	4.53	1.63	1.68

表3.3.1.4-4 基準せん断弾性係数とせん断弾性係数(水平変位)との比較

基準弾性係数	50%下限值	平均值	50%下限值	平均值
[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	/基準弾性係数	/基準弾性係数
500.00	1036.00	1129.00	2.07	2.26

(6)まとめ

いずれの試験体も接着層のローリングシア破壊することにより、荷重が低下した。せん断強度の実験 5%下限値は基準強度の1.63 倍、平均値は基準強度の1.68 倍であった。せん断弾性係数の実験 50%下限 値は基準弾性係数の 2.07 倍、平均値は基準弾性係数の 2.26 倍であった。このことより、実大構面実験 に使用した CLT 壁は十分な性能を有していると考えられる。

3.3.2 鋼板添え板ビス接合部実験

3.3.2.1 WTC-90 引張試験

(1) 試験の目的

WTC-90(引張金物)の引張性能を把握する。

(2) 試験概要

図 3.3.2.1-1 に試験体、計測機器設置図を示す。WTC-90 は SS400、厚さ 9mm の 2 連の鋼板である。 CLT と WTC-90 との接合に使用するビスは STS・C65 で片面 26 本ずつ計 52 本である。試験体の CLT の 強度等級と層構成は S60-3-3 で、試験体のサイズは幅 1000mm、高さ 1000mm、厚さ 90mm である。H 形 鋼は SN490B の RH-250×125×6×9 で、WTC-90 と H 形鋼は 2 本の高力ボルト(F10T)で接合した。試 験体数は 6 体とし、試験体は実大構面実験試験体と同じ母材から切り出したものである。載荷は 1000kN の試験機を用いて行い、1 体目(WTC-2)は鉛直上向きに単調載荷、残り 5 体は 1 体目の降伏時変位 δ $_{y}$ の 1/2、1、2、4、6、8、12、16 倍の変位となるように一方向 1 回ずつの繰り返し加力とした。図 3.3.2.1-2 に 1 体目の単調載荷の結果(δ_{y} =1.15 mm)より求めた加力サイクルを示す。加力の終了は最大荷重到 達後、最大荷重の 80%まで低下した時点とした。表 3.3.2.1-1 に各試験体の CLT の含水率を示す。



図 3.3.2.1-1 WTC-90 引張試験 試験体、計測機器設置図



図 3.3.2.1-2 加力サイクル

WTC-	含水率[%]
2	12.3
3	15.5
4	13.0
5	14.5
6	16.5
7	14.5
平均值	14.4

表 3.3.2.1-1 含水率

(3) 各特性値の算出方法

・荷重P

アクチュエータに取り付けたロードセルにより計測した値

・絶対変位δ

変位計#1,#2(CDP-50)の平均値

- ・鋼板と CLT との相対変位δ[,] 変位計#3,#4(CDP-50)の平均値
- ・その他の特性値

「CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル」第Ⅲ部、第10章 CLT パネル工法における接合部試験・評価方法(pp.156-157)を参照し、得られた荷重変位関係より完全弾塑性モデルに置換して算出した

(4)試験結果

写真 3.3.2.1-1 に破壊性状を示す。破壊性状は、WTC-7のみ外層ラミナの引張破壊、それ以外の試験体は鋼板内で曲げ降伏したビスの破断となった。





WTC-2 の破壊性状



WTC-3 の破壊性状



WTC-4 の破壊性状



WTC-5 の破壊性状





WTC-6 の破壊性状



WTC-7 の破壊性状 写真 3. 3. 2. 1-1 WTC-90 引張試験の破壊性状

図 3. 3. 2. 1-3 に荷重変位関係を、表 3. 3. 2. 1-2 に各試験体の特性値を示す。ここで、δ_yは降伏変位、 P_yは降伏耐力、δ_uは終局変位、P_uは終局耐力、K は初期剛性、δ_vは降伏点変位、μ は塑性率 (δ_u/δ_y) である。



図 3.3.2.1-3 荷重変位関係

表 3.3.2.1-2 特性値

WTO	P _{max}	δ_{max}	0.8P _{max}	δγ	Py	δ"	Pu	К	δ_v	μ
WIC-	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	
2	305.20	6.15	247.72	1.15	167.35	8.69	283.28	145.52	1.95	4.47
3	323.51	8.17	273.66	1.18	173.96	11.96	294.18	147.74	1.99	6.01
4	319.44	6.86	268.06	1.06	171.93	8.75	290.38	161.81	1.79	4.88
5	288.92	6.40	233.48	1.34	154.12	10.38	260.87	115.02	2.27	4.58
6	301.13	5.49	244.67	0.89	150.06	8.33	266.28	168.13	1.58	5.26
7	272.64	8.03	221.78	2.65	161.75	11.40	255.86	61.04	4.19	2.72
平均值	301.80	6.85	248.23	1.38	163.20	9.92	275.14	133.21	2.30	4.65
標準偏差	19.03	1.06	19.85	0.64	9.66	1.55	16.22	39.85	0.96	1.10
変動係数	6.30	15.54	8.00	46.41	5.92	15.60	5.89	29.91	41.63	23.60
5%下限值	257.35	4.36	201.85	-0.12	120.63	6.30	237.25	-	-0.72	1.19
50%下限值	-	-	-	-	-	-	-	121.37	-	-

(5)まとめ

WTC-7 のみ外層ラミナの引張破壊、それ以外の試験体は鋼板内で曲げ降伏したビスが破断に至り、荷 重が低下した。破壊性状の異なる WTC-7 の初期剛性がかなり小さくなり、その要因は他の試験体より も加力時の接合部のすべりが小さかったことが考えられる。

試験結果より算出した降伏荷重の平均値は 163.2 kN、初期剛性の平均値は 133.2 kN/mm であった。 「CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル」第Ⅲ部、第9章 CLT パネル工法における接合部の強度性 能(pp.132-133)を参照し、算出した降伏荷重は 153.4 kN、初期剛性は 182.0 kN/mm であり、実験値と 比較すると、降伏荷重は約 1.1 倍、初期剛性は約 0.73 倍であった。

3.3.2.2 WSC-90 せん断試験

(1)試験の目的

WSC-90(せん断金物)のせん断性能を把握する。

(2) 試験概要

図 3.3.2.2-1 に試験体、計測機器設置図を示す。WSC-90 は SS400、厚さ 9mm の 2 連の鋼板である。 CLT と WSC-90 との接合に使用するビスは STS・C65 で片面 18 本ずつ計 36 本である。試験体の CLT の 強度等級と層構成は S60-3-3 で、試験体のサイズは幅 750mm、高さ 1000mm、厚さ 90mm である。H 形 鋼は SN490B の RH-250×125×6×9 で、WTC-90 と H 形鋼は 2 本の高力ボルト(F10T)で接合した。試 験体数は 5 体とし、試験体は実大構面実験試験体と同じ母材から切り出したものである。載荷は 1000kN の試験機を用いて行い、1 体目(WSC-2)は鉛直上向きに単調載荷、残り 4 体は 1 体目の降伏時変位 δ_y の 1/2、1、2、4、6、8、12、16 倍の変位となるように正負交番繰り返し加力とした。図 3.3.2.2-2 に 1 体目の単調載荷の結果(δ_y =1.37 mm)より求めた加力サイクルを示す。加力の終了は最大荷重到達後、 最大荷重の 80%まで低下した時点とした。**表** 3.3.2.2-1 に各試験体の CLT の含水率を示す。



図 3.3.2.2-1 WSC-90 せん断試験 試験体、計測機器設置図



図 3.3.2.2-2 加力サイクル

WSC-	含水率[%]
2	17.0
4	13.5
5	13.0
6	13.5
7	14.0
平均值	14.2

表 3.3.2.2-1 含水率

(3) 各特性値の算出方法

・荷重P

アクチュエータに取り付けたロードセルにより計測した値

・絶対変位δ

変位計#1,#2(SDP-100E)の平均値

・鋼板と CLT との相対変位 δ ,

変位計#3,#4(SDP-100E)の平均値

・試験体の回転角

変位計#5,#6(CDP-50)

・その他の特性値

「CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル」第Ⅲ部、第10章 CLT パネル工法における接合部試験・評価方法(pp.156-157)を参照し、得られた荷重変位関係より完全弾塑性モデルに置換して算出した

(4)試験結果

写真3.3.2.2-1に破壊性状を示す。破壊性状は、接合部周辺の無収縮モルタルにひび割れが生じ始め、 荷重の増加に伴って鋼板内でビスが曲げ降伏した後、ビスの破断に至り、荷重が低下した。また、荷重 の増加に伴い、試験体上部の無収縮モルタルの圧壊や、接合部周辺の無収縮モルタルの破断が観察され た。



WSC-2 の破壊性状



WSC-4 の破壊性状



試験体上部モルタルの圧壊



WSC-5 の破壊性状





WSC-6の破壊性状



WSC-7

WSC-7 の破壊性状 写真 3.3.2.2-1 破壊性状

図 3. 3. 2. 2-3 に荷重変位関係を、表 3. 3. 2. 2-2 に各試験体の特性値を示す。ここで、δ_yは降伏変位、 P_yは降伏耐力、δ_uは終局変位、P_uは終局耐力、K は初期剛性、δ_vは降伏点変位、μ は塑性率 (δ_u/δ_y) である。



図 3.3.2.2-3 荷重変位関係

表 3.3.2.2-2 特性值

	P _{max}	δ_{max}	0.8P _{max}	δγ	Py	δι	Pu	К	δ_v	μ
WSC-	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[mm]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	
2	181.08	6.47	144.46	1.37	89.52	9.91	163.33	65.35	2.50	3.96
4	155.65	5.50	122.59	0.92	80.37	10.37	139.48	87.36	1.60	6.49
5	119.03	5.51	95.12	1.82	59.00	11.72	101.34	32.42	3.13	3.75
6	153.11	7.07	122.08	1.75	77.32	11.68	136.63	44.18	3.09	3.78
7	160.74	8.93	126.66	2.42	83.42	13.07	145.44	34.47	4.22	3.10
平均値	153.92	6.70	122.18	1.66	77.93	11.35	137.25	52.75	2.91	4.22
標準偏差	22.39	1.42	17.67	0.56	11.50	1.25	22.60	23.33	0.96	1.32
変動係数	14.55	21.15	14.46	33.66	14.76	11.00	16.46	44.22	33.03	31.19
5%下限值	98.75	3.21	78.64	0.28	49.59	8.27	81.57	-	0.54	0.98
50%下限值	-	-	-	-	-	-	-	45.03	-	-

(5) まとめ

単調載荷の WSC-2 の最大荷重が最も大きく、靭性が低くなった。正負交番繰り返し加力の最大荷重 は単調載荷の 6~8 割となり、WSC-5 の最大荷重及び初期剛性が最も小さくなった。その要因は、負側加 力時の荷重が大きく、負側でビスの破断に至ったことで正側の荷重が増加しなかったことが考えられる。

試験結果より算出した降伏荷重の平均値は 77.93 kN、初期剛性の平均値は 52.75 kN/mm であった。 「CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル」第Ⅲ部、第9章 CLT パネル工法における接合部の強度性 能(pp.132-133)を参照し、算出した降伏荷重は 120.6 kN、初期剛性は 21.6 kN/mm であり、実験値と比 較すると、降伏荷重は約 0.65 倍、初期剛性は約 2.4 倍であった。

3.3.3 モルタル圧縮試験

(1)試験の目的

無収縮モルタルの圧縮性能を把握する。

(2)試験概要

試験は、JISA1108:2018 コンクリートの圧縮強度試験方法に準拠し、実大構面実験の各試験体実験日の当日に実施した。写真 3.3.3-1 に試験の様子を示す。また、供試体作成日は 2020 年 11 月 28 日である。



写真3.3.3-1 試験の様子

(3)試験結果

表 3.3.3-1 にモルタル圧縮試験結果一覧を示す。③T2-S-M の試験体の養生期間が長かったため、圧縮強度が大きくなった。

表	3.	3.	3-1	試験結果一	覧
					_

構面実験試	②S-M				<u></u> ЗТ2-S-М				
M-	1	2	3	平均值	1	2	3	平均值	
直径	[mm]	50.00	50.07	50.04	-	49.90	49.94	49.99	-
高さ	[mm]	98.35	98.54	97.30	-	100.14	99.49	99.21	-
断面積	[mm ²]	1963	1969	1967	-	1955	1959	1962	-
最大荷重	[kN]	113.0	113.0	118.0	-	131.0	129.0	130.0	-
圧縮力	[N/mm ²]	57.6	57.4	60.0	58.3	67.0	65.9	66.2	66.4
試験[2020/12/11				2020/12/16				

3.3.4 フレーム用鋼材引張試験

(1)試験の目的

鉄骨フレームに使用した鋼材の引張性能を把握する。

(2)試験概要

供試材は、実大構面試験で使用した鉄骨フレームの柱材および梁材である。柱材は RH-250×250×9×14(SN490B)、梁材は RH-250×125×6×9(SN490B)である。試験片は、実大構面実験で使用した鋼材と 同一ロットの鋼材より採取している。なお、柱は2ロットであったため、それぞれのロットから試験片 を採取した。表 3.3.4-1 に試験片一覧を、図 3.3.4-1 に試験片を示す。

試験は、JIS Z 2241:2011(金属材料引張試験方法)に準拠して実施した。

	試験体名	選択位置	試験片	試験体数
初	A-100~102	ウェブ	JIS 1A号	3
茶	A-103~105	フランジ	JIS 5号	3
	B-100~102	ウェブ	JIS 1A号	3
柱	B-103~105	フランジ	JIS 1A号	3
	B-106~108	ウェブ	JIS 1A号	3
	B-109~111	フランジ	JIS 1A号	3

表 3.3.4-1 試験片一覧



図3.3.4-2に応力度ひずみ関係を、表3.3.4-2に試験結果一覧を示す。





	試驗休夕	降伏点	ヤング係数	引張強度	最大荷重	断面積	伸び率
		[N/mm ²]	[×10 ⁵ N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[mm ²]	[%]
梁:ウェブ	A-100	447.3	1.886	564.7	143.4	253.9	22.8
	A-101	442.4	1.858	554.7	144.1	259.9	22.5
	A-102	394.0	1.826	528.6	141.0	266.8	23.5
	平均值	427.9	1.857	549.4	142.9	260.2	22.9
	A-103	374.6	2.008	561.1	126.9	226.2	36.0
	A-104	373.9	1.976	561.4	127.3	226.8	33.5
栄・ノフノシ 	A-105	383.8	2.006	559.3	126.9	226.9	36.2
	平均值	377.4	1.997	560.6	127.1	226.6	35.3
	B-100	395.2	2.011	555.6	203.3	366.0	23.6
┟┾╻┍┓┯╶╼┑	B-101	397.2	1.970	555.1	201.2	362.4	25.4
	B-102	391.8	1.988	550.7	201.1	365.2	25.7
	平均值	394.7	1.990	553.8	201.9	364.5	24.9
	B-103	362.6	2.040	550.0	315.1	572.9	26.2
++	B-104	368.2	1.993	544.0	314.8	578.7	24.8
任· ノ ノノシ	B-105	364.4	2.011	543.0	309.8	570.5	28.4
	平均值	365.1	2.015	545.7	313.3	574.0	26.5
	B-106	395.3	2.028	551.6	198.5	359.9	26.3
柱:ウェブ	B-107	394.0	2.017	552.6	199.3	360.7	27.2
	B-108	394.3	2.009	556.6	199.9	359.2	24.2
	平均值	394.6	2.018	553.6	199.2	359.9	25.9
++	B-109	367.9	2.102	537.3	307.3	572.0	27.0
	B-110	350.3	2.059	534.3	305.2	571.2	27.3
	B-111	349.4	1.931	534.3	305.0	570.8	28.8
	平均值	355.8	2.031	535.3	305.8	571.3	27.7

表 3.3.4-2 試験結果一覧

3.4 実験結果の解析による追跡

3.4.1 解析概要

実大構面実験の挙動追跡を目的として、有限要素解析による静的増分解析を実施した。解析モデルは 鉄骨柱・梁は線材梁要素とし、CLT 壁は両端に剛体を設け壁エレメント置換した。鉄骨梁と CLT 壁の接 合部のうち、WTC-90 は鉛直方向の引張圧縮ばねとし、WSC-90 は水平方向のせん断ばねが主たる抵抗 要素であるが、図 3.2.3.5-1 からも分かるように試験体②については CLT が浮き上がり、WSC-90 に引張 力が加わっていたと考えられるため、試験体②にのみ引張圧縮ばねを加えた。また、CLT 脚部と下梁の 間に充填された無収縮モルタルの支圧効果を考慮して、鉛直方向の支圧ばねを設けた。寸法は、実大構 面実験と同じ柱芯間距離 4100 mm、梁芯間距離 3000 mmとするが、パネルゾーンの変形はないものと考え、 剛域を柱・梁端部からそれぞれ 125mm とした。実大構面実験と同じ 4 種類のパラメータに対して解析 を実施した。図 3.4.1-1 に基本仕様の試験体③の解析モデルの概要を示す。



図 3.4.1-1 解析モデル

各要素の弾塑性特性は、要素実験の結果より、以下のように決定した。

(1) CLT 材料特性

CLT のヤング係数 E は 3.3.1.1 CLT 全面圧縮試験(繊維角度 0°)の結果より算出した圧縮ヤング係数 の平均値とした。また、せん断弾性係数 G は 3.3.1.4 CLT 面内せん断試験の結果より算出したせん断弾 性係数の平均値とした。

E=8730.0 [N/mm²]

G=1129.0 [N/mm²]

(2) 鉄骨梁·柱鋼材強度

3.3.4 鋼材の引張実験のフランジ部分の試験結果より降伏強度を定め、曲げ耐力 Mu、せん断耐力 Qu を算出しバイリニアでモデル化した。降伏後の剛性低下率は 0.001 とした。表 3.4.1-1 に鉄骨梁・柱の特 性を示す。柱の特性は 2 ロットの分の引張実験の平均値とした。

鉄骨許	梁	柱		
錮	SN490B	SN490B		
降伏点	F	N/mm ²	377.4	360.5
曲げ許容応力度	Fb=F	N/mm ²	377.4	360.5
せん断許容応力度	Fs=F/√3	N/mm ²	217.9	208.1
	h	mm	250	250
	b	mm	125	250
	t1	mm	6	9
	t2	mm	9	14
断面積	A	cm ²	36.97	91.43
せん断用断面積	As	cm ²	13.9	20.0
「新売二次モーマント	Ix	cm ⁴	3960	10700
	Iy	cm ⁴	294	3650
张 五 <i>位</i> 米	Zx	cm ³	317	860
	Zy	cm ³	47	292
前州东西校举	Zpx	cm ³	358	953
型注例 面示数	Zpy	cm ³	72.7	443
Ma	=Fb*Zpx	kNm	135.1	343.5
1VIU	=Fb*Zpy	kNm	27.4	159.7
Qu	=Fs*As	kN	303.3	415.8
ヤング係数	Е	kN/m ²	199.7	202.3

表 3.4.1-1 鉄骨梁・柱の特性

(3) WTC-90 特性

3.3.2.1 WTC-90 引張試験の結果の平均値を骨格曲線とするトリリニアの引張圧縮ばねでモデル化した。 表 3.4.1-2 に引張圧縮ばねの特性値を示す。 f_c 、 f_y はそれぞれ WTC-90 引張試験結果より算出した P_y 、 P_{max} の平均値とした。 α 、 β はそれぞれ初期剛性に対する二次剛性、三次剛性の剛性低下率である。図 3.4.1-2 に引張圧縮ばねの特性を示す。

Properties					
\mathbf{f}_{c}	kN	163.2			
d(fc)	mm	1.38			
K ₀	kN/mm	118.3			
\mathbf{f}_{y}	kN	301.8			
$d(f_y)$	mm	6.85			
αK_0	kN/mm	25.3			
βK_0	kN/mm	0.12			
α		0.214			
β		0.001			

表 3.4.1-2 引張圧縮ばねの特性値



図 3.4.1-2 引張圧縮ばねの特性

(4) WSC-90 特性

3.3.2.2 WSC-90 せん断試験の結果の平均値を 2.5 倍し、その値を骨格曲線とするトリリニアのせん断 ばねでモデル化した。表 3.2.3.6-1 から分かるように構面実験時には WTC-90 にも水平力が作用し、 WSC-90 の負担せん断力は CLT 負担せん断力の約 40%であったため、解析時のせん断ばねの骨格曲線は WSC-90 せん断試験の結果の平均値を 2.5 倍とした。表 3.4.1-3 にせん断ばねの特性値を示す。 f_c 、 f_y は それぞれ WSC-90 せん断試験結果より算出した P_y 、 P_{max} の平均値とした。 α 、 β はそれぞれ初期剛性に 対する二次剛性、三次剛性の剛性低下率である。図 3.4.1-3 にせん断ばねの特性を示す。

Properties					
f_c	kN	77.9		194.8	
d(fc)	mm	1.66		1.66	
K ₀	kN/mm	46.9		117.4	
$\mathbf{f}_{\mathbf{y}}$	kN	153.9		384.8	
d(f _y)	mm	6.70	\rightarrow	6.70	
αK ₀	kN/mm	15.1	^2.5	37.7	
βK ₀	kN/mm	0.05		0.12	
α		0.321		0.321	
β		0.001		0.001	

表 3.4.1-3 せん断ばねの特性値



図 3.4.1-3 せん断ばねの特性

また、試験体②のみに加えた引張圧縮ばねの特性値は、WTC-90 引張実験の結果より算出した特性値 をビスの本数(52)で除し、ビス1本あたりの特性値を算出した後、その特性値をビスの本数(36)倍 して算出した。表 3.4.1-4に WSC-90 における引張圧縮ばねの特性値を示す。図 3.4.1-4に WSC-90 に おける引張圧縮ばねの特性を示す。

WTC-90			1本あたり		WSC-90 の引張特性		
f _c	kN	163.2	-	3.1		113.0	
d(fc)	mm	1.4		1.38		1.38	
K ₀	kN/mm	118.3		2.3		81.9	
fy	kN	301.8	_	5.8		208.9	
d(fy)	mm	6.9	÷52	6.9	-	6.85	
αK ₀	kN/mm	25.3		0.5	^30	17.5	
βK ₀	kN/mm	0.1		0.002		0.08	
α		0.2		0.214		0.214	
β		0.0		0.001		0.001	

表 3.4.1-4 引張圧縮ばねの特性値



図 3.4.1-4 引張圧縮ばねの特性

(5) CLT 支圧ばね特性

支圧ばねはバイリニア型の圧縮ばねとし、剛性 K₀と降伏耐力 f_yは以下のように求めた。

$$K_0 = \frac{E_{c20} \times t \times w}{h} = \frac{5.15 \times 90 \times 200}{100} = 927.0 \ [kN/mm]$$
$$f_y = F_0 \times A = 27.57 \times 9000 \times 10^{-3} = 248.9 \ [kN]$$

ここで、材料実験の結果を用いて、

- Ec20 : 部分圧縮試験時の CLT ヤング係数平均値 5.15 [kN/mm²]
- t : 部分圧縮試験時の CLT 厚さ 90 [mm]
- w : 部分圧縮試験時の圧縮部分の幅 200 [mm]
- h : 部分圧縮試験時の標点高さ 100 [mm]
- F₀ : CLT 全面圧縮(繊維角度 0°) 強度 27.57 [N/mm²]
- A : CLT 全面圧縮試験時の加圧部分の面積 9000 [mm²]

3.4.2 解析結果

(1) F-0 (鉄骨フレームのみ)

図 3.4.2-1 に実験結果と解析結果との比較を示す。図 3.4.2-2 に 1/50rad 時の曲げモーメント図を示 す。曲げモーメントは実大構面実験時のひずみゲージより算出したものである。剛性は解析結果が大き くなり、最大耐力は解析結果が小さくなった。



図 3.4.2-1 解析モデルと結果の比較



図 3.4.2-2 1/50rad 時の曲げモーメント図

(2) ②S-M

図 3.4.2-3 に解析モデルと結果の比較を示す。図 3.4.2-4 に 1/50rad 時の曲げモーメント図を示す。 O(Left)、O(Right)はそれぞれ鉄骨柱に設置したひずみゲージより算出した左柱負担せん断力、右柱負担 せん断力であり、Q(CLT)は実験時の水平力から前述の柱負担せん断力を差し引いて算出した CLT 負担 せん断力である。

剛性は解析の方が大きくなり、最大耐力は解析の方が 50kN ほど小さくなった。要素実験結果の平均 値から接合部のばねの骨格曲線を決定したが、要素実験結果のばらつきが大きく、構面実験時の性能よ り過小評価となっていることが要因として考えられる。また、WSC-90部分に加えた引張圧縮ばねの性 能が構面実験時の性能を再現できていないことも要因として考えられる。



解析モデル







(3) ③T2-S-M

図3.4.2-5 に解析モデルと結果の比較を示す。図3.4.2-6 に 1/50rad 時の曲げモーメント図を示す。 剛性および最大耐力は解析の方が大きくなったが、概ね荷重変形関係は一致した。解析では最大耐力 到達後、荷重の低下は見られないが、実験では最大耐力到達後に荷重低下が見られる。これは接合部の モデル化で三次剛性を負勾配としていないことが要因として考えられる。



図 3.4.2-5 解析モデル結果の比較



図 3.4.2-6 1/50rad 時の曲げモーメント図

(4) ④T2-S

図3.4.2-7 に解析モデルと結果の比較を示す。図3.4.2-8 に 1/50rad 時の曲げモーメント図を示す。 解析の剛性がわずかに大きくなったが、荷重変形関係は概ね一致した。解析では最大耐力到達後、荷 重の低下は見られないが、実験では最大耐力到達後に荷重低下が見られる。これは接合部のモデル化で 三次剛性を負勾配としていないことが要因として考えられる。



図 3.4.2-7 解析モデル結果の比較



図 3.4.2-8 1/50rad 時の曲げモーメント図

3.4.3 まとめ

要素実験の結果より算出した各特性値を用いてモデル化・静的増分解析を行い、以下の知見を得た。

- ・ ②S-M では、解析結果の最大耐力が実験結果より小さくなったが、これは接合部ばねの性能が構面 実験時の性能より過小評価となっていることが考えられる。そのため、今後構面実験の結果より接 合部のモデル化を行い、構面実験の挙動を再現できるモデルの構築を再検討する必要がある。
- ・ ③T2-S-M、④T2-S では、荷重変形関係は概ね一致したが、最大耐力到達後の荷重低下を再現できて いないため、今後接合部のモデル化を再検討する必要がある。
- ・ ②S-M、③T2-S-M、④T2-S の解析結果より、引張圧縮ばねを配置することで剛性、耐力が増加して おり、実験結果と同様の傾向となった。

3.5 まとめ

鉄骨フレームのみの試験体と鉄骨フレームに鋼板添え板ビス接合で CLT を挿入し補強した試験体に 対し加力実験を実施し、CLT 耐震壁と鉄骨フレームの荷重関係の把握、試験体の耐力の検証、解析によ る実験結果の追跡を行い、以下の知見が得られた。

- CLT 壁を鉄骨フレームに挿入すると最大荷重は 1.7 倍、剛性は 2.0~2.8 倍近く大きくなることが明ら かとなり、補強効果が十分にあることが確認できた。塑性変形能力は鉄骨フレームと同程度であった。
- 2) 破壊性状として CLT 壁のせん断破壊、引張破壊、曲げ破壊が確認され、これらの要素が試験体の耐力に関係することが分かった。
- 3) 脚部に引張金物のある試験体は、せん断金物のみの試験体に比べ最大荷重、剛性ともに大きくなっており、引張金物が耐力上昇に寄与することが確認できた。
- 4) CLT 頭脚部の鉛直変位の比較から、脚部引張接合部のない試験体では CLT の浮き上がり、基本仕様の試験体ではモルタルへのめり込みが確認できた。
- 5) モルタルのある試験体は CLT 壁のせん断破壊に加え曲げ破壊が生じたのに対し、モルタルのない試験体はせん断破壊のみが生じた。
- 6) CLT 脚部接合部において、モルタルは大きく圧縮力を負担しており、CLT のせん断破壊に深く関係 していることが分かった。
- 7) CLT のせん断破壊が発生した試験体は、CLT 負担せん断応力度の最大値及びせん断弾性係数がとも に基準値と同程度であった。
- 8) 要素実験の結果より算出した各特性値を用いてモデル化・静的増分解析を行った結果、引張圧縮ば ねによる影響が大きいことが分かった。
- 9) 接合部ばねの性能が過小評価となっているため、構面実験結果を考慮したモデル化を行うことが今後の課題として挙げられる。

【参考文献】

1)平成 30 年度林野庁委託事業 株式会社ドット・コーポレーション,京都大学生存圏研究所:平成 30 年度 CLT 等新たな木質建築部材利用促進・定着委託事業 CLT による鉄骨造建築物の耐力壁構成技術 の開発報告書,2019 年 3 月

2)金澤和寿美,松井茉優ほか:CLT を耐震壁として挿入した鉄骨造の構造性能 その1 構面縮小実験,

その2 要素実験及び解析による実験結果の追跡,日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), pp331-334, 2019年9月

3)難波嵩之ほか: CLT+鉄骨ハイブリッド構造システムに関する研究 その1 実験結果の概要,日本 建築学会大会学術講演梗概集(北陸), pp645-646, 2019 年 9 月

4)公益財団法人 日本住宅・木材技術センター: 2016 年公布・施行 CLT 関連告示等解説書 第1版2 刷, 2019 年 3 月

5)国土交通省国土技術政策総合研究所,国立研究開発法人建築研究所:2016 年版 CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル,2016 年 10 月

6)中島昌一, 荒木康弘ほか: クロス・ラミネイティド・ティンバーを用いた鋼板添え板木ねじ接合部の 引張性能, 日本地震工学論文集, 第16巻, 第3号(特集号), pp114-125, 2016年
第4章 既存鉄骨造建築物への CLT 壁補強に対する耐震診断法の適用

本章では、既存鉄骨造建築物への CLT 壁補強に対する耐震診断法の適用について、4.1 節では架構試験体の実験結果を設計的に評価し、4.2 節では既存鉄骨造建築物2棟に CLT 壁補強した場合の耐震診断法の適用について示す。

4.1 架構試験体の設計的評価

架構試験体(鉄骨柱はり架構、CLT 壁配置架構)について、設計で用いる材料、部材諸元を適用した非線形荷 重増分解析を行い、鉄骨造架構をCLT 壁補強する場合の診断時の留意点、モデル化等を確認する。

4.1.1 鉄骨架構のみの試験体

鉄骨架構のみの試験体について、柱は軸・曲げを MS バネにより、せん断を単軸バネにより、梁はそれぞれ単軸 バネによりモデル化した。横座屈拘束した場合と、拘束しない場合について解析結果を示す。実験では梁中間部 の面外変形を拘束していたため横座屈は生じていない。横座屈拘束の解析結果と実験結果は概ね整合した。



図 4.1.1-1 架構・部材断面・解析モデル



図4.1.1-2 層せん断カー層間変形関係(梁横座屈拘束)

(梁横座屈非拘束)





(梁横座屈長さ 4100mm)



図4.1.1-4 実験結果と解析結果の比較(層せん断カー層間変形関係)

4.1.2 鉄骨架構+CLT 壁の試験体(上TST+下Sのみ)

鉄骨架構をCLT 壁により補強している接合部を軸バネとせん断バネ置換しバイリニアモデルとした。 CLT 壁は曲げ剛性とせん断剛性を考慮した弾性部材とした。

接合部せん断バネは、CLT 設計施工マニュアル 2016 の p. 133 より算定した強度・剛性とし、最大耐力以降の耐力低下は図4.1.2-2 に示す通り-0.1Ko とした。

解析結果は図4.1.2-3の層せん断力-層間変位関係に示す通り実験結果と整合した。



図 4.1.2-1 解析モデル(横座屈拘束)

図 4.1.2-2 接合部バネ最大耐力後の耐力低下-0.1・K。



図4.1.2-3 層せん断カー層間変形関係







図 4.1.2-5 最大耐力時の軸力図(単位 kN)

図 4.1.2-6 最大耐力時のせん断力図(単位 kN)

4.1.3 鉄骨架構+CLT 壁の試験体(上下 TST+モルタルあり)

鉄骨架構をCLT 壁により補強している接合部を軸バネとせん断バネ置換しバイリニアモデルとした。 CLT 壁は曲げ剛性とせん断剛性を考慮した弾性部材とした。解析結果は実験結果とよく整合した。



図4.1.3-3 層せん断カー層間変形関係(接合部バネ最大耐力後の耐力低下-0.1・K₀)





図 4.1.3-5 せん断力図(単位 kN)

4.1.4 鉄骨架構+CLT 壁の試験体(上下 TST モルタルなし)

鉄骨架構をCLT 壁により補強している接合部を軸バネとせん断バネ置換しバイリニアモデルとした。 CLT 壁は曲げ剛性とせん断剛性を考慮した弾性部材とした。解析結果は実験結果とよく整合した。



図4.1.4-1 軸・曲げ・せん断応力(曲げモーメント図)



図 4.1.4-2 層せん断カー層間変形関係



4.1.5 まとめ

材料強度、断面性能、接合強度、剛性等を鋼構造関係規基準および CLT 設計施工マニュアルにより評価して非 線形荷重増分解析を行った結果、いずれの実験結果も概ね評価することができた。

なお、接合部せん断バネは、CLT 設計施工マニュアル 2016 の p. 133 より算定した強度・剛性とし、最大耐力以降の耐力低下は-0.1Ko とした。

解析では全て中央せん断バネの耐力により CLT 壁が最大耐力となったため、モルタルの有無による差は生じなかった。

CLT 下部の引張圧縮接合を削除し、中央接合部においてせん断のみを伝達する下部ピンモデル試験体でも、上下部のせん断バネ耐力で層せん断力が決定したため、CLT 壁の負担せん断力は上下を引張接合した試験体と変わらない耐力を発揮した。ただし、鉄骨梁の中央断面における曲げ応力およびせん断力は増大した。

以上より、全ての CLT 壁補強試験体において、CLT 壁接合部金物のせん断耐力によってせん断耐力が決定し、 鉄骨架構のせん断耐力は 212kN 程度上昇した。

補強設計にあたっては、接合部のビス本数を設定することで必要耐力を確保することが可能と考えられる。

4.2 補強事例による診断法への適用

本節では、既存の鉄骨造建築物2棟(平屋および4階建て)について、耐震診断の結果とCLT 壁補強した場合の検討事例を示す。

4.2.1 試設計建物による CLT 壁補強事例1(平屋・軽量鋼)

(1) 建物概要

建築物 0 高校実習棟

- 施工 昭和45年
- 規 模 鉄骨造平屋建て
- 面積 200.02 m²
- 構 造 鉄骨造 Xブレース Y山形ラーメン 露出柱脚







南面 立面図 S=1:150

(3) 構造図





C1(柱頭)	C1(柱脚)	C2
$H-300 \times 150 \times 3.2 \times 4.5$	$H-150 \times 150 \times 3.2 \times 4.5$	$H-200 \times 150 \times 3.2 \times 4.5$
• •	0 ¢	ê ê
B. ℝ- 170x170x9	B. ℝ- 170x170x9	B. ℝ- 200x170x9
A.BOLT 2-19φWN締	A.BOLT 2-19φWN締	A. BOLT 2-16 φ

G1(基端)	61(先端)	CG	b1	b2
H-300 \times 150 \times 3. 2 \times 4. 5	$H - 150 \times 150 \times 3.2 \times 4.5$	$\text{H-}150\!\times\!75\!\times\!5\!\times\!7$	$2C-125 \times 50 \times 20 \times 2.0$	$C-125\times50\times20\times2.0$
	I	I	I	J
			フィラー 止 95*50*6@500	

WV1, HV1	D1	D2
$1-16 \phi$	$2C - 100 \times 50 \times 20 \times 2.0$	$C-100\times50\times20\times2.0$
	Н	
	フィラー E95*50*6@500	

部材リスト S=1:30



















外観写真	
北面	
外観写真	

南面
既存図における南面の
ドア開口部無し

外観写真	
東面	







桁梁 接合部

柱頭 カバープレート

母屋 2-13φ



屋根面ブレース	

HTB 1-M16

(5) 設計荷重

固定荷重

名 称	仕上材・構造材	厚さ(mm) 重	量 (N/m ²)
	大波スレート	170	-
屋根	母屋 C-125×50×20×2.0 A=530 41 N/m	80	
<u></u>	$41 \times 18 / 10.9 = 67.7 \qquad \longrightarrow \qquad 80$		
	大梁 H-300 (~150)×150×3.2×4.5 A=2041 157 N/m	70	
	$157 \times 6 / 22.0 = 42.8 \longrightarrow 70$		
	天井 プラスターボード9mm 70 N/m ²	150	角度補正分
	吊り材 80 N/m ²		考慮
	ブレース材等・その他	100	$(570) \rightarrow 600$
	大波スレート	170	1
ц і.	母屋 C-125×50×20×2.0	80	1
ルビ	大梁 H-150×75×5×7 A=1785 137 N/m	60	角度補正分
	$137 \times 6 / 22.0 = 37.4 \longrightarrow 60$		考慮
	その他	50	$\begin{array}{c c} (360) \rightarrow & 400 \end{array}$
		<u> </u>	<u> </u>
	小波スレート	150	{
	胴縁 C-100×50×20×2.0 A=454 35 N/m	60	- 外壁:サッシ
外壁	$35 \times 4 / 3.5 = 40 \longrightarrow 60$		4 : 6
	ブレース材等・その他	50	$(260) \rightarrow$
			平均 350
	サッシ	400	(400) →
	柱頭で検討	<u> </u>	<u> </u>
	柱 H-300 (~150)×150×3 2×4 5 A=2281 175 N/m		-
	\rightarrow 200 N/m		-

軸力および建物重量

軸力	部材	単位重量	面積・長さ	ω	W	N
A,B-1	屋根	0.60	(0.6+4.875/2)*4.55	8.3		
	庇	0.40	(0.6+4.875/2)*0.9	1.1		
	柱	0.20	1.80	0.4		
	壁	0.35	4.875/2*1.80	1.5		
	壁	0.35	4.55*(1.80+3.15)/2	3.9	15.2	15.2
A,B-2	屋根	0.60	(4.875+4.25)/2*4.55	12.5		
	庇	0.40	(4.875+4.25)/2*0.9	1.6		
	柱	0.20	1.80	0.4		
	壁	0.35	(4.875+4.25)/2*1.80	2.9	17.4	17.4
A,B-3,4	屋根	0.60	4.25*4.55	11.6		
	庇	0.40	4.25*0.9	1.5		
	柱	0.20	1.80	0.4		
	壁	0.35	4.25*1.80	2.7	16.2	16.2
A,B-5	屋根	0.60	(4.375+4.25)/2*4.55	11.8		
	庇	0.40	(4.375+4.25)/2*0.9	1.6		
	柱	0.20	1.80	0.4		
	壁	0.35	(4.375+4.25)/2*1.80	2.7	16.5	16.5
A,B-6	屋根	0,60	(0.6+4.375/2)*4.55	7.6		
	庇	0.40	(0.6+4.375/2)*0.9	1.0		
	柱	0.20	1.80	0.4		
	壁	0.35	4.375/2*1.80	1.4		
	壁	0.35	4.55*(1.80+3.15)/2	3.9	14.3	14.3

建物重量

張間方向

1			
	170-4	15.2+15.2	30.4 kN
-			
	271-4	17.4+17.4	34.8 kN
	3,471-1	16.2+16.2	32.4 kN
	571-1	16.5+16.5	33.0 kN
-	671-4	14.3+14.3	28.6 kN
桁行方向			
	А,В71/-Д	15.2+17.4+16.2*2+16.5+14.3	95.8 kN
建物全体			
	全体	95.8+95.8	191.6 kN

(6) 耐震診断

1) 壁ブレース WV1 a) 母材の耐力 $1 - 16 \phi$ Ab= 201 mm² 5.5) Ny= Fy·Ab= $258 \times 201 \times 10^{-3}$ =51.9 kN 50 er. A b) 接合部の終局耐力 4.25 母材の有効断面の耐力 $Ae = 0.75 \cdot Ab = 0.75 \times 201$ = 150.8 mm² ターンバックル $1 - 16 \phi$ FB- 6× 50 (羽子板) GPL-6 $Pu1 = Ae \cdot Fu = 150.8 \times 400 \times 10^{-3} = 60.3$ kN HTB: 1- M16 F9T 羽子板の有効断面の耐力 Ag= $6 \times (50 - 17.5)$ = 195.0 mm² $Pu2=Ag \cdot Fu= 195 \times 400 \times 10^{-3}$ =78.0 kN 羽子板の端抜け破断耐力 e= 30 mm Pu3= $e \cdot tg \cdot Fu = 30 \times 6 \times 400 \times 10^{-3}$ =72.0 kN 溶接耐力 すみ肉溶接 (調査結果に基づく実寸の最小値) S= 4.0 mm $a = 0.7 \cdot S = 0.7 \times 4$ =2.80 $\ell = 80$ mm mm Pu4= $a \cdot \ell \cdot \sigma u / \sqrt{3} = 2.8 \times 80 \times 400 / \sqrt{3} \times 10^{-3}$ =51.7 kN ボルトのせん断破断耐力 $fA = 201 mm^2$ HTE 1- M16 F9T $Pu5= 0.6 \cdot fA \cdot F_{BU} \cdot n= 0.6 \times 201 \times 900 \times 1 \times 10^{-3} = 108.5 \text{ kN}$ 接合部の終局耐力 α= 1.2 Pu=min(Pu1, Pu2, Pu3, Pu4, Pu5)= min(60.3 , 78.0 , 72.0 , 51.7 , 108.5 ,) = 51.7 kN 母材の有効断面の耐力 $Pu/\alpha = 51.7 / 1.2 = 43.1 KN$ にて決定する c) ブレースの終局耐力 Nr= min (Ny, Pu/ α) = min (51.9, 43.1) = 43.1 kN d) ブレースの水平耐力 =33.2 kN $_{\rm B}$ Qu= Nr · cos θ = 43.1×4.25/5.51 保有耐力接合の確認 e) (保有耐力接合検討用) Ny '= $294 \times 201 \times 10^{-3}$ =59.1 kN Pu '= 1.1×51.7 =56.9 kN $Pu' = 56.9 kN < 1.2 \cdot Ny' = 70.9$ kN ...非保有耐力接合 F = 1.3

```
GPL-6
2-<u>M12(中ポルト)</u>
2) 桁行架構の終局耐力
                                                                                         2C-100 \times 50 \times 20 \times 2.0
       桁梁: 2C-100×50×20×2.0
                                                        既存ブレース
1-M16
(ターンバックル)
         桁梁接合部 GPL- 6
                        2- M12
                                  F4T
         ボルトピッチ H= 60 mm
                                                              `GR2−6
HTB 1−M16
    a) 接合部の終局耐力
         母材の端抜け破断耐力
               e= 35 mm t= 2.0 mm
            Pu1 = n \cdot e \cdot t \cdot Fu = 2 \times 35 \times 2.0 \times 400 \times 10^{-3}
                                                          =56.0 kN
         ガセットプレートの端抜け破断耐力
              e = 40 \text{ mm}
            Pu2=n \cdot e \cdot tg \cdot Fu= 2 \times 40 \times 6 \times 400 \times 10^{-3}
                                                           =192.0 kN
         ボルトのせん断破断耐力
                    2- M12 fA= 113 mm<sup>2</sup> F4T
             Pu3 = 0.6 \cdot fA \cdot F_{BU} \cdot n = 0.6 \times 113 \times 400 \times 2 \times 10^{-3} = 54.2 \text{ kN}
             Pu=min(Pu1, Pu2, Pu3)
                = \min(56.0, 192.0, 54.2)
                        KN
                = 54.2
            Mu1 = Pu \times H
                = 54.2 \times 60 \times 10^{-3}
                = 3.3 KNm
         ガセットプレートの溶接耐力 すみ肉溶接
                                                                               (調査結果に基づく実寸の最小値)
               S = 4.0 \text{ mm} a = 0.7 \cdot S = 0.7 \times 4 = 2.80
                                                                          ℓ= 150 mm
                                                                 mm
              Pu = a \cdot \ell \cdot \sigma u / \sqrt{3} = 2.8 \times 150 \times 400 / \sqrt{3} \times 10^{-3}
                                                                 =97
                                                                          KN
            Mu2= Pu×\ell/2
               = 97 \times 150/2 \times 10^{-3}
                = 7.3 KNm
         接合部の終局耐力
             Mu= min (Mu1, Mu2)
               = 3.3 KNm
            cQu= 接合部の終局耐力/柱高さ 3.5 m
             外柱
            cQu= 3.3/3.5 =0.9
                                          KN
            中柱
            cQu = 2 \times 3.3/3.5 = 1.9
                                         KN
```

3) 保有水平耐力及び構造耐震指標 (Is) の算定



- A,Bフレーム
 - フレーム重量= 95.8 kN

保有水平耐力Pu

kN/箇所 箇所数

ブレースの水平耐力: 33.2 × 2 = 66.4 kN
 ※ブレースが継いである為、ブレース耐力は無効とする。
 従って、架構の終局耐力を桁行方向の保有水平耐力として評価する。

桁行架構の終局耐力:	0.9	×	2	=	1.8	kN	(外柱)
	1.9	×	4	=	7.6	kN	(中柱)
				Pu=	9.4	kN	
構造耐震指標 (Is)							
靭性指標をF= 1.30	とし、	重量	c e W =	95.8	KNとう	トると	
Is= $Pu \times F / W$							
$= 9.4 \times 1.30 / 9$	5.8						
= 0.13	となる。						

(7) 耐震補強計画

構造耐震指標 Is=0.13 は目標性能 Iso=0.6 を下回るため、CLT 壁補強を行う。

なお、張間方向は既存架構が目標性能を満足しているため補強は行わないが、補強後の重量増加を考慮して耐 震性能の確認を行う。

必要補強量 Qu

Qu=Iso×Wi/F =0.6×95.8kN/1.0 =57.5kN

ここで、CLT 壁の靭性指標は1.0

CLT 壁厚 90mm、幅 1000mm とし1 枚当たり τ u=1.8N/mm²より 162kN >必要値 57.5kN

偏心しないように2構面に配置する。

CLT-補強桁梁接合部のせん断強度 106.2kN (STS-C65 ビス 18 本)

補強壁の耐震性能について確認する。



図 4.2.1-1 解析モデル

図4.2.1-2 下部接合部せん断バネの応カー変形関係(ビス18本)





図 4.2.1-4 曲げモーメント図(曲げ、せん断、軸力、反力)



図 4.2.1-5 最大耐力時の軸力図



図 4.2.1-6 最大耐力時のせん断力図

補強方針

- ・既存梁断面が小さいため、既存架構に新たに繋ぎ梁(桁梁)を設け、CLT壁を新設する。
- ・基礎梁が小さくあと施工アンカーによる荷重伝達は期待できないため、CLT壁脚部がピンの「CLT壁の 試験体(上TST+下Sのみ)」モデルを採用する。
- ・補強部材や接合部のほか、補強部材による付加軸力に対して周辺部材の検討を行う。
- ・補強CLT壁はバランス良く配置すること。
- ・補強後建物の靱性指標はF=1.0 であるため、本計画では、補強CLT壁と干渉しない既存ブレースについては、現状のまま残すこととする。



図 4.2.1-7 補強設計のフロー

補強後の軸力および建物重量

新設桁梁:H-250×125×6×9,0.29kN/m×4.10=1.19 kN CLT 材 : 5.0(比重)×0.09×1.00×2.50×1/2=0.56 kN 補強後の建物重量:W=95.8+1.19+0.56=97.6→100kN

補強後の保有水平耐力および構造耐震指標 Is

CLT90より90×1000×1.8=162kN 2枚より324kN 接合部100kNより2枚で200kN 保有水平耐力Quは、200kN

構造耐震指標 Is は、

Is=Qu×F/W

 $=200 \times 1.0 / (100 \times 2) = 1.0 \ge 0.6$

補強図を以下に示す。

・接合部は高力ボルト接合を基本とし、やむをえず現場溶接とする場合は、十分な施工管理を行う。

```
<基本的な補強方法について>
```

張間方向



図4.2.1-8 補強図





補強CLT部材により、補強桁梁に生じる応力は次の通りとする。 せん断力:Q= 24 kN 曲げ応力:M= 42 kNm 軸方向力:N= 41 kN 6 × 9 H - 250 × 125 × tf 39600000 mm⁴ 3697 mm² $Zx = 317000 \text{ mm}^3$ A =Ix= Af= 1125 mm^2 2940000 mm⁴ Zy= 47000 mm^3 Iv= d Zpx= 358000 mm³ 104.0 mm 1392 mm^2 Aw =ix= 72700 mm³ 62.5 mm 28.2 mm b= Zpy= iv= t f 232 mm 33.0 mm d=ib= R ① 全塑性モーメント $Mp = Fyf \times Zp = 258 \times 358000 \times 10^{-6}$ = 92kN•m ② 局部座屈モーメント (SS400) フランジ幅厚比: b/tf= 62.5/9 =6.9 < 9 幅厚比 FB FC FD FA フランシ ウェブ幅厚比: d/tw = 232/6=38.7 < 60 9 11 15.5 左記以外 (以上より、幅厚比がFA部材より局部座屈の検討を省略する) ウェブ 71 60 65 ③ 横座屈モーメント :横座屈補剛区間の長さ Kb= 1.00 Lb= 4250 mm :横座屈長さ係数 $M_2 = 0.0$:端モーメント比 (単曲率 -|M₂/M₁| 、 複曲率 +|M₂/M₁|) = 0.00 M_1 1.0 複曲率 でM1.Mっを左記とする Cb= $1.75+1.05(M_2/M_1)+0.3(M_2/M_1)^2$ = 1.75 $= 1.75 + 1.05(0) + 0.3(0)^{2}$ σ scr= 0.65E/(Lb×h/Af) σ wcr= $\pi^2 E/(Kb \times Lb/i)^2$ = 0.65×205000/(4250×250/1125) $= \pi^2 \times 205000/(1 \times 4250 / 33)^2$ = 122= 141N/mm² N/mm^2 Me= Cb×Z×√(oscr²+owcr²) :弾性横座屈モーメント $= 1.75 \times 317000 \times \sqrt{(141^2 + 122^2)} \times 10^{-6}$ = 103 kN•m $p\lambda b = 0.6 + 0.3(M_2/M_1)$ $\lambda b = \sqrt{(Mp/Me)}$ $e\lambda b = 1/\sqrt{0.6}$ $= \sqrt{(92/103)}$ = 0.6 + 0.3(0)= 0.95 :横座屈細長比 = 0.60:塑性限界細長比 = 1.29 :弹性限界細長比 $p\lambda b < \lambda b \leq e\lambda b$ \downarrow ϑ $M_{\text{FTB}} = \{1-0.4(\lambda b - p\lambda b)/(1.29 - p\lambda b)\}M = \{1-0.4 \times (0.95 - 0.6)/(1.29 - 0.6)\} = 73$ kN•m 梁の曲げ終局耐力 $bMu = min(Mp, M_{LB}, M_{FTB}) = min($ 92, ----73) $= 73 kN \cdot m > M = 42$ kNm ∴OK ④ せん断終局耐力 $Aw = d \cdot tw$ = 1392 $d= 250-2 \times 9 = 232$ $Qm = 0.6 \cdot Fyw \cdot Aw$ $= 0.6 \times 258 \times 1392/1000$ = 215 kN > Q =24 ∴OK kN ⑤ 圧縮耐力の検討 $_{\rm B}$ Lkx= 4250 $_{\rm B}$ Lky= 2125 mm mm $\lambda x = BLkx/ix = 40.9$ $\lambda y = BLky/iy = 75.4$ $\lambda = \max(\lambda x, \lambda y) 75.4$ 細長比 $\Lambda = \sqrt{(\pi^2 E/0.6F)} = \sqrt{(\pi^2 \times 2.06 \times 10^5/0.6 \times 258)} = 114.6$ 限界細長比 $\sigma cr = [1-0.4(\lambda/\Lambda)^2] \cdot F = [1-0.4(75.4/114.6)^2] \times = 214$ N/mm^2 限界圧縮応力度 枠材の限界圧縮耐力 $cNc = \sigma cr \cdot A$ $= 214 \times 3697/1000$ = 791 kN > N= 41 kN ∴OK

⑥既存柱材との接合部 P = 41O= 24 kN kN a) GPL-9 HTB:2-M16 端抜け破断耐力 qu1= n•e•t•Fu= 2*40*9*400*10⁻³ =288kN e = 40 mmボルトのせん断破断耐力 HTB 2-M16 $A_{\rm B} = 201 \, {\rm mm}^2$ $qu2=0.6 \cdot fA \cdot F_{BU} \cdot n= 0.6 \cdot 201 \cdot 1000 \cdot 2 \cdot 10^{-3} = 241$ kN qu = 241 kN > 41kN ∴OK $[P/(qu)]^{2} + [Q/(qu)]^{2} =$ [41/241.2]²+[24/241.2]² =0.04< 1.0 OK b) CT-125×125 HTB:4-M12 $A_{\rm B} = 113 \, {\rm mm}^2$ HTB 4-M12 $Pu=0.75 \cdot fA \cdot F_{BU} \cdot n= 0.75 \cdot 113 \cdot 1000 \cdot 4 \cdot 10^{-3} = 339$ kN $qu = 0.6 \cdot fA \cdot F_{BU} \cdot n = 0.6 \cdot 201 \cdot 1000 \cdot 4 \cdot 10^{-3} = 482$ kN $[P/(Pu)]^{2}+[Q/(qu)]^{2}=$ $[41/339]^2 + [24/482.4]^2$ =0.02< 1.0 OK

既存柱および柱脚部の検討

付加軸力:NE= 24 kNm 長期軸力:NL= 17.4 kN 地震時:Ns1= 41 kN H - 150 \times 150 \times 3.2 \times 4.5 h 1830 mm² 7894800 mm⁴ A =Ix = $Zx = 105260 \text{ mm}^3$ tf 675 mm^2 2531600 mm⁴ Zy=33760 mm³ Af= I_V= Aw= 451 mm^2 ix= 65.7 mm $Zpx = 114620 \text{ mm}^3$ H d 75 mm 37.2 mm Zpy= 50990 mm³ b= iy= 41.3 mm 141 mm ib= d= tf 圧縮耐力の検討 В $_{\rm B}$ Lkx= 3500 _BLky= 3500 mm mm $\lambda = \max(\lambda x, \lambda y) 94.1$ $\lambda x = BLkx/ix = 53.3$ $\lambda y = BLky/iy = 94.1$ 細長比 $\Lambda = \sqrt{(\pi^2 E/0.6F)} = \sqrt{(\pi^2 \times 2.06 \times 10^5/0.6 \times 258)} = 114.6$ 限界細長比 $\sigma cr = [1-0.4(\lambda/\Lambda)^2] \cdot F$ $= [1-0.4 (94.1/114.6)^{2}] \times (= 189)$ N/mm² 限界圧縮応力度 枠材の限界圧縮耐力 $cNc = \sigma cr \cdot A$ $= 189 \times 1830 / 1000$ = 346 kN > Ns1= 41 kN ∴OK ② 柱脚部 地震時:Ns2= -7 kN せん断力:Q= 53 kN $A_{B} = 284 \text{ mm}^2$ HTB 4-M12 $Pu = 0.75 \cdot fA \cdot F_{BU} \cdot n = 0.75 \cdot 284 \cdot 400 \cdot 2 \cdot 10^{-3} = 170$ kN $qu = 0.6 \cdot fA \cdot F_{BU} \cdot n = 0.6 \cdot 284 \cdot 400 \cdot 2 \cdot 10^{-3} = 136$ kN $[P/(Pu)]^2 + [Q/(qu)]^2 =$ $[6.6/170.4]^2 + [53/136.32]^2 = 0.15$ < 1.0 OK ③ 浮上り 基礎梁 24*0.25*0.40*(4.10-1.20 =7 kN 基礎 =19 20*1.20*1.20*0.65 kN 25.7 7 kN < Ns2= kN ∴OK



図 4.2.1-10 補強後の構造図

- 4.2.2 試設計建物による CLT 壁補強事例2(4階建て・日の字H)
- (1) 建物概要

建築物 店舗付き住宅

- 施工 昭和56年
- 規模 鉄骨造4階建て地下なし塔屋1階
- 面積 121.57 m²
- 構 造 鉄骨造 XYラーメン 柱日の字H, 梁H形鋼, 外壁ALC 床デッキプレート+水平ブレース

(2) 建物図面



1 階平面図

南立面図 図 4. 2. 2-1 意匠図

東立面図

(3) 構造図









図 4.2.2-3 鉄骨詳細図

(4) 建物写真

写真4.2.21. 4階2/B柱付近 天井材及び壁仕上材(クロス)に、漏 水痕と思われる変色が認められる。
写真4.2.22. 4階1/A柱付近 鉄骨実態調査のための解体を行う 以前の状況。クロスの浮きが認められ る。鉄骨実態調査では顕著な錆は認め られなかった。
写真 4.2.23. 建物北面外壁 (4 階 及び PH) 本建物の外壁は ALC 版リシン吹付 である。竣工後、再吹付が行われてい ると思われ、顕著な劣化現象は認めら れない。
写真 4.2.24. 建物南面外壁(1 階) 顕著な劣化現象は認められない。
写真 4.2.25. 4 階 1/A 柱-梁接合 部の状況



図 4.2.2-4 4 階 1/A 柱-梁接合部実態調査結果

(5) 設計荷重

1)固定荷重

PH 屋根

				荷重(N/m²)
	防水モルタル	t=30		600
	防水層			150
	均しモルタル	t=15		300
	ALC	t=100		650
	天井			150
	梁			300
	耐火被覆			100
			計	2,250
屋根、べき	ランダ			
				昔重(N/m ²)
	防水モルタル	+=30		600
	捕 ラシングー	t=50		900
	防水層	1 00		150
	均しモルタル	t=15		300
	シンダーコンクリート	ULF 50		1 000
	デッキプレート	рд 1. 00		1,000
	アナル			150
	八 <u>斤</u> 小泅			150
	小来 耐水油磨			150
	11]ノベ1)又1复		 ⇒↓	3 550
			ЦЦ	5,550
店至				
				荷重(N/m²)
	間仕切り壁			400
	タタミ			350
	シンダーコンクリート	山上 50		1,000
	デッキプレート			150
	天井			150
	小梁			150
	耐火被覆			150
			計	2,350
鉄骨階段				
				荷重(N/m ²)
	ササラ			
	段板			
	仕上げ			
			計	2,200
			ミと同様?	350N/m ² とすろ
6 미 수		つ白王	$\Xi \subseteq \square \square A \subset \square$, 00011/ III (7 'd
外壁				
				荷重(N/m²)
	ALC	t=100		650
	プラスターボード		_	150
			計	800

軽量モルタル t=30

パラペット、ベランダ手すり壁

防水モルタル	t=30
防水層	
均しモルタル	t=15
ALC	t=100

荷重(N/m ²)
300
300
荷重(N/m²)
600
150
300
650
1,700

PHR パラペット:高さ 400mm→1.7×0.4=0.68 (kN/m) RF パラペット:高さ 500mm→1.7×0.5=0.85 (kN/m) ベランダ手すり:高さ 1,100mm→1.7×1.1=1.87 (kN/m)

2) 積載荷重

室名	床用	架構 用	地震 用	備考
PH 屋上 (非歩行屋根)	900	650	300	一般居室の1/2
屋上	1,800	1, 300	600	令 85 条
居室	1,800	1,300	600	令85条

3) 地震力算定用建物重量

地震力算定用建物重量は、仮定荷重を基に、一貫計算プログラムで集計する。ただし、モデル化の簡略のため、PHについては計算モデルから省略し、重量を手計算で集計し、2/A 柱頂部に集中荷重として与えることとする。

PHの建物重量算定結果を以下に示す。

床	2. $25 (\text{kN/m}^2) \times (1.2 \times 2.1 + \sqrt{2.5^2 + 1.9^2} \times 1.2) =$		14. 148
パラペット	$0.68 (kN/m) \times (1.2 \times 2 + 2.1 + 0.9 + 1.9 \times 2) =$		6.256
外壁	$0.8 (kN/m^2) \times 2.5 \times (1.2 \times 2 + 2.1 + 0.9) =$		10.800
	$0.8 (kN/m^2) \times 2.5 \times 1.9/2 \times 2 =$		3.800
柱	H−125×125×6.5×9 23.6kg/m→235N/m		
	$0.235 (kN/m) \times 2.5 \times 4 =$		2.350
		計	37.354
	→38. 0 (kN)		

積載荷重	(フレーム用)	$0.65 \times 1.2 \times 2.1 = 1.64$ (kN)
積載荷重	(地震用)	$0.30 \times 1.2 \times 2.1 = 0.76$ (kN)

EZ.	Wi	ΣW_i			$C_{\rm o} = 0.2$	2000	Wi/A
眉	(kN)	(kN)	α_{i}	Ai	SC0	Qi (kN)	(kN/m^2)
Z5	188.5	188.5	0.279	1.557	0.311	58.7	*8.2
Z4	132.0	320.6	0.475	1.337	0.267	85.7	*5.8
Z3	181.0	501.6	0.743	1.144	0.229	114.8	*6.1
Z2	173.2	674.8	1.000	1.000	0.200	135.0	*5.9
Z1	586.4	1261.2					*19.9

表 4.2.2-1 地震力算定用建物重量及び Ai の算定結果

4) 柱軸力

柱軸力は、仮定荷重を基に一貫計算プログラムで算定する。表 4.2.2.-2. に柱長期軸力の算定結果を示す。

階	通り	Α	В
4	2	81.1	41.5
4	1	41.5	41.5
3	2	118.1	78.5
	1	78.5	78.5
2	2	163.4	123.8
2	1	115.8	115.8
1	2	206.1	166.4
	1	155.4	155.4

表 4.2.2.-2. 柱長期軸力

(6) 耐震診断

本耐震診断では、梁端と柱の溶接部は健全であると仮定して部材耐力の算定を行うが、靭性指標については、 カバープレート内部の調査が実施できていないことから、診断指針に準じて柱のF値をF=1.0と定めることと する。



a−a断面

b−b断面

図 4.2.2-5 柱梁接合部
鉄骨梁の曲げ終局強度

本建物の梁にはH形鋼が用いられている。梁の強軸周り曲げ終局強度は、全塑性モーメント、横座屈を考慮 した曲げ終局強度、局部座屈を考慮した曲げ終局強度のいずれか小なるものとする。弱軸周り及び閉断面の曲 げ終局強度は全塑性モーメントに等しいとする。

尚、本建物の床スラブは合成構造ではないと思われることから、梁の曲げ終局強度はスラブを考慮せず、鉄 骨断面のみで算定する。尚、G2梁は端部で水平ハンチがついたビルトアップ材が用いられているが、保有水平 耐力の算定に用いる梁の終局耐力は中央部断面にて強度算定を行うこととする。

材料強度の仮定

1) 鉄骨

計算に用いる鉄骨強度は、規格降伏点×1.1とする。 原設計図書によれば、本建物の既存躯体鉄骨は、SS41及びSSC41が用いられている。

診断計算に用いる鉄骨強度は、258(N/mm²)とする。

2) コンクリート(基礎部分)

コンクリート強度は設計基準強度を用いる。

原設計図書によれば、設計基準強度はFc=180kgf/cm²である。

診断計算に用いる既存躯体コンクリート強度は、17.6N/mm²とする。

3) 鉄筋

診断計算に用いる鉄筋強度は、診断基準に基づき、異形棒鋼の場合規格降伏点+49N/mm²、丸鋼は294N/mm²と する。

原設計図書によれば、基礎梁主筋及びスタラップにはSD30(SD295相当)が用いられている。 計算に用いる既存躯体鉄筋強度は、344(N/mm²)とする。

Fe およびFs ば別途算定し1.0 であることを確認した。

部材耐力の算定

梁曲げ耐力の算定

1) 算定方針

梁曲げ耐力。Maは、以下による。ただし、Maは梁の局部座屈モーメントであるが、幅厚比によるランクがFC、 FDのものについてのみ考慮する。

 ${}_{b}M_{u}$ =min $[M_{p}, M_{cr}, M_{LB}]$

ここに、

M: 全塑性曲げ耐力で以下による。

 $M_p = F \cdot Z_p$

F:基準強度

Zp: 塑性断面係数

Mer: 横座屈を考慮した曲げ耐力で以下による

4-37

$$\begin{split} \lambda_{b} \leq_{\mu} \lambda_{b} &= \mathcal{O} \geq \geq M_{cr} = M_{\mu} \\ {}_{\mu} \lambda_{b} < \lambda_{b} \leq_{e} \lambda_{b} \mathcal{O} \geq \geq M_{cr} = M_{\mu} (1.0 - 0.4 (\lambda_{b} - {}_{\mu} \lambda_{b})) / ({}_{e} \lambda_{b} - {}_{\mu} \lambda_{b}) \} \\ {}_{e} \lambda_{b} < \lambda_{b} &= \mathcal{O} \geq \geq M_{cr} = M_{\mu} / \lambda_{b}^{2} \\ \end{split} \\ \lambda_{b} &= \sqrt{M_{\mu} / M_{e}} \\ {}_{\mu} \lambda_{b} = 0.6 + 0.3 \alpha \\ {}_{e} \lambda_{b} = 1 / \sqrt{0.6} \\ M = C M_{o} \\ C = 1.75 + 1.05 \alpha + 0.3 \alpha^{2} \leq 2.3 \\ \alpha = M / M \\ M_{i} M_{i} \coloneqq \Im \oplus \Im \oplus (- \mathcal{A}) > \mathbb{N} \\ M_{e0} &= \sqrt{\frac{\pi^{2} \cdot E \cdot I_{j} \cdot G \cdot I_{s}}{\ell^{2}} + \frac{\pi^{4} \cdot E^{2} \cdot I_{j} \cdot I_{w}}{\ell^{4}}} \\ I_{s} &= \frac{2B \cdot t_{f}^{-3} + H \cdot t_{w}^{-3}}{3} \\ I_{w} &= \frac{H^{2} \cdot B^{3} \cdot t_{f}}{3} \\ I_{y} &= \frac{B^{3} \cdot t_{f}}{6} \\ E : \forall \mathcal{V} \int K \\ \mathcal{K} \\ \mathcal{K} &= \mathbb{K} \\ \mathcal{K} = \mathcal{K} \\ \mathcal{K}$$

F_{yw}:ウェブの基準強度

2)幅厚比によるランクの算定

MLB

H形鋼梁の幅厚比によるランクは表4.2.2-3のように定める。

部位	フランジ	ウェブ	ランク
1	$9 imes \sqrt{235/F}$	$60 imes \sqrt{235/F}$	FA
幅厚比 <i>b/t_f</i>	$11 \times \sqrt{235/F}$	$65 imes \sqrt{235/F}$	FB
χ tt d/t_{W}	15. 5× $\sqrt{235/F}$	$71 imes \sqrt{235/F}$	FC
	上記	己以外	FD

表 4.2.2.-3 H 形鋼梁の幅厚比によるランク

※本建物の鉄骨はSS41 であるため F=235 (N/mm²)とする。

R階G1梁(H-249×149×5.5×8)について算定過程を示す。

フランジについて $b/t_f = (B/2)/t_f = (149/2)/8 = 9.3 \rightarrow 9 < b/t_f \le 11 \rightarrow FB$

ウェブについて $d/t_w = (H_2 t_f)/t_w = (249-2\times 8)/5.5 = 42.4 \rightarrow b/t_f \le 60 \rightarrow FA$

表 4.2.2-4 に各梁の幅厚比の算定結果を示す。

いずれの梁も幅厚比によるランクはFA 又はFB であるので、局部座屈モーメント MBの算定は省略する。

佐旦	瓞	些 新面		4	幅	厚比	ランク	
177 75			D	u	b/tf	d/tw	フランジ	ウェブ
	R	H-298 × 149 × 5.5 × 8	74.5	282.0	9.3	51.3	FB	FA
G1	4	H-298 × 149 × 5.5 × 8	74.5	282.0	9.3	51.3	FB	FA
	3	H-300 × 150 × 6.5 × 9	75.0	282.0	8.3	43.4	FA	FA
	2	H-350 × 175 × 7 × 11	87.5	328.0	8.0	46.9	FA	FA
	R	H-248 × 124 × 5 × 8	62.0	232.0	7.8	46.4	FA	FA
02	4	$H-248 \times 124 \times 5 \times 8$	62.0	232.0	7.8	46.4	FA	FA
GZ	3	H-298 × 149 × 5.5 × 8	74.5	282.0	9.3	51.3	FB	FA
	2	H-350×175×7×11	87.5	328.0	8.0	46.9	FA	FA

表4.2.2-4 H形鋼梁の幅厚比によるランクの算定結果

3) 梁曲げ耐力の算定

R 階 A 通り G1 梁(H-249×149×5.5×8)について算定過程を示す。

①全塑性曲げ耐力 M。

 $M_p = Z_p \cdot F$

Z_pは旧JISの形鋼表より、Z_p=475(cm³)=475,000(mm³)

 M_p =475,000×235×1.1=122,787,500 (Nmm) =122.7 (kNm)

②横座屈耐力 Mcr

B1 小梁が横補剛として有効であるとする。

横補剛間隔は1=3,100(mm)とする。

モーメント分布による係数 α は横補剛されている区間で算定する。梁の両端の曲げモーメントが M に達して いる状態を想定すれば、M、M は以下のようになる。

 $M_1 = M_p$

$$M_2 = M_p \times \frac{350}{2,750}$$

$$\begin{split} &\alpha = M_{de} M_{de} = 350/2, 750 = 0.127 \\ \mathcal{C} = 1.75 + 1.05 \alpha + 0.3 \alpha^2 = 1.75 + 1.05 \times 0.127 + 0.3 \times 0.127^2 = 1.888 \\ &I_s = \frac{2B \cdot t_f^{-3} + H \cdot t_w^{-3}}{3} = \frac{2 \times 149 \times 8^3 + 298 \times 5.5^3}{3} = 67, 385 \,(\mathrm{mn}^6) \\ &I_w = \frac{H^2 \cdot B^3 \cdot t_f}{3} = \frac{298^2 \times 149^3 \times 8}{3} = 7.833 \times 10^{11} \,(\mathrm{mn}^6) \\ &I_y = \frac{B^3 \cdot t_f}{6} = \frac{149^3 \times 8}{6} = 4.410 \times 10^6 \,(\mathrm{mn}^4) \\ &G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{2.05 \times 10^5}{2(1 + 0.3)} = 78,846 \,(\mathrm{N/mn}^2) \\ &M_{e0} = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y \cdot G \cdot I_s}{\ell^2}} + \frac{\pi^4 \cdot E^2 \cdot I_y \cdot I_w}{\ell^4} \\ &= \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot 2.05 \times 10^5 \times 4.410 \times 10^6 \times 78,846 \times 67,385}{3,100^2}} + \frac{\pi^4 \times (2.05 \times 10^5)^2 \times 4.410 \times 10^6 \times 7.833 \times 10^{11}}{3,100^4} \\ &= \sqrt{4.933 \times 10^{15} + 1.531 \times 10^{17}} \\ &= 397,533,646 \,(\mathrm{Nmn}) = 397.5 \,(\mathrm{kNm}) \\ &\mathcal{M}_b = \mathcal{O} \mathcal{M}_p \cdot \mathcal{M}_e = \sqrt{122.7/750.4} = 0.404 \\ &_p \, \lambda_b = 0.6 + 0.3\alpha = 0.6 + 0.3 \times 0.13 = 0.639 \\ &\lambda_b \leq_p \, \lambda_b \in \sigma^3 \mathcal{D} \oplus \mathcal{O} \mathcal{M}_{or} = M_p = 122.7 \,(\mathrm{kNm}) \end{split}$$

メカニズム時柱軸力の算定

柱曲げ耐力はメカニズム時軸力を用いて算定する。メカニズム時柱軸力は、各階梁降伏の全体崩壊形を想定し、梁の終局時せん断力が柱付加軸力になるとして算定する。梁の終局時せん断力 *A* は、各梁両端部のモーメントが、曲げ終局強度 *M* に達しているとして、以下のように算定する。

 $_{b}Q_{u}=2_{b}M_{u}/L_{b}$ ここに、 L_{b} は梁の内法長さ

以下に梁の終局時せん断力。Quの算定結果を示す。

符号		G1		G2				
方向		Y		Х				
	$_{b}M_{u}(\mathrm{kNm})$	$L_b(\mathbf{m})$	${}_{b}Q_{u}(\mathrm{kN})$	$_{b}M_{u}(\mathrm{kNm})$	$_{b}M_{u}(kNm) \qquad L_{b}(m)$			
RF	122.7	5.0	49.1	82.4	39.2			
4F	122.7	5.0	49.1	82.4	4.2	39.2		
3F	140.1	5.0	56.0	122.7	4.2	58.4		
2F	224.3	5.0	89.7	224.3	4.2	106.8		

表 4.2.2-5 梁の終局時せん断力 "Quの算定結果

各柱のメカニズム時付加軸力<u>/</u>Nは当該階より上層に取り付く梁の_bQaの和とする。 以下に柱付加軸力<u>/</u>Nの算定結果を示す。

叱	ふし	X方向	正加力	Y方向正加力		
阳	通り	Α	В	Α	В	
4	2	-39.2	39.2	49.1	49.1	
	1	-39.2	39.2	-49.1	-49.1	
2	2	-78.4	78.4	98.2	98.2	
ാ	1	-78.4	78.4	-98.2	-98.2	
2	2	-136.8	136.8	154.2	154.2	
2	1	-136.8	136.8	-154.2	-154.2	
1	2	-243.6	243.6	243.9	243.9	
'	1	-243.6	243.6	-243.9	-243.9	

表 4.2.2-6 柱付加軸力 / Wの算定結果(単位:kN)

メカニズム時柱軸力 Nは N=N+_Nとして算定する.ここに、Neは柱長期軸力とする. 以下にメカニズム時柱軸力の算定結果を示す.

REE	ふし	X方向	正加力	X方向	X方向負加力		正加力	Y方向負加力				
旧	通り	А	В	Α	В	Α	В	Α	В			
4	2	41.9	80.7	120.3	2.3	130.2	90.6	32.0	-7.6			
4	1	2.3	80.7	80.7	2.3	-7.6	-7.6	90.6	90.6			
2	2	39.7	156.9	196.5	0.1	216.3	176.7	19.9	-19.7			
5	1	0.1	156.9	156.9	0.1	-19.7	-19.7	176.7	176.7			
2	2	26.6	260.6	300.2	-13.0	317.6	278.0	9.2	-30.4			
2	1	-21.0	252.6	252.6	-21.0	-38.4	-38.4	270.0	270.0			
1	2	-37.5	410.0	449.7	-77.2	450.0	410.3	-37.8	-77.5			
	1	-88.2	399.0	399.0	-88.2	-88.5	-88.5	399.3	399.3			

表 4.2.2-7 メカニズム時柱軸力の算定結果(単位:kN)

柱脚の耐力

1) 柱脚の概要

本建物の柱脚部は、コンクリート面から300mm 埋込まれているが、ここでは露出柱脚として耐力算定を行う。

2) 柱脚の全塑性曲げ耐力 # 4,

(2-1)算定方法

柱脚の全塑性曲げ耐力 fllpは以下のように算定する。

$$N_{y} \ge N > N_{y} - T_{y} \mathcal{O} \ge \overset{*}{\Rightarrow} M_{p} = N \cdot d_{t} \cdot \left(\frac{N_{y}}{N} - 1\right)$$

$$N_{y} - T_{y} \ge N > -T_{y} \mathcal{O} \succeq \stackrel{*}{\triangleq} {}_{f} M_{p} = T_{y} \cdot d_{t} + \frac{(N + T_{y})D}{2} \cdot \left(1 - \frac{N + T_{y}}{N_{y}}\right)$$

$$-T_{y} \geq N > -2T_{y} \mathcal{O} \geq \mathfrak{F}_{f} M_{p} = (N + 2T_{y}) \cdot d_{t}$$

 $\sum lz,$ $N_{y}=0.85B \cdot D \cdot F_{c}$ $T_{y}=n_{t} \cdot \min[A_{b} \cdot F, A_{be} \cdot F_{u}]$

- N: 柱軸力(圧縮力を正とする)
 - B:ベースプレート幅で、ここではB=400mm
 - D:ベースプレートせいで、ここではD=400mm
 - $F_c: コンクリート設計基準強度で、ここでは F_c=17.6 (N/mm²)$
 - nt:引張側アンカーボルトの本数で、ここでは nt=2
 - n_c: 圧縮側アンカーボルトの本数で、ここでは n_c=2
- $A_b: アンカーボルトの軸断面積で、ここでは M20 を切削ねじ加工していると考え、軸部は 20 <math>\phi$ と仮定する。 $A_b = \pi \times 10^2 = 314 (\text{mm}^2)$
 - F:アンカーボルトの基準強度で、F=235×1.1=258.5(N/mm²)とする。
 - Abe:アンカーボルトのねじ部有効面積で、ここではM20を用いているので Abe=245(mm²)とする。
 - $F_u: アンカーボルトの引張強さで、ここでは F_u=400 (N/mm²) とする。$
 - dt: 柱断面図心より引張側アンカーボルトの断面図心までの距離で、ここでは dt=150 (mm)

(2-2)算定結果

以下に、1/A柱のX方向正加力時の算定過程を示す。

N=−88.2(kN)

 $N_r = 0.85B \cdot D \cdot F_c = 0.85 \times 400 \times 400 \times 17.6 = 2,393,600 \text{ (N)} = 2,393.6 \text{ (kN)}$

 $A_b \cdot F = 314 \times 235 \times 1.1 = 81,169 (N) = 81.16 (kN)$

 $A_{be} \cdot F_u = 245 \times 400 = 98,000 (N) = 98.0 (kN)$

 $T_y = n_t \cdot \min[A_b \cdot F, A_{be} \cdot F_u] = 2 \times 81.16 = 162.3 \text{ (kN)}$

 $N_v - T_v = 2,393.6 - 162.3 = 2,231.3$ (kN)

$$N_{y} - T_{y} \ge N > -T_{y}$$
 であるので、

$$_{f}M_{p} = T_{y} \cdot d_{t} + \frac{(N+T_{y})D}{2} \cdot \left(1 - \frac{N+T_{y}}{N_{y}}\right)$$

$$= 162.3 \times 150 + \frac{(-88.2 + 162.3) \times 400}{2} \cdot \left(1 - \frac{-88.2 + 162.3}{2,393.6}\right)$$
$$= 38,706 \text{ (kNmm)} = 38,7 \text{ (kNm)}$$

3) 柱脚の全塑性せん断耐力 🗛

(3-1)算定方法

柱脚の全塑性せん断耐力 舟は以下のように算定する。

$$N_{y} \ge N > N_{y} - T_{y} \mathcal{O} \succeq \overset{*}{=} f \mathcal{Q}_{p} = \max \left[0.5N, S_{y} \cdot \left\{ 1 + \sqrt{1 - \left(\frac{N_{y} - N}{T_{y}}\right)^{2}} \right\} \right]$$
$$N_{y} - T_{y} \ge N > -T_{y} \mathcal{O} \succeq \overset{*}{=} f \mathcal{Q}_{p} = \max \left[0.5(N + T_{y}), S_{y} \right]$$

$$-T_{y} \geq N > -2T_{y} \mathcal{O} \geq \underset{f}{\approx} Q_{p} = S_{y} \cdot \sqrt{1 - \left(-\frac{N}{T_{y}} - 1\right)^{2}}$$

$$S_{y} = n_{t} \cdot \min \left[A_{b} \cdot F / \sqrt{3}, A_{be} \cdot F_{u} / \sqrt{3} \right]$$

(3-2)算定結果

以下に、1/A 柱の X 方向正加力時の算定過程を示す。 N=-88.2 (kN) $N_y - T_y \ge N > -T_y$ であるので、 $_f Q_p = \max \left[0.5(N + T_y), S_y \right]$ $0.5(N+T_y) = 0.5 \times (-88.2 + 162.3) = 37.0$ (kN) $S_y = n_t \cdot \min \left[A_b \cdot F / \sqrt{3}, A_{be} \cdot F_u / \sqrt{3} \right] = n_t \cdot A_b \cdot F / \sqrt{3} = 2 \times 314 \times 258.5 / \sqrt{3} = 93, 725$ (N) =93.7 (kN)

 $_{f}Q_{p}=S_{y}=93.7$ (kN)

柱曲げ耐力の算定

1)算定方針

診断指針によれば、日の字断面柱の溶接部は部材として十分な塑性変形能力を確保できる設計・施工状況に ないとされていることから、ここでは柱の曲げ耐力。Muは弾性限耐力として算定する。

*d*uは以下のように算定する。

$$_{c}M_{u} = \left(F - \frac{N}{A}\right) \cdot Z$$

ここに、

F: 柱鉄骨の基準強度でここでは、

 $F=235\times1.1=258.5$ (N/mm²)

- N: 柱軸力
- A:断面積
- Z:断面係数
- *B*_c、*t*_c:カバープレートの幅及び厚さ



2) 算定結果

(2-1)1 階柱弱軸周りの算定

以下に1階1/A柱のX方向正加力時(弱軸周り)の算定過程を示す。

ここで、弱軸周りの断面係数 Zyは以下のように算定する。

$$Z_y = \frac{I_y}{B/2 + t_c}$$

ここに、

Iy: 弱軸周りの断面二次モーメントで、以下のように算定する。

$$I_{y} = \frac{B_{c} \cdot \{(B + 2 \cdot t_{c})^{3} - B^{3}\}}{12} + I_{y}'$$

*B*_c、*t*_c:カバープレートの幅、厚さ

B:H形鋼の幅

$$I_{v}$$
: H形鋼の弱軸周りの断面二次モーメントでここでは Iy' =16,000,000 (mm⁴)

t_f、t_w:H形鋼のフランジ厚さ、ウェブ厚さ

$$I_{y} = \frac{188 \times \left\{ (200 + 2 \times 12)^{3} - 200^{3} \right\}}{12} + 16,000,000$$

 $=50,750,976+16,000,000=66,750,976 (mm^4)$

$$Z_{y} = \frac{66,750,976}{200/2 + 12} = 595,991 \,(\text{mm}^{3})$$

$$A = 188 \times 12 \times 2 + 6,353 = 10,865$$

$$N = -88.2 \,(\text{kN})$$

$${}_{c}M_{u} = \left(258.5 - \frac{88.2 \times 1,000}{10,865}\right) \times 595,911 = 149,205,501 \,(\text{Nmm}) = 149.2 \,(\text{kNm})$$

(2-2)1 階柱強軸周りの算定

以下に1階1/A柱のX方向正加力時(弱軸周り)の算定過程を示す。 ここで、弱軸周りの断面係数 *2*,は以下のように算定する。

$$Z_X = \frac{I_X}{H/2}$$

ここに、

I_x: 強軸周りの断面二次モーメントで、以下のように算定する。

$$I_x = 2 \times \frac{t_c \cdot B_c^3}{12} + I_x'$$

 B_{c, t_c} :カバープレートの幅、厚さ

H:H形鋼のせい

- I_x : H形鋼の強軸周りの断面二次モーメントでここでは I_x : =47,200,000 (mm⁴)
- t_f、t_w:H形鋼のフランジ厚さ、ウェブ厚さ

$$I_x = 2 \times \frac{12 \times 188^3}{12} + 47,200,000$$

 $=13,289,244+47,200,000=60,489,344 \,(\text{mm}^4)$

 $Z_x = \frac{60,489,344}{200/2} = 604,893 \,(\text{mm}^3)$

A=188×12×2+6, 353=10, 865

N=−88.5(kN)

$$_{c}M_{u} = \left(258.5 - \frac{88.5 \times 1,000}{10,865}\right) \times 604,893 = 151,437,732 \text{ (Nmm)} = 151.4 \text{ (kNm)}$$

柱梁接合部パネルの曲げ降伏耐力

柱梁接合部パネルの曲げ降伏耐力 "M。は以下のように算定する。

$$_{p}M_{p} = \frac{4}{3}V_{e} \cdot \frac{F}{\sqrt{3}}$$

ここに、パネルの体積 1%はここでは以下のように算定する。

Y方向(柱強軸方向):H形鋼のウェブがパネルとして有効であるとして以下のように算定する。

$$V_e = h_b \cdot h_c \cdot t_w$$

X 方向(柱弱軸方向):梁フランジが柱H形鋼のフランジ及びウェブに溶け込み溶接されているため、柱H形鋼 フランジがパネルとして有効であると考える。ただし、安全側仮定として柱の背面側は 無視し、以下のように算定する。

$$V_e = 2 \cdot h_b \cdot \frac{B}{2} \cdot t_f$$

以下に算定結果を示す。

	階	R		4	4		3	-	2
	士向	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
	刀凹	(柱弱軸)	(柱強軸)	(柱弱軸)	(柱強軸)	(柱弱軸)	(柱強軸)	(柱弱軸)	(柱強軸)
h_b	(mm)	240	290	240	290	290	291	339	339
h_{c}	(mm)		188		188		188		188
t _w	(mm)		8		8		8		8
В	(mm)	200		200		200		200	
t_f	(mm)	12		12		12		12	
F	(N/mm^2)	258.5	258.5	258.5	258.5	258.5	258.5	258.5	258.5
V_{e}	(mm ³)	576,000	436,160	576,000	436,160	696,000	437,664	813,600	509,856
$_{p}M_{p}$	(kNm)	148.9	112.7	148.9	112.7	179.9	113.1	210.3	131.8

表 4.2.2-8 柱梁接合部パネルの曲げ降伏耐力。鳥の算定結果

接合部の耐力(保有耐力接合の確認)

1) 柱梁接合部

(1-1)算定方法

以下を満足する場合を保有耐力接合とする。

 $_{j}M_{u} \ge 1.3_{m}M_{p}$

ここに、

"M。:梁又は柱の全塑性曲げ耐力であるが、本建物は柱通しであると思われるので、梁端部の全塑性曲げ耐力 とする。ただし、基準強度 Fは 1.1 倍しない。X 方向梁については端部の水平ハンチがついている溶接組立断面 について算定する。

M: 柱梁接合部の最大曲げ耐力で、ここでは、ダイアフラムの板厚が梁フランジの板厚以上あるH形断面柱で、

$${}_{j}M_{u} = {}_{f}P_{u}({}_{b}H - {}_{b}t_{f}) + {}_{w}P_{u} \cdot {}_{w}\ell/4$$
$${}_{f}P_{u} = {}_{b}b \cdot {}_{b}t_{f} \cdot F_{u}$$
$${}_{w}P_{u} = \min[2.8 {}_{w}a \cdot {}_{w}\ell \cdot F_{u}, {}_{b}t_{w} \cdot {}_{w}\ell \cdot F_{u}]$$

H:梁せい

btf:梁フランジ厚であるが、現地調査の結果、Y方向梁については、梁端溶接部のアンダーカットが 大きかったため、アンダーカット分1.0mmを断面欠損として差し引く

"ℓ:スカラップ部を除いた、梁ウェブと柱とが接する長さ

₀b:梁幅

- $F_u: 梁材の引張強さで、ここでは F_u=400 (N/mm²)$
- "a:梁ウェブと柱の隅肉溶接の有効のど厚で、隅肉溶接サイズの0.7倍とする。隅肉溶接のサイズは、 原設計図書によれば接合する薄い方の材の板厚と同じとされている。

(1-2)算定結果

①X 方向梁

3階X方向G2梁についての算定過程を以下に示す。

端部の溶接組立断面について算定する。端部断面はBH-298×176×6×9である。

$$Z_{p} = \left(A_{f} + \frac{1}{4}A_{w}\right) \cdot (H - t_{f}) = \left(176 \times 9 + \frac{1}{4} \times (298 - 9 \times 2) \times 6\right) \cdot (298 - 9) = 2,004 \times 289$$

 $=579, 156 \,(\text{mm}^3)$

 $_{m}M_{p} = Z_{p} \cdot F = 579, 156 \times 235 = 136, 101, 660 \text{ (Nmm)} = 136.1 \text{ (kNm)}$

 $_{f}P_{u} = _{b}b \cdot _{b}t_{f} \cdot F_{u} = 176 \times 9 \times 400 = 633,600 \,(\text{N})$

 $2.8_{w}a_{w}\ell \cdot F_{\mu} = 2.8 \times 0.7 \times 6 \times (298 - 9 \times 2 \times 30 - 2) \times 400 = 1,034,880$ (N)

 $_{h}t_{w}\cdot_{w}\ell\cdot F_{u} = 6 \times (298-9 \times 2 \times 30-2) \times 400 = 528,000 \text{ (N)}$

 $_{w}P_{\mu} = _{b}t_{w} \cdot _{w}\ell \cdot F_{\mu} = 528,000 \,(\text{N})$

$$_{j}M_{u} = _{f}P_{u}(_{b}H - _{b}t_{f}) + _{w}P_{u} \cdot _{w}\ell/4 = 633,600 \times (298 - 9) + 528,000 \times (298 - 9 \times 2 \times 30 - 2)/4$$

$$=212, 150, 400 (Nmm) = 212.1 (kNm)$$

"M./ "Mp=212.1/136.1=1.558≧1.3であるので、3階X方向G2梁端部は保有耐力接合である。

②Y 方向梁

2階Y方向G1梁についての算定過程を以下に示す。

梁はH-350×175×7×11 である。

 $Z_p = 868,000 \,(\text{mm}^3)$

 $_{m}M_{p}=Z_{p}\cdot F=868,000\times 235=203,980,000 (Nmm)=204.0 (kNm)$

 $_{f}P_{u} = {}_{b}b \cdot {}_{b}t_{f} \cdot F_{u} = 175 \times 10 \times 400 = 700,000 (N) ({}_{b}t_{f}$ はアンダーカット分 1mm を引いている) 2.8 $_{w}a \cdot {}_{w}\ell \cdot F_{u} = 2.8 \times 0.7 \times 7 \times (350 - 11 \times 2 \times 30 - 2) \times 400 = 1,470,784 (N)$ ${}_{b}t_{w} \cdot {}_{w}\ell \cdot F_{u} = 7 \times (350 - 11 \times 2 \times 30 - 2) \times 400 = 750,400 (N)$

 $_{w}P_{u} = _{b}t_{w} \cdot _{w}\ell \cdot F_{u} = 750,400 \,(\text{N})$

 $_{j}M_{u} = _{f}P_{u}(_{b}H - _{b}t_{f}) + _{w}P_{u} \cdot _{w}\ell/4 = 700,000 \times (348 - 10) + 750,400 \times (350 - 11 \times 2 \times 30 - 2)/4$

=286, 876, 800 (Nmm) = 286.8 (kNm)

.M./_M=286.8/204.0=1.405≧1.3であるので、2階Y方向G1梁端部は保有耐力接合である。

2) 梁継手

(2-1)算定方法

以下を満足する場合を保有耐力接合とする。

 $_{j}M_{u} \ge 1.2_{m}M_{p}$

ここに、

"M: 梁又は柱の全塑性曲げ耐力。ただし、基準強度 Fは 1.1 倍しない。X 方向梁については、端部に水平ハン チがついているため、端部全塑性時の継手部応力 "M。'も算定し、"M。と "M。'もいずれか大きいほうに対し て <u>M</u>が 1.2 倍の余裕度を有しているかどうかを検討する。

Mu: 梁継手部の最大曲げ耐力で、以下のように算定する。

 $_{j}M_{u}=\min[_{j}M_{u1}, _{j}M_{u2}, _{j}M_{u3}, _{j}M_{u4}]$

 $M_{u1}=Z_{pe}\cdot F_{u}$ (ボルト孔を控除した有効断面)

 $_{j}M_{u2} = (A_{nt} + 0.5A_{ns}) \cdot (_{b}H - _{b}t_{f}) \cdot F_{u}$ (ちぎれ破断)

 $_{jM_{uB}} = n \cdot R_{su} \cdot (_{bH} - _{b}t_{f})$ (ボルト破断)

 $_{j}M_{u4} = {}_{f}P_{u} \cdot ({}_{b}H - {}_{b}t_{f}) + 0.5_{u}P_{u} \cdot ({}_{b}H - 2_{b}t_{f})$ (スプライスプレートの破断)

Zpe:ボルト孔欠損を考慮した梁部材の塑性断面係数

Ant:局部的ちぎれ破断における引張応力の負担断面積で、以下による。

$$A_{nt} = 2\left(e_2 - \frac{d_0}{2}\right) \cdot_b t_f$$

Ans:局部的ちぎれ破断におけるせん断応力の負担断面積で、以下による。

 $A_{ns}=2\left\{e_{1}+(m-1)\cdot p\right\}\cdot_{b}t_{f}$

n:片側フランジを接合しているボルトの本数

R_{su}: ボルト1本あたりの最大せん断耐力

m:応力方向の一列のボルト本数

d₀:ボルトの孔径

p:ボルト孔のピッチ

ei:応力方向の縁端距離(端あき寸法)

e:応力と直交方向の縁端距離(縁あき寸法)

$$_{f}P_{u}: フランジスプライスプレートの破断耐力で以下による。
 $_{f}P_{u}=\min[_{f}P_{ul}, _{f}P_{ul}]$
 $_{f}P_{ul}=(b_{fpo}-m_{t}\cdot d)\cdot t_{fpo}\cdot F_{fpu}+(2b_{fio}-m_{t}\cdot d)\cdot t_{fpi}\cdot F_{fpu}$
 $_{fPu}=n\cdot e_{1fp}\cdot (t_{fpo}+t_{fpi})\cdot F_{fpu}$
 $b_{fpo}, b_{fpi}:$ 外側及び内側のスプライスプレートの幅
 $t_{fpo}, t_{fpi}:$ 外側及び内側のスプライスプレートの厚さ
 $m_{t}:$ フランジボルトの材軸方向の列数で、ここでは $m_{t}=2$
 $F_{fpu}:$ スプライスプレートの引張強さで、ここでは $F_{fpu}=400$ (N/mm²)
 $e_{fp}:$ スプライスプレートの端あき
 $_{u}P_{u}=\min[_{u}P_{d}, _{u}P_{u}]$
 $_{u}P_{u}=2m_{u}\cdot e_{1up}\cdot t_{up}\cdot F_{upu}$
 $_{u}P_{u}=2(L_{u}-m_{u}\cdot d)\cdot t_{up}\cdot F_{upu}$
 $m_{u}:$ 梁せい方向のウェブボルトの本数
 $L_{u}:$ スプライスプレートの引張強さで、ここでは $F_{upu}=400$ (N/mm²)$$

(2-2)算定結果

以下に、X方向RG2梁(H-248×124×5×8)について算定過程を示す。

RG2の端部断面はBH-248×176×6×9である。

① Mpの算定

端部断面について、表 3.7.5.-1. より Z_p =461,031(mm³)であるので、 $_mM_p$ =461,031×235=108,342,285(Nmm)= 108.3(kNm)。

X 方向梁継手位置は柱芯から 500mm となっているので、柱フェイスから継手位置までは 400mm である。通り芯 と柱芯の芯ずれが 175mm とすれば、梁クリアスパンは 4,700-175×2-100×2=4,150 (mm) となる。

継手位置の応力 $_{m}M_{p}$ ' は、 $_{m}M_{p}$ ' = $_{m}M_{p} \times (4, 150/2-400) / (4, 150/2) = 108.3 \times (4, 150/2-400) / (4, 150/2) = 87.4 (kNm)$ 梁材 (H-248×124×5×8) の Z_{p} は 319,000 (mm³) であるので、 $_{m}M_{p}$ =319,000×235=74,965,000 (Nmm) =75.0 (kNm)。 $_{m}M_{p}$ ' > $_{m}M_{p}$ であるので、端部全塑性時の継手位置応力 $_{m}M_{p}$ ' = 87.4 (kNm) に対して検討する。 ② M_{u} の算定

梁継手部断面を図 4.2.2-7 のように仮定する。



図 4.2.2-7 梁継手部断面

(i)ボルト孔を控除した有効断面積に関する破断耐力 Ma

図 4. 2. 2-7 のようにボルト孔位置を仮定し、 Z_{pe} を算定する。 RG2 (H-248×124×5×8) について Z_{pe} =231, 159 (mm³)となる。

 $_{j}M_{u1} = Z_{pe} \cdot F_{u} = 231, 159 \times 400 = 92, 463, 600 \text{ (Nmm)} = 92.4 \text{ (kNm)}$

(ii)ちぎれ破断耐力 <u>Ma</u>

使用しているボルトは M16 (F10T) であるので、ボルト孔径 dを 17.5 (mm) とする。 端あき寸法 e_1 =35.0 (mm)、縁あき寸法 e_2 =24.5 (mm)、ボルトピッチ p=70 (mm) とする。 応力方向の1列のボルト本数は m=2 である。フランジ厚は bt_f =8 (mm) である。

$$\begin{split} A_{nt} &= 2 \left(e_2 - \frac{d_0}{2} \right)_{b} t_f = 2 \times \left(24.5 - \frac{17.5}{2} \right) \times 8 = 252 \, (\text{mm}^2) \\ A_{ns} &= 2 \left\{ e_1 + (m-1) \cdot p \right\} \cdot_b t_f = 2 \times \left\{ 35.0 + (2-1) \times 70 \right\} \times 8 = 1, 680 \, (\text{mm}^2) \\ \mathcal{M}_{L^2} &= (A_{nt} + 0.5A_{ns}) \cdot (_b H - _b t_f) \cdot F_u = (252 + 0.5 \times 1, 680) \times (248 - 8) \times 400 = 104, 832, 000 \, (\text{Nmm}) \\ &= 104.8 \, (\text{kNm}) \\ (\text{iii}) \, \vec{\pi} \mathcal{V} \, \text{kotsmin} \mathcal{D} \, \mathcal{M}_{dS} \\ (\text{b} \Pi \, \cup \, \nabla \vee \, \Im \, \vec{\pi} \mathcal{V} \, \text{kotsmin} \mathcal{D} \, \mathcal{M}_{dS} \\ (\text{b} \Pi \, \cup \, \nabla \vee \, \Im \, \vec{\pi} \mathcal{V} \, \text{kotsmin} \mathcal{D} \, (\text{kotsmin}) \\ &= 107 \, (100 \, \text{km}) + 12 \, \text{kotsmin} \mathcal{D} \, (100 \, \text{km}) \\ (\text{iii}) \, \vec{\pi} \mathcal{V} \, \text{kotsmin} \mathcal{D} \, \mathcal{M}_{dS} \\ (\text{b} \Pi \, \cup \, \nabla \vee \, \Im \, \vec{\pi} \mathcal{V} \, \text{kotsmin} \mathcal{D} \, (\text{kotsmin}) \\ (\text{iii}) \, \vec{\pi} \mathcal{V} \, \text{kotsmin} \mathcal{D} \, \mathcal{M}_{dS} \\ (\text{b} \Pi \, \cup \, \nabla \vee \, \Im \, \vec{\pi} \mathcal{V} \, \text{kotsmin} \mathcal{D} \, (\text{kotsmin}) \\ (\text{iii}) \, \vec{\pi} \mathcal{V} \, \text{kotsmin} \mathcal{D} \, \mathcal{M}_{dS} \\ (\text{b} \Pi \, \oplus \, \nabla \vee \, \Im \, \mathcal{V} \, \text{kotsmin} \mathcal{D} \, (\text{kotsmin}) \\ ($$

である。

ボルト1本あたりの最大せん断力は、 $R_{su}=0.60A_{b}$ · $_{f}F_{u}=0.60\times157\times1,000=94,200(N)=94.2(kN)となる。$

片側フランジのボルト本数はn=4 である。

 $_{j}M_{dB} = n \cdot R_{su} \cdot (_{b}H - _{b}t_{f}) = 4 \times 94.2 \times (248 - 8) = 90,432 (kNmm) = 90.4 (kNm)$

(iv)スプライスプレートの破断耐力 _{Ma}

フランジの外側のスプライスプレート: PL-6×125

フランジの内側のスプライスプレート: PL-6×50

ウェブのスプライスプレート: 2PL-6×140

フランジボルトの応力方向の列数:mf=2

フランジスプライスプレートの端あき: e1か=30(mm)

ウェブボルトの梁せい方向の本数:m=2

ウェブスプライスプレートの端あき: e1m=30(mm)

 ${}_{f}P_{u1} = (b_{fpo} - m_{f} \cdot d_{0}) \cdot t_{fpo} \cdot F_{fpu} + (2b_{fio} - m_{f} \cdot d_{0}) \cdot t_{fpi} \cdot F_{fpu}$

$$= (125 - 2 \times 17.5) \times 6 \times 400 + (2 \times 50 - 2 \times 17.5) \times 6 \times 400 = 372,000 \text{ (N)} = 372.0 \text{ (kN)}$$

 ${}_{f}P_{ul} = n \cdot e_{1fp} \cdot (t_{fpo} + t_{fpi}) \cdot F_{fpu} = 4 \times 30 \times (6+6) \times 400 = 576,000 \,(\text{N}) = 576.0 \,(\text{kN})$

 $_{f}P_{u} = \min[_{f}P_{u1}, _{f}P_{u2}] = _{f}P_{u1} = 372.0 \text{ (kN)}$

 $_{W}P_{u1} = 2m_{W} \cdot e_{1wp} \cdot t_{wp} \cdot F_{wpu} = 2 \times 2 \times 30 \times 6 \times 400 = 288,000 \text{ (N)} = 288.0 \text{ (kN)}$

$${}_{w}P_{u2} = 2(L_{w} - m_{w} \cdot d_{0}) \cdot t_{wp} \cdot F_{wpu} = 2 \times (140 - 2 \times 17.5) \times 6 \times 400 = 504,000 \text{ (N)} = 504.0 \text{ (kN)}$$

 $_{\mu}P_{\mu}=\min[_{\mu}P_{\nu l}, _{\mu}P_{\nu l}]=_{\mu}P_{\nu l}=288.0 \text{ (kN)}$

$$_{j}M_{u4} = _{f}P_{u} \cdot (_{b}H - _{b}t_{f}) + 0.5_{m}P_{u} \cdot (_{b}H - 2_{b}t_{f}) = 372.0 \times (248 - 8) + 0.5 \times 288.0 \times (248 - 2 \times 8)$$

=122,688 (kNmm) =122.6 (kNm)

(v) <u>Mu</u>と <u>Mp</u> の比較

 $M_{u} = \min[M_{ul}, M_{ul}, M_{ul}, M_{ul}, M_{ul}] = M_{ul} = 90.4 (\text{kNm})$

M/ _M_' =90.4/87.5=1.033<1.2 であるので、非保有耐力接合である。

尚、"Mは梁材の1.1。Mは満足しているので、保有耐力を算定する際の梁耐力は、梁の終局曲げ耐力を用いる。

3) 柱脚部

(3-1)算定方針

診断指針によれば、露出柱脚でF=1.0を採用するのは次の場合であるとされている。

- i)アンカーボルトの軸部が降伏する以前にねじ部が破断あるいはコンクリートから抜け出すもの
 - ii)ベースプレートと柱の溶接が不充分なもの
 - iii)ベースプレートの剛性・耐力が不充分なもの
 - iv)RC部に割裂・剥落が生じるもの

これらの破壊が生じる恐れがないか検討する。

(3-2)アンカーボルトの軸部降伏の検討

以下を満足すればOKとする。

 $A_{be} \bullet F_u \geqq \alpha \bullet A_b \bullet F$

 $P_{cu} \ge n_t \cdot \alpha A_b \cdot F$

ここに、 A_{be} :アンカーボルトのねじ部有効断面積で $A_{be}=245 (mm^2)$

 $F_u: アンカーボルトの引張強さで F_u=400 (N/mm²)$

 A_b :アンカーボルトの軸部断面積で A_b =314(mm²)

- F:アンカーボルトの基準強度でここではF=235(N/mm²)
- α:アンカーボルトの軸部降伏を保証するための割増係数で、日本建築学会「各種合成構造設計指針」を参考に、α=1.25とする。

Pcu: RC 柱のコーン状破壊耐力で以下による。

 $P_{cu} = 0.23A_c \cdot \sqrt{F_c}$

A_c: コーン破壊に対する有効投影面積であ るが、RC 柱断面が 600×600 に対して アンカーボルト長さは 750mm とされ ているため、RC 柱断面積全体を A_c と みなす。

 $A_c: 360, 000 \,(\mathrm{mm}^2)_{\,\mathrm{o}}$

$$n_t: 引張側アンカーボルトの本数で、 $n_t = 2$$$

 $\alpha \cdot A_b \cdot F = 1.25 \times 314 \times 235 = 92, 237 \text{ (N)} = 92.3 \text{ (kN)}$ $A_{be} \cdot F_u = 245 \times 400 = 98, 000 \text{ (N)} = 98.0 \text{ (kN)}$

$$P_{cu} = 0.23A_c \cdot \sqrt{F_c} = 0.23 \times 360,000 \times \sqrt{17.6} =$$

347, 365 (N) = 347.3 (kN)



図 4.2.2-8 柱脚部

 $A_{be} \cdot F_u = 98.0 \,(\text{kN}) \ge \alpha \cdot A_b \cdot F = 92.3 \,(\text{kN})$ OK

 $P_{cu}=347.3$ (kN) $\geq n_t \cdot \alpha A_b \cdot F=2 \times 92.3=184.6$ (kN)

(3-3)ベースプレートと柱の溶接部

設計図書によれば、ベースプレートと柱の溶接は柱に開先をとって溶接する事となっており、溶接部耐力は 充分高いと判断する。

(3-4)ベースプレートの耐力

ベースプレートの曲げ耐力 *M* が、アンカーボルトの軸部降伏時にベースプレートに作用する曲げ応力 *M* 以上であれば OK とする。

 $_{b}M_{u} = Z_{p} \cdot F = b_{b} \times t_{b}^{2}/4 \times F_{b}$

 $M = n_t \cdot \alpha A_b \cdot F \cdot e$

ここに、 b_b 、 t_b :ベースプレート幅、及び厚さで b_b =400(mm)、 t_b =19(mm) F_b :ベースプレートの強度で、235×1.1=258.5(N/mm²) e:アンカーボルトから柱フェイスまでの距離でe=50(mm)

 ${}_{b}M_{u} = Z_{p} \cdot F = b_{b} \times t_{b}^{2}/4 \times F_{b} = 400 \times 19^{2}/4 \times 258.5 = 9,331,850 \text{ (Nmm)} = 9.33 \text{ (kNm)}$

 $M = n_t \cdot \alpha A_b \cdot F \cdot e = 184.6 \text{ (kN)} \times 50 \text{ (mm)} = 9,230 \text{ (kNmm)} = 9.23 \text{ (kNm)}$

 bM_{u} =9.33(kNm) ≧M=9.23(kNm) であるので0K

(3-5)RC部の割裂に対する検討

 $q_{\mu} = 0.5 A_b \sqrt{F_c \cdot E_c}$

アンカーボルトにせん断力が作用したときについて検討する。 RC部で決まるせん断耐力 quが、アンカーボルトのせん断降伏耐力 qu以上あれば OK とする。

$$\begin{aligned} q_b &= \alpha \cdot 0.7 A_b \cdot F \\ &= \exists \cdot z = 1 \\ z &= 1 \\ z$$

以上により、柱脚部はアンカーボルトの軸部降伏が保証されると判断する。

部材の靭性指標の算定

柱の靭性指標

全ての柱が日の字形断面であるため、全ての柱ついてF=1.0とする。

梁の靭性指標

1)3~R 階梁

いずれの梁も継手が非保有耐力接合となっている。継手耐力は梁の曲げ終局耐力と同等であるので、F=1.8 とする。

2)2 階梁

いずれの梁も継手が非保有耐力接合となっている。継手耐力は梁の曲げ終局耐力を下回っているため、F= 1.2 とする。

3) 基礎梁 (RC)

いずれの梁も曲げ破壊型であり、せん断余裕度は1.2以上あるため、F=3.5とする。

柱脚部

柱脚部はアンカーボルトの軸部降伏型であるため、F=3.0とする。

柱梁接合部

診断指針に定められる、柱端のF値、梁端のF値、パネルゾーンのF値の内、いずれか小さいものとする。 いずれの柱梁接合部も同様に、以下のように定める。

①梁端のF値

柱、梁ともH形断面の場合で、梁フランジ端が完全溶け込み溶接で、保有耐力接合になっており、ウェブ接合は溶接接合の場合として、F=4.0

②柱端のF値

柱貫通型で柱がH形断面の場合として、F=4.0

③パネルゾーンのF値

H形断面柱で部材種別FAの場合としてF=4.0 ④柱梁接合部のF値は以上より、F=4.0とする。 保有水平耐力の算定

保有水平耐力算定方針

各階の保有水平耐力は、崩壊メカニズムを仮定し、メカニズム時の柱せん断力の合計を各階の保有耐力とする。 ここで、崩壊メカニズムは、節点における柱終局時モーメントと梁終局時モーメントを比較し、小なる方の部 材にヒンジが生じるものとして仮定する。非ヒンジ部材の終局時応力は節点振り分け法により定める。ここで、 振り分けの比率は1:1であるとする。

部材終局耐力図

図 4.2.2-9 に、各部材の終局耐力図を示す。図中には部材の靱性指標も併せて示す。



(X 方向:柱弱軸方向)

凡例 c:柱曲げ終局耐力, b:梁曲げ終局耐力, p:パネル曲げ終局耐力, f:露出柱脚曲げ終局耐力 単位 kNm

図 4.2.2-9 終局耐力図 (X 方向正加力時)

節点の終局モーメント

図 4.2.2-10 に、各節点に集まる終局モーメントの値を示す。 X 方向正加力時 1/A 通り 2 階節点における算定過程を示す。

1)柱の節点モーメント cM

- 1 階柱からのモーメント: 149.2+149.2×2/2.9×0.175=167.20 (kNm) 2 階柱からのモーメント: 96.5+96.5×2/2.702×0.175=109.00 (kNm) cM=167.20+109.00=276.20 (kNm)
- 2) 梁の節点モーメント bM

bM=224.3+224.3×2/4.2×0.1=234.98(kNm)



(X 方向:柱弱軸方向)

凡例	c:柱曲げ終局耐力,	b:梁曲げ終局耐力,	p:パネル曲げ終局耐力,	f:露出柱脚曲げ終局耐力
単位	kNm			

図 4.2.2-10 節点における終局モーメント(X方向正加力時)

メカニズム時応力図

図 4.2.2-11 にメカニズム時応力図を示す。数字は節点におけるメカニズム時の曲げモーメントを示している。図中には想定ヒンジ位置に〇印を表示している。cQu はメカニズム時の柱せん断力を、fQ は柱脚部せん断終 局耐力を示している。

X方向正加力時1階1/A柱にて算定過程を示す。

柱脚側の節点モーメントは、柱脚部の値が最小であり、60.7 (kNm)である。この値が柱脚側のメカニズム時節 点応力となる。柱頭側の節点モーメントは、パネルの値が最小で210.3 (kNm)である。1 階柱の柱頭側メカニズム 時節点応力は、パネルの値の1/2とし、105.15 (kNm)となる。1 階柱の終局時せん断力は cQu=(60.7+105.15) /3.75=44.2 (kN)となる。



(X 方向:柱弱軸方向)



いずれの柱もfQはcQuを上回っており、柱脚部のせん断破壊は生じないと想定される。

保有水平耐力

階、方向毎に cQu を合計したものをその層の保有水平耐力ΣQu とする。保有水平耐力の算定結果を表 4.2.2-9 に示す。

hr	1 - 1 -1			CQU	(KIN)		Σ O		
方向		階	1j	重り	2近	重り	ZQU (LNI)		
			A通り	B通り	A通り	B通り	(KIN)		
		4	43.2	43.2	43.2	43.2	172.6		
	Ŧ	3	35.5	35.5	35.5	35.5	142.1		
	ш	2	56.0	56.0	56.0	56.0	224.0		
		1	44.2	61.3	47.1	61.3	213.9		
X		4	43.2	43.2	43.2	43.2	172.6		
	占	3	35.5	35.5	35.5	35.5	142.1		
	只	2	56.0	56.0	56.0	56.0	224.0		
		1	61.3	44.2	61.3	44.8	211.7		
		4	56.4	56.4	56.4	56.4	225.4		
	π	교	표	3	37.6	37.6	37.6	37.6	150.5
	ш	2	40.5	40.5	40.5	40.5	161.9		
		1	33.8	56.1	33.8	54.9	178.6		
Υ		4	56.4	56.4	56.4	56.4	225.4		
	占	3	37.6	37.6	37.6	37.6	150.5		
	具	2	40.5	40.5	40.5	40.5	161.9		
		1	54.6	36.7	54.6	34.3	180.2		

表 4.2.2-9 保有水平耐力の算定結果

靭性指標の算定

靭性指標算定の方針

靭性指標は以下の手順により定める。

①部材毎に靭性指標を定める。

② 節点における部材終局時のモーメントの大小に応じて、部材毎の靭性指標から節点の靭性指標を定める。

- ③柱の上下の節点の靭性指標の小さい方をその柱の靭性指標とする。
- ④ 層毎に柱に靭性指標の最小値を層の靭性指標とする。

節点の靱性指標の算定結果

表4.2.2-10に、節点に集まる部材の靭性指標及び節点の靭性指標の算定結果を示す。

17EE			11	重り					21	通り		
陷		А			В			А			В	
		節点M	F		節点M	F		節点M	F		節点M	F
	梁	86.3	1.8(*1)	梁	86.3	1.8 (*1)	梁	86.3	1.8 (*1)	梁	86.3	1.8(*1)
	柱	106.1	1.0 (*4)	柱	102.3	1.0 (*4)	柱	104.1	1.0 (*4)	柱	102.3	1.0 (*4)
R	パネル	148.9	4.0 (*5)	パネル	148.9	4.0 (*5)	パネル	148.9	4.0 (*5)	パネル	148.9	4.0 (*5)
	cM'		0.712	cM'		0.687	cM'		0.699	cM'		0.687
	bM'		0.580	bM'		0.580	bM'		0.580	bM'		0.580
	節 点 の F		1.0	節点のF		1.0	節 点 の F		1.0	節点のF		1.0
		節点M	F		<u>節点M</u>	F		<u>節点M</u>	F		<u>節点M</u>	F
	梁	86.3	1.8 (*1)	梁	86.3	1.8 (*1)	梁	86.3	1.8 (*1)	梁	86.3	1.8 (*1)
	柱	212.2	1.0 (*4)	柱	200.8	1.0 (*4)	┃柱	208.3	1.0 (*4)	柱	200.8	1.0 (*4)
4	パネル	148.9	4.0 (*5)	パネル	148.9	4.0 (*5)	パネル	148.9	4.0 (*5)	パネル	148.9	4.0 (*5)
	cM'		1.425	cM'		1.349	cM'	Ļ	1.399	cM'		1.349
	bM'		0.580	bM'		0.580	bM'		0.580	bM'		0.580
	節点のF		1.8	節点のF		1.8	節点のF		1.8	節点のF		1.8
		節点M	F		節点M	F		節点M	F		節点M	F
	梁	128.5	1.8 (*1)	梁	128.5	1.8 (*1)	梁	128.5	1.8 (*1)	梁	128.5	1.8 (*1)
	柱	215.1	1.0 (*4)	柱	195.9	1.0 (*4)	柱	212.8	1.0 (*4)	柱	195.5	1.0 (*4)
3	パネル	179.9	4.0 (*5)	パネル	179.9	4.0 (*5)	パネル	179.9	4.0 (*5)	パネル	179.9	4.0 (*5)
	cM'	1.196		cM'		1.089	cM'		1.183	cM'		1.086
	bM'	0.715		bM'		0.715	bM'	<u>bM' 0.715</u>		bM'		0.715
	節点のF		1.8	節点のF		1.8	節点のF		1.8	節点のF		1.8
		節点M	F		<u>節点M</u>	F		<u>節点M</u>	F		<u>節点M</u>	F
	梁	235.0	1.2 (*2)	梁	235.0	1.2 (*2)	桬	235.0	1.2 (*2)	梁	235.0	1.2 (*2)
	柱	276.2	1.0 (*4)	柱	245.4	1.0 (*4)	柱	279.0	1.0 (*4)	柱	244.3	1.0 (*4)
2	パネル	210.3	4.0 (*5)	パネル	210.3	4.0 (*5)	パネル	210.3	4.0 (*5)	パネル	210.3	4.0 (*5)
	cM'		1.313	cM'		1.167	cM'	ļ	1.327	cM'		1.162
	bM'		1.117	bM'		1.117	bM'		1.117	bM'		1.117
	<u>節点のF</u>		1.0	節点のF		1.0	<u>節点のF</u>		1.0	節点のF		1.0
		節点M	F		節点M	F		節点M	F		<u>節点M</u>	F
	梁	124.8	3.5 (*3)	梁	124.8	3.5 (*3)	梁	124.8	3.5 (*3)	梁	124.8	3.5 (*3)
	柱	218.7	1.0 (*4)	柱	193.6	1.0 (*4)	柱	222.8	1.0 (*4)	柱	192.7	4.0 (*4)
1	柱脚	60.7	3.0 (*6)	柱脚	138.6	3.0 (*6)	柱脚	71.4	3.0 (*6)	柱脚	139.9	3.0 (*6)
	cM'		3.601	cM'		1.397	cM'	ļ	3.118	cM'		1.378
	bM'		2.055	bM'		0.900	bM'		1.747	bM'		0.892
	節点のF		3.0	節点のF		1.0	節点のF		3.0	節点のF		3.5
部	材F值決定要	要因										
(*1)梁継手非()	<u>呆有耐力接合</u>	合(降伏耐力程)	度)→F=1.8								
(*2)梁継手非(<u>保有耐力接合</u>	合→F=1.2									
(*3)RC梁せん	断余裕度1.2	2以上→F=3.5									
(*4)日の字断面	旬柱→F=1.0										
(*5)梁端:柱梁	ともH形断面	1、保有耐力接合	合、ウェブ落	§接接合→F	=4.0, 柱端:柱	頁通型H形	≶断面→F=4	1.0, パネルゾー	-ン:FA部杉	H形断面柱一	F=4.0
(*6) 柱脚非保有	<u> </u>	(アンカーボルト	軸部降伏−	→F=3.0							

表4.2.2-10 節点に集まる部材の靭性指標及び節点の靭性指標の算定結果(X方向正加力)

(X 方向:柱弱軸方向)

代表的な節点のF値の算定過程をを以下に示す。



柱の靭性指標及び層の靭性指標

表4.2.2-11に、柱の靭性指標及び層の靭性指標の算定結果を示す。

咫比		1通	10 1	2通	到	ΣQu(kN)
旧		A通り	B通り	A通り	B通り	層のF値
4	Qu(kN) 43.		43.2	43.2	43.2	172.6
4	F	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
S	Qu(kN)	35.5	35.5	35.5	35.5	142.1
5	F	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
2	Qu(kN)	56.0	56.0	56.0	56.0	224.0
2	F	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
1	Qu(kN)	44.2	61.3	47.1	61.3	213.9
	F	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

表 4.2.2-11	柱の靭性指標及び層の靭性指標の算定結果	(X 方向正加力:	柱弱軸方向)
------------	---------------------	-----------	--------

構造耐震指標 Is の算定

表 4.2.2-12 及び図 4.2.2-12 に、*Is* 値の算定結果を示す。ここに、地域係数は東京都に対して定められている値として *を*1.0 とし、振動特性係数 *R*_tは、低層建物のため *R*_t=1.0 としている。

本建物の耐震性の判定は、耐震診断の結果得られる構造耐震指標 Isi及び保有水平耐力に関わる指標 qiの値を用い、以下のように判定する。

(1) *Isi*<0.3 又は *qi*<0.5 の場合

地震の震動および衝撃に対して倒壊し、または 崩壊する危険性が高い

(2) (1) 及び(3) 以外の場合

地震の震動および衝撃に対して倒壊し、または 崩壊する危険性がある

(3) *Isi*≧0.6 かつ又は *qi*≧1.0 の場合

地震の震動および衝撃に対して倒壊し、または 崩壊する危険性が低い

X 方向の全階及び Y 方向の 3 階で *Is*<0.6 となった。*q* は各階各方向で *q*≧1.0 を満足している。本建物の Is の最小値は、1 階 X 方向の Is=0.30 である。本建物は「地震の震動および衝撃に対して倒壊し、または 崩壊する危険性がある」と判定する。

		階	ΣW_i (kN)	A_i	$\Sigma Q_u(kN)$	F	F _{es}	Ζ	R_t	E_0	I_s	q	判定
		4	188.5	1.557	172.6	1.0	1.000	1.0	1.0	0.59	0.58	2.35	NG
	元前力	3	320.6	1.337	142.1	1.8	1.000	1.0	1.0	0.60	0.59	1.33	NG
	ш./лг/ј	2	501.6	1.144	224.0	1.0	1.000	1.0	1.0	0.39	0.39	1.56	NG
v		1	674.8	1.000	213.9	1.0	1.042	1.0	1.0	0.32	0.30	1.22	NG
Л		4	188.5	1.557	172.6	1.0	1.000	1.0	1.0	0.59	0.58	2.35	NG
	≜ h⊓ +∋	3	320.6	1.337	142.1	1.8	1.000	1.0	1.0	0.60	0.59	1.33	NG
	頁加刀	2	501.6	1.144	224.0	1.0	1.000	1.0	1.0	0.39	0.39	1.56	NG
		1	674.8	1.000	211.7	1.0	1.042	1.0	1.0	0.31	0.30	1.20	NG
		4	188.5	1.557	225.4	1.0	1.000	1.0	1.0	0.77	0.76	3.07	OK
	T to the	3	320.6	1.337	150.5	1.0	1.000	1.0	1.0	0.35	0.35	1.40	NG
	正加刀	2	501.6	1.144	161.9	4.0	1.000	1.0	1.0	1.13	1.12	1.13	OK
\mathbf{v}		1	674.8	1.000	178.6	3.0	1.000	1.0	1.0	0.79	0.30 1.22 NG 0.58 2.35 NG 0.59 1.33 NG 0.39 1.56 NG 0.30 1.20 NG 0.30 1.20 NG 0.35 1.40 NG 1.12 1.13 OH 0.76 3.07 OH 0.75 1.40 NG 1.12 1.13 OH 0.75 3.07 OH 0.35 1.40 NG	OK	
1		4	188.5	1.557	225.4	1.0	1.000	1.0	1.0	0.77	0.76	3.07	OK
	≜ tn +ı	3	320.6	1.337	150.5	1.0	1.000	1.0	1.0	0.35	0.35	1.40	NG
	真加刀	2	501.6	1.144	161.9	4.0	1.000	1.0	1.0	1.13	1.12	1.13	OK
		1	674.8	1.000	180.2	3.0	1.000	1.0	1.0	0.80	0.80	1.07	OK

表 4.2.2-12 *Is* の算定結果







図 4.2.2-12 *Is* 及び q一覧(X 方向: 柱弱軸方向)



図 4.2.2-13 *Is* 及び q一覧(Y 方向: 柱強軸方向)

本建物の柱はH形鋼の弱軸方向にカバープレートを溶接した日の字断面柱が採用されている。診断指針によれ ば、日の字断面柱は溶接部が塑性変形に追従できるようになっていないことが多いとされているため、柱の靭性 指標をF=1.0と評価するほか、カバープレートがt=6mmと薄いため、カバープレートの局部座屈を考慮して柱 耐力の算定を行うこととした。

保有水平耐力の算定は、節点振り分け法によった。

・崩壊メカニズム及び靱性指標

X 方向(柱弱軸方向)は、3 階以上で梁ヒンジ、2 階は接合部ヒンジ、1 階は柱脚又は基礎梁にヒンジが生じる。Y 方向(柱強軸方向)は、2 階以上で接合部ヒンジ、1 階は柱脚ヒンジとなる。

靭性指標は、診断指針の算定法に従い、部材(柱、梁、パネルゾーン)のF値を算定し、柱のパネル耐力に対 する余裕度及び梁のパネル耐力に対する余裕度を用い、部材のF値に基づき節点のF値を算定した。柱のF値は 上下の節点のF値のいずれか小さい方として定め、層のF値は柱のF値の最小値として定めた。その結果、X方 向1,2,4 階、Y方向の3,4 階では日の字断面柱のF=1.0 を採用した。X方向3 階は梁継手(非保有耐力接合のF =1.8)、Y方向の1 階は柱脚(アンカーボルト軸降伏)のF=3.0、Y方向2 階はパネルゾーンのF=4.0 を採用 した。

·診断結果

以上の検討の結果、本建物には Is<0.6 となる階、方向があるため、「地震の震動および衝撃に対して倒壊し、または崩壊する危険性がある」と判断する。このため、本建物は耐震補強が必要である。

本建物はいずれの階、方向とも q ≥1.0 を満足しており、ラーメン構造として少なくとも必要な耐力は有している。一方、靭性指標については、柱降伏及び梁降伏のパネル降伏に対する余裕度があまり大きくないために、靭性指標としては柱、梁、パネルの靭性指標のいずれか小さいものとして、日の字断面柱の F=1.0 を採用している階、方向が多い。この結果、Is の最小値は1階 X 方向の Is=0.30 となった。Y 方向の 1,2 階については柱降伏及び梁降伏のパネル降伏に対する余裕度が充分大きいために、パネル又は柱脚部の靭性指標を採用し、F=3.0 又は4.0 と大きな値を採用し、Is は0.6 を大きく上回っている。一方、Y 方向の 3,4 階は梁降伏のパネル降伏に対する余裕度が小さく、柱、梁、パネルの靭性指標のいずれか小さいものを採用することとし、柱の F =1.0 を採用している。

塔屋については、X、Y両方向とも Is ≥0.6 かつ q ≥1.0 を満足することを確認した。

(7) 補強計画

・耐震改修設計に際しての留意事項

耐震改修を行う場合には、柱カバープレート内部の柱と梁の溶接接合部の健全性を確認する必要がある。また、大地震時に大きな変形を生じないよう、CLT 壁による強度付加型の補強とし、F=1.0 にて Is を定め目標値を満足できるような補強とする。

本建物の外装材はALCパネルである。建設年代(昭和56年)を考慮すると、ロッキング工法など、変形追従 性のある取付けディテールとなっている可能性があるが、ALC版が地震時に破壊、脱落すると通行人等に危害を 及ぼす恐れがあるため、改修後の建物の目標とする変形性能に見合った、変形追従性のある取り付けディテール となっていることを確認する必要がある。

CLT 壁の接合部せん断耐力は、ビス 18 本(Pu=106.2kN, K=10.8kN/mm)により決定する。 各層に 2 構面あるので、CLT 壁 2 枚分のせん断耐力は 212.4kN となる。



・補強図および設計モデル

図 4.2.2-14 補強軸組と解析モデル

補強方針

- ・既存梁が重量鉄骨であるため、既存架構に直接CLT壁を新設する。
- ・基礎梁天端には溝形鋼を設け、あと施工アンカーにより荷重伝達させるため、ここではCLT壁の上下端が 固定の「CLT壁の試験体(上下TST+Sのみ)」モデルを採用する。
- ・柱脚部の耐力不足より根巻き補強を行う。
- ・補強部材や接合部のほか、補強部材による付加軸力に対して周辺部材の検討を行う。
- ・補強CLT壁はバランス良く配置すること。

CLT 壁による補強を梁端部ピンとして魚骨モデルとした場合の応力図を下図に示す。





ここでCLT 壁が取付く梁について、曲げモーメント・せん断力について確認する。

各階の梁耐力は以下となり、4階、3階梁では梁降伏となる。

終局曲げ耐力: R 階: 82.4kNm> 75 kNm OK 4 階: 82.4kNm<150 kNm NG 3 階: 122.7kNm<150 kNm NG 2 階: 224.3kNm>150 kNm OK

せん断終局耐力は R,4 階梁で Qm=0.6・Fyw・Aw=0.6×258×(248-16)×5/1000=180kN となり、十分な 余裕があるため問題ない。

・柱については検討の結果問題ないが、付加軸力による影響が大きくなるため、柱脚アンカーボルトの耐力が不足する。よって以下の方法で根巻き補強を行う。



・補強部材のサイズや増加耐力に応じて、壁脚部の接合部の検討を行う。

ここでは接着系のあと施工アンカーを、引張用として壁脚部脇に1-M16とせん断用としてM16@250 を設置することとした。なお、引張用アンカーは有効埋込み深さを12da以上とする。





補強図



・補強後の耐震性能を以下に示す。

(1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1)	表 4. 2. 2-13	補強後の耐震性能(X方向)
---	--------------	---------------

階	ΣWi	Ai	Qu	F	Fes	Eo	Is	q
4	188.5	1.557	326.6	1.00	1.00	1.11	1.11	4.44
3	320.6	1.337	278.1	1.00	1.00	0.65	0.65	2.60
2	501.6	1.144	404.0	1.00	1.00	0.70	0.70	2.80
1	674.8	1.000	413.9	1.00	1.00	0.61	0.61	2.44

代表架構として1通りについてX方向(正加力)を示した。

Is 値=0.61≧0.6、q 値=2.44≧1.0 より、CLT 壁補強後の耐震性能は目標値を満足する。

4.3 まとめ

本章では、CLT 壁を鉄骨架構に組み入れた試験体の実験結果を設計的に評価できることを示し、CLT 壁補強の設 計モデルを用いて、耐震性能を満足しない既存の鉄骨造建築物2棟(平屋および4階建て)について、CLT 壁補 強して耐震性能の目標値を満足する検討事例を示した。

第5章 まとめ

本事業は、CLT の特性を生かした耐震補強工法を実用化し、CLT の新たな利用方法を創出することにより、利用 量拡大を図ることを目的とし、提案した既存鉄骨造架構のCLT 耐震壁による補強方法を用いた試験体による実験 を行うとともに、CLT 耐震壁により補強した既存鉄骨造建築物に対し耐震診断法を適用し、実験結果の評価を行 った。

第2章では、既往文献より既存の CLT を用いた鉄骨造補強技術を把握し、耐震補強のための目標性能を設定し、 架構実験の実験ターゲットとなる対象建築物や接合方法を定めた。既往文献の鉄骨造フレームに CLT 壁を挿入す る工法では、変形 1/100 程度における CLT 壁の面内せん断応力度 τ は約 1. 0N/mm²~約 3. 0N/mm²の範囲であった。 目標性能の設定では、Is=0.4 の 2 階建て事務所の必要補強量を試算し、変形 1/100 程度で CLT 壁の面内せん断 応力度 τ が 1. 1N/mm²程度で、適切な接合方法を用いれば補強可能と判断されたため、目標性能を τ =約 1. 0N/mm² と設定した。また、フレームへの CLT 壁配置は方立壁とした。鉄骨造フレームの梁との接合は、CLT 壁の面内せ ん断応力度 τ が約 1. 0N/mm²となるような金物形状と接合方法とし、引張金物及びせん断金物については、ビス 本数を倍以上で設計した金物を用いて試験を行い、目標性能を満たすことを確認することとした。

第3章では、鉄骨フレームのみの試験体と鉄骨フレームに鋼板添え板ビス接合で CLT を挿入し補強した試験体 に対し加力実験を実施し、CLT 耐震壁と鉄骨フレームの荷重関係の把握、試験体の耐力の検証、解析による実験 結果の追跡を行った。その結果、CLT 耐震壁を鉄骨フレームに挿入することにより、最大荷重・剛性が大きくな り、補強効果が十分あることが確認され、塑性変形能力は鉄骨フレームと同程度であることも確認された。また、 要素実験の結果より算出した各特性値を用いてモデル化・静的増分解析を行った結果、いずれの試験体も概ね実 験結果と整合した。

第4章では、CLT 壁を鉄骨架構に組み入れた試験体の実験結果を設計的に評価できることを示し、CLT 壁補強の設計モデルを用いて、耐震性能を満足しない既存の鉄骨造建築物2棟(平屋および4階建て)について、CLT 壁補強して耐震性能の目標値を満足する検討事例を示した。

以上より、今年度は、既存鉄骨造架構とCLT 耐震壁を構造的に一体化するための接合方法を提案し、実験や計算により接合方法及び補強効果を確認した。今後は、より扱い易い耐震設計法を立案し、CLT の耐震性能評価式 を確立する必要がある。

5-1

第6章 添付資料

6.1 全体委員会議事録

6.1.1 第1回 CLT 耐震補強委員会(20200716)

令和2年度木材産業・木造建築活性化対策のうち

中高層建築物を中心としたCLT等の木質建築部材の利用促進事業のうち

CLT等の利用促進及び低コスト化の推進に係る技術開発・検証等(耐震補強提案等)

第1回 CLT耐震補強委員会

議事録

- 1. 日時 令和2年7月16日(木)10:00~12:25
- 2. 場 所 Web 会議
- 3. 出席者 委員長 五十田博
 - 委員 石原直、古賀一八、岡本直、谷垣正治、三橋太郎、鳥羽展彰
 - 行 政 石塚洋介、福島純

コンサルタント 太田勤、迫田丈志、髙橋愛

事務局 <u>坂部芳平</u>、河合誠、小玉陽史、中越隆道、高士博行、酒井洋

(順不同、敬称略、下線部は欠席)

- 4. 提出資料
 - 資料1-0 議事次第
 - 資料 1-1 CLT 耐震補強委員会名簿・設立目的
 - 資料 1-2 全体スケジュール (案)
 - 資料 1-3 補強事例 CLT 建築物内閣官房一覧 · H27 年度事業報告書一覧
 - 資料 1-4 特許竹中工務店 CLT コッター
 - 資料 1-5 S造耐震補強事例について
 - 資料 1-6 CLT 壁特許調查
 - 資料 1-7 CLT 既往研究報告リスト一覧
 - 資料 1-8 CLT 壁せん断応力と幅高比の関係
 - 資料 1-9 CLT 壁耐震補強アイデア検討用資料
 - 資料 1-10 CLT 補強法の提案
- 5. 討議内容
- (ア)資料 1-1 CLT 耐震補強委員会名簿・設立目的及び資料 1-2 全体スケジュール(案)について、酒 井氏より説明があり、以下の議論があった。
- (1) 本年度の課題は、実験を行い、実験をしたものに対する評価式の確立となる。
- (2) 実験準備の期間が短いが、問題ないか。今年度は第1段階から第3段階のどの部分を行う予定か。

→実験の規模は決まっていないが、次年度につながるように実験と解析を行いたいと考えている。

→第1段階ではいくつかの耐震補強工法を調査しながら補強工法を選択し、第2段階ではその工法に おける接合方法の実験を行い検討し、第3段階では接合方法が少し変わった場合でも対応するよう な評価式を考える予定である。第1段階で今年度行う内容を議論することになると考えている。ま た、いくつかの補強工法・接合方法については、次年度以降や別の事業等で行うことも考えられ る。

→今年度に実験を行う前提で進めていく。

- (イ) 資料 1-3 補強事例 CLT 建築物内閣官房一覧・H27 年度事業報告書一覧について、酒井氏より説明 があり、以下の議論があった。
- (1) 竹中工務店の補強例は、RC 壁に CLT 壁を貼り付けたものか。 →エポキシで行う工法の応用で接着工法を用いたものである。
- (ウ) 資料 1-4 特許竹中工務店 CLT コッターについて、酒井氏より説明があり、以下の議論があった。
- (1) 接着工法よりやや容易なコッターの特許資料である。
- (エ)資料1-5 S造耐震補強事例について、迫田氏より説明があり、以下の議論があった。
- (1) S造に対する CLT による補強であるので、接合方法は、湿式を想定することはなく、ターゲットは 乾式を想定するものと考えられる。
- (2) 接合方法は一つであっても、そで壁の場合、無開口壁の場合、方立壁の場合と抵抗機構が変わるので、周辺架構等の検討が必要となる。
- (3) 耐震補強の対象とする建物の年代によって、既存鉄骨造の柱はり部材が様々である。学校体育館は ほぼ耐震補強が終わっているものが多いが、ターゲットはどのあたりのニーズを対象としているか。
 - →平屋の幼稚園の耐震補強を契機としているが、埼玉県の幼稚園の調査をした結果、2 階以上の RC 造 が多かったため、用途は幼稚園に限らず、2,3 階以下の建物と考えている。
 - →CLT を用いた耐震補強は、ボルト接合くらいで溶接を最小限に行うことになり、これまでの工事よ り簡易にでき、かつ仕上げも兼ねることができることから、この補強方法を用いることができる範囲 を検討できるので、その辺をターゲットにしてはどうか。
 - →低層の日の字断面柱の鉄骨造は、住宅・事務所・店舗に多いと考えられ、その補強は進んでいないので、対象にできると思われる。
 - →平屋~3階までの規模の小さい鉄骨造建物に、CLTの良さを生かした補強ができると思われる。
 - →日の字断面柱を対象にすると、柱はり接合部の問題やそこに負担がかからないような耐震補強とな るのではないかと考えられる。
 - →既存の接合部の耐力は問題になるので、補強した時のメカニズムや接合部が持つかどうかの検討が 必要となると考えられる。接合部耐力が持つ範囲で補強することになるのではないかと思われるが、 CLTの耐力がそれほど大きくないとすると、適しているのではないか。
 - →CLT は意外と耐力が取れるので、接合部に負担がかかると考えられる。
- (オ) 資料 1-6 CLT 壁特許調査、資料 1-7 CLT 既往研究報告リストー覧及び資料 1-8 CLT 壁せん断応 力と幅高比の関係について、谷垣氏より説明があり、資料 1-9 CLT 壁耐震補強アイデア検討用資料 及び資料 1-10 CLT 補強法の提案について、岡本氏より説明があり、以下の議論があった。
- (1) 資料 1-8 の開発ターゲットの耐力と資料 1-10 の優先度が合わないので、資料のつながりが分かりに くいのではないか。
 - →過剰な補強にあると思われ、矛盾があると思われるが、現状 90mm より薄い CLT の製造がない。
 - →使えないとなると意味がなくなるので、必要耐力の整理を再度検討してはどうか。必要耐力に合わせた設計ができるかということも重要と思われる。
- (2) 引きボルト形式の場合は、軸力を受ける壁の端部の補強はどのように考えるか。
 - →部分的に無収縮モルタルを入れることになると思われる。既存の柱とはつなげない。
 - →CLT 壁の耐力の8割程度の2MPa使うのであれば、接合をガチガチに行うが、それほど入れないの であれば、そこまでしなくてもよくなるので、必要耐力を検討したほうが良い。
- (3) 資料 1-8 は壁の平均せん断応力度で示されているが、工法ごとに引きボルト等の接合部で耐力を決めていると考えてよいか。
 - →引きボルトについては、圧縮ストラットで耐力が決まっている。
 - →CLT 壁の耐力というより、接合部等で決めて設計することになると考えられる。
- (4) 実験計画で CLT 壁の厚さ 90mm としているが、3 層のものか。断面積が必要ないため薄くしているのか。
 - →CLT 壁の耐力がそこまでいらないとして、90mm で設計している。
 - →あまり耐力を上げないために薄くしている。
 - → 接合部によるが、3 層だと繊維の向きが接合部の耐力に影響するのではないか。薄いと座屈の懸念は ないか。
 - →既存建物のターゲットを日の字断面柱とするなら、そで壁型の試験体による検討も入れられれば良いと思われる。そで壁型にして柱に背負わせる事で接合部の応力を減らせるなど、実験データをとれれば今までにあまりないので、それなりに貴重なのではないだろうか。
 - →ターゲットの鉄骨造はりのフランジ幅は 100mm 程度が多いと考え、それを超えないように 90mm としている。
 - →仕口部の耐力が取れない場合に、全面を壁で覆うことによって、仕口部の耐力を補うことを考えている。
 - →座屈耐力はギリギリのところにあるのは確かであるので、90mm は厳しい場合もある。全面に入れ られれば厳しいが、耐力をかなり落とすという話になれば座屈は楽になる。そういう意味では、そで 壁型は悪くない。
- (5) 資料 1-10 の CLT 壁鉄骨フレーム接合方法案のあと施工アンカーはどのように接合されるか。
 - →CLT に溝を切っておいて、横から CLT 壁を建込み、スタッドと溝の間は無収縮モルタルで充填する ことを考えている。
 - →あと施工アンカーの耐力は、母材のヤング係数に依存するので、木造の場合はどのようになるか。
 - →福岡大学の既往検討では、あと施工アンカー16mm で 30kN、19mm で 40kN の耐力とされている。
 - →CLT の性能をフルに使うとなれば無理だが、そんなに強くなく設計するならば、あと施工アンカー

はあり得るパターンである。

- (6) ターゲットの位置づけを整理できれば、補強案や試験体を決められると思われる。
 →資料 1-8 の開発ターゲットをもとに補強案を検討し、設計の整合が取れればよいのではないか。
- (カ) 今後のスケジュール
- (1) 試験体の発注が9月の中旬であるので、8月中頃に第2回委員会を開催すると良いと思われる。
- (2) 試験体数は予算次第となる。→試験費用も含め、検討する。
- 6. 今後の予定
 - (1) 第2回委員会:8月20日(木)17:00~19:00(Web会議)

中高層建築物を中心としたCLT等の木質建築部材の利用促進事業のうち

CLT等の利用促進及び低コスト化の推進に係る技術開発・検証等(耐震補強提案等)

第2回 CLT耐震補強委員会

議事録

- 1. 日 時 令和2年8月20日(木)17:00~19:00
- 2. 場 所 Web 会議
- 出席者 委員長 五十田博
 委員 石原直、古賀一八、岡本直、谷垣正治、<u>三橋太郎</u>、鳥羽展彰
 行政 石塚洋介、福島純
 コンサルタント <u>太田勤</u>、迫田丈志、髙橋愛
 事務局 坂部芳平、河合誠、小玉陽史、中越隆道、<u>高士博行</u>、酒井洋

(順不同、敬称略、下線部は欠席)

- 4. 提出資料
 - 資料 2-0 議事次第
 - 資料 2-1 第1回 CLT 耐震補強委員会議事録(案)
 - 資料 2-2 CLT 耐震補強委員会全体スケジュール(案)
 - 資料 2-3 試験体 (案)・事前打合せ
 - 資料2-4 補強用金物と補強案
 - 資料 2-5 あと施工アンカー耐力算定
 - 資料 2-6 耐震補強架構(案)
 - 参考資料 試験体確認項目(施工編・構造編)
- 5. 討議内容
 - (ア) 資料 2-1 第1回 CLT 耐震補強委員会議事録(案) について、確認した。
 - (イ) 資料 2-2 CLT 耐震補強委員会全体スケジュール(案) について、酒井氏より説明があり、以下の議論があった。
 - (1)「五十田先生ご手配」については、実験打合せをしてから手配するかどうかを相談することになる。
 →先に行われる新都市ハウジングの試験体を竹中工務店が担当しているので、連携しながら進めていくので、後日相談する。
 - (2) 実験は年内で終了予定である。試験体数が分かれば、日程が決まることとなる。
 - (3) 試験体の事前解析や試験データ解析は大学と協力できるか。

→学生が多少手伝うことは可能である。

→耐震補強計画を作成する際にデータ解析が必要となるが、パネルと接合部の解析などの素材実験に

関する部分は堀江研では難しいので、基本的には3階建ての試設計を行うという認識でよいか。

- →詳細解析というより、部分的な耐力検討というイメージであれば良いのではないか。
- →試験体の強度や接合部はこれまでの知見が使えるかわからないので、要素実験が必要となるが、事前 解析と同時並行くらいで進めていくのが良いと思われる。
- (4) 報告書作成の担当が堀江研となっているが、報告書の構成などは事業主体が作成し、堀江研は補助的な立場となるか。
 - →報告書は、CLT 協会で全体構成や目次案を決めて、それぞれの担当で各章を担当していただくこと とするのが良いと思われる。
- (5) 試験体設置図作成は五十田先生の手配という認識でよいか。
- →試験体図案があれば、試験装置の取り合い部分のみを五十田先生のほうで決めることになる。
- (6) 新都市ハウジングの実験はいつ頃であるか。
- →11 月からの予定である。
- (ウ) 資料 2-3 試験体(案)・事前打合せについて、酒井氏より説明があり、以下の議論があった。
- (1) 堀江研としては1案を勧めたが、1案か2案かを委員会で諮ってみてはということであったが、1案の方向で検討しているということか。
 - →どちらかの優先順位を高めていくということではないかと思われる。2 案は設計が難しいと思われ、 既存フレームの評価をどこまで行うかなどの懸念事項が常にあるので、最初は 1 案から取り掛かる ことになると思われる。試験体の予算があれば1・2 案両方やってみるということもありうる。
- (エ)資料 2-4 補強用金物と補強案、資料 2-5 あと施工アンカー耐力算定及び資料 2-6 耐震補強架構 (案)について、中越氏より説明があり、以下の議論があった。
- (1) PyやPuの検討内容を確認するので、文献(設計施工マニュアル)を別途お知らせする。
- (2) 接合金物が偏心して取り付いているので、留め方を検討する必要がある。
 →いくつか案がありそうなで、詳細は別途検討する。中央部に収めるにはボルト接合が良いと思われる。
- (3) 耐震補強工法案は1階を示しているが、2,3階はそのまま柱梁に取り付くと考えてよい。
- (4) 耐震補強方法の案は柱につないでないが、耐震補強であと施工アンカーに引張に期待する場合、引 張ボルトで止めるタイプはあまりないので、柱を沿わせるなど必要となるかもしれない。
 - →耐震補強で決められているルールは守らないといけないと思われる。CLT の補強工法としてそこを 変えようとすると大変になるのではないか。
 - →引張には期待せず梁の曲げのみ期待するということであれば、補強案 2 が使えるということになる かもしれない。
- (5) 補強耐力の算定(縦横比の計算)は片持ち梁のスパン 3000mm として計算しているが、スパンは半分になるのではないか。
 - →1500mm では難しく、7割か8割程度なのではないかと思われる。
- (6) 最終的なディテールは詰めるが、補強金物は芯に収めるという形で、補強壁下側は引張に利かせず、 せん断だけ持たせるという方針でよいと思う。
- (7) スライドさせて補強壁を入れるとすると、施工上のクリアランスは確保されているか。

→通常の CLT の施工では、2mm くらいのクリアランスで上から入れている。

- (8) 日の字断面の鉄骨架構を補強することであったが、実験はH型断面の柱で行うということか。
 - →実験の際は周辺架構で壊すことはしないので H 型断面柱で考えている。耐震補強の際は日の字断面 の部分はケアすることになると思う。
 - →日の字断面の場合は、CLT の耐力がどこまで取れるのか懸念がある。
 - →周辺架構と CLT 壁とのバランスがあり、CLT 壁が耐力を発揮しているとき、周辺架構が F=1.0 でよ いのか。手前の変形で考えておかないと、耐震補強に使えないことにならないか。
- →それなりの剛性を確保しておかなければならない。
- (9) 補強なしのオープンフレームの試験体は作成する必要はあるか。
 - →作成しないと耐力の評価ができないので必要である。
 - →新都市ハウジングの実験があるが、こちらの実験だけでまとめることでよいか。

→新都市ハウジングは新築なので、試験体を合わせることはしなくてよい。

- (オ) その他
- (1) 試験体のディテールを決める最終的な打ち合わせを五十田先生・堀江研・サーツ・CLT 協会で行う。
 →9月4日(金)10:00~12:00 (Web 会議)に開催する。
- (2) 要素試験は京都大学で対応する。
- 6. 今後の予定
 - (1) 第3回委員会:11月2日(月)13:00~(Web 会議)

中高層建築物を中心としたCLT等の木質建築部材の利用促進事業のうち

CLT等の利用促進及び低コスト化の推進に係る技術開発・検証等(耐震補強提案等)

第3回CLT 耐震補強委員会

議事録

- 1. 日 時 令和2年10月5日(月)13:00~14:40
- 2. 場 所 CLT 協会会議室
- 3. 出席者 委員長 五十田博

委員 石原直、古賀一八、岡本直、谷垣正治、横山忠志、鳥羽展彰

行 政 石塚洋介、増田莉菜

コンサルタント 太田勤、迫田丈志、髙橋愛

(京都大学 生存圈研究所 生活圈木質構造科学分野)古澤知也

事務局 <u>坂部芳平</u>、河合誠、小玉陽史、中越隆道、高士博行、酒井洋

(順不同、敬称略、下線部は欠席)

- 4. 提出資料
 - 資料 3-0 議事次第
 - 資料 3-1 前回(第2回委員会)議事録(案)
 - 資料 3-2 試験体打合せ 議事録 (案)
 - 資料 3-3 試験体打合せ時資料
 - 資料 3-4 CLT 耐震補強委員会全体スケジュール(案)
 - 資料 3-5 耐震補強試験体関連図
- 5. 討議内容
 - (ア) 資料 3-1 第2回 CLT 耐震補強委員会議事録(案) について、確認した。
 - (イ) 資料 3-2 試験体打合せ 議事録(案) について、確認した。
 - (ウ) 資料 3-4 CLT 耐震補強委員会全体スケジュール(案) について、酒井氏より説明があり、以下の議論があった。
 - (1) 試験体架構事前解析については、京都大学の学生(古澤さん)に行ってもらう。 →結果や解析方法については堀江研が少し補助することも可能である。
 - (2) 要素実験のスケジュールは変更する。
 - →11月後半から試験体の手配ができるので、そのあたりで要素実験を行う。
 - →ある程度耐力を想定して解析を行う。
 - (3) 実験実施可能時期を再確認する。
 - →納品の打ち合わせをする。

- (エ) 資料 3-5 耐震補強試験体関連図について、中越氏より説明があり、以下の議論があった。
- (1) 下端のコンクリートは、斫る前提か。せん断だけのディテールであれば、直付けでもよい気がする。
- (2) 外側の無収縮モルタルは 100mm 必要か。フェイスを合わせてしまったほうが良いのではないか。 →コーナーがぶつかったときに欠けないように逃げ代を設けている。
 - →バリエーションを考えるとないほうが良いのでは。
 - →フェイス位置で型枠を製作する。
 - →そのほうがやりやすいと思われる。
 - →圧入するならフェイス位置でもよいが、上から打設する場合は CLT を包みこむようにするのであれば 100mm のモルタルが必要かもしれない。

→施工方法の調整をする。

- (3) 試験体の修正は指示をする必要がある。
- (4) 施工についての相談会をやらないとうまくいかないことがある。→できるだけ早く行いたい。
- (オ)補強金物について、中越氏より説明があり、以下の議論があった。
- (1) 許容で決めると 0.5N/mm² まで行かない結果になっているが、ストラットなどを考慮するともう少し期待ができる。終局時に 2MPa まで行くのではないかと思われる。
- (2) 1 枚当たり 10t~20t くらいで鉄骨造ブレースと同等の補強効果があると考えてよい。
- (3) 中間階対象の場合、下側のフランジを露出させる必要があると思われる。一般的に ALC 床版を使う ケースが多いので、ALC を削るのは難しいかもしれない。
 - →露出させないとうまく取りつかないと思われる。
 - →せん断だけ伝達するディテールがうまくいけば、床スラブはほとんど斫らないでできるかもしれな い。
 - →中央だけ ALC のスラブをカットするほうが現実的かもしれない。
- (4) 試験体③と④で、下の鉄骨の梁にスチフナーを入れない理由はあるか。
 - →入れるべきである。追記する。
- (5) 無収縮モルタルの充填は、ボルトも埋めるということで良いか。
 - →そうなると思われる。
- (6) CLT の耐力壁はスライドさせて所定の位置に持っていくのであれば、ある程度スペースが必要になるか。
 - →1000mm の長さなので、その中で処理できるのであれば、斜めから立て込むことができるのではな いかと考えている。
- (7) 脚部のモルタルは鉄骨トラスの支承部の破壊と同じ状態になるかもしれない。
- (オ)要素実験について、中越氏より説明があり、以下の議論があった。
- (1) CLT のせん断も行うこととする。
 - →金物の滑り変形が大きいと思うが、CLT のせん断剛性も必要となる。
 - →形状をご指示いただく。
- (2) 圧縮が平行方向だけであるが、ストラットができる斜め圧縮の方向で要素実験をできないか。→斜め方向に矩形の形状を切り出して試験体を製作する。

→100×200の形状とし、角度は1:3の角度とする。

→500×200の余長がある形状も製作する。

- (カ) その他
- (1) 接合部のせん断試験で自重がかかることはないか。

→横向きでやることになるかもしれない。自重は確認するが微小であると思われる。

- (2) 鉄骨鋼材の素材試験は行うか。
 - →やらないといけない。
 - →H形鋼から試験片を取り出して試験を行う。
 - →鉄骨業者に依頼する。
- (3) 新都市ハウジングの実験が終了後、12月に入ったら、こちらの実験が始まり、年内に実験が終わる。 →CLTの製作を急いでもらう。
 - →11月の末に納品されないといけない。
 - →大阪工業大学・竹中工務店を交えて打ち合わせを行う。

→12月9日、11日、15日、22日が実験日として予定されている。

- **6.** 今後の予定
 - (1) 第4回委員会:11月2日(月)13:00~(Web 会議)

中高層建築物を中心としたCLT等の木質建築部材の利用促進事業のうち

CLT等の利用促進及び低コスト化の推進に係る技術開発・検証等(耐震補強提案等)

第4回CLT 耐震補強委員会

議事録

- 1. 日 時 令和2年11月2日(月)13:00~14:50
- 2. 場 所 CLT 協会会議室
- 3. 出席者 委員長 五十田博
 - 委員 石原直、古賀一八、岡本直、谷垣正治、横山忠志、鳥羽展彰

行政 石塚洋介、増田莉菜

コンサルタント 太田勤、迫田丈志、高橋愛

サポート 古澤知也

事務局 坂部芳平、河合誠、小玉陽史、中越隆道、高士博行、酒井洋

(順不同、敬称略、下線部は欠席)

- 4. 提出資料
 - 資料 4-0 議事次第
 - 資料 4-1 前回(第3回委員会)議事録(案)
 - 資料 4-2 大阪工業大学打合せ議事録_20201016
 - 資料 4-3 耐震補強施工要領 _20201016
 - 資料 4-4 耐震補強フレーム試験体図 _20201016
 - 資料 4-5 要素実験(京都大学 宇治キャンパス)
 - 資料 4-6 CLT 耐震補強委員会全体スケジュール(案)
 - 資料47 大阪工業大学実験 計測計画図
- 5. 討議内容
 - (ア) 資料 4-1 前回(第3回委員会)議事録(案)について、確認した。
 - (イ) 資料 4-2 大阪工業大学打合せ議事録_20201016 について、確認した。
 - (ウ) 資料 4-3 耐震補強施工要領 _20201016 について、中越氏より説明があり、以下の議論があった。
 - (1) 最終的な試験体の全体形状はどのようになったか。

→資料 4-4 耐震補強フレーム試験体図 _20201016 が最新版である。

- (エ) 資料 4-4 耐震補強フレーム試験体図 _20201016 について、中越氏より説明があり、以下の議論があった。
- (1) 試験体は既に発注されている。
- (2) 無収縮モルタルの充填方法は、型枠を梁の外側に設け、CLT パネル下部より上部で溢れさせる方法

となっているが、実際の施工もこのようになるか。

- →実際の施工は現場ごとに異なるので、このようになるかは不明である。
- →はみ出したモルタル部分が割れることはないか。
- →割れないだろうと考えている。
- →欠けて落ちないように、実験時に抑えを置いていくなど考えたほうが良いかもしれない。
- (オ) 資料47 大阪工業大学実験 計測計画図について、中越氏より説明があり、以下の議論があった。
- (1) 試験体裏面は何を測定しようとしているか。
 - →CLT の歪を測定するものである。
 - →新都市ハウジングと異なり、端部位置がずれているので縦方向の鉛直変位も測定する必要がでてく るのではないか。
 - →縦方向の変位と CLT の変位でいいのではないか。裏面のたすき掛けの変位計は必要ないのではないか。
 - → 歪ゲージに余裕があれば、ラミナごとに高さ3等分して、軸方向を取るということも考えられる。 → 画像で撮れば、変位がよくわかるかもしれないので、相談する。
- (2) SPV-1 と SPH-1 は、高力ボルトの伸びとビスの滑りなど、接合部の引張側の伸びが入ってしまうの で、分離したい。
 - →高力ボルトに歪ゲージを取り付けたい。できれば引張を正確に知りたい。
- (3) 鉄骨梁ウェブの3軸のせん断応力度は測定しないか。
 - →架構が曲げ破壊した際の梁の3軸のせん断を測定したほうが良い。
 - →CLT 側面と鉄骨柱側面の内法スパンの中央と、梁スパンの中央に歪ゲージを貼り付けてはどうか。
 - →梁端の歪ゲージは塑性化した梁端の応力を知るためであればあってもよいが、弾性範囲で歪を取っ ておいて、全体の曲げモーメント図を書けるようにしたほうが良いのではないか。
 - →柱面より鉄骨梁の梁せい程度離した位置に歪ゲージを貼付する。
- (4) CLT パネル自体には3軸の歪ゲージは貼らないか。

→貼ってもきれいに取れない。

- (カ) 資料 4-5 要素実験(京都大学 宇治キャンパス)について、中越氏より説明があり、以下の議論があった。
- (1) 示していただいた試験体は圧縮試験用としたい。せん断試験の寸法・形状は、至急連絡する。
- (2) 圧縮・引張は軸心が通っているが、せん断は曲げが入らないか。
 - →加力位置と固定位置の軸線は合わせてある。
- (3) 金物の引張・せん断試験はどこで行うか。
 - →実大実験で測定する予定である。
 - →ボルトの伸び分と金物の伸び分が分かるような測定をする。
- (キ) 資料 4-6 CLT 耐震補強委員会全体スケジュール(案) について、酒井氏より説明があり、以下の議論があった。
- (1) 大阪工業大学での実験日程は、12月4日、9日。12日、16日である。実験見学をする場合は事前に 連絡する。

→京都大学での要素実験の日程は更新されているので、別途共有する。

- (ク) その他
- (1) フレーム試験の荷重サイクルは、竹中工務店の提案(1/200、1/100、1/50、1/33radの3 サイクル) で良いと思われる。
 - →1/200以降で十分であると思われる。
 - →1/150 は診断基準の F=1.0 との関係で必要と思われる。
 - →竹中工務店の提案に 1/150 を加えた載荷とする。
 - →3回も繰り返す必要はないと思われる。
 - →宮内先生とも相談し、最終案をメール配信する。
- (2) 要素実験のモルタルの圧縮試験は、強度のばらつきをなくすため、構面実験と同じ日に京大で行うこととしたい。そのため、モルタルのある試験体は12日(土)を除いた日に行いたい。
 →実験を行う試験体の順番は、それを考慮し、宮内先生にお伝えする。
 →テストピースは6ピース準備する。
- (3) 報告書の目次案は CLT 協会と五十田先生で打ち合わせする。
- 6.

 今後の予定
 - (1) 第5回委員会:12月21日(月)13:00~15:00(Web 会議)

中高層建築物を中心としたCLT等の木質建築部材の利用促進事業のうち

CLT等の利用促進及び低コスト化の推進に係る技術開発・検証等(耐震補強提案等)

第5回CLT 耐震補強委員会

議事録

- 1. 日時 令和2年12月21日(月)13:00~14:30
- 2. 場 所 CLT 協会会議室
- 3. 出席者 委員長 五十田博
 - 委員 石原直、古賀一八、岡本直、谷垣正治、横山忠志、鳥羽展彰

行 政 石塚洋介、増田莉菜

コンサルタント 太田勤、迫田丈志、髙橋愛

サポート 古澤知也

事務局 坂部芳平、河合誠、小玉陽史、中越隆道、高士博行、酒井洋

(順不同、敬称略、下線部は欠席)

- 4. 提出資料
 - 資料 5-0 議事次第
 - 資料 5-1 前回(第4回委員会)議事録(案)
 - 資料 5-2 CLT 耐震補強委員会全体スケジュール(案)
 - 資料 5-3 試験日程表
 - 資料 5-4 実験結果速報(12/4.12/9.12/16.大工大実験+京大要素実験途中経過)
 - 資料 5-5 12/16 大工大実験(写真のみ)
 - 資料 5-6 補強設計検討
- 5. 討議内容
 - (ア) 資料 5-1 前回(第4回委員会)議事録(案)について、確認した。
 - (イ) 資料 5-2 CLT 耐震補強委員会全体スケジュール(案) について、酒井氏より説明があり、以下の議論があった。
 - (1) 実験はスケジュール通り順調に進んでいる。
 - (ウ) 資料 5-3 試験日程表について、確認した。
 - (エ) 資料 5-4 実験結果速報(12/4.12/9.12/16.大工大実験+京大要素実験途中経過)について、酒井氏及 び古澤氏より説明があり、以下の議論があった。
 - (1) 当初 CLT 壁がもっと弱いと思われたが、ビスが強く、CLT 壁の耐力 τ が予想より 2 倍くらい出て

いる。

- (2) 鉄骨の横座屈は留めて実験しているか。
 - →上部3か所、面外にはらむ横座屈を留めている。下の梁は特段留めていない。
 - →設計の場合は、横座屈で梁が曲げ降伏する。
 - →実物では上も下も留める必要があると思われる。実験では面外の横座屈は出なかった。
- (3) 荷重変位関係について、150mm くらいで何分の1 rad くらいか。
- →試験体の高さは 3m で、60mm で 1/50 rad になり、150mm で 1/20 rad となる。
- (4) 局部座屈が1つあったが、鉄骨側では局部座屈は起こらなかったか。

→p.4 左下の写真にあるように、金物の取付け部で梁フランジの局部変形が見られた。

- (5) 要素実験の CLT 圧縮試験繊維角度 20 度というのは圧縮ストラットができた時の対角線の角度である。20 度になるとヤング係数がだいぶ下がり、剛性が落ちる。
- (6) CLT 圧縮試験繊維角度 20 度のヤング係数は解析でモデル化する際に活用するのか。
- →せん断実験も行っているので、せん断と剛性の関係も出てくると思われる。
- →耐震診断・補強では、FEM 解析はあまり馴染まないので、できるだけ線材置換やブレース置換でモ デル化ができればと思う。
- →ブレース置換の可能性はあると思われる。今回は引張が効いているので、引張をどう評価するか今後 検討が必要と思われる。
- CLT 版は異方性があるか。
 - →元々の材よりはなくなっているが、設計では無視できないくらいに異方性はある。
- (8) 破壊性状としては、CLTの材の破壊なのか。
 - →ラミナ間の接着層の剥がれで強度が決まっている。
- (オ)資料 5-5 12/16 大工大実験(写真のみ)について、酒井氏より説明があり、以下の議論があった。
- (1) 引張金物試験で鉄骨梁のフランジが先に曲げ降伏したため、フランジ下部に25mmのプレートを挟んで加力することとした。ただし、大工大では試験体のボルト長さが短かったため9mmのプレートを 挟んで実験を行うこととした。
- (カ) 資料 5-6 補強設計検討について、迫田氏より説明があり、以下の議論があった。
- (1) 実験結果のばね性能を渡せば解析ができる状態か。
- →CLT の上下それぞれ軸ばねが3か所しかないとして検討しているので、それに縮約できれば可能で ある。ばねは非線形(バイリニアでもトリリニア)でもできる。
- (2) 最終的には合理的な設計にするためには接合部も変更できればと思うが、まずは今回の実験結果を 用いればどうなるかということが示されれば良いかと思う。
- (3) CLT は弾性としているか。
 - →CLT は弾性としてモデル化している。
 - →CLT が取付く梁を梁降伏させることは可能か。
 - →薄肉の鉄骨梁を用いれば、可能かと思われるが、取り付け部が壊れる可能性があるのでその部分の補 強を検討する必要があるかもしれない。
 - →いろいろなケースを含め整理していただければと思う。
- (4) この例では CLT が外壁構面に出てくるので、仕上げが必要になるか。

→何らかの仕上げが必要になる。この例ではサッシュの内側の梁下に CLT を取り付けている。

- →耐久性のあるような処置をすれば、CLT も外壁に用いることができる。
- (5) この例では既存のブレースを残すということか。
 - →ブレースは残すが、耐力は無視されている。
- (6) 学校関係の耐震補強は終わっているので、日の字断面を用いた建物を対象にするというお話があったが、他の事例に適用する予定はあるか。
 - →この事例でも CLT パネルの F 値の評価などはできるのではないかと考えている。
 - →日の字断面の場合は、接合部が降伏する手前の領域で耐震補強ができるという方法を提案できるか もしれない。建物の具体的な事例で検討する予定はないか。
 - →日の字断面の鉄骨端部にヒンジができるときに CLT がどの程度効いてくるかなどの議論が必要にな ると思われる。
 - →建物事例がなくても日の字断面の場合はこのような評価ができそうだという説明ができればよい。 もし、建物事例をお持ちの方はお知らせいただければと思う。
- (キ) その他
- (1) 報告書の目次案を早めに作成し、共有する。
- (2) 実験データが揃ったら堀江研に送る。1月18日(月)9時から五十田先生と堀江研で報告書について打ち合わせを行う。
- 6. 今後の予定
 - (1) 第6回委員会:2月8日(月)18:00~(Web 会議)

中高層建築物を中心としたCLT等の木質建築部材の利用促進事業のうち

CLT等の利用促進及び低コスト化の推進に係る技術開発・検証等(耐震補強提案等)

第6回CLT 耐震補強委員会

議事録

- 1. 日 時 令和3年2月8日(月)18:00~20:00
- 2. 場 所 CLT 協会会議室及び Web 会議
- 3. 出席者 委員長 五十田博

委員 石原直、古賀一八、岡本直、谷垣正治、横山忠志、鳥羽展彰

行 政 石塚洋介、増田莉菜

コンサルタント 太田勤、迫田丈志、髙橋愛

サポート 古澤知也

事務局 坂部芳平、河合誠、小玉陽史、中越隆道、高士博行、酒井洋

(順不同、敬称略、下線部は欠席)

- 4. 提出資料
 - 資料 6・1 前回(第5回委員会)議事録(案)
 資料 6・2 報告書打合せ(1/18 開催)議事録(案)・打合せ資料
 資料 6・3 CLT 耐震補強委員会全体スケジュール
 資料 6・4 実験結果速報(1/7 時)
 資料 6・5 第3章実験による性能把握
 資料 6・6 4 章既存鉄骨造建築物へのCLT 壁補強に対する耐震診断法の適用
- 5. 討議内容
 - (ア)資料 6-1 前回(第5回委員会)議事録(案)について、確認した。
 - (イ) 資料 6-2 報告書打合せ(1/18 開催) 議事録(案)・打合せ資料について、確認した。
 - (ウ)報告書第2章について、谷垣氏より説明があり、以下の議論があった。
 - (1) 変形性能は目標が定まれば書いておきたいが、日の字断面の場合だと F=1.0 で十分で、その他の場合では、もう少し大きくても良いとも考えられるので、条件を付して書いてはどうか。
 - →「2.2 耐震補強としての必要性能」は、(F=1.0 が)必要性能となるか、目標性能となるか。
 - →「2.2 耐震補強としての目標性能」とする。
 - →第2章は委員会で議論した内容を元にまとめて頂く。
 - (2) 「2.2 耐震補強としての目標性能」では、50~100kNの耐力を求めることになるということをまとめて頂き、τは1.0 程度を目標とすると述べていただくと「2.3 実験ターゲットの決定と試計算」に つながると思われる。

- →理想的にはこうなるが、今回はこの程度の性能の確認にとどめるという書き方もありうる。今回の 実験では F=1.0 が目標になるという書き方になるのではないか。
- →実験で F 値を確認するとしているので、目標性能として決めていただいて構わない。
- (3) 「2.4 まとめ」は、第2章に書いている内容を簡潔にまとめて頂く。
- (エ) 資料 6-3 CLT 耐震補強委員会全体スケジュールについて、酒井氏より説明があり、以下の議論があった。
- (1) 印刷スケジュールを確認し、それに合わせて原稿スケジュールを検討する。

→2月末ごろに原稿を集め、その後1週間程度で体裁を直して、印刷に出すこととする。

- (2) 3月中旬に来年度の林野庁への応募となるため、今年度報告書に今後の課題も記述できればと思う。
- (オ) 資料 6-5 第3章実験による性能把握について、五十田委員長より説明があり、以下の議論があった。
- (1) p.18 の CLT の面内せん断基準強度の算定式について、マニュアル通りに計算すると、CLT の直交 接着層の数 (n_{ca}) の「4」は「2」となり、各層のラミナの幅方向の数のうち最小の値 (m) の「9」は、 1m の強軸方向のラミナの両端は 80mm で中にある 7 枚分しかカウントしないので、「7」となるので はないか。
- (2) p.56のハンキンソン式を用いて算定した基準強度が 6.0 とあるが、めり込みではないか。 →根拠を正確に書くこととする。
- (3) 基準弾性係数等の単位を再確認する。
- (4) 架構実験の荷重変形関係の履歴性状について、記述する予定はないか。→スリップしていることなど、履歴についても記述するようにする。
- (5) 鉄骨造に補強することを想定し、最大耐力時の変形角がどの程度かの写真があると良いと思う。
 →共有データとして変形角ごとに写真を整理するようにする。
- (6) p.75 試験片一覧の柱のウェブとフランジが 2 組あるのはなぜか。
 - →ロットが異なるためである。

→発注時の情報も記載することとする。

- (カ) 資料 6-6 4 章既存鉄骨造建築物への CLT 壁補強に対する耐震診断法の適用について、迫田氏より説明があり、以下の議論があった。
- (1) 実験結果と解析結果がよく合っているが、繰り返しの場合でも実験結果を再現できるか。
 - →復元力が多少膨らむと思われるが、概ね合うと思う。ただし、木造の場合の下がり勾配が不明であるので、現状ではデフォルト値を用いて解析している。
 - →第3章の実験結果の解析では、繰り返しまでは考えていないが、降伏点の位置は正確なので、履歴特 性を接合部の実験に合うように定義できれば、かなりの精度で合わせることができると思う。
- (2) 今後、評定を申請する際には、補強設計(診断)の仕方をパターン分けして整理すると良いと思われる。
- (キ) その他
- (1) 今年度の検討において課題等が見つかったと思われるので、来年度以降も引き続き事業を行っていただければと思う。
- (2) 今後、評定やマニュアルの作成等、CLT が普及していくような取り組みにつながっていければと思う。

6. 今後の予定

(1) 2月末:報告書各章の原稿を事務局に提出

6.2 打合せ議事録

6.2.1 委員会事前打合せ(20200615)

一社) 日本CLT協会

令和2年度木材産業・木造建築活性化対策のうち

中高層建築物を中心としたCLT等の木質建築部材の利用促進事業のうち

CLT等の利用促進及び低コスト化の推進に係る技術開発・検証等

「CLT耐震補強委員会」

事前打ち合わせ 議事録

- 1. 日 時 令和2年6月15日(木)10:15~11:25
- 2. 場 所 Web 会議
- 3. 出席者 委員長 五十田博
 - 委員 石原直、古賀一八、岡本直、谷垣正治、三橋太郎、鳥羽展彰
 - 行政 石塚洋介、福島純
 - 事務局 <u>坂部芳平</u>、河合誠、<u>小玉陽史</u>、中越隆道、<u>高士博行</u>、酒井洋

コンサル 太田勤、迫田丈志、髙橋愛

(順不同、敬称略、<u>下線部</u>は欠席)

- 4. 提出資料
 - ・CLT 耐震補強委員会名簿
 - ・CLT壁による耐震補強工法実験案
 - ・スタッド+エポキシ補足図面
 - ・鉄骨梁と木質床の接合方法に関する実験的研究
 - ・ 令和2年度木材産業・木造建築活性化対策に係る課題提案書
- 5. 討議内容
 - (ア) CLT 耐震補強委員会名簿について、確認しておく。
- (イ) CLT 壁による耐震補強工法実験案について、岡本氏より説明があり、以下の議論があった。
 - (1) ディテールの議論の前に、必要性能を確認し、鉄骨周辺部材にどの程度の耐力を持たせるかなどを検討する必要がある。
 - (2) 全体スケジュールや役割分担を確認する必要がある。
 - (3) 林野庁補助実験や総プロなどの実験を利用できるので、先行事例を整理しながら進めていった ほうが良い。
 - (4) ハニカム式の接合形状は竹中工務店の特許に抵触する可能性がある。
 - →CLT のコッターの角度に特許があると考えられる。
 - →どの程度の耐力が取れそうかも含め資料を用意してはどうか。
 - (5) 耐震補強の効果を含め確認し、整理した資料があるとよい。

- (6) 周辺架構が鉄骨であるので、湿式で接合するより、乾式で接合したほうが良いのではないか。
- (7) 鉄骨造の耐震補強の設計事例を共有し、その際の問題点も共有すれば、議論が進めやすいのではないか。
- (8) 1か月くらいで資料を準備し、7月くらいに委員会を開催してはどうか。
- (9) 実験を9、10月に実施することは難しい。
 - →本事業の報告書は2月中旬に提出する必要がある。
 - →実験は2カ月程度延期となる可能性がある。
- (10) 架構実験を建築研究所で行う場合は、予約する必要がある。京都大学では 50t が限界となる。
 →そこまで耐力が必要でないかもしれないので、必要な耐力を再度検討することも考えられる。
 →より良いものになっていれば、林野庁に提出した提案書から変更しても構わない。
- (11) 補強架構の崩壊メカニズムから議論し、接合方法を決めてはどうか。
- (12) CLT 実験予算は、700 万程度と考えている。
 - →鉄骨造新築の実大実験は1体約100万程度である。
 - →大学で行えばその程度の予算となるが、外部で行う場合は倍くらいである。
 - →大阪工業大学(宮内先生)で新都市ハウジングの CLT 実験を行う計画があるので、そこに入れ てもらうことも考えてはどうか。
- (13) 次回7月の委員会までに、できる範囲で以下の項目について資料をまとめ、総合して、接合 部の実験計画と壁の実験計画を検討する。
 - ・鉄骨造の補強事例より、どの程度の補強量が妥当かの目安を検討
 - ・これまでの CLT 補強事例を整理(実験報告書)
 - ・接合方法のバリエーション(耐力・施工性・コスト)を整理
 - ・特許の整理
- 6.

 今後の予定
 - (1) 第1回委員会:7月16日(木)10:00~12:00 (Web 会議)

6.2.2 コンサル事前打合せ(20200803)

件名	堀江建築工学研究所様事前打合せ	2020年度第回							
日時	2020年8月3日(月) 10時30分~12時00分	場所	日本 CLT 協会 会議室 + WEB 参加						
参加者	★迫田 丈志/㈱堀江建築工学研究所 中越 隆道、酒井 洋 ※敬称略 ★は WFB 参加者								

議事要旨

(内容)

- 岡本氏からは、耐震補強工法案について迫田氏と打ち合わせしたいとの話があったが、岡本さんを含めた打ち合わせ前に事前に打ち合わせして方向性を決めたいので、本打ち合わせを実施した。 当初のスケジュールからは、すでに方針が決定されている段階であり、時間が限られているので、耐 震補強のメカニズムから考えてどちらが望ましいかという事を共有し方向を定め、作業内容を明確にし、作図、解析など作業を開始できる状況にしたいと考えている。
- 2) 耐震補強工法案2は、施工性、コストを考えると案1より使い勝手がよいと思えた。新築の場合として引きボルトやドリフトピンを用いる耐震壁試験はされているが、耐震補強要素の場合は、面内せん断耐力をそこまで高く求めないでよいとの条件とするなら、煩雑な施工とコストを考慮すると1案より2案が採用できないかと考えた。
- 3) 2案はすっきりしており、これで耐震補強評価が出来ればよいが、モデル化が実態にあわせてできない部分や評価できない部分がある。また、壁が回転しようとした時に上から力がかかっている時の傾斜復元力については、耐震委員会などでは相当抵抗がある。本来の構造計算に乗らない話になるので、かなりハードルが高いものになると思える。委員会の審査はかなり厳しいと考えられる。確実に候補として成立させたいなら、力の作用と抵抗が明確なので1案だと思う。
- 4) 1案は、鋼板挿入型ドリフトピンなので施工精度が求められパネル設置が簡単ではない。側面にプレ ート型の金物が設置しやすさからよさそうに思う。
- 5) 2 案は、確実に成立させるのは難しいと判断できるので、1 案の4 隅に引張金物をつけて進めるという方向で絞りたい。小口面にプレートでビス止めというやり方など含め改良案を協会内で考え、1 案をもとに耐力、施工性、コストを考慮して8月6日までに作図をする。
- 6) 進め方としては、岡本氏には上記の理由より1案をもとに考えていく方針になった事を酒井より連絡 する。中越氏においては1案をもとにベストなアレンジを考える。図面ができた段階で迫田さん岡本 さんに確認したあと、五十田先生に確認してもらい試験、解析を進めてよいか判断を仰ぐ。了解を得 られれば、事前解析作業をスタートする。並行して試設計も始める。試験体図案は、協会で作成し試 験の段取りについては五十田先生に相談し、大阪工業大学を紹介頂ければ、大学の担当者へ連絡をし 試験の段取りを進める。
- 7) 迫田氏からは、鉄骨やRCではこれまでも作図は略スケッチをもとに、試験体を含め大学側の学生などに依頼していたので、小回りの利く人材を充てられないことから作図作業は行っていないとのことであった。業務は、基本計画がメインであり実施用の解析は、外注しているとのことであった。よって、試験体関連の作図作業は協会で行う。事前解析と試設計は担当して頂く。
- 8) 試設計のモデルとするのは、用途を問わない3階以下である民間の旧耐震の建物で、できたら3階建 て事務所がよいと要望を伝えたが、公共建築物の耐震診断、補強をメインで対応しており探す必要が

あり、構造的にきちんとしたものがないのが現実で、ある程度は耐力のある建物を迫田氏の方で見つ けて対応してもらうことになった。意匠図、構造図の作成が生じそうとの話があった。 事前解析、試験結果のデータ解析と評価、試設計耐震補強検討書、林野庁への報告書作成を堀江建築 工学研究所様が協力することとした。

9) 現状は、3階以下である民間の旧耐震の建物での耐震補強の市場性は非常に薄いと考えられる。理由は、民間で耐震補強の対象になる建築物は、調査できない。図面がない。計算書がない。ピン接合がラーメンとして用いられていたり、利かないブレースがあったりと、建っているのが不思議な建物がほとんどのようであることから、高額な耐震補強をするなら建て替えを選択すると思われるからである。

しかし、市場性があるという前提から本事業は提案されスタートしているので、報告書については、 活用されていくという体裁は整えた報告書となるような原稿を協会で作成して対応することとした。

10) まずは8月6日までに中越氏が補強方法案を作図し、岡本氏、迫田氏に確認の上、五十田先生にご相談する。

以上

資料 ・耐震補強工法試験体案(岡本氏作成)

・提案された補強方法への考察(中越氏作成)

次回 日程

場所

(一社)日本 CLT 協会

中高層建築物を中心としたCLT等の木質建築部材の利用促進事業のうち

CLT等の利用促進及び低コスト化の推進に係る技術開発・検証等(耐震補強提案等)

試験体打合せ

議事録

- 1. 日 時 令和2年9月4日(金)10:00~11:30
- 2. 場 所 CLT 協会会議室
- 出席者 委員長 五十田博
 委員 岡本直、谷垣正治
 コンサルタント 太田勤、迫田丈志、髙橋愛
 事務局 坂部芳平、中越隆道、酒井洋

(順不同、敬称略)

- 4. 提出資料
 - ① 1_加力装置図 2020.09.02
 - ② 1_加力装置図 2020.08.31
 - ③ 耐震補強方法 (案)
 - ④ 壁頭部、脚部引張金物
 - ⑤ 接合詳細
 - ⑥ 2_柱下の接合部ピン取付詳細
 - ⑦ 3_200t ピン取付詳細図
 - ⑧ 4_面外拘束の検討
 - ⑨ スケジュール
- 5. 討議内容
 - (1) 近々発注するので試験体の詳細を決定する。

→先日の委員会では、脚部で引張を確保するのが難しいので、1階部分の耐震補強をする場合は、下側 はせん断だけで良いのではという議論があった。また、金物の偏心も検討するということであった。

- (2) ②は新都市ハウジングで今年実験を行う試験体と縦横寸法がほぼ同じもので、2/3 縮尺である。下部 に鉄骨架台があって、曲げも伝達できるディテールになっている。
- (3) ①は実大スケールになっている。新都市ハウジングの 2/3 スケールの試験体と同じ柱断面なので、 治具が使いまわせる。スパンは 4m とする。
- (4)外周フレームとしては、これでよいか。柱・梁の断面を確認いただきたい。→現状の寸法では運べないので、柱の中央で継手を設け、ボルト接合することとなる。
- (5) 試験体は、(a)フレームのみ、(b)上部引張・せん断で下部せん断のみ負担するもの、(c)上部下部ともに 引張・せん断を負担するものの3つになる予定である。

- (6) ④接合部について、剛性を高めたいとすると CLT 上下の空隙を埋めたい。埋めないとビス部分のずれ で耐力が決まる。埋めなければ圧縮引張はつり合い、埋めれば圧縮ストラットが効く。
 - →CLTの接合部が弱いと解けなくなる。詰め物をすると耐力が上がる。
 - →詰め物は無収縮モルタルとする。
 - →詰め物の耐力は高い必要はないが、無収縮モルタルとしている。コストが安いのは無収縮モルタル となる。
 - →上部の無収縮モルタル充填の施工が大変となる。
 - →上部は空隙を設けず、CLT と金物が接触したディテールにしても良いのではないか。
 - →梁に金物を HTB で取り付けておいて、CLT を持ち上げて、金物に(空隙を設けずに)挿入し、ビ スを打つ。その後、下の金物にビス留し、無収縮モルタルで空隙を埋める。
- (7) 試験体は、(a)フレームのみと、(b)(c)の下部モルタル充填ありとし、4 体目(d)として(c)のモルタルな しとしてもよいのではないか。
- (8) 実験は行わないが、施工時のバリエーションとして、RC 造基礎梁との組み合わせが様々に考えられる。(CLT を取り付けた H 鋼にグラウトを仕込んでおいてスタッドボルトで基礎梁に接合するなど)
- (9) 日の字柱が多いという話はあったが、今回は取り上げない。今回は F=1.0 で決まるときの耐力をどう評価するかという検討をする。
 - →CLT の耐力と接合部の耐力の小さいほうで決めるが、接合部はすべっていくので、接合部の耐力の 全てを見込めない。そこの評価を決めるのが大変だと思う。
 - →設計耐力は下げる方法を考えて、評価に持ち込めればよい。

→接合部の F 値を決めればいいかもしれない。

- (10) 接合部だけの強度を確認するため、要素実験を行わなければならない。引張角度に応じた引張試験 も行う。CLT だけの引張圧縮せん断試験を行い、要素試験も行う。 CLT にもせん断変形を計測できるような装置をつけるか、画像計測で変形を測定することを実験で 行う予定である。(モーションキャプチャー)
- (11) 接合部金物と CLT はこちらで調達するか、新都市ハウジングに任せるかは相談する。
- (12) 無収縮モルタルの試験体が新都市ハウジングにあるので、その無収縮モルタルを用いてよいとし、こちらからメーカーまで指定しなくてよい。
- (13) 本日の検討を踏まえて、図面を作成していただいて、再度皆さんで共有する。
- (14)金物は工場で溶接するか。→金物工場で溶接する。現場では溶接しない。
- 6. 今後の予定
 - (1) 第3回委員会:10月5日(月)13:00~(Web 会議)
 - (1) 第4回委員会:11月2日(月)13:00~(Web 会議)

6.2.4 大阪工業大学打合せ(20201016)

件名	大阪工業大学打合せ	2020年度第回							
日時	2020年10月16日(金) 14時30分~16時00分	場所	大阪工業大学 会	議室					
参加者	宮内 靖昌(途中より参加)、吉澤/大阪工業大学 宇佐美 徹、金澤 和寿美/竹中工務店 技術 研究所 古澤 知也/京都大学 中越 隆道、酒井 洋/日本CLT協会 ※敬称略、								

議事要旨

(内容)

- 11) 実験スケジュールの確認。大阪工業大学八幡工学実験場での実験予定日は、12月4日、9日、12日、 16日の4日間とする。竹中技術研究所は、9日、16日に立会い予定。CLT協会は全日程立会い予 定。
- 12) CLT協会にて CLTパネルは銘建工業に発注済み。金物とビスはタカヤマ金属工業に発注済み。 いずれも11月16日の納品段取りで進めている。 CLTパネルについては、11月16日AM8:30~AM9:00に、大阪工業大学八幡工学実験場納品予定(荷受けは宮内先生の予定)。荷下ろし後、1時間~1時間半後に京都大学宇治キャンパスに向かい、要素試験用のCLTパネルを納品する(荷受けは京都大学古澤氏)。金物とビスついては、大阪工業大学八幡工学実験場、京都大学宇治キャンパスそれぞれの納品日時が決まり次第、CLT協会より連絡する。
- 13) 京都大学宇治キャンパスの要素試験で使用する治具は、CLT協会にて見積り依頼中。近日中に納品 日を決定する。 大阪工業大学八幡工学実験場での実験で使用するフレーム治具は、竹中技術研究所で段取り中。見積 書はCLT協会へ送っていただく。現在のところ11月20日に大阪工業大学八幡工学実験場納品、11 月25日に組み立てを予定している。
- 14) 11月28日に大阪工業大学八幡工学実験場にて、CLT下部に型枠施工を行い、モルタル充填予定。 CLT協会では10:00~立会いを予定している。詳細の日時が確定次第、大阪工業大学よりCLT協 会に連絡をいただく。モルタルが何ニュートンの強度が必要かは、CLT協会で五十田先生と確認し、 宇佐美様に連絡する。
- 15) フレーム試験は 大阪工業大学・吉澤さん、金物 CLT要素試験は 京都大学・古澤さんにて、デー タ整理、解析を行う。フレーム試験、要素試験の関連付けをどこで行うか未定。五十田先生に進め方 を相談する。CLT協会でとりまとめる。
- 16) 京都大学での要素試験日程は現在未定であるが、五十田先生と相談の上、古澤さんよりCLT協会へ 日程の連絡をいただく。
- 17) CLT協会より、大阪工業大学・宮内先生に、押印済みの委託研究契約書、研究委託願を提出。不備 があった場合はご連絡をいただく。産廃となるCLT処分費は、含んでいることを確認した。
- 18) 計測位置図については、竹中技術研究所より参考図を、CLT協会に送っていただく。鋼材引張試験 (18 ピース)については、いつどこで誰が行うかが未定のままとなっており、CLT協会より五十田 先生に相談する。

19) フレーム試験の荷重サイクルは、竹中技術研究所は、1/200、1/100、1/50、1/33 (rad) 3 サイクルとしているが、荷重は小さいので、1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50 (rad) 3 サイクルが適当かを、五十田先生に相談する。

以上

資料

・耐震補強施工要領(1枚にまとめたもの+5枚に分けた詳細図)

・耐震補強フレーム試験体図

(一社)日本 CLT 協会

中高層建築物を中心としたCLT等の木質建築部材の利用促進事業のうち

CLT等の利用促進及び低コスト化の推進に係る技術開発・検証等(耐震補強提案等)

報告書打合せ

議事録

- 1. 日 時 令和3年1月18日(月)9:00~10:15
- 2. 場 所 CLT 協会会議室及び Web 会議
- 出席者 委員長 五十田博 サポート 古澤知也 コンサルタント 太田勤、迫田丈志、髙橋愛 事務局 中越隆道、酒井洋

(順不同、敬称略)

- 4. 提出資料
 - ① CLT 耐震補強報告書目次案
 - ② 架構試験体の設計的評価と補強事例による試設計例
- 5. 討議内容
- (1) ①CLT 耐震補強報告書目次案について、第2章はこれまで提出された資料から作成されればと思われるが、目次案にないものがあれば適宜追加していく。
- (2) 耐震補強の評定を取得することについて、今後の予定はどのようになっているか。
 - →来年度は評定を取るためのマニュアル作りの予定で、その後、評定を取りに行く予定である。また、 今年度の実験結果を踏まえ、より効率の良い補強方法があるのではないかということから、来年度も 実験を行う方向で、耐震補強委員会を進めていくことを検討している。
 - →評定に向けて、報告書の第4章はF値の取り方を整理できるようにしておいた方が良いと思われる。
 - →来年度実験で確認するというのは、想定よりもビスが強かったので、それを減らす方向で進めていく ということか。
 - →今年度の試験体は、接合部を強くし CLT が壊れる試験体であったが、来年度は接合部が壊れるよう な試験体を検討したい。
 - →接合部との関係など、3層3プライの場合の実験結果は、第3章に書かれる予定か。
 - →第3章で整理する予定である。
 - →第1章の1.3で来年度に向けた取り組みを書く予定になる。
- (2) 報告書のひな型(フォーマット)

→協会で作成し、皆様に送付する。

(3) ②架構試験体の設計的評価と補強事例による試設計例について、今回の実験のように1階は引張パネ ルがないモデルに変えたほうが良い。

- →補強設計では、ばね等の各値は CLT マニュアルに載っている数値を用いるのが良い。ただし、低す ぎる値は、今後、実験結果に基づいて、マニュアルの値を上げる方向で行きたい。
- →実験で最終的に用いた接合部について、マニュアルでの仕様がわかるように、実験報告書に追記する。
- (4) ②架構試験体の設計的評価と補強事例による試設計例について、荷重変形関係に実験値を入れてほしい。

→架構実験の荷重変形関係のグラフ(CSV)を共有する。

- (5) 実験結果から CLT の場合の Ds 値を決めることはできるか。CLT は、ductility がどのくらいだと F 値がいくつになるということを決めているか。S 造や RC 造は ductility によって、部材種別を決めて いる。S 造では、接合部が強くなると、F 値を上げることになるが、その根拠を明確にしておいた方が 良い。
 - →実験の塑性率から Ds 換算値を出すことはできるので、第3章では Ds の観点からも整理するように する。

→S 造では F=1/Ds と考え、Ds が分かれば、概ね F が決まるという考え方もある。

(6) 試設計例 p.2 の解析モデルの軸方向ばねは、圧縮側を修正したほうが良い。金物と面タッチの並列ば ねを入れなければならない。マルチスプリングはやらない。

→迫田さんに値を連絡する。

- **6.** 今後の予定
 - (1) 第6回委員会:2月8日(月)18:00~(Web 会議)