令和3年度林野庁補助事業

令和3年度

木材産業・木造建築活性化対策のうち CLT・LVL 等の建築物への利用環境整備事業

CLT・LVL 等を活用した建築物の 低コスト化・検証等【Tall Wood 事業】 事業報告書

令和4年4月

株式会社ドット・コーポレーション

京都大学 生存圈研究所

林野庁補助事業 令和3年度 木材産業・木造建築活性化対策のうち CLT・LVL 等の建築物への利用環境整備事業 CLT・LVL 等を活用した建築物の低コスト化・検証等【TallWood 事業】

事業報告書 目次

第1章 事業内容

1.1	本事業	この目的と枠組み	第	1章-1
	1.1.1	事業の目的	第	1 章-1
	1.1.2	事業の枠組み	第	1章-1
1.2	実施体	「制とスケジュール	第	1章-3
	1.2.1	実施体制	第	1章-3
	1.2.2	実施スケジュール	第	1章-5
1.3	結果の)概要	第	1章-6
	1.3.1	本報告書の構成	第	1章-6
	1.3.2	各章の結果の概要	第	1 章-7
	1.3.3	3 階建て振動台実験の各部の検討過程	第1	章-18

第2章 3階建て振動台実験

2.1	3 階建	て振動台実験の概要	第	£ 2	2章-1
	2.1.1	実験概要	第	52	2章-1
	2.1.2	試験体概要	第	52	2章-1
	2.1.3	各部詳細:CLT 連層壁	第	2	章-11
	2.1.4	各部詳細:ダンパー	第	2	章-15
	2.1.5	錘の計画	第	2	章-16
2.2	試験体	5の施工	第	2	章-20
2.3	実験計	上面	第	2	章-28
	2.3.1	振動台実験手順	第	2	章-28
	2.3.2	プレストレスによる軸力導入時の計測	第	2	章-30
	2.3.3	加振計画および損傷観察	第	2	章-41
	2.3.4	加振時の計測	第	2	章-44
	2.3.5	画像計測	第	2	章-71
	2.3.6	実験後の重量計測	第	2	章-77
2.4	実験結	诗果	第	2	章-78
	2.4.1	データ処理方法	第	2	章-78
	2.4.2	応答加速度	第	2	章-82
	2.4.3	層間変位	第	2	章-83
	2.4.4	荷重変形関係	第	2	章-84
	2.4.5	固有振動数	第	2	章-87
	2.4.6	ダンパーの変形	第	2	章-90

	2.4.7	壁と床との相対変位	第2章-93
	2.4.8	壁柱脚接合部の変形・浮き上がり	第2章-94
	2.4.9	壁脚部軸力の応力分布	第2章-95
	2.4.10	プレストレスの変動	第2章-96
	2.4.11	画像計測による加速度計測結果	第2章-100
	2.4.12	画像計測による層間変位計測結果	第2章-100
	2.4.13	画像計測によるダンパー変位計測結果	第2章-101
	2.4.14	画像計測による脚部変位計測結果	第2章-103
2.5	損傷観	察の結果	第2章-105
2.6	まとめ		第2章-118

第3章 3階建て振動台実験試験体の決定(SNAPによる)

3.1	事前解	4析の目的
3.2	実験試	、験体モデルの概要第3章-2
	3.2.1	各解析モデルの概要第3章-2
	3.2.2	材料定義
	3.2.3	仮定荷重
	3.2.4	Ai 分布による地震力の算定第3章-9
3.3	耐力壁	きのモデル化
3.4	CASE	1 検証モデル
	3.4.1	CASE1 検証モデル概要第3章-11
	3.4.2	CASE1 解析結果
	3.4.3	CASE1 の考察
	3.4.4	CASE1 構造図
3.5	CASE2	2 検証モデル
	3.5.1	CASE2 検証モデル概要第3章-22
	3.5.2	CASE2 解析結果
	3.5.3	CASE2 の考察
	3.5.4	CASE2 構造図
3.6	CASE	3 検証モデル
	3.6.1	CASE3 検証モデル概要第3章-35
	3.6.2	CASE3 解析結果
	3.6.3	CASE3 の考察
	3.6.4	CASE3 構造図
3.7	CASE4	4 検証モデル
	3.7.1	CASE4 検証モデル概要第3章-46
	3.7.2	CASE4 解析結果
	3.7.3	CASE4 の考察
	3.7.4	CASE4 構造図

第4章 3階建て振動台実験試験体の事前解析(SNAPによる)

4.1	事前解	₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩₩	章-1
4.2	解析モ	ミデル	章 - 1
	4.2.1	解析モデルの概要第41	章-1
	4.2.2	試験体重量第41	章-3
	4.2.3	CLT 連層壁のモデル化第41	章-3
	4.2.4	CLT 連層壁脚部バネ要素のモデル化第41	章-3
	4.2.5	集成材柱脚部のモデル化第41	章-5
	4.2.6	ダンパー部のモデル化第41	章-6
	4.2.7	ポストテンション方式による張力導入を再現したモデル化第43	章-7
4.3	構面モ	テデルを用いた検証第41	章 - 8
	4.3.1	検証方針	章 - 8
	4.3.2	固有値解析による検証第41	章 - 8
	4.3.3	地震波の設定第41	章-9
	4.3.4	Sa-Sd 曲線と荷重変形による応答予測第4章	-12
	4.3.5	時刻歴応答解析による検証第4章	-17
	4.3.6	まとめ	-32
	4.3.7	事前解析と振動台実験の比較第4章	-33

第5章 ダンパーの要素試験

実験目	的と振動台実験で採用したダンパーの製品形状	…第	5	章-1	
実験概要					
5.2.1	試験体概要	…第	5	章-1	
5.2.2	試験方法	…第	5	章-5	
5.2.3	計測計画	…第	5	章-5	
実験結	果	…第	5	章-6	
5.3.1	鋼板ダンパーの実験結果	…第	5	章-6	
5.3.2	櫛形ダンパーの実験結果	.第5	5 译	章-10	
	実験目 実験概 5.2.1 5.2.2 5.2.3 実験結 5.3.1 5.3.2	実験目的と振動台実験で採用したダンパーの製品形状 実験概要 5.2.1 試験体概要 5.2.2 試験方法 5.2.3 計測計画 実験結果 5.3.1 鋼板ダンパーの実験結果 5.3.2 櫛形ダンパーの実験結果	実験目的と振動台実験で採用したダンパーの製品形状	実験目的と振動台実験で採用したダンパーの製品形状第5実験概要第55.2.1試験体概要第55.2.2試験方法第55.2.3計測計画第5実験結果第55.3.1鋼板ダンパーの実験結果第55.3.2櫛形ダンパーの実験結果第5	

第6章 10階までを視野に入れた日本の法令に適合する仕様の検討

6.1	検討の	月的	第	6 章-1
6.2	建物概	要および構造システム	第	6 章-2
	6.2.1	建物概要	第	6 章-2
	6.2.2	プレストレスによる連層耐力壁の構造システム	第	6章-3
6.3	基本的]力学特性の検証	第	6 章-4
	6.3.1	概算壁量の検討	第	6 章-4
	6.3.2	片持ち構造における固有周期の検討	第	6章-6
	6.3.3	壁のプロポーション (H/L) に着目した必要剛性および強度の	検討	
			第	6 章-9
	6.3.4	概算ダンパーの検証方法の提案	第6	章-13
6.4	構面モ	・デルを用いた検証(アメリカ仕様の耐震性能の把握)	第6	章-17

	6.4.1	静的解析による検証	第6章-1	7
	6.4.2	時刻歴応答解析による検証	第6章-2	22
6.5	構面モ	デルを用いた検証(日本仕様の耐震性能の把握)	第6章-2	27
	6.5.1	静的解析による検証	第6章-2	27
	6.5.2	時刻歴応答解析による検証		;9
6.6	日本什	様とアメリカ仕様の比較検討のまとめ	第6章-4	13
6.7	日本什	様におけるダンパーの仕様	第6章-4	15
6.8	連層耐	震壁周辺詳細図	第6章-4	17

第7章 建築物の損傷探知の有効性の確認

7.1	はじめに
7.2	加速度センサーとその配置第7章-2
7.3	結果レポート
7.4	結果の比較

第8章 添付資料

8.1	委員会議事録	第	8	章-1
8.2	打合せ議事録	第	8	章-8

別添 3 階建て振動台実験データ

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

本事業における研究開発課題は大きくは以下に示す3つである。

- 1) ロッキング機構を持つ木質構造を一般の設計法構築に向け知見を蓄積する。
- 2) 日本の法令を満足する 10 階建て建物を設計し、実験的に性能確認する。
- 3)米国の振動台実験に参加し、その情報を日本向けとして整理し、結果を公開する。

令和3年度に実施すべき具体の内容を課題とともに示すと、

- 研究に用いるような構造解析ソフト(wallstat)では、ロッキング壁を持つ木質構造を 解析できたが、構造設計者が使用する一般的なソフトでは現在のところ再現ができて いない。それを可能とするよう手法を整理する。なお、対象をロッキング壁とするこ と、については後述する。
- 米国の10階建て試験体は日本の法令を満足していなかった。具体にはポストテンションの量とダンパーの性能が不足している。そこで、接合ディテール等を日本向けに変更し、その結果を整理し公表する。
- 3. 1、2の検証を行うため、3階建ての振動台実験を日本で実施し、日本仕様の確定およ びそれらの性能検証を実施する。

3は、米国の振動台実験が令和3年11月から令和4年夏に延期されたことから、日本での3階建ての振動台実験に変更して実施することとした。本事業では、日本の法令をクリアーするための具体的な仕様を解析的、実験的(3階建て試験体の振動台実験およびダンパーの要素試験)に検討し明らかとした。

来年度実施される米国での実験には日本のメンバーも参加し、耐震安全性情報を得るためのセンサーを設置し結果を分析する。なお、令和4年度以降、米国での振動台実験の結果を踏まえ、10階建て木造建築物の地震に対する安全性の検証や、さらに居住性など日常 生活の観点からも整理する予定である。

1.1.2 事業の枠組み

本事業は、図 1.1.2-1 に示す通り、米国での実験や他事業での取り組みと協同しながら、 10 階建てに必要な技術的検討を進める。本事業での具体的な取り組みを下記に示す。

【ロッキング機構を導入したシステムの適用】

木質材料を建築構造に最大限に活かすための要素技術の開発として、建築構造物へのロ ッキング機構の導入を考え、別事業で予算を得て検討を進めてきた。これにより(1)高 耐力、高靱性な耐震壁、(2)制振による応答低減、(3)損傷制御機構、(4)残留変形ゼ ロ機構等の機能を併せ持つ構造物の実現を目指している。 上記の別事業では5階程度までを対象としているが、本事業で実施した3階建て振動台 実験の成果から10階建てを対象にモデルを提案した。その手法の確からしさを令和4年 夏に米国で実施する振動台実験の情報も加えて確かめ、そのモデルを一般の構造ソフトに 組み込み普及を図るための基礎データを整備する。なお、米国、NZといった地震国で、 CLTなどのマスティンバーを用いた高層建てシステムとして、ロッキング機構を取り入れ た木造高層建築の開発が進められており、それらと共同しながら研究を進めた。

【建物の耐震安全性情報を発信・管理するシステム構築のための要素技術の適用】

地震災害直後に建物の被害程度を速やかに判断し、その建物から避難するべきか、継続 利用が可能かを決定することは使用安全上不可欠である。また、もし継続利用が可能なら どの程度の被害を受けていてどの程度の残余性能を有しているのかを把握する必要がある。 これらを実現する建物の耐震安全性情報を管理するシステムの開発についてはすでに別の 予算を得て研究を実施している。

具体的な研究課題は、

①得られた情報からの損傷検知をおこなうモデル化技術の確立

②損傷度判定結果の高精度化

③高層建物に最小限のセンサーで損傷検知をおこなうためのセンサーの最適配置技術の開 発

④適用範囲の拡大化技術の開発

⑤データ転送・保管技術の開発

である。本事業では10階建て振動台実験に適用するため、3階建ての振動台実験にて最適 センサー配置について詳細な検討を行い、実際の配置、データ収集まで行った。



CLTで損傷制御した中高層木質構造を可能とする技術の検証(林野庁tallwood)

図 1.1.2-1 研究の全体像と本事業の関係

1.2 実施体制とスケジュール

1.2.1 実施体制

本事業においては、委員会を設置して、以下の有識者で構成した。

○TallWood 事業委員会

- 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 森 拓郎 広島大学大学院先進理工系科学研究科 建築学プログラム

建築構造力学研究室 准教授

- 中川 貴文 京都大学 生存圈研究所 生活圈木質構造科学分野 准教授
- 辻 拓也 京都大学 生存圈研究所 非常勤研究員
- 松田 昌洋 信州大学 工学部建築学科 助教
- 荒木 康弘 国土交通省 国土技術政策総合研究所 建築研究部
 - 基準認証システム研究室 主任研究官
- 中島 昌一 国立研究開発法人建築研究所 構造研究グループ 主任研究員
- 行 政 今井 翔 林野庁 林政部 木材産業課 木材製品技術室

木材技術担当専門職

- 事務局 平野 陽子 (株) ドット・コーポレーション
 - 山崎 渉 (株)ドット・コーポレーション
 - 佐々木留美 (株) ドット・コーポレーション

OTallwood 事業 実施メンバー

メンバー	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
	森 拓良	ß	広島大学大学院先進理工系科学研究科 建築学プログラム
			建築構造力学講座 准教授
	中川 貴	貴文	京都大学 生存圈研究所 生活圈木質構造科学分野 准教授
	辻 拓H	h,	京都大学 生存圈研究所 非常勤研究員
	松田 昌] 洋	信州大学 工学部建築学科 助教
	荒木 周	表弘	国土交通省 国土技術政策総合研究所 建築研究部
			基準認証システム研究室 主任研究官
	中島 昌	∃	国立研究開発法人建築研究所 構造研究グループ 主任研究員
	山辺 豊	豊彦	山辺構造設計事務所(代表
	櫻井 俊		山辺構造設計事務所
	古澤 矢	印也	京都大学 生存圈研究所 生活圈構造機能分野
	角田 马	为太郎	京都大学 生存圈研究所 生活圈構造機能分野
	Richard	Yip Je T	oo 京都大学 生存圈研究所 生活圈構造機能分野
	堀江 優	夏 一	京都大学 生存圈研究所 生活圈構造機能分野
	井上 演	京	広島大学大学院先進理工系科学研究科 建築学プログラム
	山形 淮	每斗	広島大学工学部建築学科
	高橋 貢	爸大	広島大学工学部
	辻 健 <i>」</i>	l	信州大学工学部建築学科

- 事務局 平野 陽子 (株) ドット・コーポレーション
 - 山崎 渉 (株) ドット・コーポレーション 佐々木留美 (株) ドット・コーポレーション

1.2.2 実施スケジュール



1.3 結果の概要

1.3.1 本報告書の構成

本報告書で検討した内容は以下の通りとなる。第3章、第4章、第5章の検討に基づき、 3階建て振動台実験(第2章)の試験体を決定した。次項(1.3.2)では各章の結果概要を 示す。

プレストレスによる連層耐力壁の構造システムの性能把握のための、3階建て振動台実験の実施および結果のまとめ(第2章)

3 階建て振動台実験の試験体仕様の検討および決定(第3章)

3階建て振動台実験試験体の事前解析(第4章)

3 階建て振動台実験試験体に用いるダンパーの要素試験による性能 の確認(第5章)

プレストレスによる連層耐力壁の構造システムを用い、10 階までを 視野に入れた日本の法令に適合する仕様の検討(第6章)

建物の損傷探知システムのためのデータ蓄積および検証(3 階建て 振動台実験による検証)(第7章)

1.3.2 各章の結果の概要

(1)3階建て振動台実験(第2章)

1) 実験概要

CLT 連層耐震壁を X・Y 構面にもつ 3 階建てを振動台実験に供した。本構造は、X 構面 をドリフトピン接合とし、Y 構面をタイロッド (PC 鋼棒)によるプレストレスの導入によ ってセルフセンタリング機能を兼ねそろえた片持ち柱構造とした。本事業で対象としてい る連層耐震壁は、Y 構面であり、本構造システムの耐震性能及びダンパーによるエネルギ 一吸収機能の付与の効果を明らかとすること、加えて、X 構面との比較をおこなうことを 目的とする。

2) 試験体概要

図 1.3.2-1 に試験体屋根梁伏図を示す。平面寸法は 5.46×5.46m であるが、7.28×7.28m に 相当する地震力となるように錘で層重量を調整し、その地震力を負担できるような CLT 連 層壁を設計した。実際の地震時用の層重量は R 階が 128.5kN、3 階が 206.7kN、2 階が 194.8kN であった。

図 1.3.2-2 に立面図を示す。耐力壁は S90 の 5 層 7 プライ、厚さ 210mm の CLT 連層壁と し、試験体外周各面の中央に配置した。X 構面は脚部両端を鋼板挿入によるドリフトピン 接合とし、Y 構面は PC 鋼棒を用いて、1 つの壁に対して約 1200kN の鉛直方向プレストレ スを与えた。また、2 層目と3 層目の壁-柱間にはダンパーを設け、特に Y 構面はプレスト レス導入時に壁の沈み込みが生じるため、後施工とした。ダンパーの仕様は X 構面及び Y 構面で異なるが、その変形性能は同程度となるよう設計した。



図 1.3.2-1 試験体屋根梁伏図 (単位:mm)

図 1.3.2-2 試験体立面図 (左:X 構面、右:Y 構面)

3) 実験方法

実験は土木研究所所有の三次元振動台により実施した。ダンパーによるエネルギー吸収 機構が有効な状態とダンパーを切断した状態での実験を実施した。それぞれの状態で、そ X方向、Y方向ごとに告示波 25kine(稀地震相当)、告示波 50kine(極稀地震相当)の神戸 位相を与えることで、各耐力壁の性能を評価した。また、JMA神戸波を用いることでその 耐力の確認もおこなった。

4) 実験結果

表 1.3.2-1~2 に、告示波 25kine、告示波 50kine 加振時のそれぞれの変形と耐力を Y 構 面、X 構面の順で示す。

ダンパー	加振		1F	2F	3F
	25kine	(rad)	1/236	1/179	1/200
	神戸位相	(C ₀)	0.60		
	50kine	(rad)	1/107	1/88	1/96
た IA	神戸位相	(C ₀)	0.91		
めり	JMA 神戸	(rad)	1/62	1/50	1/55
	波 100%	(C ₀)	1.04		
	50kine	(rad)	1/81	1/61	1/67
	乱数位相	(C ₀)	0.85		
	25kine	(rad)	1/130	1/94	1/98
	神戸位相	(C ₀)	0.56		
<i>t</i> > 1	50kine	(rad)	1/63	1/48	1/50
14 U	神戸位相	(C ₀)	0.90		
	JMA 神戸	(rad)	1/47	1/35	1/35
	波 70%	(C ₀)	0.92		

表 1.3.2-1 Y 構面での層間変形角、ベース シア係数の最大値

表	1.3.2-2	Х	構面での層間変形角、	ベース
シ	ア係数の	最	大値	

ブンパー	加振		1F	2F	3F
	25kine	(rad)	1/488	1/300	1/305
	神戸位相	(C ₀)	0.49		
	50kine	(rad)	1/243	1/140	1/139
たり	神戸位相	(C ₀)	0.87		
めり	JMA 神戸	(rad)	1/194	1/116	1/123
	波 100%	(C ₀)	0.94		
	50kine	(rad)	1/211	1/127	1/127
	乱数位相	(C ₀)	0.85		
	25kine	(rad)	1/324	1/161	1/156
	神戸位相	(C ₀)	0.53		
721	50kine	(rad)	1/145	1/81	1/79
なし	神戸位相	(C ₀)	1.01		
	JMA 神戸	(rad)	1/113	1/67	1/69
	波 70%	(C ₀)	1.07		

Y 構面・ダンパーありにおいて、告示波 25kine の加振では、ベースシア係数の最大値は C₀=0.60、変形は 2F で最も大きくなり 1/179rad であった。JMA 神戸波 100%の加振では、 ベースシア係数の最大値は C₀=1.04、変形は 2F で最も大きくなり 1/50rad であった。第4 章に示す事前解析の結果では、JMA 神戸波 100%の加振での 2F の変形は 1/34rad となって おり、事前解析よりも変形は小さかった。

Y 構面・ダンパーなしにおいて、告示波 25kine の加振では、ベースシア係数の最大値は C₀=0.56、変形は 2F で最も大きくなり 1/94rad であった。告示波 50kine の加振では、ベー スシア係数の最大値は C₀=0.90、変形は 2F で最も大きくなり 1/48rad であった。第4章に 示す事前解析の結果では、告示波 50kine の加振での 2F の変形は 1/54rad で実験での変形の 方が大きかったものの、安全限界の 1/30rad よりも小さい変形となった。

Y 構面におけるダンパーの有無による差について、告示波 25kine の加振での1 階の結果 を見ると、ベースシア係数の最大値はダンパーありで C₀=0.60、ダンパーなしで C₀=0.56 と ほぼ同等であるが、変形はダンパーありで 1/236rad、ダンパーなしで 1/130rad とダンパー なしでは変形が約2倍となっている。これは、入力波が変わっても同様の傾向が見られる。

続いて Y 構面と、表 1.3.2-2 に示した X 構面と比較をすると、ダンパーあり、なしに関わらず、同じ入力波に対して Y 構面の変形が X 構面の変形に比べて大きくなっていた。一方で、ベースシア係数の最大値は同程度の値を示しており、耐力が同程度であることが確

第1章-8

認できた。例えば、告示波 25kine の加振で、1 階の変形は Y 構面 1/236rad、X 構面 1/488rad、 ベースシア係数の最大値は Y 構面 C₀=0.60、X 構面 C₀=0.49 であった。

破壊については、Y 構面はすべての加振を終えても1 階の壁柱脚部のわずかなめり込み のみであった。加えて、全加振後の導入軸力の低下は 6.2%であり、高い張力の維持の可能 性が確認された。

X 構面では、ダンパーありにおいて、JMA 神戸波 100%加振時に、ドリフトピンの支圧 により CLT 壁脚部の穴に変形が生じた。ダンパー切断後、JMA 神戸波 80%加振時に、接 合部の曲げせん断集合破壊により終局に至った。

表 1.3.2-3 に X 構面、Y 構面の 1/200rad 時で換算した壁倍率を示す。ダンパーありでは、 Y 構面の 1F で 50 倍以上を示したものの、X 構面と比べると剛性が低いために壁倍率は低 くなった。

樓云	ガンパー	壁倍率			
1件 山	<i>7 7 7 7 7</i>	1F	2F	3F	
v	あり	83	47	27	
Λ	なし	61	29	19	
V	あり	54	32	18	
Ŷ	なし	39	23	11	

表 1.3.2-3 X 構面、Y 構面の 1/200rad 時の換算壁倍率

JMA 神戸波の荷重変形関係から算定

(ダンパーあり: X,Y ともに 100%、ダンパーなし: X80%、Y70%)

5) まとめ

Y構面にプレストレスを導入した片持ち柱構造のCLT連層耐震壁を持つ3階建ての振動 台実験を実施した結果、下記のことがわかった。

- Y 構面・ダンパーありにおいて、告示波 25kine(稀地震相当)、告示波 50kine(極稀 地震相当)の神戸位相、JMA 神戸波の各入力波に対して、ベースシア係数の最大値 はC₀=0.60~1.04を示し、変形は最大変形を示した 2F で 1/179rad~1/50rad となった。 いずれの場合も、安全限界の 1/30rad よりも小さい変形であることが確認できた。
- Y 構面でのダンパーの有無の差については、ダンパーなしの変形がダンパーありに 比べて約2倍大きくなり、ダンパーの効果が確認できた。
- Y 構面の破壊については、すべての加振を終えても1階の壁柱脚部のわずかなめり 込みのみであった。加えて、全加振後の導入軸力の低下は6.2%であり、高い張力の 維持の可能性が確認された。

- (2)3階建て振動台実験の試験体の決定(第3章)
- 第3章では試験体の決定とその解析結果を示す。

タイロッドの引張力による影響やダンパーの性能効果について各解析を行うとともに、 耐力壁脚部や側柱脚部の接合形式による影響について検証を行い、試験体の決定を行うこ とを目的とする。

検証は下記の4ケースを中心に行った。解析はSNAPを用いた静的非線形荷重増分解析 とした。

<検証ケース>

各ケースの解析結果は()内に示したページを参照のこと。

- CASE1 平面形状 7.28m×7.28m、耐力壁側柱スパン 1.82m、 (第3章-13,14)
 XY 両方向にタイロッド有り
- CASE2 平面形状 7.28m×7.28m、耐力壁側柱スパン 2.73m、 (第3章-25,26)
 XY 両方向ともタイロッド無し
- CASE3 平面形状 7.28m×7.28m、耐力壁側柱スパン 1.82m、 (第3章-36,37)
 X 方向はタイロッド無し、Y 方向はタイロッド有り
- CASE4 平面形状 5.46m×5.46m、耐力壁側柱スパン 1.82m、 (第3章-48)
 X 方向はタイロッド無し、Y 方向はタイロッド有り

◎CASE1~4:共通事項

- 3 階建ての木造建築物とする。
- ・ 1~3 階の階高は全て 3000mm とする。
- ・ 耐力壁には厚さ 210mm の CLT (S90-5-7) を用い、X・Y 方向共 2 枚左右対称に配置し、1~3 階まで長さ 9mの一枚板としている。
- ・ CLT 耐力壁の両側には 1~3 階までの通し柱(240 角、長さ 9m)を配置する。
- ・ CLT 耐力壁の中間部にはせん断ダンパーを取り付ける。
- タイロッドを設けた耐力壁の1階脚部の端部には、浮上がり防止用の金物は設けない。

以上の検証を行うことにより、CASE4のモデルを試験体として採用した。

表 1.3.2-4 解析モデルケースの一覧



(3)3階建て振動台実験の試験体の事前解析(第4章)

本章では、第2章で述べた構造システムを有する試験体の応答値を把握しておく目的か ら、振動台実験を実施するにあたり事前に解析的検討を行った。ここでは、Y 方向の構造 システムを対象に構面モデルを用いた時刻歴応答解析結果について述べている。

解析モデルの概要を下記に示す。(各部の詳細なモデル化については 4.2 を参照)

- ・ 構造解析ソフト SNAP を用いて、2 次元モデルで1 構面についてモデル化を行った。
- ・ 負担する試験体重量については総重量(560kN)の半分の値とした。
- ・ CLT 連層壁は線材置換したモデルとし、壁上下には壁幅分の剛域を設けた。
- ・ 柱と梁は線材置換したモデル、接合部はピン接合とし接合部剛性は考慮していない。
- ・ CLT 連層壁と集成材側柱の境界には接合部をピン接合とした剛域部分を設け、水平力 の伝達が行われるようにモデル化した。
- ・ 壁脚部はバネ要素とし、この支圧バネは壁幅 1500mm を 6 分割するように配置した。
- ・ 集成材柱脚接合部は、引張バネと圧縮バネを用いてモデル化した。
- ・ ダンパーはせん断バネを用いてモデル化、PC 鋼棒はトラス材としてモデル化した。

時刻歴応答解析結果から得られた知見を示す。図 1.3.2-3 に入力地震波を告示波 50kine (神戸位相・八戸位相・乱数位相)とJMA 神戸 100%とした時のダンパーの有無による最 大層間変形角の比較を示す。図 1.3.2-4 に残留変形の有無を示す。(解析結果の詳細は 4.3 を 参照。図中ダンパーありの結果は色抜きのプロット、ダンパーなしの結果は色塗りのプロ ット。)

- ダンパーによる応答低減効果は、全体的な傾向としては確認できるが、入力地震波に よっては応答低減効果が小さくなる場合もある。
- JMA 神戸 100%の最大層間変形角は、ダンパーありの場合で 1/30rad 以下、ダンパーなしの場合で 1/30rad 以上である。
- ・ 告示波 50kine (極稀地震相当)の最大層間変形角は、ダンパーの有無に関わらず 1/50rad 以下と安全限界の 1/30rad よりも小さい変形を示し、設計レベルのクライテリアは満足しているものと考える。
- テンションの抑え込みにより残留変形が残っていないことを確認した。

以上より、設計レベルのクライテリアを満足する構造であることが確認できたが、ダン パーの性能決定や CLT 脚部支圧バネのモデル化については、実験後の要素試験も踏まえ詳 細に検討を進める必要があると考える。







最上階の層相対変位

図 1.3.2-4 残留変形の有無 (ダンパーなし)

(4) ダンパーの要素試験(第5章)

本章では振動台実験に使用する2種類のダンパーについて、事前に実施した要素試験結 果を示す。実験目的はそれぞれのダンパーの性能把握である。ダンパーの設計目標性能は 降伏耐力が70kN、初期剛性が35kN/mmとした。Y方向はポストテンションの導入するた め、CLTが沈み込んだ後にドリルビスによる施工が可能な形状(CLT側(写真1.3.2-1の下 側)の鋼板に下穴なし)とし、鋼板ダンパーを採用した。



写真 1.3.2-1 鋼板ダンパー (SS400、厚み 3.2mm)



(SN400B、厚み16mm)

鋼板ダンパーの試験体設置図を示す。本試験には容量 200kN の壁試験機を使用した。加 カスケジュールは相対水平変位が 5mm で1サイクル、10mm で6サイクル、15mm で3サ イクルした後に押しきりとした。(試験体概要・計測計画については 5.2 を参照)



図 1.3.2-5 試験体設置図(鋼板ダンパー)

実験結果を下記に示す。(損傷や破壊性状・荷重変形関係については 5.3 を参照)

降伏耐力は、設計値に対して鋼板ダンパーで 16%程度、櫛形ダンパーで 7%程度小さい 結果となった。初期剛性は、設計値に対して鋼板ダンパーで 37%程度、櫛形ダンパーでは 49%程度小さい結果となった。これは、ドリフトピンと鋼板の孔径の接合部で初期ガタが 1mm 程度ある影響を考慮できていないこと、接合部剛性の影響もあることが要因として考 えられる。

表 1.3.2-5 試験体の特性値(鋼板	ダンパ	°́−)
----------------------	-----	------

	降伏耐力	降伏変位	初期剛性
鋼板ダンパー	Ру	dy	K ₁
	kN	mm	kN/mm
実験値	58.6	2.6	22.0
設計値	70.0	2.0	35.0

表 1.3.2-6 試験体の特性値(櫛形ダンパー)

	降伏耐力	降伏変位	初期剛性
櫛形ダンパー	Ру	dy	K ₁
	kN	mm	kN/mm
実験値	65.2	3.5	17.8
設計値	70.0	2.0	35.0

(5) 10 階までを視野に入れた日本の法令に適合する仕様の検討(第6章)

1) 検討概要

本章では、TallWoodの構造を日本の法令に適合する仕様の検討を行う。また、市販の解 析プログラムを使用し、本構造システムの解析的検証が可能であることを示す。

日本の法令を満足する仕様かどうかの検証をするにあたって、本構造システムの概算検証方法もいくつか検討する。

2) 建物概要

本建物概要を示す。階高 3.353m、最高高さ 33.53m の 10 階建ての建物である。各方向壁 長さが約 3m の連層耐震壁を 2 構面有する。連層耐震壁のプロポーション H/L=11.1 と非常 に細長い形状である。建物総重量 2400kN で 3.7kN/m² である。壁量は 90mm/m² 程度であ る。

日本仕様の検討では、壁の性能、緊張力、ダンパーの性能を変数として、その他は米国の仕様に合わせる。

3) 片持ち構造の固有周期の検討

図 1.3.2-6 に S90 5-7 (ラミナ厚 30,60,90mm)を用いた連層耐力壁の場合の固有周期の検討結果を示す。図中の赤の破線は、日本での 1 次固有周期の略算方法として T1=0.03H を示したものである。固有値解析による固有周期は、H/L=10 以上では、いずれの壁厚においても略算の固有周期を上回る。H/L=6~8 程度であれば略算の固有周期と同程度となる。この時の壁量が 120~170mm/m²程度である。



図 1.3.2-6 固有周期と単位壁長さ(H=33.53m、A=32.5 m²)

4) 層間変形角の検討

1 次設計時の層間変形角を 1/200 に抑えるために必要な剛性の検討を行う。片持ち構造 のため、最上階の層間変形角が最も大きくなる。第6章では壁のプロポーションとせん断 応力度から簡易的に層間変形角の確認する式を提案している。図 1.3.2-7 に提案式による層 間変形角を示し、米国仕様(A)と日本仕様(B~E)を示す。それぞれの壁断面とヤング係 数、 τ_{T} 、 τ_{B} を表 1.3.2-7 に示す。せん断応力度 τ_{T} は振動特性係数 Rt=0.75 を考慮して Co=0.15 に Ai 分布を考慮したものとする。

図 1.3.2-7 より、H/L が 10 以上では、層間変形角を 1/200 以下に抑えることは困難であ ることがわかる。米国仕様は、1/70 程度である。H/L=10 以上では壁単体ではなく境界ダン パーによる付加剛性を考慮する必要がある。H/L が 6~8 であれば層間変形角を 1/200 以内 となる。これは図 1.3.2-6 の固有周期の検討の略算との比較とも近い値を示しており、

第1章-15



図 1.3.2-7 壁の H/L と層間変形角の関係

表 1.3.2-7 壁仕様および 1 次設計時の壁のせん断応力度

	А	В	С	D	E
	米国CLT	S90 5-7	S90 5-7	S120 5-7	S120 5-7
壁断面txL(mm)	314x2965	420x2965	630x2965	420x2965	630x2965
最上階せん断応力度 r _T (N/mm ²)	0.042	0.032	0.021	0.032	0.021
最下階せん断応力度 r _B (N/mm ²)	0.190	0.142	0.095	0.142	0.095
ヤング係数 E(N/mm ²)	7000	6420	6420	8560	8560

5) 日本仕様の検討

1 次設計時のクライテリアを満足するための必要性能が決定要因として大きいことがわ かる。表 1.3.2-8 に日本と米国の主要な設計値を示す。以上より、耐力壁のプロポーション H/L が 11 程度の場合は、日本仕様の限界に近いことがわかる。日本の場合には、本構造シ ステムは H/L=6.0~8.0 程度で検討するのが望ましいと考える。

表 1.3.2-8 日本仕様と米国仕様の比較

項目	単位	日本仕様	米国仕様
壁厚さ	t[mm]	420	314
壁のヤング係数	Ew[N/mm ²]	8560	7039
柱断面	bxD[mm]	480x480	311x455
柱のヤング係数	Ec[N/mm ²]	10500	6550
PC鋼棒	φ[mm]	4- <i>φ</i> 40	4- <i>ф</i> 35
初期張力	Pt[kN]	4680	1000
ダンパー降伏耐力	Py[kN]	156	31.74
ダンパー降伏変位	dy[mm]	3.02	7.62
ダンパー初期剛性	K[kN/mm]	51.7	4.2
ダンパー有り	1次固有周期	1.11	1.69
ダンパー無し	T[sec]	1.51	1.92

(6) 建築物の損傷探知の有効性の確認(第7章)

本章では、即時耐震性能判定装置の実用化に向けた検討の第一歩として、第2章に示した CLT3 階建て建物に損傷検知システムを適用し、データを取得した。

本システムでは地震を感知するとデータ収録が開始され、その結果を分析し、即時に各 階の損傷の程度を直接的に表す指標である変形が計算される。本システムで得られる項目 は、以下の通りとなる。

- ・ 建物名称 isoda_test_center としている
- · Occurrence Date 地震発生時刻
- · Continuation Time 継続時間
- Maximum Intensity 震度
- 加速度記録の図
- ・ Figure of intensity of each floor 各階の震度
- ・ Figure of displacement obit between the top from Base 各階の変形の軌跡
- ・ Fourier Spectrum フーリエスペクトル
- · Transfer function 伝達係数
- ・ Capacity Curve 代表点の加速度-変位関係
- ・ 計測高さごと(ここでは階)の最大加速度
- ・ 計測高さごと(ここでは階)の最大変形
- ・ Evaluation on each floor 各階の加速度 変位関係
- Appendix. All Rank Capacity curve ウエーブレット変換における各ランクの代表点の 加速度-変位関係 赤のランクが選択されたランク

結果の比較の一例として、JMA 神戸の最大変位について考察する。図 1.3.2-8 は JMA 神戸 100% (ダンパーあり)の最大変位をまとめたものである。概ねの変形はあっているものの2階床、R 階での適合があまりよくない。ロッキングなどの影響と考えられるが、今後時刻歴応答などを比較するなど、詳細な検討が必要である。



図 1.3.2-8 変位計計測と損傷検知システムの応答の比較

1.3.3 3 階建て振動台実験の各部の検討過程

ここでは、第2章でまとめた3階建て振動台実験の試験体仕様のうち、ダンパーの形状 が決まった経緯を示している。

(1) ダンパーの検討経緯

3階建て振動台実験で使用したダンパーの仕様は、以下の①~⑥の流れで決定した。

- ① 五十田先生より、ダンパーに関して情報提供があり、そのスペックは、Py=70kN dy=2mm K1=35kN/mmであった。
- ② 事前振動解析のモデルにて、上記ダンパースペックの妥当性を確認。3 階建ての試験 体では、2,3 階にダンパーを配置することで応答低減効果は十分あると確認した。
- ③ 同程度のダンパースペックの既成品としてセンクシアの Xtendam という製品を採用 する方針となったが、納期に非常に時間がかかるため、今回の試験での採用を見送っ た。
- ④ 鋼板を用いたダンパー制作および要素試験での性能確認をすることとなり、文献より 薄板鋼板、櫛型鋼板の形状を想定した。
- ⑤ 京大にて薄板鋼板、櫛型鋼板の要素試験実施(第5章参照)。目標性能は、Py=70kNを 想定した。(振動台試験体の柱側の柱脚もその性能に合わせて設計している。)ダンパ 一の各仕様は以下の通り。
 - A:鋼板 4.5mm の試験(治具の面外拘束不足により、実験結果の信頼性が低い)
 - B: 櫛型 リブ12本 板厚22mm の試験
 - C: 櫛型 リブ4本 厚み16mm の試験
 - D: 櫛型 リブ3本 厚み16mm の試験
 - E:鋼板 3.2mmの試験
 - F: 鋼板 4.5mm の試験

(櫛型鋼板の検討)

試験体 B は、櫛型の R 加工が小さくなるため、試験体費用が高くなる。そのため、 R 加工の大きいリブ本数を減らした試験体が候補となる。試験体 C:リブ 4 本の場合 で降伏耐力が Py=90kN 程度、試験体 D:リブ 3 本の場合で降伏耐力が Py=65kN 程度 であることから D を採用することとした。

(薄型鋼板の検討)

鋼板試験体は試験体 F の 4.5mm で Py=133kN、試験体 E が 3.2mm で Py=85kN であ ることから試験体 E の 3.2mm を採用。いずれの試験体も接合部剛性の影響もあり、剛 性は目標値の 35kN/mm を下回る結果となった。

以上の結果より、振動台実験の試験体のダンパー接合部は、要素試験に比べ剛性を 改善することとし、初期ガタを小さくするためドリフトピンの孔径を+0.5mm に変更、 BLT 本数を減らし DP の本数を増やした。また、パネリードのビスを柱側にも追加し た(図 1.3.3-1)。



スリットと鋼板隙間を埋める用の合板を入れる

※テンション有り側のダンパーの、CLT 側は下穴なしでビスによる留めつけとする。(プレ ストレスにより CLT 壁が沈み込んだ後に留めつけるため。)

図 1.3.3-1 ダンパーの最終形状

⑥ 要素試験結果を反映したダンパーモデルでの事前解析によって、ダンパーの応答低減 効果を確認。

第2章 3階建て振動台実験

2.1 3階建て振動台実験の概要

2.1.1 実験概要

第1章に示したように、本事業では、他事業と協同で3階建て振動台実験を実施することとなった。本実験の概要を以下に示す。

実験場所	国立研究開発法人 土木研究所 振動実験施設
実験期間	2021年10月18日~11月9日
	加振日は11月4日、5日
実験目的	CLT 連層壁を用いた建物の性能把握
	(X 方向、Y 方向で仕様が異なり、本事業は Y 方向の仕様の性能把握が
	対象となる。)

2.1.2 試験体概要

試験体の基本情報を表 2.1.2-1 に示す。また、図 2.1.2-1~2.1.2-3 に試験体平面図および 立面図を示す。

使用部材は、表 2.1.2-2 に示すように、柱梁はベイマツ集成材(梁: E105-F300、柱: E105-F285)、床材には厚さ 24mm の構造用合板、壁には CLT パネル (S90-5-7 ヒノキ) を用いた。

図 2.1.1-4~2.1.1-8 には、接合部の詳細図および床に張る構造用合板の要領図を示す。なお、柱脚部は鋼板挿入およびドリフトピンで鉄骨の架台と緊結し、鋼板挿入部の開き止めとしてボルトによる固定もおこなった。

CLT 連層壁、ダンパーの詳細については 2.1.3、2.1.4 に示す。

項目	仕様
階数	3
平面寸法	5460mm×5460mm
延床面積	89.4mm ²
全高(プレストレス仕様の頂部を除く)	9350mm

表 2.1.2-1 試験体の基本情報

表 2.1.2-2 部材リスト

部位	図面上の表記	断面 (mm)	材種、備考
	B210	梁幅:120	対称異等級構成集成材
		数値は梁せいを示す	E105-F300 ベイマツ集成材
	6270	梁幅:150	端部接合:接合金物配置図(図2.1.1-3)
河下	<u> </u>	数値は梁せいを示す	参照
采	120×150		对称異等級構成集成材
		120×150	E105-F300 ベイマツ集成材
			端部接合:タナカ梁受け金物(ツメあ
			り)
<u>+</u> }-	Cl	240×240	同一等級集成材
仁	CI	240*240	E105-F285 ベイマツ集成材
時		壁幅:1500	CLT パネル
堂		壁厚:210	S90-5-7 ラミナ厚さ30mm(ヒノキ)



図 2.1.2-1 試験体鉄骨架台伏図、2 階床伏図



図 2.1.2-2 3 階床伏図、R 階梁伏図







図 2.1.2-4 柱脚接合部金物配置図、接合金物配置図



図 2.1.2-5 試験体柱脚·壁脚接合部詳細図



図 2.1.2-6 試験体柱梁接合部詳細図



図 2.1.2-7 合板配置図

床面構造用合板要領図

- ・構造用合板t=24 ・ネダノット ND5-70@75 四周釘打ち (シネジック)
 - 0 0 0 0 0 0 • . ネダノット <u>ND5-70@75</u> • 075 910 • ネダノット ND5-70@75 G270 • @75 20日上。 B150 910 ٠ • G270 . <u>C1:240角</u> 910 -般図





第2章-10
2.1.3 各部詳細: CLT 連層壁

CLT 連層壁について、立面詳細図を図 2.1.3-1~2.1.3-3 に示す。

耐力壁である CLT 連層壁はヒノキで S90 の 5 層 7 プライ、厚さ 210mm とし、試験体外 周各面の中央に配置した。床面と CLT 連層壁は梁を用いて間接的に接合し、地震力を受け た際、壁による曲げ戻しが作用しないような構造とした。壁脚部はすべり方向のせん断に 抵抗するように、中央で鋼板挿入ドリフトピンにより架台と緊結した。

Y 面の壁には PC 鋼棒を設置し、鉛直方向にプレストレスを与えた(図 2.1.3-1、2)。X 面の壁は脚部両端をドリフトピン接合とし、倒壊防止用のロッドを設けた(図 2.1.3-3)。



図 2.1.3-1 試験体壁詳細図 Y面(プレストレス)



図 2.1.3-2 試験体 PC 鋼棒周辺詳細図



図 2.1.3-3 試験体壁詳細図 X面(ドリフトピン)

2.1.4 各部詳細:ダンパー

ダンパー詳細図を図 2.1.4-1、2.1.4-2 に示す。なお、厚さは Y 面のものが 3.2mm とした。 設置位置は試験体 2F および 3F の壁-柱間とした。柱とダンパーはドリフトピン及びボル トにより接合した。CLT とダンパーは、プレストレスにより壁の沈み込みが生じるため、 後施工としてパネリード (SPD-145) を用いて壁と接合した。



2.1.5 錘の計画

試験体平面寸法は 5.46m×5.46m であるが、7.28m×7.28m に相当する地震力となるよう に錘で層重量を調整した。これは、振動台寸法の都合により本来計画していた試験体の寸 法を縮小したためである。錘の配置図と留めつけ方法を図 2.1.5-1~2.1.5-5 に示す。錘はボ ルトにより梁と定着させ、地震力を受けてもせん断変形が生じないようボルト径を定めた。 さらにバタ角を留めつけることにより錘を固定した。図中の橙色で示しているものがバタ 角であり、灰色部分は梯子をかけるために合板をくり抜いた箇所である。なお、設計上の 錘による積載荷重は 2 階が 169.5kN、3 階が 169.8kN、R 階が 81.6kN であった。



図 2.1.5-1 2F 錘配置



図 2.1.5-2 3F 錘配置



図 2.1.5-3 RF 錘配置



図 2.1.5-4 錘留めつけ方法



図 2.1.5-5 バタ角留めつけ方法および錘ごとに使用したボルト

2.2 試験体の施工

実験に用いた試験体の建設・解体は、振動台実験を実施した国立研究開発法人土木研究 所でおこなった。試験体の建設および解体場所は、振動実験施設の振動台横の作業スペー スとした。建設・解体工程を表 2.2-1 に、状況を写真 2.2-1~2.2-40 に示す。

	10	₹													11月								
	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	月	火	水	木	金	±	日	月	火	水	木	金	±	B	月	火	水	木	金	±	B	月	火
資材搬入																							
架台組立																							
錘組立																							
通し壁、通し柱施工																							
2F組立																							
2F錘設置																							
2F錘固定														日日									
3F組立														俞									
3F錘設置														9									
3F錘固定														ため									
RF組立														令権									
RF錘設置														 									
RF錘固定														믝									
RFH鋼設置																							
溝形鋼設置																							
ダンパー設置																							
PC鋼棒設置																							
倒壊防止ロッド設置																							
LST設置																							
試験体移設																							
加振																							
試験体解体																							

表 2.2-1 試験体建設・実験・解体工程表



写真 2.2-1 架台組立(10 月 18 日)



写真 2.2-2 架台移設(10月 18日)



写真 2.2-3 架台 X 面 (ドリフトピン)



写真 2.2-4 架台 Y 面(プレストレス)



写真 2.2-5 錘作成(10 月 19 日)



写真 2.2-6 PC 鋼棒







写真 2.2-8 CLT 搬入(10 月 20 日)



写真 2.2-9 柱施工(10月 20日)



写真 2.2-10 梁施工(10月 20日)



写真 2.2-11 柱施工完了(10月 21日)



写真 2.2-12 CLT 施工①(10 月 21 日)



写真 2.2-13 CLT 施工②(10 月 21 日)



写真 2.2-14 CLT 施工③ (10 月 21 日)



写真 2.2-15 CLT 施工完了(10 月 21 日)



写真 2.2-16 2F 梁組施工完了(10 月 22 日)



写真 2.2-17 2F 床合板施工(10 月 22 日)



写真 2.2-18 錘留めつけ用の穴開け (10 月 22 日)



写真 2.2-19 錘設置①(10 月 22 日)



写真 2.2-20 錘設置②(10月 23日)



写真 2.2-21 2F 錘設置完了(10 月 23 日)



写真 2.2-22 3F 梁組施工(10月 26日)



写真 2.2-23 3F 梁組・床合板施工完了 (10 月 26 日)



写真 2.2-24 3F 錘設置完了(10 月 27 日)





写真 2.2-26 RF 梁組施工完了(10 月 28 日)



写真 2.2-27 RF 床合板施工完了 (10 月 28 日)



写真 2.2-28 Y 面壁への H 鋼設置① (10 月 29 日)



写真 2.2-29 Y 面壁への H 鋼設置② (10月 29日)



写真 2.2-30 PC 鋼棒・ロードセル設置 (11 月 1 日)



写真 2.2-31 ダンパー設置①(11月1日)



写真 2.2-32 ダンパー設置②(11月1日)



写真 2.2-33 2F·3F 錘固定完了 (11月1日)



写真 2.2-34 RF 錘設置(11 月 2 日)



写真 2.2-35 作業スペースから振動台へ 写真 2.2-36 振動台から作業スペースへ 試験体移設(11月2日)



試験体移設(11月6日)





写真 2.2-37 解体① (11 月 6 日)

写真 2.2-38 解体②(11 月 7 日)



写真 2.2-39 解体③(11月8日)



写真 2.2-40 解体完了(11月9日)

2.3 実験計画

2.3.1 振動台実験手順

試験体を振動台へ移設した後の実験手順を以下に記す。

(1) PC 鋼棒の軸力、壁や側柱の軸力を計測しながら、PC 鋼棒にプレストレスによる軸力 を与えた。様子を写真 2.3.1-1 に示す。この時の計測状況については 2.3.2 項で述べる。



写真 2.3.1-1 軸力導入(11 月 3 日)

(2) プレストレスによる軸力が安定したことを確認し、Y 方向の壁にダンパーの取付をお こなった。様子を写真 2.3.1-2 に示す。



写真 2.3.1-2 Y 面ダンパー取付(11 月 3 日)

(3) 変位計ケーブルをジャンクションボックスに結線し、コンピュータへ接続した。様子 を写真 2.3.1-3~2.3.1-4 に示す。その後測定状況の確認をし、バランス測定をおこない 実験を開始した。



写真 2.3.1-3 ジャンクションボックス

写真 2.3.1-4 試験体状況(11月3日)

(4) 実験を三次元振動台装置により地震動を与えることで実施した。振動台の性能を表 2.3.1-1 に示す。

表 2.3.1-1	使用し	た振動台の基本性能
項	目	仕様
テーブルマ	十法	8m×8m
搭載質量		定格 100t
		最大 300t
最大速度		水平±200cm/s
		鉛直±100cm/s
最大加速度	吏	水平±2.0G
(100tf 搭	載時)	鉛直±1.0G
最大変位		水平±60cm
		鉛直±30cm
加振周波数	汝	DC~50Hz

2.3.2 プレストレスによる軸力導入時の計測

Y面のX1通り、X4通りの壁においてプレストレスにより軸力を導入する際、以下のa) ~d)の項目について計測した。

a) PC 鋼棒の軸力 (ロードセル)

プレストレス導入時における PC 鋼棒の軸力についてロードセルを用いて計測した。PC 鋼棒の頂部で、ロードセルを設置した。設置状況を写真 2.3.2-1 に示す。



写真 2.3.2-1 ロードセル設置状況

b) PC 鋼棒の軸力(ひずみゲージ)

プレストレス導入時における PC 鋼棒の軸力についてひずみゲージを用いて計測した。 CLT 壁の内側と外側の PC 鋼棒1本ごとにひずみゲージを2枚ずつ貼り付け、ブリッジを 組んで測定した。設置状況を写真 2.3.2-2~2.3.2-3 に示す。



写真 2.3.2-2

写真 2.3.2-3 PC 鋼棒のひずみゲージ設置状況(施工前) PC 鋼棒のひずみゲージ設置状況(施工時)

c) 柱の軸力

プレストレス導入時における柱の軸力についてひずみゲージを用いて計測した。CLT 壁 の両側の側柱にひずみゲージを内側と外側に貼り付け、曲げが生じているかを確認するた めブリッジを組まずに測定した。設置状況を写真 2.3.2-4 に示す。



写真 2.3.2-4 柱のひずみゲージ設置状況

d) CLT 壁の軸ひずみ

プレストレス導入時における CLT 壁の軸ひずみについてひずみゲージを用いて計測した。CLT 壁の両面にひずみゲージを貼り付け、ブリッジを組んで面外曲げを除去し測定した。設置状況を写真 2.3.2-5 に示す。



写真 2.3.2-5 壁のひずみゲージ設置状況

測定項目の一覧を表 2.3.2-1 に、計測位置を図 2.3.2-1~2.3.2-5 に示す。各計測点における推移を別添の別図 2.3.2-1~4 に示す。

测学項目	СН		測定	立置	方	御李聖
例足項日	名称	階	ì	重り	向	侧足奋
	LC01		X 中央	X1 (壁外側)	Ζ	KCM-1000kNA
頂部 PC 鋼棒	LC02	п	X 中央	X1 (壁内側)	Ζ	KCM-1000kNA
軸力	LC03	K	X 中央	X4 (壁外側)	Ζ	KCM-1000kNA
	LC04		X 中央	X4(壁内側)	Ζ	KCM-1000kNA
	WG01		X1(壁外側)	Y 中央	Ζ	FLAB-5-11-5LJCT-F
PC 鋼棒	WG02	1	X1(壁内側)	Y 中央	Ζ	FLAB-5-11-5LJCT-F
軸ひずみ	WG03	1	X4(壁外側)	Y 中央	Ζ	FLAB-5-11-5LJCT-F
	WG04		X4(壁内側)	Y 中央	Ζ	FLAB-5-11-5LJCT-F
	WG05			Y2(壁外側)	Ζ	PFL-30-11-5LJCT-F
	WG06		V1	Y2(壁内側)	Ζ	PFL-30-11-5LJCT-F
	WG07			Y3(壁内側)	Ζ	PFL-30-11-5LJCT-F
	WG08	1		Y3(壁外側)	Ζ	PFL-30-11-5LJCT-F
	WG09	1	X4	Y2(壁外側)	Ζ	PFL-30-11-5LJCT-F
	WG10			Y2(壁内側)	Ζ	PFL-30-11-5LJCT-F
	WG11			Y3(壁内側)	Ζ	PFL-30-11-5LJCT-F
	WG12			Y3(壁外側)	Ζ	PFL-30-11-5LJCT-F
	WG13			Y2	Ζ	PFL-30-11-5LJCT-F
	WG14			Y2 中央寄り	Ζ	PFL-30-11-5LJCT-F
	WG15		X1	中央	Ζ	PFL-30-11-5LJCT-F
	WG16			Y3 中央寄り	Ζ	PFL-30-11-5LJCT-F
庭 動ないずの	WG17	1		Y3	Ζ	PFL-30-11-5LJCT-F
	WG18	1		Y2	Ζ	PFL-30-11-5LJCT-F
	WG19			Y2 中央寄り	Ζ	PFL-30-11-5LJCT-F
	WG20		X4	中央	Ζ	PFL-30-11-5LJCT-F
	WG21			Y3 中央寄り	Ζ	PFL-30-11-5LJCT-F
	WG22			Y3	Ζ	PFL-30-11-5LJCT-F

表 2.3.2-1 軸力導入時の測定項目一覧







図 2.3.2-2 X1 通りの PC 鋼棒ひずみゲージ配置



図 2.3.2-3 X4 通りの PC 鋼棒ひずみゲージ配置





図 2.3.2-5 X4 通りの壁および柱のひずみゲージ配置

軸力導入後および加振直前における PC 鋼棒の軸力を表 2.3.2-2 に示す。なお、これ以降 に示す図表では引張を正とする。PC 鋼棒の軸力は、検査証明書よりヤング係数を 200kN/mm²、断面積を公称値の 804.2mm²とし、測定したひずみから算出した。

各 PC 鋼棒に約 600kN、一つの壁に対し約 1200kN の軸力を導入した。軸力導入から加振 開始直前の約 24 時間で、軸力は各点平均で約 1.0%低下した。

		軸力(kN)							
時刻	内容	X1外側	X1内側	X4外側	X4内側				
11/3 12:16	軸力導入完了時	629.3	626.3	618.4	615.6				
11/4 11:40	加振開始直前	626.9	617.5	608.6	613.0				

表 2.3.2-2 軸力導入完了時および加振開始直前の PC 鋼棒軸力

1 つの壁に対する導入軸力が約 200kN ごと、導入完了時、加振前の段階において計測し たひずみから得られた壁軸力および応力を表 2.3.2-3~2.3.2-4 に、応力分布を図 2.3.2-6 に示 す。なお、PC 鋼棒への軸力導入は X1 側の 2 本と X4 側の 2 本とで、時刻をずらしておこ なった。応力は、CLT のヤング係数を JAS²⁾が定める 7.4 (kN/mm²) として、測定したひず みから算出した。壁軸力は各計測点における応力の平均値を壁の断面積に乗じて算出した。 なお、軸力導入直後から加振開始直前にかけて、X1 通りで計測した中央のひずみゲージに おいて値の飛びが生じたが、それによる変化量を除いた状態とした。また、X1 通りで計測 した Y2 のひずみゲージにおいては軸力導入完了時以降の値が不安定であったため、加振 直前の値は空欄としている。

PC 鋼棒による導入軸力と壁の応力増加は比例関係となった。導入した軸力に対して壁に 負荷された軸力は小さい結果となったが、ヤング係数を実測値とすることでより近い値に なると考える。軸力導入完了時から加振開始直前に、PC 鋼棒への軸力は X1 通りで 0.9%、 X4 通りで 1.0%低下したのに対し、壁に負荷された軸力の低下は X1 通りで 0.8%、X4 通り で 0.1%未満となった。

			壁車	由力の応力(N/r	mm ²)		辟神力(しい)
時刻	内容	Y2	Y2中央寄り	中央	Y3中央寄り	Y3	增增71(約7)
11/3 11:15	PC軸力200kN	-0.46	-0.62	-0.70	-0.52	-0.38	-169.2
11/3 12:01	PC 軸力 400kN	-0.91	-1.17	-1.24	-1.07	-0.90	-333.7
11/3 12:04	PC軸力600kN	-1.40	-1.72	-1.73	-1.61	-1.40	-495.7
11/3 12:07	PC軸力800kN	-1.88	-2.25	-2.20	-2.12	-1.90	-651.8
11/3 12:10	PC 軸力 1000kN	-2.36	-2.77	-2.65	-2.65	-2.40	-807.9
11/3 12:13	PC軸力1200kN	-2.84	-3.27	-3.12	-3.18	-2.90	-964.6
11/3 12:16	軸力導入完了時	-2.93	-3.37	-3.22	-3.29	-3.00	-995.9
11/4 11:40	加振開始直前	_	-3.40	-2.94	-3.24	-2.98	-989.0

表 2.3.2-3 プレストレス導入時における壁軸力の応力一覧 X1 通り

表 2.3.2-4 プレストレス導入時における壁軸力の応力一覧_X4 通り

			壁車	曲力の応力(N/r	mm ²)		辟軸力(い)	
時刻	内容	Y2	Y2中央寄り	中央	Y3中央寄り	Y3	堂軸刀(KIN)	
11/3 11:31	PC軸力200kN	-0.50	-0.61	-0.68	-0.47	-0.42	-168.9	
11/3 11:33	PC軸力400kN	-0.96	-1.18	-1.31	-0.98	-0.92	-336.8	
11/3 11:37	PC軸力600kN	-1.42	-1.74	-1.92	-1.48	-1.43	-503.7	
11/3 11:39	PC軸力800kN	-1.88	-2.30	-2.53	-1.99	-1.97	-672.4	
11/3 11:41	PC 軸力 1000kN	-2.34	-2.85	-3.11	-2.49	-2.50	-837.4	
11/3 11:44	PC 軸力 1200kN	-2.81	-3.43	-3.72	-3.01	-3.06	-1008.8	
11/3 12:16	軸力導入完了時	-2.84	-3.48	-3.79	-3.07	-3.15	-1029.0	
11/4 11:40	加振開始直前	-2.80	-3.49	-3.85	-3.06	-3.13	-1028.7	



図 2.3.2-6 プレストレス導入時における壁軸力の応力分布

1 つの壁に対する PC 鋼棒への導入軸力の合計が 200kN ごとと、導入完了時の、側柱に おける軸方向の応力を表 2.3.2-5~2.3.2-6 に示す。柱のヤング係数は 10.5kN/mm² として計測 したひずみから算出した。

プレストレスにより壁に作用した応力が 3N/mm² 前後であったのに対し、その際側柱に 作用した応力は十分小さかったことから、側柱への影響はほとんどなかったと考える。

		柱軸力の応力(N/mm ²)							
時刻	内容	Y2外側	Y2内側	Y3内側	Y3外側				
11/3 11:15	PC 軸力 200kN	-0.10	0.02	-0.06	-0.13				
11/3 12:01	PC 軸力 400kN	-0.12	0.00	-0.03	-0.18				
11/3 12:04	PC軸力600kN	-0.11	-0.03	-0.05	-0.20				
11/3 12:07	PC軸力800kN	-0.10	-0.05	-0.03	-0.20				
11/3 12:10	PC軸力1000kN	-0.10	-0.04	-0.03	-0.21				
11/3 12:13	PC 軸力 1200kN	-0.11	-0.05	-0.03	-0.22				
11/3 12:16	軸力導入完了時	-0.09	-0.05	-0.02	-0.21				

表 2.3.2-5 柱軸力の応力一覧_X1 通り

表 2.3.2-6 柱軸力の応力一覧_X4 通り

		柱軸力の応力(N/mm ²)							
時刻	内容	Y2外側	Y2内側	Y3内側	Y3外側				
11/3 11:31	PC 軸力 200kN	-0.07	-0.04	0.01	-0.16				
11/3 11:33	PC 軸力 400kN	-0.11	-0.04	0.00	-0.17				
11/3 11:37	PC 軸力 600kN	-0.10	-0.03	0.02	-0.17				
11/3 11:39	PC軸力800kN	-0.10	-0.02	0.02	-0.18				
11/3 11:41	PC 軸力 1000kN	-0.09	-0.03	0.02	-0.19				
11/3 11:44	PC 軸力 1200kN	-0.09	-0.02	0.04	-0.19				
11/3 12:16	軸力導入完了時	-0.01	0.02	0.15	-0.14				

2.3.3 加振計画および損傷観察

加振は2021年11月4日および11月5日に実施した。また、振動台停止後には、加振に よって生じた損傷がどの加振によるものかを明らかにするため試験体の損傷観察を実施し た。また、損傷観察時には計測機器や錘の固定状況の確認もおこなった。

1日目の加振スケジュールを表 2.3.3-1 に示す。はじめに振動台調整のため正弦波を入力 した。その後、試験体の固有周期を確認するためにホワイトノイズを、減衰定数を確認す るためにステップ波を入力した。そして実験の安全性確認のため、告示波 10kine 加振を神 戸位相により XY1 方向ずつおこない、本加振を開始した。

本加振は告示波¹⁾25kine および 50kine を神戸位相により XY1 方向ずつ入力し、3 次元加 振である JMA 神戸波 100%を入力した。その後、告示波 50kine を乱数位相により入力した。 また、各加振後に固有周期の変化を確認するためにホワイトノイズを入力した。

2日目の加振スケジュールを表 2.3.3-2 に示す。2日目の加振では、ダンパーの有無による性能差を確認するためダンパーを切断して地震波を与えた。切断後の様子を写真 2.3.3-1 ~2.3.3-2 に示す。



写真 2.3.3-1 X 面ダンパー切断後 (11月5日)



写真 2.3.3-2 Y 面ダンパー切断後 (11 月 5 日)

本加振は1日目の加振と同様に告示波 25kine および 50kine を入力したが、X 面壁脚部の ドリフトピン接合部が破壊する可能性があったため、告示波 50kine は Y 方向から先に入力 した。その後、3 次元加振は倒壊防止の観点から JMA 神戸波 70%とした。その際 Y 方向 の変形量が大きかったため、次の JMA 神戸波 80%は X 方向にのみ入力し、その際に壁脚 接合部で破壊が生じたため、実験を終了した。

なお、#104 のホワイトノイズ加振時には PC がフリーズし計測データを保存できなかったため、再度ホワイトノイズ(#105)を入力した。

表 2.3.3-1 加振 1 日目 (11 月 4 日) ダンパーあり

加振No	地震波	計測時間 (sec)	時刻	備考						
#001	正弦波X方向	71	11:42	_						
#002	正弦波Y方向	71	11:45	_						
#003	正弦波Z方向	71	11:47	_						
	振動台停	₽止								
#004	Step_XY方向_20gal	15	12:19	—						
#005	Step_XY方向_100gal	15	12:20	-						
#006	ホワイトノイズ_XY方向_50gal	151	12:25	-						
#007	告示波10kine_X方向	172	12:35	神戸位相						
#008	告示波10kine_Y方向	172	12:42	神戸位相						
#009	ホワイトノイズ_XY方向_50gal	151	12:48	-						
振動台停止										
#010	告示波25kine_X方向	151	14:02	神戸位相						
#011	ホワイトノイズ_XY方向_50gal	151	14:07	-						
振動台停止、1Fのみ損傷観察										
#012	告示波25kine_Y方向	151	14:23	神戸位相						
#013	ホワイトノイズ_XY方向_50gal	151	14:25	-						
	振動台停止、1F <i>0</i>)み損傷観察								
#014	告示波50kine_X方向	151	15:29	神戸位相						
#015	ホワイトノイズ_XY方向_50gal	151	15:33	-						
	振動台停止、1F <i>0</i>)み損傷観察								
#016	告示波50kine_Y方向	151	15:55	神戸位相						
#017	ホワイトノイズ_XY方向_50gal	151	15:58	-						
	振動台停止、	損傷観察								
#018	JMA神戸波100%	71	16:27	X : EW, Y : NS						
#019	ホワイトノイズ_XY方向_50gal	151	16:29	-						
	振動台停止、	損傷観察								
#020	告示波50kine_X方向	146	17:00	乱数位相						
#021	告示波50kine_Y方向	146	17:06	乱数位相						
#022	ホワイトノイズ_XY方向_50gal	151	17:11	_						
#023	Step_XY方向_100gal	60	17:16	—						
	振動台停止、	損傷観察								

加振No	地震波	計測時間 (sec)	時刻	備考					
#101	Step_XY 方向 _100gal	113	11:02	-					
#102	ホワイトノイズ_XY方向_50gal	151	11:05	-					
#103	告示波25kine_X方向	151	11:11	神戸位相					
#104	ホワイトノイズ_XY方向_50gal	151	11:16	保存失敗					
#105	ホワイトノイズ_XY方向_50gal	151	11:16	保存成功					
振動台停止、1Fのみ損傷観察									
#106	ホワイトノイズ_XY方向_50gal	151	11:39	-					
#107	告示波25kine_Y方向	151	11:42	神戸位相					
#108	ホワイトノイズ_XY方向_50gal	151	11:47	-					
振動台停止、1Fのみ損傷観察									
#109	告示波50kine_Y方向	151	13:17	神戸位相					
#110	ホワイトノイズ_XY方向_50gal	151	13:21	-					
	振動台停止、	損傷観察							
#111	告示波50kine_X方向	151	13:43	神戸位相					
#112	ホワイトノイズ_XY方向_50gal	151	13:47	-					
	振動台停止、	損傷観察							
#113	JMA神戸波70%	71	14:14	X : NS, Y : EW					
#114	ホワイトノイズ_XY方向_50gal	151	14:17						
#115	Step_XY方向_100gal	113	14:21	_					
	振動台停止、	損傷観察							
#116	#116 JMA神戸波80% 71 14:55 X方向のみNS								
	振動台停止、安全確	認、損傷観	 察						

表 2.3.3-2 加振 2 日目 (11 月 5 日) ダンパーなし

2.3.4 加振時の計測

振動台平面における測定値の極性を図 2.3.4-1 に示す。計測データはこの測定値極性に調整された状態で出力した。



図 2.3.4-1 振動台平面における測定値の極性

計測したデータは表 2.3.4-1 の通りである。ダンパーあり、ダンパーなしで一部計測箇所 が変更されている。

計測したデータ	ダンパーあり	ダンパーなし
	(加振1日目:11月4日)	(加振2日目:11月5日)
a)振動台、鉄骨架台および	0	0
各階床、錘の加速度		
b) 各階の層間変位	0	0
c) 柱脚部の変位	0	0
d) CLT 壁脚部の変位	0	0
e)ダンパーの鉛直方向変位	0	0
f)ダンパーの水平方向変位	0	\bigtriangleup
g) 壁と床との相対変位	0	0
h) PC 鋼棒頂部の軸力	0	0
i) CLT 壁の軸ひずみ	Х	0

表 2.3.4-1 計測データー覧とダンパーの有無による計測実施の状況

a) 振動台、鉄骨架台および各階床、錘の加速度

加速度は、振動台、鉄骨架台および各階床、錘について測定した。加速度計は X 中 央・Y 中央の振動台上、X 中央・Y 中央の鉄骨架台上、各階床の加速度を測定する位置 は各階床の天井裏、また錘上に配置した。測定成分は、X中央・Y中央では、3方向成 分 (X・Y・Z)、X4 と Y4 通りでは、その構面に平行な1 方向成分 (X or Y) とし、錘 上については 2 方向成分(X・Y)について測定した。設置状況を写真 2.3.4-1~2.3.4-3 に示す。



写真 2.3.4-1 振動台、架台の加速度設置状 写真 2.3.4-2 各階床加速度設置状況 況





写真 2.3.4-3 錘の加速度設置状況

b) 各階の層間変位

変位計は、各階 X1・X4・Y1・Y4 通りと X 中央・Y 中央通りの 6 点ずつ測定し、計 18 点について測定した。なお X1・X4・Y1・Y4 通りについては SDP-200D を用いて測 定し、X 中央・Y 中央通りについては DP-500E を用いて測定した。

写真 2.3.4-4~2.3.4-5 に示すように、変位計の先端にワイヤーを取り付け、マグネットフックを用いて試験体に取り付けた。そして、測定対象階間の約 45 度方向の変位を 測定した。また、この変位を式 2.3.4-1 によって水平変位(層間変位)に換算した。各 項目は図 2.3.4-2 により定義した。計測点ごとの測定間の高さや距離、角度を表 2.3.4-2 に示す。

$$δ = \sqrt{(測定値 + l)^2 - h^2} - b$$
 (2.3.4-1)
δ: 層間変位 (mm)
h: 測定間高さ (mm)
b: 測定間距離 (mm)
1: $\sqrt{h^2 + b^2}$



図 2.3.4-2 層間変位計算方法

通り		1F			2F		3F			
	h	b	角度°	h	b	角度 [°]	h	b	角度 [°]	
X1	2760	2925	43.3	2556	2556	45	2556	2556	45	
X 中央	2835	2835	45	2781	2841	44.4	2720	2720	45	
X4	2760	2925	43.3	2556	2556	45	2556	2556	45	
Y1	2760	2925	43.3	2556	2556	45	2556	2556	45	
Y 中央	2925	3125	43.1	2651	2570	45.9	2546	2440	46.2	
Y4	2760	2925	43.3	2556	2556	45	2556	2556	45	

表 2.3.4-2 層間変位測定における測定間高さ(h)・測定間距離(b)・角度の一覧


写真 2.3.4-4 変位計設置状況 層間変位①



写真 2.3.4-5 変位計設置状況 層間変位②

c) 柱脚部の変位

架台と柱の上下方向変位について、1 階の CLT 壁の側柱及び隅柱について測定した。 写真 2.3.4-6~2.3.4-7 に示すように、SDP-100 を用いてスリットを変位計が跨がないように、柱中心を測定した。



写真 2.3.4-6 変位計設置状況 柱脚部の変位①

写真 2.3.4-7 変位計設置状況 柱脚部の変位②

d) CLT 壁脚部の変位

CLT 壁脚部の上下方向変位については、X4 と Y4 通りの構面について測定し、CLT 壁の両端に変位計を配置した。変位計は CDP-100 を用いて測定した。

なお X4 通りの構面については、CLT 壁の内側に変位計を設置したが、Y4 通りの構 面については転倒防止対策のタイロッドを避けるため、CLT 壁の外側に設置した。設 置状況を写真 2.3.4-8~2.3.4-9 に示す。



写真 2.3.4-8 変位計設置状況 CLT 壁脚部の変位(X 面)



写真 2.3.4-9 変位計設置状況 CLT 壁脚部の変位(Y面)

e) ダンパーの鉛直方向変位

ダンパーの鉛直方向変位については、2・3 階ともに X4 通りと Y4 通りについて測定 し、変位計は CDP-100 を用いた。写真 2.3.4-10~2.3.4-11 のように、測定位置はダンパ 一挿入部周辺の CLT 壁に変位計を設置した。



写真 2.3.4-10 変位計設置状況 ダンパーの鉛直方向変位①



写真 2.3.4-11 変位計設置状況 ダンパーの鉛直方向変位②

f)ダンパーの水平方向変位

ダンパーの水平方向変位については、2・3 階ともに X4 通りと Y4 通りについて測定 し、変位計は CDP-50 を用いた。写真 2.3.4-12~2.3.4-13 のように、測定位置はダンパ 一挿入部周辺の CLT 壁の上下に 2 つ変位計を設置した。







写真 2.3.4-13 変位計設置状況 ダンパーの水平方向変位②

11/5 加振の際には、2 階の 8 点全てと、3 階の Y4 構面の X3 通りの 2 点を測定しなかった。計 10 点の余剰については、i) CLT 壁の軸ひずみを測定するために用いた。設置状況を写真 2.3.4-14~2.3.4-16 に示す。



写真 2.3.4-14 変位計設置状況



写真 2.3.4-15 変位計設置状況



写真 2.3.4-16 変位計設置状況

g)壁と床との相対変位

壁と床の相対変位については、各階とも X4 通り及び Y4 通りを測定し、変位計は SDP-100を用いた。写真 2.3.4-17 に示すように、1・2・3 階については各階の床に変位 計を設置したが、R 階については写真 2.3.4-18 のように 3 階の天井裏に設置した。



写真 2.3.4-17 変位計設置状況 壁と床との相対変位①



写真 2.3.4-18 変位計設置状況 壁と床との相対変位②

h) PC 鋼棒頂部の軸力

PC 鋼棒頂部の軸力については、X1 構面と X4 構面において、それぞれ CLT 壁の内 側と外側について測定した。測定器は KCM-1000kNA を用いた。設置状況を写真 2.3.4-19 ~2.3.4-20 に示す。



写真 2.3.4-19 変位計設置状況 PC 鋼棒頂部の軸力①



写真 2.3.4-20 変位計設置状況 PC 鋼棒頂部の軸力②

i) CLT 壁の軸ひずみ

11/5 加振の際は、CLT 壁の軸ひずみについて、X4 構面と Y4 構面それぞれ 5 点ずつ 計測した。設置状況を写真 2.3.4-21~2.3.4-22 に示す。



写真 2.3.4-21 変位計設置状況

写真 2.3.4-22 変位計設置状況

測定項目の一覧を表 2.3.4-3 に、計測位置を図 2.3.4-3~2.3.4-に示す。なお、表 2.3.4-3 中の CH 名称を赤字で示した計測器については、加振 2 日目では測定しなかった。それに対して、青字で示した計測器については、加振 2 日目で新たに計測した項目である。

	表	2.3.4-3	測定項目	一覧
--	---	---------	------	----

测学项目	CUAT		測定位置		士占	测字型
侧足項日	CH名称	階	通り		力回	侧止奋
	AG01		X 中央	Y 中央	Х	AS-5GB
	AG02	架台	X 中央	Y 中央	Y	AS-5GB
	AG03		X 中央	Y 中央	Z	ARF-50A
	AG04		X 中央	Y 中央	X	AS-5GB
	AG05	2	X 中央	Y 中央	Y	ARF-50A
	AG06		X 中央	Y 中央	Z	AS-5GB
	AG07		X 中央	Y 中央	X	AS-5GB
	AG08	3	X 中央	Y 中央	Y	ARF-50A
	AG09		X 中央	Y 中央	Z	AS-5GB
	AG10		X 中央	Y 中央	Х	AS-10GB
加速度	AG11	R	X 中央	Y 中央	Y	AS-10GB
	AG12		X 中央	Y 中央	Z	AS-10GB
	AG13		-	Y1	X	ARF-50A
	AG14		X1	-	Y	ARF-50A
	AG15	2	X4	Y4	X (錘の上)	AS-10GB
	AG16		X4	Y4	Y (錘の上)	AS-10GB
	AG17	3	-	Y1	X	ARF-50A
	AG18		X1	-	Y	ARF-50A
	AG19		X4	Y4	X (錘の上)	AS-10GB
	AG20		X4	Y4	Y (錘の上)	AS-10GB
	AG21		-	Y1	Х	AS-10GB
	AG22	D	X1	-	Y	AS-10GB
	AG23	K	X4	Y4	X (錘の上)	AS-10GB
	AG24		X4	Y4	Y (錘の上)	AS-10GB
	AG25		X 中央	Y 中央	Х	AS-5GB
	AG26	振動台	X 中央	Y 中央	Y	AS-5GB
	AG27		X 中央	Y 中央	Z	ARF-50A
	DG01		Y4			SDP-200D
	DG02		X4		/	SDP-200D
層間変位	DG03	1	Y1		/	SDP-200D
山田久田	DG04		X1		/	SDP-200D
	DG05	4	Y中央		/	DP-500E
	DG06		X 中央		/	DP-500E

测空话日	CH 名称 ——		測定位置		士山	测学品	
例足項目	し口泊弥	階	通り			侧止奋	
	DG07		Y4		/	SDP-200D	
	DG08		X4		/	SDP-200D	
	DG09		Y1		/	SDP-200D	
	DG10	2	X1		/	SDP-200D	
	DG11		Y 中央		/	DP-500E	
豆眼亦告	DG12		X 中央		/	DP-500E	
	DG13		Y4		/	SDP-200D	
	DG14		X4		/	SDP-200D	
	DG15	2	Y1		/	SDP-200D	
	DG16	3	X1		/	SDP-200D	
	DG17		Y 中央		/	DP-500E	
	DG18	•	X 中央		/	DP-500E	
	DG19		X2	Y4	Z(側柱)	SDP-100	
	DG20		X3	Y4	Z(側柱)	SDP-100	
	DG21		X4	Y2	Z(側柱)	SDP-100	
架台-柱脚部変位	DG22	1	X4	Y3	Z(側柱)	SDP-100	
	DG23		X4	Y4	Z(隅柱)	SDP-100	
	DG24		X1	Y4	Z(隅柱)	SDP-100	
	DG25		X4	Y1	Z(隅柱)	SDP-100	
	DG26	1	X2	Y4	Z	CDP-100	
加力 医珊瑚亦齿	DG27		X3	Y4	Z	CDP-100	
采石-壁脚部変位	DG28		X4	Y2	Z	CDP-100	
	DG29		X4	Y3	Z	CDP-100	
	DG30		X3	Y4	Z	CDP-100	
	DG31	2	X2	Y4	Z	CDP-100	
	DG32	Z	X4	Y2	Z	CDP-100	
ガンパーの古亦た	DG33		X4	Y3	Z	CDP-100	
クレハー 站直変位	DG34		X3	Y4	Z	CDP-100	
	DG35	2	X2	Y4	Z	CDP-100	
	DG36	5	X4	Y2	Z	CDP-100	
	DG37		X4	Y3	Z	CDP-100	
	DG38		X3	Y4	X (ダンパー上)	CDP-50	
	DG39		X3	Y4	X (ダンパー下)	CDP-50	
ダンパー 水平変位	DG40	3	X2	Y4	X (ダンパー上)	CDP-50	
	DG41		X2	Y4	X (ダンパー下)	CDP-50	
	DG42		X4	Y2	Y (ダンパー上)	CDP-50	

测空值日	CH 名		測定位置		士山	测学品	
例足項目	称	階		通り	刀門	側止奋	
	DG43		X4	Y2	Y (ダンパー下)	CDP-50	
	DG44	3	X4	Y3	Y (ダンパー上)	CDP-50	
	DG45		X4	Y3	Y (ダンパー下)	CDP-50	
	DG46		X3	Y4	X (ダンパー上)	CDP-50	
F N へい ⁰	DG47		X3	Y4	X (ダンパー下)	CDP-50	
タンハー	DG48		X2	Y4	X (ダンパー上)	CDP-50	
小平変型	DG49		X2	Y4	X (ダンパー下)	CDP-50	
	DG50	2	X4	Y2	Y (ダンパー上)	CDP-50	
	DG51		X4	Y2	Y (ダンパー下)	CDP-50	
	DG52		X4	Y3	Y (ダンパー上)	CDP-50	
	DG53		X4	Y3	Y (ダンパー下)	CDP-50	
	DG54	1	X 中央	Y4	X	SDP-100	
	DG55		X4	Y中央	Y	SDP-100	
壁-床 相対変 位	DG56		X 中央	Y4	X	SDP-100	
	DG57		X4	Y中央	Y	SDP-100	
	DG58		X 中央	Y4	Х	SDP-100	
	DG59	3	X4	Y中央	Y	SDP-100	
	DG60	D	X 中央	Y4	X	SDP-100	
	DG61	R	X4	Y中央	Y	SDP-100	
		.1	v	v++	V1 (7	KCM-1000k
	HD01		X甲央	XI (壁外側)	Z	NA	
	11002		vн	V1 (陸中側)	7	KCM-1000k	
頂部 PC 鋼棒	HD02	п	A甲类	AI (壁内側)		NA	
軸力	11002	K	vн	X/4 (時月111)	7	KCM-1000k	
	HD03		A甲类	A4 (空外則)		NA	
			vн		7	KCM-1000k	
	HD04		X中央	X4 (壁內側)		NA	
	WC19			N2	7	PFL-30-11-5	
	WG18			Y Z		LJCT-F	
	WC10			Y2	7	PFL-30-11-5	
	wGI9			中央寄り		LJCT-F	
CLT 壁軸ひず	WC20	1	V٨	VIIII	7	PFL-30-11-5	
み	wG20	1	Λ4	I 中关	L	LJCT-F	
	WC21			Y3	7	PFL-30-11-5	
	W U21			中央寄り		LJCT-F	
	WG22			V2	7	PFL-30-11-5	
	W 022			Y 3		LJCT-F	

测学项目	CH 名		測知	 定位置	十古	治 (中 日
侧足項日	称	階		通り	力回	側足奋
	WC22		vo		7	PFL-30-11-5
CLT 壁軸ひず	WG25		X2		L	LJCT-F
	WG24		X2 中央		7	PFL-30-11-5
			寄り		L	LJCT-F
	WG25 1	1 V 市市	V/	7	PFL-30-11-5	
み			Λ中大	14	L	LJCT-F
	WC26		X3 中央		Z	PFL-30-11-5
	W020		寄り			LJCT-F
	WG27		V2		7	PFL-30-11-5
	WG27		A3			LJCT-F

a)加速度



図 2.3.4-4 2 階床加速度位置



図 2.3.4-6 3 階床加速度位置



図 2.3.4-8 R 階床加速度位置





b) 層間変位



図 2.3.4-11 2 階測定器配置(層間変位)



図 2.3.4-12 3 階測定器配置(層間変位)

c) 柱脚部の変位、d) CLT 壁脚部の変位、e) ダンパーの鉛直方向変位、f) ダンパーの水 平方向変位、g) 壁と床との相対変位、h) PC 鋼棒頂部の軸力



図 2.3.4-14 2 階測定器配置







図 2.3.4-17 2・3 階 X4 構面(壁内側)測定器配置(ダンパーあり・1 日目)



図 2.3.4-18 2・3 階 X4 構面測定器配置 (ダンパーなし・2 日目)



図 2.3.4-19 2・3 階 Y4 構面(壁内側)測定器配置(ダンパーあり・1 日目)





第2章-68



図 2.3.4-22 1 階 X4 構面測定器配置(CLT 壁の軸ひずみ)(ダンパーなし・2 日目のみ)



図 2.3.4-23 1 階 Y4 構面測定器配置(CLT 壁の軸ひずみ)(ダンパーなし・2 日目のみ)

2.3.5 画像計測

a) 計測仕様

計測機を用いた測定に加え、3次元画像計測システム³⁾による計測を行った。以下に 計測仕様の基本的事項を示す。本実験での計測分解能は±0.2mm~±0.5mm 程度となった。

使用機材 : この項の最後に記述(高速度カメラ3台、コンピュータ4台使用)

計測時間 : 1回の実験に連続で計測できる枚数は最大 4200 枚

毎秒 60 枚, 最長 70 秒間 (実験では 3000~4200 枚 50~70 秒)

測定分解能: 画像(2592×2048、8ビット)、処理により視野範囲の約20,000分の1 本計測では±0.2mm~±0.5mm

測定点数 : 62 点 (LED マーカー62 点)

b) カメラ配置と座標系

2 台のカメラを東側前面に配置し、1 台を制御室の南側に設置した。3 台のカメラは 図 2.3.5-1 のように配置した。(カメラは 2 日間の実験でほとんど移動させなかった)座 標原点は Z 方向=ゼロが振動台上の鉄製架台上面、(X, Y)方向=ゼロが、試験体の ほぼ中央である。カメラは Ditect 製 HAS-L2 で解像度 2592×2048 で各ピクセル 8 ビッ ト分解能のものを使用した。最大 4200 枚(毎秒 60 フレームで 70 秒間)連続同期撮影 が可能である。



図 2.3.5-1 カメラ配置と座標系

c)測定用マーカーと測定位置

測定用マーカーについて

測定点に相当する LED 発光マーカーは4 個の赤色高輝度 LED を搭載したものを使用 した。基板の大きさは 35×35mm で、重さは約 30g である。2 個の 6V 電源アダプタで 駆動した。写真 2.3.5-1 に使用した LED マーカーの形状を示す。



写真 2.3.5-1 計測に使用した中型 LED マーカー(LED 6 個使用)

測定位置

試験体に、60 個の LED マーカーを設置した。さらに、試験体の架台に 2 個の LED マーカーを設置した。図 2.3.5-2 にマーカーの位置を示す。左図が南面、右図は東面である。上から順に反時計回りに番号付けした。



図 2.3.5-2 マーカー番号とその設置位置

図 2.3.5-3 に、高速度カメラの画像上のマーカー番号とその設置位置を示す。番号の 振り方は、一番上の左(南西)の角から反時計回りに1番から11番、その下が12番 から19番、2階天井レベルが、20番から30番、その下が31番から38番、1階天井レ ベルが、39番から49番、一階床レベルが50番から60番のように振り分けて設置した。 61番と62番は架台に設置した。62番を振動台の変位として扱った。表 2.3.5-1に各マ ーカーの初期位置を示す。



図 2.3.5-3 試験体表面のマーカー番号とマーカー設置位置(カメラ画像上)

MarkerNo	Х	Y	Ζ	MarkerNo	Х	Y	Ζ
1	2866.0	-2648.1	8863.9	32	2843.8	-688.7	4534.2
2	2867.6	-967.1	8861.6	33	2844.3	658.6	4523.5
3	2859.0	-593.8	8878.8	34	2863.9	987.5	4519.3
4	2860.1	626.5	8833.5	35	991.1	2867.0	4514.2
5	2875.2	978.9	8849.2	36	627.3	2854.8	4522.1
6	2648.2	2874.1	8862.0	37	-636.0	2855.1	4520.4
7	959.0	2870.1	8864.9	38	-987.9	2867.6	4513.6
8	621.1	2856.4	8853.3	39	2854.8	-2663.2	2884.2
9	-619.2	2859.8	8874.6	40	2859.1	-990.3	2874.1
10	-988.5	2875.0	8875.3	41	2841.0	-676.6	2868.7
11	-2670.9	2876.7	8854.8	42	2841.2	658.9	2890.1
12	2880.9	-989.2	7524.8	43	2861.0	971.7	2880.0
13	2865.6	-590.3	7531.1	44	2659.8	2857.5	2895.5
14	2864.5	616.4	7546.7	45	979.1	2863.7	2881.8
15	2881.2	983.4	7536.4	46	657.4	2852.2	2861.4
16	979.5	2879.2	7526.1	47	-655.2	2852.2	2861.8
17	626.0	2868.8	7547.4	48	-978.4	2864.1	2867.3
18	-651.2	2869.5	7526.7	49	-2652.0	2860.9	2876.7
19	-997.5	2884.0	7525.9	50	2847.6	-2649.6	214.0
20	2879.3	-2672.0	5870.3	51	2848.3	-978.2	165.7
21	2884.9	-983.0	5871.1	52	2835.5	-604.3	162.2
22	2868.1	-590.9	5869.9	53	2834.0	587.3	166.0
23	2871.1	600.1	5870.8	54	2850.3	959.4	164.4
24	2887.1	971.6	5863.5	55	2648.7	2836.1	171.4
25	2664.3	2884.1	5868.3	56	969.3	2846.9	166.7
26	966.2	2891.2	5900.9	57	595.2	2833.2	170.9
27	629.6	2876.6	5900.5	58	-604.0	2834.8	161.2
28	-681.9	2877.4	5876.6	59	-975.9	2850.7	163.4
29	-989.3	2892.5	5859.0	60	-2660.0	2846.3	163.7
30	-2666.3	2888.5	5906.8	 61	2734.7	-1951.0	-129.2
31	2860.5	-992.7	4519.6	62	1452.0	2728.5	-245.8

表 2.3.5-1 マーカーの初期座標(単位:mm)

d) 計測手順

計測は次の手順でおこなった。3次元データの計算処理は取得した画像データを用いて実験終了後におこなった。

- (1) マーカーの設置
- (2) マーカー座標計測: 3 次元測器 Set330RS を用いて約 20 点のマーカーの初期位置を 測定した。
- (3) カメラ設置および同期ケーブル配線:カメラの設置、レンズの選択、装置の接続をおこなった。
- (4) 撮影および画像データ保存(実験回数分):同期した3台のカメラ映像を取得し保存した。
- (5) マーカー追跡処理および3次元データ取得:画像からマーカー位置を追跡し3次 元座標を計算した。
- (6) データ処理:計算した3次元座標データから振動台からの相対変位などを求めた。

e) 使用機材

画像変位計測に用いた主要な機材は高速度カメラ5台である。それ以外にはマー カー座標を計測するための3次元測器(ノンプリズムタイプトータルステーション) などがある。表 2.3.5-2 に計測に使用した機材を示す。

表 2.3.5-2 使用機材

No.	品 名 ・ 仕 様	個数	備考
0	市販高解像度カメラ, SONY α7SIII 4K-Video として使用, 60fps (最大 120fps)	1台	
1	高速高解像度デジタルカメラ + 10m ケーブル 2592×2048、8bits、 60fps	3 台	
2	画像入力・メモリボード Full Configuration Camera-Link 仕様 外部同期入力	3 個	
3	カメラレンズ(4 種[35mm,25mm,16mm, 12.5mm]6 セット)	10 個	
4	計測用コンピュータ, 19 インチ液晶ディスプレイ Core2Duo、 3.0GHz CPU、 WindowsXP 1GBメモリ、 250GB-HDD 、 1000BaseT、 DVD-RW/CD-RW	3 台	
5	外付けハードディスク (4000GB)	1台	データバックア ップ用
6	LED 発光マーカー	80 個	10 個予備
7	マーカー取付け冶具	50 個	
8	カメラ同期スタータースイッチボックス	1台	
9	カメラ三脚(GITZO-G1504 他)+ 雲台	4 脚	
10	ノンプリズム 3 次元測器(ソキア製 JIS-2A 級 3 次元 測量器 SET330RS,三脚,反射シート)	1式	
11	ソフトウエアー式 高速高解像度画像入力基本ソフトウエア キャプチャー・画像保存ソフトウエア カメラパラメータ設定ソフトウエア カメラコントロールソフトウエア 高精度三次元座標計算・画像処理ソフトウエア 3次元表示ソフトウエア	1式	

f) 消耗品:単三アルカリ電池8個、接着剤、配線類、はんだ、ゴムシート、ねじ類他

g) 工具類: 配線用工具、ドライバー、レンチ類

2.3.6 実験後の重量計測

試験体解体時、試験体重量の測定を実施した。測定はロードセルを試験体下部の4隅に 設置しておこなった。ロードセル設置状況を写真 2.3.5-1 に示す。



写真 2.3.6-1 ロードセル設置状況

解体状況とロードセルの計測値を照合し、試験体重量を確認した。計測された重量および想定重量、想定重量と計測重量の差を表 2.3.6-1 に示す。各階の定義は図 2.3.6-1 のとおりである。想定重量に対し、錘の重量が 3F では 10kN 近く、2F では 20kN 以上小さく計測された。この結果による各階の層重量を表 2.3.6-2 に示す。RF については計測を開始する前に錘を撤去したため、錘重量は想定重量の値を用いた。層重量は RF が 128.5kN、3F が206.7kN、2F が 194.8kN、1F が 100.5kN とし、実験結果の分析に用いた。

階数	項目	計測重量	想定重量	差
	錘	-	81.6	-
RF	木材	37.2	38.2	-1.0
	治具(鉄骨等)	9.8	-	-
3F	錘	160.2	169.8	-9.6
	木材	46.5	50.1	-3.6
25	錘	148.6	169.5	-20.9
26	木材	46.3	50.1	-3.8
1F	木材	15.6	-	-
	架台	84.9	-	-

表 2.3.6-1 試験体重量計測結果(kN)

表 2.3.6-2 重量計測による各階の層重量

階数	層重量(kN)
RF	128.5
3F	206.7
2F	194.8
1F	100.5





2.4 実験結果

2.4.1 データ処理方法

計測されたデータは以下の手順により補正をおこなった。

- (1) 加速度については、それぞれの加振について計測開始から2秒間の平均値を算出し、 その値をそれぞれの計測点のデータから差し引くことで0点補正をおこなった。
- (2) 変位計については、各日の最初に入力した本加振である告示波 25kine_X 方向(1日 目は#010、2日目は#103)における計測開始から2秒間の平均値を算出し、その値を それぞれの計測点のデータから差し引くことで補正をおこなった。

これらの補正をおこなった状態での、本加振の各計測点における時刻歴波形を別添別図 2.4.1-1~13 に加振ごとに示す。

また、計測が正常に行われたかどうかを確認するために、最大値と最小値、開始・終了 のそれぞれ2秒間(データ数200個)の平均値、その差及び最大値に対する差の割合の一 覧を作成した。加速度と層間変位については、同じ階、同じ計測方向のデータをX軸・Y 軸としたグラフを作成した。

この検討により表 2.4.1-1 に示す計測点で問題が生じていたことがわかった。これらの計 測データは 2.4.2 項以降の表に値が表記されているが、考察には用いないこととした。

地震波	計測点	計測内容
加振1日目全て(#012~#021)	AG07	3F 中央の加速度 X 方向
JMA 神戸波 70%(#113)	DG16	3FX1 通りの層間変位 Y 方向
JMA 神戸波 100%(#018)		
告示波 50kine 乱数位相_Y 方向加振(#021)		252224 通りのないパー下側
告示波 50kine_X 方向加振(#111)	DG41	
JMA 神戸波 70%(#113)		との水牛麦位
JMA 神戸波 80%_X 方向加振(#116)		

表 2.4.1-1 加振ごとの計測に問題があった計測点

荷重変形関係に用いる計測データについて検討したものを表 2.4.1-2~2.4.1-5 に示す。これらの表をもとに、2.4.4 項の荷重変形関係に使用する計測データを定めた。

吉佑祥	[]比米/	拉田計画品	加振方向			
加加水	阳奴	休用訂測品	錘	中央	構面4	
	R	平均	0	0	×	
告示25kine_X	3	錘	0	$\triangle AG07$	×	
	2	平均	0	0	×	
	R	平均	0	0	×	
告示25kine_Y	3	平均	0	0	×	
	2	平均	0	0	×	
	R	平均	0	0	×	
告示50kine_X	3	錘	0	× AG07	×	
	2	平均	0	0	×	
告示50kine_Y	R	平均	0	0	×	
	3	平均	0	0	×	
	2	平均	0	0	×	
	R	平均	0	0	×	
JMA神戸100_X	3	錘	0	× AG07	×	
	2	平均	0	0	×	
	R	平均	0	0	×	
JMA神戸100_Y	3	平均	0	0	×	
	2	平均	0	0	×	
	R	平均	0	0	×	
乱数位相100_X	3	錘	0	× AG07	×	
	2	平均	0	0	×	
	R	平均	0	0	×	
乱数位相100_Y	3	平均	0	0	×	
	2	平均	0	0	×	
		*構面4は使	用しない			

表 2.4.1-2 加速度計のデータ確認(加振1日目)

前传送	[]比米/r	拉田計測品	加振方向				
加加权	的奴	休用訂別品	錘	中央	構面4		
	R	平均	0	0	×		
告示25kine_X	3	平均	0	0	×		
	2	平均	0	0	×		
	R	平均	0	0	×		
告示25kine_Y	3	平均	0	0	×		
	2	平均	0	0	×		
	R	平均	0	0	×		
告示50kine_Y	3	平均	0	0	×		
	2	平均	0	0	×		
	R	平均	0	0	×		
告示50kine_X	3	平均	0	0	×		
	2	平均	0	0	×		
	R	平均	0	0	×		
JMA神戸70_X	3	平均	0	0	×		
	2	平均	0	0	×		
	R	平均	0	0	×		
JMA神戸70_Y	3	平均	0	0	×		
	2	平均	0	0	×		
	R	平均	0	0	×		
JMA神戸80_X	3	平均	0	0	×		
	2	平均	0	0	×		
		*構面4は使	用しない				

表 2.4.1-3 加速度計のデータ確認(加振 2 日目)

加振波	階数	採用計測器	加振方向		
			構面1	構面4	中央
告示25kine_X	3	平均	0	0	×
	2	平均	0	0	×
	1	平均	0	0	×
告示25kine_Y	3	平均	0	0	×
	2	平均	0	0	×
	1	平均	0	0	×
告示50kine_X	3	構面4	Δ	Δ	×
	2	構面4	Δ	Δ	×
	1	平均	Δ	Δ	×
告示50kine_Y	3	平均	0	0	×
	2	平均	0	0	0
	1	平均	0	0	×
JMA神戸100_X	3	構面4	Δ	0?	×
	2	平均	0	0	×
	1	構面4	Δ	Δ	×
JMA神戸100_Y	3	構面4	0	0	×
	2	平均	0	0	×
	1	平均	0	0	×
乱数位相100_X	3	平均	0	0	×
	2	平均	0	0	×
	1	平均	0	0	×
乱数位相100_Y	3	平均	0	0	0
	2	平均	0	0	0
	1	平均	0	0	0
		* 中央は使用しない			

表 2.4.1-4 層間変位のデータ確認(加振1日目)

表 2.4.1-5 層間変位のデータ確認(加振 2 日目)

加振波	階数	採用計測器	加振方向		
			構面1	構面4	中央
告示25kine_X	3	平均	0	0	×
	2	平均	0	0	×
	1	構面4	×	0	Δ
告示25kine_Y	3	構面1	0	×	×
	2	構面4	×	0	Δ
	1	平均	0	0	×
告示50kine_X	3	平均	0	0	×
	2	構面4	×	0	×
	1	構面4	×	0	Δ
告示50kine_Y	3	平均	0	0	×
	2	平均	0	0	×
	1	平均	0	0	×
JMA神戸70_X	3	構面1	0	×	×
	2	平均	0	0	×
	1	構面4	×	0	$\triangle \times$
JMA神戸70_Y	3	構面4	×	0	Δ
	2	平均	0	0	×
	1	平均	0	0	×
JMA神戸80_X	3	平均	0	0	×
	2	平均	0	0	×
	1	平均	0	0	×
	* 中央は使用しない				

2.4.2 応答加速度

各階各方向の最大応答加速度および最大となった時刻、振動台上で計測された加速度に 対する倍率の一覧、加振方向における各階中央最大時における応答加速度の一覧を別添 別表 2.4.2-1~2.4.2-73 に加振ごとに示す。また、加振方向における加速度の立面分布、各 階中央最大時における加速度の立面分布を別添 別図 2.4.2-1~2.4.2-26 に加振ごとに示す。 なお、3F の X 方向については中央の加速度計に#014~#021 の加振で問題があったため、 ダンパーあり加振においては錘上最大時としている。

2 階での最大応答加速度は振動台での最大値に対し、X 方向中央では 1.08~1.75 倍、Y 面 中央では 1.18~1.69 倍となった。3 階では JMA 神戸波 70%(#113)加振時に X 方向中央で 2.05 倍、Y 方向中央で 2.33 倍となり、倍率が 2 倍を上回った。R 階では同加振時に X 方向 中央で 3.45 倍、Y 方向中央で 3.56 倍となり、加速度が大きく増幅した。告示波 25kine か ら 50kine に地震波の最大速度を増加した場合や、ダンパーの有無による各階の倍率の変化 はあまり確認されなかった。

中央や中央付近の錘上で計測された最大加速度に対し、Y4 や X4 の壁側で計測された最 大加速度の値は小さくなる傾向にあった。しかし、破壊が生じた JMA 神戸波 80%X 方向 (#116)加振時には、中央に対して Y4 通りでの最大加速度が 3F で約 250gal、RF で約 100gal 大きく計測された。

各階最大時の加速度分布より、振動台や2F最大時にはRFの加速度は小さく、3FやRF 最大時には振動台の加速度は小さくなる傾向となった。
2.4.3 層間変位

層間変位の最大値および最大となった時刻の一覧、各階の変形最大時における層間変形 の一覧を別添 別表 2.4.3-1~2.4.3-26 に加振ごとに示す。ここで 1F と表記してあるものは、 1 階床から 1 階天井で測定した層間変位であり、2F や 3F についても同様である。巻取変 位計で計測した中央の変位は、一般用変位計で計測した壁側に比べ最大値が大きくなる傾 向にあり、計測精度に問題がある可能性がある。そのため、層間変形は壁付近の Y4 と Y1、 または X4 と X1 で測定した層間変位の平均値とした。#113 の加振においては、X1 での変 位に問題があるため、X4 のみとした。また、加振方向の立面分布を別添 別図 2.4.3-1~ 2.4.3-13 に加振ごとに示す。

3 階と 2 階の最大変形量は概ね同程度で、各階の変形が最大となった時刻はほぼ同時点 であった。1 階に対する 2 階での最大変形は、X 面では#116 を除き約 1.63~2.01 倍、Y 面 では約 1.21~1.37 倍となった。破壊が生じた JMA 神戸波 80%X 方向(#116)加振時には、 1 階での最大変形が平均で 37.65mm (1/80rad)、破壊した面である Y1 通りでは 45.87mm

(1/65rad)となった。さらに加振方向に対して直交する Y 方向においても 10mm 以上の変 位が計測された。

25kine 加振時(#010、012、103、107) と 50kine 加振時(#014、016、109、111)の比較 より、地震波の最大速度が 2 倍になるとダンパーの有無によらず両方向とも最大変形量が 約 2 倍となった。同じ地震波でのダンパーの有無による違いを比較すると、変形量は約 1.5 ~2.0 倍となった。

2.4.4 荷重変形関係

2.4.1 項での検討をもとに、層せん断力-層間変位関係において用いた計測データを表 2.4.4-1 に示す。基本的に、層間変位の値は壁面変位の相加平均とした。また、層せん断力 の算出に用いた加速度は、中央もしくは錘上の計測点で得られた値とした。

加振番号	方向	階数	層間変位	加速度			
	Х	3	Y1 • Y4 平均 ^{*1}	中央・錘平均 ^{*3}			
#010		2	Y1 · Y4 平均	錘(AG19)			
		1	Y1・Y4 平均	中央・錘平均			
		3	X1 · X4 平均 ^{*2}	中央・錘平均			
#012	Y	2	X1・X4 平均	中央・錘平均			
		1	X1・X4 平均	中央・錘平均			
		3	Y4 (DG13)	中央・錘平均			
#014	Х	2	Y4 (DG07)	錘(AG19)			
		1	Y1・Y4 平均	中央・錘平均			
		3	X1・X4 平均	中央・錘平均			
#016	Y	2	X1・X4 平均	中央・錘平均			
		1	X1・X4 平均	中央・錘平均			
	X	3	Y4 (DG13)	中央・錘平均			
		2	Y1・Y4 平均	錘(AG19)			
#018		1	Y4 (DG01)	中央・錘平均			
#018	Y	3	X4 (DG14)	中央・錘平均			
		2	X1・X4 平均	中央・錘平均			
		1	X1・X4 平均	中央・錘平均			
	Х	3	Y1・Y4 平均	中央・錘平均			
#020		2	Y1・Y4 平均	錘(AG19)			
		1	Y1・Y4 平均	中央・錘平均			
	Y	3	X1・X4 平均	中央・錘平均			
#021		2	X1・X4 平均	中央・錘平均			
		1	X1・X4 平均	中央・錘平均			
	X	3	Y1・Y4 平均	中央・錘平均			
#103		2	Y1・Y4 平均	中央・錘平均			
		1	Y4 (DG01)	中央・錘平均			
	Y	3	X1 (DG16)	中央・錘平均			
#107		2	X4 (DG08)	中央・錘平均			
		1	X1・X4 平均	中央・錘平均			

表 2.4.4-1 層せん断力-層間変位関係に用いた計測データ

加振番号	方向	階数	層間変位	加速度	
#109	Y	3	X1 · X4 平均	中央・錘平均	
		2	X1・X4 平均	中央・錘平均	
		1	X1・X4 平均	中央・錘平均	
	X	3	Y1・Y4 平均	中央・錘平均	
#111		2	Y1 (DG09)	中央・錘平均	
		1	Y1 (DG03)	中央・錘平均	
	X	3	Y1 (DG15)	中央・錘平均	
		2	Y1・Y4 平均	中央・錘平均	
#113		1	Y4 (DG01)	中央・錘平均	
	Y	3	X4 (DG14)	中央・錘平均	
		2	X1・X4 平均	中央・錘平均	
		1	X1・X4 平均	中央・錘平均	
	Х	3	Y1・Y4 平均	中央・錘平均	
#116		2	Y1・Y4 平均	中央・錘平均	
				1	Y1 · Y4 平均

*1…1F 層間変位: DG01・03、2F 層間変位: DG07・09、3F 層間変位: DG13・15 での計 測値の相加平均

*2…1F 層間変位:DG02・04、2F 層間変位:DG08・10、3F 層間変位:DG14・16 での計 測値の相加平均

*3…X 方向では 1F 加速度: AG04・15、2F 加速度: AG07・19、3F 加速度: DG10・23 での計測値の相加平均、Y 方向では 1F 加速度: AG05・16、2F 加速度: AG08・20、3F 加速度: DG11・24 での計測値の相加平均

層せん断力は式 2.4.4-1~2.4.4-3 より算出した。



層せん断力の最大値および最大となった時刻、標準せん断力係数を別添 別表 2.4.4-2~ 2.4.4-14 に、加振方向の層せん断力-層間変位関係を別添 別図 2.4.4-2~2.4.4-14 に示す。 また、標準せん断係数 Co は各階の層せん断力を、対応する層より上の層重量で除した値である。

ダンパーあり JMA 神戸波(#018)加振時、X 面においては 3 階で C₀=1.94、2 階で C₀=1.27 相当のせん断力が生じたのに対し、変形量は 3 階で 24.34mm (1/123rad)、2 階では 25.83mm (1/116rad)であった。Y 面においては同様に 3 階で C₀=1.90、2 階で C₀=1.23 相当のせん断 力が生じたのに対し、変形量はそれぞれ 54.78mm (1/55rad)、59.86mm (1/50rad) であった。

どちらの面においても大地震による倒壊の恐れはなかったと考える。

ダンパーなし JMA 神戸波(#113)加振時、X 面においては 3 階で $C_0=1.94$ 、2 階で $C_0=1.39$ 相当のせん断力が生じたのに対し、変形量は 3 階で 43.53mm (1/69rad)、 2 階では 44.9mm (1/67rad)であった。Y 面においては 3 階で $C_0=1.56$ 、2 階で $C_0=1.17$ 相当のせん断力が生 じたのに対し、変形量はそれぞれ 86.78mm (1/35rad)、84.86mm (1/35rad)であった。X 面 においてはダンパーを使用しない場合でもドリフトピン接合の寄与が大きく、大地震で大 きな変形が生じることによる倒壊の恐れはなかったと考える。Y 面においても在来軸組構 造の安全限界⁴ される 1/30rad 以内の変形となった。

2.4.5 固有振動数

FFT 解析により、ホワイトノイズ加振時の振動台上および RF の加速度データからフー リエスペクトルを算定し、伝達関数(RF/振動台)を求めることにより固有振動数を算出 した。振動ごとの固有振動数および固有周期を表 2.4.5-1 に、固有振動数の推移を図 2.4.5-1 に示す。また、ダンパーありとダンパーなしの加振前における伝達関数と振動数の関係を 図 2.4.5-2~2.4.5-3 に示す。

ダンパーあり加振時には地震波を与えるごとに加振した方向における振動数の低下が みられた。ダンパーなし加振時には 25kine 加振での振動数の低下は両面ともごく僅かであ った。50kine 加振(#110)以降 X 面では大きな低下がみられ、壁脚部の損傷が進んだと考 えられる。Y 面では JMA 神戸波 70%を与えてもあまり低下しなかった。

Y面に比べX面での低下量が多く、特にダンパーを切断した場合には0.35Hz低下した。 加振開始から実験終了までに、X面では1.07Hz、Y面では0.59Hz低下した。

배 ः 고	加佐来旦	固有振動数(Hz)		固有周期(s)	
地辰放	加抓钳亏	Х	Y	Х	Y
ダンパーあり加振前	#006	2.96	2.57	0.34	0.39
告示波10kine加振後	#009	2.95	2.57	0.34	0.39
告示波25kine X方向加振後	#011	2.88	2.57	0.35	0.39
告示波25kine Y方向加振後	#013	2.87	2.49	0.35	0.40
告示波50kine X方向加振後	#015	2.67	2.49	0.37	0.40
告示波50kine Y方向加振後	#017	2.72	2.40	0.37	0.42
JMA神戸波100%加振後	#019	2.58	2.40	0.39	0.42
告示波50kine乱数位相 X方向・Y方向加振後	#022	2.61	2.27	0.38	0.44
ダンパーなし加振前	#102	2.26	2.07	0.44	0.48
告示波25kine X方向加振後	#105	2.25	2.06	0.45	0.49
告示波25kine Y方向加振後	#108	2.25	2.07	0.44	0.48
告示波50kine Y方向加振後	#110	2.24	2.00	0.45	0.50
告示波50kine X方向加振後	#112	2.09	2.00	0.48	0.50
JMA神戸波70%加振後	#114	1.87	1.97	0.53	0.51

表 2.4.5-1 固有振動数一覧







図 2.4.5-2 伝達関数と振動数の関係 ダンパーあり 加振前 (#009)





2.4.6 ダンパーの変形

ダンパー変形についての計測位置を図 2.4.6-1 に改めて示す。ここでのダンパー変形とは、 ダンパー周辺の壁-柱間で計測した鉛直方向および水平方向の相対変位とした。計測した変 位の最大および最小値やそれぞれの時刻の一覧、各通りの鉛直方向変形最大時における変 形の一覧を別添別表 2.4.6-1~2.4.6-26 に加振ごとに示す。X2Y4 通りの下側での水平変位 を測定した DG41 については、#018、021、111、113、116 で問題がある。なお、鉛直方向 については柱側に対して壁側が上方向に変形する方向を、水平方向については柱側に対し て壁側が離れる方向を正とした。また、加振方向の壁面におけるダンパー鉛直変位と層間 変位の関係や、各通りのダンパー水平変位の下側をX軸、上側をY軸としたグラフを別添 別図 2.4.6-2~2.4.6-27 に加振ごとに示す。

層間変形と同じく3階と2階での変形量は同程度となり、層間変形が増加するとダンパーの変形も増加した。X面では最大変形量が正負ともに概ね同程度であり、ダンパーあり JMA神戸波100%(#018)加振時には5.62mm、ダンパーなしJMA神戸波80%X方向(#116) 加振時には14.2mmの変形がみられた。Y面では層間変形が増加すると、ダンパー周辺の 変形は正側(壁が浮き上がる方向)への変形が大きくなった。三次元加振時(#018、113) では層間変形が50mmの時に正側では約15mm変形していたのに対し、負側では約10mm の変形となった。

水平方向の変形は、ダンパーあり加振時に X 面で 1mm 未満の変形となり、最も変形し たダンパーあり JMA 神戸波 100% (#018) 加振時で 0.86mm であった。Y 面では同加振時 に 4.30mm となり告示波 50kine 加振時 (#016、021) にも 1mm 以上の変形がみられた。こ のときの上下の水平変位にはいずれも正の相関がみられ、ダンパーを中心とした回転はほ とんど生じていないことがわかった。ダンパーを切断すると最大変位がやや大きくなり、 正の相関がより強くみられた。ダンパーなし JMA 神戸波 80%X 方向 (#116) 加振時には X 面で 3.58mm、Y 面で 3.84mm の最大変形となった。



図 2.4.6-1 ダンパー変形計測位置(単位:mm)

各面ダンパーの要素試験結果による荷重変形関係と、ダンパーあり加振時(#010~021) に計測された最大鉛直変位との関係を図 2.4.6-28 に示す。

X 面では 25kine 加振時(#010) は弾性域にとどまり、50kine 加振時(#014、020) や JMA 神戸波 100%加振時(#018) には降伏しており、破断に向かっていることがわかった。Y 面についても 25kine 加振時(#012) はかろうじて弾性域にとどまったが、50kine 加振時(#016) には降伏しており、塑性化していることがわかった。





図 2.4.6-28 ダンパーの荷重変形関係および最大鉛直変位の関係

第2章-92

2.4.7 壁と床との相対変位

壁と床との相対変位について、最大および最小値、それぞれの時刻の一覧を別添 別表 2.4.7-1~2.4.7-13 に加振ごとに示す。図表中に 1F~3F と記したものは各階床上で測定し、 RF と記したものについては 3F の天井において計測した。また、加振方向の壁面における ダンパー鉛直変位と層間変位の関係を、変位計による測定と画像計測による測定とそれぞ れ別添 別図 2.4.7-1~2.4.7-26 に加振ごとに示す。RF については、3F での層間変位との関 係とした。画像計測による変位は、各階床高さにおける X2 もしくは Y2 通りでの柱と壁の 相対変位とした。

両面とも変位の最大量は 7mm 未満となり、大きな変形はみられなかった。また、層間 変形が大きくなるにつれ壁-床の相対変位も増加した。

X 面では、1F~3F での変位がダンパーあり加振で 1mm 未満、ダンパーなし加振におい ても 2.5mm 未満であった。RF での変位は最大で#116 加振時に 6.54mm となった。各階の 最大変位の大小関係は、概ね 1F<2F \leq 3F<RF となり、2F と 3F の変位の差は 1mm 以内であ った。Y 面では、各階の最大変位の大小関係は概ね 1F<3F<2F<RF となり、2F と 3F での最 大変位の差が#113 加振時には 2mm 以上となった。RF での変位は最大で#113 加振時に 6.49mm となった。1F での最大変位はいずれも 1mm 未満となり、層間変形が X 面に比べ 大きかったが脚部の水平方向への変形は生じていなかったことがわかった。

変位計による測定では、層間変位との関係より 1~3F では正の相関、RF では負の相関 がみられた。このことから、1~3F では軸組(1F は架台)よりも壁が大きく変形し、RF では反対に壁よりも軸組が大きく変形しているような計測結果となった。しかし、画像計 測による相対変位と層間変位の関係からは1F で正の相関が、2F~RF では負の相関がみら れ、1F では架台より壁が大きく変形し、2F~RF では壁より軸組が大きく変形しているよ うな結果となった。画像計測による測定は正しく計測されていたが、変位計による測定は 2F および 3F で問題があったのではないかと考える。

2.4.8 壁柱脚接合部の変形・浮き上がり

脚部変位の計測位置を図 2.4.8-1 に改めて示す。最大および最小値、それぞれの時刻の一 覧、各壁脚浮き上がり最大時の変形量の一覧を別添 別表 2.4.8-1~2.4.8-26 に示す、なお、 壁や柱が浮き上がる方向を正とした。また、壁脚部の変位と層間変位の関係を別添 別図 2.4.8-2~2.4.8-14 に示す。

壁脚部での変形について、両面とも正側(壁が浮き上がる方向)への変形が大きく、特 にY面ではロッキングによる浮き上がりが顕著であった。最も変形が大きかったダンパー なしJMA 神戸波 70% (#113)加振時には、X面で 6.23mm、Y面で 21.08mm となった。ま た、層間変形が大きくなるにつれ脚部での変形量も増加した。負側(壁が圧縮される方向) への変形量は正側に比べ小さい結果となった。層間変形が増加しても負側への変形はあま り大きくならず、#113加振時にX面で 2.31mm、Y面で 1.27mm となった。3次元加振時(#018、 113)には、X面で層間変形と脚部変形の関係に統一性がみられなかった。X面脚部の変形 に対してY面での層間変形が大きく、壁が直交方向に変形していたと考える。

柱脚部における変形は、壁脚部での変形が大きくなるにつれ増加した。また、負側に比べ正側への変形が大きかった。最も変形した#113加振時には正側に3.90mm、負側に2.06mmの変形となった。



図 2.4.8-1 脚部変形計測位置

2.4.9 壁脚部軸力の応力分布

壁脚部での応力の最大および最小値の一覧、計測位置両端での引張力が最大時の応力一 覧を、引張を正として別添 別表 2.4.9-1~2.4.9-12 に示す。また、加振方向の応力分布を 別添 別図 2.4.9-1~2.4.9-6 に示す。CLT 壁の軸応力は、2.3.2 項と同様にヤング係数を 7.4kN/mm²として算出した。Y 面の応力はプレストレスによる応力を含めた状態としてい る。2.3.3 項で示した通り、ひずみの計測はダンパーなし加振でのみおこなった。

X面では各加振での引張時と圧縮時の絶対値が概ね同様の値であった。#103と#111の比較より、地震波の最大速度が25kineから50kineになった場合の計測位置両端での最大応力は約1.85~1.93 倍となった。JMA 神戸波 80%_X 方向(#116)加振時、破壊が生じた反対側であるY4通りの面では最大で引張側に27.2N/mm²、圧縮側に27.0 N/mm²となり、かなり大きな応力を負担していたことがわかる。Y面ではロッキングによる浮き上がりで引張側での軸ひずみが軽減された。地震力が増加しても引張側での最大応力の変化はあまりみられず、JMA 神戸波 70%(#113)加振時においても最大 7.1 N/mm²となった。圧縮側については#107と#109の比較より、地震波の最大速度が2倍になった場合の計測位置両端での最大応力は約1.36倍となった。告示波 25kine(#103、107)加振時には、最大圧縮応力がX面に比べY面では約1.37倍となり、プレストレスによる圧縮負担の増加がみられた。しかし、50kine加振時や3次元加振時(#109~113)には両面での最大圧縮応力に大きな差はみられなかった。

2.4.10 プレストレスの変動

加振時の軸力変動について、正負それぞれの最大変動量を表 2.4.10-1 に示す。なお、変 動量は各加振前の値を基準として算出し、引張を正とした。

X 方向加振時には正負の最大変動値は同程度となった。Y 方向加振では圧縮側の軸力開 放は約1~2kN とそれほど大きくなく、主に引張側での軸力増大がみられた。

三次元加振では引張側の変動量が大きく、最も変動量が大きかったダンパーなし JMA 神戸 70% (#113)加振時には、PC 鋼棒1本ごとに作用していた軸力の約 560kN に対して、引張 側で約 24%、圧縮側で約 10%の変動がみられた。

時刻歴応答は、X 方向加振時は壁の外側と内側の PC 鋼棒で位相が対象になっていた。 一方が引張、もう一方が圧縮を受けていたためと考える。Y 方向加振では同様の波形であった。3 次元加振では内側と外側で異なる波形となった。例としてダンパーありでの 50kineX 方向、Y 方向および JMA 神戸波 100%加振時の時刻歴応答を図 2.4.10-1 に示す。 この図 2.4.10-1 では、振動台起動前にイニシャル計測した際の軸力の値を 0 としている。

	測定位置							
	HD01(X1外)		HD02(X1内)		HD03(X4外)		HD04(X4内)	
地震波	正(引張)	負(圧縮)	正(引張)	負(圧縮)	正(引張)	負(圧縮)	正(引張)	負(圧縮)
25kine X方向(#010)	10.4	-12.2	10.5	-9.3	11.1	-9.1	8.7	-10.1
25kine Y方向(#012)	6.2	-1.2	8.2	-0.3	6.5	-0.6	5.4	-0.6
50kine X方向(#014)	21.4	-26.9	25.2	-19.9	24.6	-19.7	19.3	-23.3
50kine Y方向(#016)	30.2	-1.2	29.2	-1.0	34.1	-0.9	29.5	-1.6
JMA神戸波100%(#018)	81.4	-31.6	75.7	-22.2	74.9	-20.6	77.1	-26.2
50kine乱数位相 X方向(#020)	29.9	-29.1	28.1	-27.5	27.5	-27.5	28.4	-25.0
50kine乱数位相 Y方向(#021)	51.1	-1.0	48.7	-0.8	53.1	-1.0	48.3	-0.7
25kine X方向(#103)	23.4	-19.2	17.4	-22.1	17.3	-21.6	21.2	-17.1
25kine Y方向(#107)	23.7	-0.8	24.1	-0.8	24.3	-0.9	22.3	-0.6
50kine Y方向(#109)	71.3	-2.0	74.2	-2.1	73.8	-2.5	72.1	-1.9
50kine X方向(#111)	45.3	-37.7	35.8	-42.7	34.6	-42.1	42.5	-33.1
JMA神戸波70%(#113)	123.1	-56.0	147.4	-55.7	143.1	-53.1	115.4	-49.4
JMA神戸波80% X方向(#116)	55.6	-53.5	50.7	-51.2	48.3	-50.6	54.0	-47.2

表 2.4.10-1 最大軸力変動一覧(単位:kN)







ダンパーあり 告示波 50kine Y 方向(#016)加振時





軸力導入直後から実験終了までの、加振前や加振後における PC 鋼棒1本あたりの軸力、 平均した軸力低下量および低下率を表 2.4.10-2 に、推移を図 2.4.10-2 に示す。図中の縦軸 の最小値が0でない点に注意されたい。

1 方向加振での低下率はいずれも 1%未満であった。三次元加振後には軸力の低下が確認 され、ダンパーあり JMA 神戸波 100%(#018)加振後で 1.2%、ダンパーなし JMA 神戸波 70%(#113)加振後で 3.0%程度の軸力低下がみられたが、それほど大きな低下ではなか った。表 2.4.10-1 での値を合わせて考慮すると、加振時の軸力変動が大きいほど加振後の 軸力開放が進むと考える。

1日目のダンパーあり加振終了から2日目のダンパーなし加振の開始までの約18時間では、軸力の変動はほとんどみられなかった。また、本加振(11月4日25kineX方向加振) 直前から実験終了時までの軸力低下量は、各PC鋼棒で25.7~32.2kN、平均で29.5kNであ り、低下率にすると各PC鋼棒で4.5~5.7%、平均にすると5.1%であった。

	軸力(kN)				低下量(kN)・低下率(%)		
時刻	内容	X1外側	X1内側	X4外側	X4内側	低下量平均	低下率平均
11/3 12:16	軸力導入完了時	629.3	626.3	618.4	615.6	-	-
11/4 11:40	加振開始直前	626.9	617.5	608.6	613.0	5.9	1.0
11/4 12:04	正弦波入力後	626.4	617.1	608.2	612.7	0.4	0.1
11/4 14:00	25kineX方向(#010)加振前	622.1	614.6	605.7	610.7	2.8	0.5
11/4 14:02	25kineX方向(#010)加振後	621.9	614.3	605.9	610.2	0.2	0.0
11/4 14:23	25kineY方向(#012)加振後	620.4	614.0	605.0	609.8	0.7	0.1
11/4 15:29	50kineX方向(#014)加振後	620.0	614.0	605.0	608.9	0.3	0.1
11/4 15:55	50kineY方向(#016)加振後	619.5	613.9	605.3	608.3	0.2	0.0
11/4 16:27	JMA神戸波100%(#018)加振後	611.8	607.2	599.4	601.2	6.9	1.1
11/4 17:00	50kine乱数位相X方向(#020)加振後	613.2	608.3	600.5	602.2	-1.2	-0.2
11/4 17:06	50kine乱数位相Y方向(#021)加振後	613.1	608.9	600.2	602.7	-0.2	0.0
11/5 11:11	25kineX方向(#103)加振後	614.9	608.6	599.8	603.2	-0.4	-0.1
11/5 11:42	25kineY方向(#107)加振後	613.3	607.5	598.6	602.5	1.2	0.2
11/5 13:17	50kineY方向(#109)加振後	608.8	604.5	595.0	599.3	3.5	0.6
11/5 13:43	50kineX方向(#111)加振後	608.7	603.3	593.9	598.8	0.7	0.1
11/5 14:14	JMA神戸波70%(#113)加振後	592.4	584.5	576.5	585.0	16.6	2.8
11/5 14:55	JMA神戸波80%X方向(#116)加振後	592.8	582.4	575.0	585.0	0.8	0.1
-	低下量合計	36.50	43.98	43.38	30.63	38.6	6.2

表 2.4.10-2 軸力導入直後~実験終了の PC 鋼棒軸力一覧



2.4.11 画像計測による加速度計測結果

画像計測による加速度の最大値を別添 別表 2.4.11-1~2.4.11-13 に、加振方向の通りごと の立面分布と、中央および壁側(Y4・X4)に設置した加速度計による測定結果との比較を 別添 別図 2.4.11-1~2.4.11-13 に示す。なお、加速度は、画像計測による変位のデータを 移動平均処理後(ローパスフィルタに相当)に2回微分をおこない算出した。

画像計測と加速度計による加速度の最大値を比較すると、壁側で計測した値と概ね一致 するかやや小さい値となった。#116加振時には画像計測により計測した面(Y1)で破壊が 生じ、負側の加速度が加速度計で計測した面(Y4)に比べ大きく計測された。通りごとに 加速度の最大値に差が生じたが、その大小関係や立面分布について一貫した法則性は確認 されなかった。

2.4.12 画像計測による層間変位計測結果

画像計測による層間変位の最大値を別添 別表 2.4.12-1~2.4.12-13 に、加振方向の通り ごとの立面分布と、変位計による測定結果との比較を別添 別図 2.4.12-1~2.4.12-13 に示 す。変位計による測定結果は画像計測をおこなった面である Y1 または X1 で測定した変位 とした。

いずれの通りで計測した場合にも最大変形量は同程度となり、差は約1~5mmであった。 変位計での計測結果と比較すると同程度あるいは画像計測の方が少し大きい結果となった。

2.4.13 画像計測によるダンパー変形計測結果

画像計測によるダンパー変形の計測位置を図 2.4.13-1 に改めて示す。ここでのダンパー 変形は、2 階と 3 階それぞれの中央で柱に設置されたマーカーと、壁に設置されたマーカ ーの Z 方向における相対変位とした。最大値および変位計による測定値との比較を別添 別表 2.4.13-1~2.4.13-13 に示す。なお、ここでの割合とは、変位計による測定値に対する 画像計測による測定値の割合である。また、各加振での最大変位を変位計と画像計測とで 比較したものを図 2.4.13-2 に示す。

計測方法や計測した面が異なるが、各箇所の変位計による測定値に対する画像計測によ る測定値は、X面では1.4~0.3倍、Y面では1.1~0.3倍となった。図2.4.13-2より、画像 計測による各加振での最大変位は、破壊が生じた#116加振時を除いて変位計での計測に対 し小さく測定されていた。



図 2.4.13-1 ダンパー変形計測位置



Y面 (プレストレス)

図 2.4.13-2 ダンパー鉛直変位の変位計と画像計測との比較

2.4.14 画像計測による脚部変位計測結果

画像計測による脚部変位の計測位置を図 2.4.14-1 に改めて示す。脚部変位は 50 番から 60 番の Z 方向における変位とした。最大値および変位計による測定値との比較を別添 別 表 2.4.14-1~2.4.14-13 に示す。なお、ここでの割合とは、変位計による測定値に対する画 像計測による測定値の割合である。また、各加振での脚部における最大変位を、変位計と 画像計測とで比較したものを図 2.4.14-2 に示す。

正負両方とも画像計測による最大値が変位計による最大値より大きくなる傾向がみられた。特に Y 方向の負側(壁が圧縮される方向)では、変位計と画像計測との差が大きく、 JMA 神戸波 100% (#018) や告示波 50kine_Y 方向(#107)、JMA 神戸波 70% (#113) で 5mm 以上の測定差が生じた。





X(Y1)面

図 2.4.14-1 脚部変形計測位置



X面 (ドリフトピン)



Y面 (プレストレス)

図 2.4.14-2 壁脚部変位の変位計と画像計測との比較

2.5 損傷観察の結果

損傷観察ごとの損傷状況を図 2.5-1~2.5-20 に、損傷が生じなかった箇所や解体後の試験 体状況は写真 2.5-1~2.5-6 に示す。

ダンパーあり加振・X面(ドリフトピン)

告示波 50kine 加振後(#014) に Y4 通りの面では脚部で圧縮による微小な変形が生じた (図 2.5-1)。JMA 神戸波 100%加振後(#018) に壁脚部のドリフトピン接合部において、 支圧により下側に穴が大きくなるような変形が各箇所で確認された(図 2.5-2~2.5-3)。な お、ドリフトピン周辺の割れについては施工時から生じていたものである。ダンパーの変 形は目視では確認されなかった(写真 2.5-1)。



図 2.5-1 損傷観察 1F_X (Y4) 面内側 告示波 50kine_X 方向加振後 (#014)



ドリフトピン支圧変形

ドリフトピン支圧変形

図 2.5-2 損傷観察 1F_X (Y1) 面内側 JMA 神戸波加振後 100% (#018)



図 2.5-3 損傷観察 1F_X (Y4) 面内側 JMA 神戸波 100%加振後 (#018)



写真 2.5-1 X 面ダンパー_ダンパーあり加振終了後

ダンパーあり加振・Y面(プレストレス)

告示波 25kine 加振後(#012) に X1・X4 通り共に脚部で圧縮変形がみられた(図 2.5-4 ~2.5-5)。JMA 神戸波 100%加振後(#018) には全ての箇所でダンパーの変形がみられ(図 2.5-6~2.5-9)、その後の告示波 50kine 乱数位相加振後(#020・#021) に亀裂が生じた(図 2.5-10~2.5-11)。



図 2.5-4 損傷観察 1F_Y (X1) 面外側 告示波 25kine_Y 方向加振後 (#012)



図 2.5-5 損傷観察 1F_Y (X4) 面外側 告示波 25kine_Y 方向加振後 (#012)

第2章-108



図 2.5-6 損傷観察 2F_Y (X1) 面 JMA 神戸波 100%加振後 (#018)



図 2.5-7 損傷観察 2F_Y (X4) 面 JMA 神戸波 100%加振後 (#018)



図 2.5-8 損傷観察 3F_Y (X1) 面 JMA 神戸波 100%加振後(#018)



図 2.5-9 損傷観察 3F_Y (X4) 面 JMA 神戸波 100%加振後 (#018)









ダンパー割れ

ダンパー割れ



ダンパーなし加振・X 面 (ドリフトピン)

JMA 神戸波 70%加振後(#113) に隅柱や側柱の脚部、壁両端のドリフトピン接合部周辺 で割れが確認された(図 2.5-12~2.5-13)。その後の JMA 神戸波 80%X 方向加振後(#116) には Y1 通りの面でドリフトピン接合部周辺が集合型せん断破壊を起こした(図 2.5-14~ 2.5-15)。また、同じ面の 2F において壁-梁接合部に割れがみられた(図 2.5-16)。



ドリフトピン周辺割れ

図 2.5-12 損傷観察 1F_X (Y1) 面内側 JMA 神戸波 70%加振後 (#113)



側柱割れ

側柱割れ





ドリフトピン周辺でせん断破壊

図 2.5-14 損傷観察 1F_X (Y1) 面内側 JMA 神戸波 80%_X 方向加振後 (#116)



ドリフトピン周辺でせん断破壊

図 2.5-15 損傷観察 1F_X (Y1) 面外側 JMA 神戸波 80%_X 方向加振後 (#116)



壁−梁接合部割れ

壁−梁接合部割れ

図 2.5-16 損傷観察 2F_X (Y1) 面 JMA 神戸波 80%_X 方向加振後 (#116)

ダンパーなし加振・Y面(プレストレス)

告示波 50kine 加振後(#109) に壁両端や側柱の脚部において、ごく僅かに浮き上がり変形の残留がみられた(図 2.5-17~2.5-18)。JMA 神戸波 70%加振後(#113) には側柱脚部で割れが生じた(図 2.5-19~2.5-20)。



図 2.5-17 損傷観察 1F_Y (X1) 面内側 告示波 50kine_Y 方向加振後 (#109)





第2章-115



隅柱割れ

図 2.5-19 損傷観察 1F_Y (X1) 面内側 JMA 神戸波 70%加振後 (#113)



側柱割れ

図 2.5-20 損傷観察 1F_Y (X4) 面外側 JMA 神戸波 70%加振後(#113) 全体共通

損傷は主にダンパーおよび試験体の脚部でみられ、錘のずれや柱-梁接合部での損傷は確認 されなかった(写真 2.5-2)。



写真 2.5-2 実験終了後の柱-梁接合部

解体後

X 面の CLT 連層壁や柱脚の底面においても割れが生じていたことが確認された(写真 2.5-3 ~2.5-5)。ドリフトピンの変形は小さかった(写真 2.5-6)。



写真 2.5-3 解体後の CLT 連層壁 X (Y1) 面



写真 2.5-5 通し柱底面割れ



写真 2.5-4 X (Y1) 面底面割れ



写真 2.5-6 解体後のドリフトピン

2.6 まとめ

振動台実験により以下のことが明らかになった。

- ・ダンパーあり JMA 神戸波 100% (#018) 加振時に 1F での水平荷重は、X 方向で約 500kN、 Y 方向で約 550kN となり両方向とも C₀=1 前後の層せん断力が生じていたのに対し、各 階の最大変形量は X 方向で 1/116rad 以下、Y 方向で 1/50rad 以下となった。ダンパーな し JMA 神戸波 70% (#113) 加振時には層せん断力が X 方向で約 570kN、Y 方向で約 490kN 生じ、各階の最大変形量は X 方向で 1/67rad 以下、Y 方向で 1/35rad 以下となった。その 際倒壊することはなく、十分な耐震性能を有していたことがわかった。
- ・加速度の増幅は上の階に行くほど大きくなり、中央で計測された値に対して壁側で計測 された加速度の最大値は小さくなる傾向があった。また、中央と錘上で計測した加速度 に大きな差が生じなかったことから、加速度計が載っていた錘のずれは生じなかったと 考える。
- ・層間変形やダンパー、脚部の変形は地震波の最大速度が増加するに従い増加し、同じ加振でダンパーの有無を比較すると、ダンパーなしでは変形量が増加した。層間変形やダンパー変形については2階と3階での最大量が同程度になっており、2次振動モードの影響がみられた。
- ・CLT 連層壁の脚部を鋼板挿入ドリフトピン接合とした X 面では、ダンパーなし JMA 神 戸波 70%(#113)以降損傷が顕著となり、固有振動数の低下がみられた。また、ドリフ トピン接合部への軸応力負担が大きく、最終的に破壊が生じた。しかし、全体の変形量 は小さく、ダンパーの変形は見られなかった。
- ・CLT 連層壁に PC 鋼棒を設けプレストレスによる軸力導入をおこなった Y 面では、層間 変形が大きく、ダンパーの変形や亀裂が生じた。しかし、ロッキングによる壁の浮き上 がりにより、引張側での軸応力が軽減された。これにより固有振動数の低下は X 面に比 ベ少量であり、CLT 連層壁への顕著な損傷は確認されず微小な圧縮変形のみであった。
- ・画像計測によって、計測器による測定と同様の項目についての変位を計測し、いずれの 測定でも同じような測定結果を得ることができた。測定位置や方法が異なるため値は厳 密に一致しなかったが、加速度や層間変形については立面分布が同様となり、ダンパー や脚部の変位では加振毎の最大変位が同様に推移していたため、試験体の応答について 確認できた。
参考文献

- 1) 建設省: 超高層建築物の構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準を定める 件(告示第1461号), 2000.
- 2) 農林水産省: 直交集成板の日本農林規格, 2013.
- 3)藤田聡、他5名:大規模破壊実験における計測・処理手法の高度化,第1回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム論文集, p.65-70, 2000.
- 4) 国土交通省:評価方法基準(告示第 1347 号),2001.

第3章 3階建て振動台実験試験体の決定推移

3.1 事前解析の目的

第3章では実験試験体の決定とその解析結果を示す。解析は SNAP を用いた静的非線形 荷重増分解析とした。実験試験体は 1~3 階まで連続した厚さ 210mm の CLT 耐力壁を採用 する。CLT 耐力壁は壁中央の脚部と頂部を 2本のタイロッドで結んだ形状としプレストレ スを導入している。また、CLT 耐力壁中間部には隣接柱との間にせん断ダンパーを取り付 ける。解析により、タイロッドの引張力による影響やダンパーの性能効果について各解析 を行うとともに、耐力壁脚部や側柱脚部の接合形式による影響について検証を行い、実験 試験体の決定を行うことを目的とする。

なお、実験試験体の諸設定については令和2年度の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【Tall Wood 事業】事業に続いて行われたものである。



図 3.1-1 SNAP による解析モデル例

3.2 実験試験体モデルの概要

3.2.1 各解析モデルの概要

CASE1 から CASE4 のモデルを順次検証して実験試験体の形状・寸法・接合方法等を決定した。

全てのモデルについて共通事項を示す。

- 3 階建ての木造建築物とする。
- ・ 1~3 階の階高は全て 3000mm とする。
- ・ 耐力壁には厚さ 210mm の CLT (S90-5-6)を用い、X・Y 方向共 2 枚左右対称に配置し、
 1~3 階まで長さ 9mの一枚板としている。
- ・ CLT 耐力壁の両側には 1~3 階までの通し柱(240角、長さ 9m)を配置する。
- ・ CLT 耐力壁の中間部にはせん断ダンパーを取り付ける。取付位置については、次ページ の表 3.2.1-1 解析モデルケースの一覧 を参照。
- タイロッドを設けた耐力壁の1階脚部の端部には、浮上がり防止用の金物は設けない。

各ケースの概略を下記に示す。

- CASE1 平面形状 7.28m×7.28m、耐力壁側柱スパン 1.82m、 XY両方向にタイロッド有り
- CASE2 平面形状 7.28m×7.28m、耐力壁側柱スパン 2.73m、
 XY 両方向ともタイロッド無し
- CASE3 平面形状 7.28m×7.28m、耐力壁側柱スパン 1.82m、
 X 方向はタイロッド無し、Y 方向はタイロッド有り
- CASE4 平面形状 5.46m×5.46m、耐力壁側柱スパン 1.82m、
 X 方向はタイロッド無し、Y 方向はタイロッド有り





表 3.2.1-2 解析モデルケースの一覧(軸組図)

3.2.2 材料定義

<CLT 耐力壁の基準強度>

- ・ CLT の樹種構成は、ヒノキ、強度・構成は S90-5-7 とした。
- ・ 厚さは 210mm とし、1~3 階までの長さ 9m まで1 枚板とした。

表 3.2.2-1 CLT 耐力壁の基準強度

CLT の樹種構成 : ヒノキ 強度・構成: S90-5-7

基準強	度		記号	N/mm ²
		曲げ弾性係数	Е	8310
		曲げ強度	Fb	15.54
	5虫軸力问	せん断弾性係数	G	83
	度 曲げ弾性係数 強軸方向 世ん断弾性係数 費軸方向 曲げ弾性係数 週軸方向 世ん断弾性係数 世ん断弾性係数 世ん断弾性係数 世ん断強度 せん断応力度分布係数 世ん断強度 世ん断応力度分布係数 世ん断強度 世ん断応力度分布係数 世ん断強度 世ん断応力度分布係数 世ん断強度 曲げ弾性係数 歯げ強度 曲げ強度 日ば弾性係数 曲げ強度 電台、「「「」」」」」 ロージ強度 世ん断弾性係数 由げ強度 世ん断応力度分布係数 ロージ強度 世ん断強度 ビン 世ん断強度 日 「「」」」 「「」」 世ん断強度 「」 「」 「」 「」 「」 「」 「」 「」 「」 「」 「」 「」 「」 「」 「」 「」 「」 「」 「」 「」 「」 「」 「」 「」 「」 「」 「」	β	1.359	
声 め		曲げ弾性係数	Е	680
山クト	記載士白	曲げ強度	Fb	1.27
	初初中田ノノ「中」	せん断弾性係数	G	29
		せん断応力度分布係数	β	3.231
	せん断強度		Fs	1.2
	めり込み強度		Fc⊥	7.8
	改善士百	曲げ弾性係数	Е	6420
	7虫=四ノノ「円」	曲げ強度	Fb	14.78
	22 串小	曲げ弾性係数 曲げ強度 せん断応力度分布係数 世ん断弾性係数 曲げ強度 せん断弾性係数 曲げ強度 せん断応力度分布係数 曲げ強度 せん断応力度分布係数 個げ強度 世ん断弾性係数 世ん断応力度分布係数 	Е	2570
一一一一	习习 中田	曲げ強度	Fb	5.91
田下リ	せん断弾性係数		G	500
	せん断応力度分布	係数	β	1
	せん断強度	CLT 幅 2000 mm (ラミナ幅 122,m=16)	Fs	3.09
		圧縮・引張の弾性係数		6420
強軸方	向	圧縮強度	Fc	14.78
		引張強度	Ft	10.98
		圧縮・引張の弾性係数		2570
弱軸方	向	圧縮強度	Fc	5.91
		引張強度	Ft	4.39

<木材と鋼材の材料強度>

- ・ 軸組架構はベイマツ集成材、受け材等の二次部材はスギ無等級材とする。
- ・ タイロッド治具は、SS400、SN490 材を使用する。

- • -												
期間 共手た フ		∕⇒	圧縮	引張	曲に	ቻ Fb	せん断	めり込み				
期间・11月	国クース	割合	Fc	Ft	積層方向	幅方向	Fs	Fev $70 \leq \theta$				
基準強度		1	23.20	20.20	30.00 21.60		3.60	9.00				
長期	長期		8.51	7.41	11.00	7.92	1.32	3.30				
中長期	0.75S	1.43/3	11.06	9.63	14.30	10.30	1.72	4.29				
中短期	1.00S	1.6/3	12.37	10.77	16.00	11.52	1.92	4.80				
短期	0.358	2.0/3	15.47	13.47	20.00	14.40	2.40	6.00				

表 3.2.2-2 梁の材料強度:ベイマツ集成材(対称異等級構成)、E105-F300

単位:N/mm²

表 3.2.2-3 柱の材料強度:ベイマツ集成材(同一等級集成材)、E105-F285

期間・荷重ケース		由△	圧縮	引張	曲に	ቻ Fb	せん断	めり込み
		割合	Fc	Ft	積層方向	積層方向 幅方向		Fev $70 \leq \theta$
基準強度		1	25.50	20.40	28.50	28.50	3.6	9.00
長期		1.1/3	9.35	7.48	10.45	10.45	1.32	3.33
中長期	0.75S	1.43/3	12.16	9.72	13.59	13.59	1.72	4.29
中短期	1.00S	1.6/3	13.60	10.88	15.20	15.20	1.92	4.80
短期	0.35S	2.0/3	17.00	13.60	19.00	19.00	2.40	6.00

単位:N/mm²

表 3.2.2-4 二次部材の材料強度:スギ (無等級材)、E70

期間・荷重ケース		宝山へ	圧縮 引		曲げ	せん断	めり込み
		刮石	Fc	Ft	Fb	Fs	Fev $70 \leq \theta$
基準強度		1	17.70	13.50	22.20	1.80	6.00
長期		1.1/3	6.49	4.95	8.14	0.66	2.22
中長期	0.75S	1.43/3	8.44	6.44	10.58	0.86	2.86
中短期	1.00S	1.6/3	9.44	7.20	11.84	0.96	3.20
短期	0.35S	2.0/3	11.80	9.00	14.80	1.20	4.00

仕様箇所:小梁(合板受け材、錘の受け材) 単位:N/mm²

表 3.2.2-5 鋼材の材料強度

鋼 種				長期			結期	
		圧縮	引張	曲げ	せん断	すみ肉	起朔	
55400	t≦40	156	156	156	90	90		
\$\$400	100≧t>40	143	143	143	83	83	長期×15	
SN490	$t\!\leq\!40$	216	216	216	125	125	X791-113	

単位:N/mm²

使用箇所:タイロッド治具、壁脚・柱脚の鋼板挿入接合 座屈止め[-200x90x8x13.5、倒壊防止ロッドT1 鉄骨架台

3.2.3 仮定荷重

・ 固定荷重は実荷重を想定して決定した。なお、積載荷重は事務所を想定して決定した。

<床荷重>

表 3.2.3-1 床の仮定荷重

No 1

No.1					L.L:	屋根積載		N/m2
場 所	部 位	厚さ(cm)	重量	小計		S用	R用	E用
	金属屋根		600	850	D.L	850	1400	1400
屋根1	ルーフィング		50		L.L	300	300	100
	構造用合板t24		200		S.L	-	-	-
				勾配割増				
勾配割増				→850				
0 寸勾配	小屋組		250					
$\rightarrow \times 1.00$	天井(下地含む)		300	→550	T.L	1150	1700	1500
※備考			合計	→1400	T.L	1150	1700	1500

No 2

No.2				 L.L:	N/m2			
場 所	部 位	厚さ(cm)	重量	小計		S用	R用	E用
	仕上げ		100	1750	D.L	1800	1800	1800
	ALC	10	700		L.L	2900	1800	800
3階床	構造用合板t24		200					
2階床	間仕切り壁		200					
	床梁		250					
	天井(下地含む)		300		T.L	4700	3600	2600
※備考			合計	→1800	T.L	4700	3600	2600

No.3					 L.L:	事務室·研究	室	N/m2
場 所	部 位	厚さ(cm)	画画	小計		S用	R用	E用
	仕上げ		100	1400	D.L	1500	1500	1500
1階床	ALC	10	700		L.L	2900	1800	800
	構造用合板t24		200					
	間仕切り壁		200					
	根太		50					
	大引き・土台		150					
					T.L	4400	3300	2300
※備考			合計	→1500	T.L	4400	3300	2300

<壁荷重>

表 3	3.2.3-2	壁の仮定荷重

衣 3.2.3-2	壁の仮正何里					N/m2
場所	部位	厚さ	(mm)	重量 N/m2	合計	備考
					1500	
CLT	外壁仕上げ			100		
外壁	石膏ボ―ド ×2			150		
	CLT		210	1050		比重 5 kN/m3
	石膏ボ―ド ×2			150		
	仕上げ			50	→1500	

N/m2

場所	部位	厚さ (mm)	重量 N/m2	合計	備考
				650	
一般外壁	外壁仕上げ		100		
	石膏ボード ×2		150		
	軸組		200		
	石膏ボ―ド ×2		150		
	仕上げ		50	→700	

3.2.4 Ai 分布による地震力の算定

- ・ 建築基準法施行令第88条における、地震力の算定方法(Ai分布)によって、各階に生じる地震力を求める。
- ・ 層せん断力係数は Co=0.20、地域係数 Z は 1.0 とした。
- ・ 建物の固有値解析は、略算法 T=0.03H(木造の場合)によって求める。

表 3.2.4-1 解析用建物重量と、Ai分布における地震力

階	Wi kN	Σ Wi kN	αi	Ai	Co	Ci	Qi kN	Pi kN
3F	120	120	0.214	1.581	0.200	0.316	38	38
2F	220	340	0.607	1.202	0.200	0.240	82	44
1F	220	560	1.000	1.000	0.200	0.200	112	30

Z : 地域係数 Z=1.0

h :最高高さと軒の高さの平均 m h=9.0m

T :固有周期 T=0.03h = 0.03×9.0 =0.27 秒

- Wi : i 階の重量 kN
- ΣWi : i 階が支持する重量の総和 kN
- Rt : 振動特性係数
- Ai :層せん断力係数
- Co :標準せん断力係数
- Ci : 地震層せん断力 kN
- Qi : 建物のi階に加わる地震力 kN
- ・ 重量は、CASE1~3の建物スパン7.28m×7.28m時の建物規模を想定して重量集計を行うが、CASE4の5.46m×5.46m時においても同じ建物重量とする。
- ・ 一般外壁は、CLT 外壁面以外の外周に全てあるものとした。

3.3 耐力壁のモデル化

- ・ CLT 耐力壁はエレメント置換により評価する。
- ・ CLT 耐力壁は 1~3 階まで連続した通し壁であるので、2~R 階に設ける水平材は剛棒 による横架材とする。
- ・ ダンパーは直上階の水平材の材端せん断バネとしてモデル化する。
- 1 階耐力壁脚には水平方向に働くせん断バネおよび上下方向に働く軸バネ(圧縮、引 張)、耐力壁の1階側柱脚には軸バネ(引張)を接合形式に応じて配置する。
- ・ タイロッドの引張力は初期応力として入力する。



図 3.3-1 耐力壁のモデル化概要

3.4 CASE1 検証モデル

3.4.1 CASE1 検証モデル概要

- ・ 平面形状 7.28m×7.28m、耐力壁側柱スパン 1.82m
- ・ XY 両方向にタイロッドを設置。
- ・ CLT 耐力壁は、ダボを設けてせん断力を負担。
- ・ 柱脚の接合は引きボルト形式。
- XY 両方向とも同じ構造形式。

<ダンパー:UFP>

令和2年度の『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【Tall Wood事業】事業報告書』にて採用した UFP ダンパーを想定した。

バイリニア型の履歴特性をもつバネとしてモデル化し、履歴特性は UFP1 つあたりの実験結果を参考に設定する。1 か所あたりに UFP は 2 個使われているため、比例倍として耐力を 2 倍にして設定した。設置は、1~3 階の各階に取り付けるものとした。



図 3.4.1-1 UFP 1 つあたりの荷重-変形関係

<柱脚の引きボルト接合>

CLT 耐力壁の側柱柱脚の接合は引きボルト形式とした。日本 建築学会『木質構造接合部設計マニュアル』(以下、『木質構造 接合部設計マニュアル』)より、「4.4.2.1 引きボルト式柱-梁接 合部の回転剛性と降伏モーメント」の計算式を参考に、K2:引 きボルトの引張剛性と、K3:定着金物の滑り剛性から引きボル トの軸剛性を求めた。

・軸ボルトの軸剛性:<u>70,056N/mm</u> 降伏耐力:Py=<u>172kN/本</u>(ABR400 M33)



CLT 耐力壁側柱:軸ボルト

<**CLT** 耐力壁:ダボ接合>

CLT 耐力壁と基礎とのせん断力伝達には、基礎にダボ (径 60mm、埋め込み長さ 150mm)を設けてせん断力を負 担する形式とした。ダボのせん断剛性は、前述の柱脚の接 合と同様に『木質構造接合部設計マニュアル』を参考に、 K3:定着金物の滑り剛性から引きボルトの軸剛性を求め た。



・ダボのせん断剛性:<u>84,277N/mm/1か所</u>

図 3.4.1-3 CLT 耐力壁:ダボ接合

<CLT 耐力壁脚部: 圧縮剛性>

CLT 耐力壁脚部の圧縮剛性及び許容耐力については、(公財)日本住宅・木材技術センター『CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル』より「3.1.2 鉛直構面の構成方法」に準拠する。壁-基礎圧縮バネは CLT 耐力壁幅に応じて調整係数 R で初期剛性及び短期許容耐力を補正する。CLT 耐力壁の有効支圧面積は、パネル幅 L の 1/4 とした。



図 3.4.1-4 CLT 耐力壁の有効支圧面積

・CLT 耐力脚部: 圧縮剛性: <u>635kN/mm</u> 降伏耐力: Py=<u>802.3kN</u>

CASE1 は以上の条件を元に、タイロッド引張力やダンパーの有無等の解析条件を変化 させ、合計 6 タイプの検証を行った。



3.4.2 CASE1 解析結果



3.4.3 CASE1 の考察

CASE1は、表 3.4.3-1のグレー色部分の項目の性能を変化させ、検証した。

		TYPE 1	TYPE 2	TYPE 3	TYPE 4	TYPE 5	TYPE 6
ダンパー		あり	あり	あり	なし	なし	なし
タイロッド引張力		1000kN	OkN	タイロッド無	1000kN	OkN	タイロット・無
	3F	95	69	23	74	52	2
応答せん断力(kN) 1/30 時	2F	206	148	50	160	111	5
	1F	281	202	69	219	152	6
	左端	6.5	35.8	50.0	9.7	40. 0	55.3
最上階 耐力辟鉛直変形(mm)	右端	-28.0	-4.4	0.3	-31.1	-5.6	-0. 2
「「「「」」「「」」「」」「」」「」」「」」」「」」」」」」」」」」」」」」	差分	34. 5	40. 2	49.7	40.8	45.6	55. 5
	左側	-57	-57	-57	39	39	39
I 陌1則杜軸刀(KN)	右側	134	134	134	39	39	39

表 3.4.3-1 CASE1 結果一覧表

※鉛直変形:プラス=浮上り、マイナス=沈み込み 軸力:プラス=圧縮、マイナス=引張



- ダンパーを取り付けることにより側柱も水平力抵抗要素になるため、ダンパー有りの 方が応答せん断力が大きく、側柱の軸力も大きい。
- タイロッドに引張力を付加することによる耐力壁の抑え込み効果が生じ、引張力の大きい方が耐力壁の鉛直変形の差分が小さい。
- ・1階で Ds 値 0.5 相当のせん断力(280kN)を確保するためにはダンパーおよびタイロッドの引張力の導入は不可欠である。

CASE1 試験体構造図

部材リス	部材リスト							
部位	符号	断面	材種、備考					
梁	B210	梁幅:120	対称異等級構成集成材					
		数値は梁成nmを示す	E105-F300 ベイマツ集成材					
	6300	梁幅:150	对称異等級構成集成材					
		数値は梁成mmを示す	E105-F300 ベイマツ集成材					
		合板受け材 90x90	無等級材 スギ					
柱	C1	240x240	同一等級集成材					
			E105-F285 ベイマツ集成材					
壁		壁厚 t210mm	CLTパネル					
			S90-5-7 ラミナ30mm					







第3章-18







3.5 CASE2 検証モデル

3.5.1 CASE2 検証モデル概要

- ・ 平面形状 7.28m×7.28m、耐力壁側柱スパン 2.73m。
- ・ XY 両方向ともタイロッドは設置しない。
- ・ ダンパーは CASE1 と同様に UFP とし、2 階・3 階に取り付ける。
- ・ X 方向 CLT 耐力壁の端部・中央および柱脚の接合は鋼板挿入形式。
- Y 方向 CLT 耐力壁の端部および柱脚の接合は引きボルト形式、耐力壁中央は鋼板挿 入形式
- ・ ダンパーの効果と鋼板挿入形式で使用するドリフトピンの本数を耐力壁端部の鉛直 変位と 1/30 時点の応答せん断力の値で検証。

<CLT 板の鋼板挿入型ドリフトピン接合>

CLT 板の鋼板挿入型ドリフトピン接合として、ドリフトピンの本数と配置によって剛性 と耐力を求めた。

CLT 板 S90 7-7 (t=210) J2 (ヒノキ) ドリフトピン d= φ 20mm (先孔径 1.5mm) 鋼板 t=12 (スリット巾 14mm)

標準接合部の耐力と剛性

強軸耐力:Py0 = <u>41.8 KN/本</u>	強軸剛性:k0 = 55.7 KN/本
弱軸耐力:Py0=38.5 KN/本	弱軸剛性:k0 = 48.6 KN/本

CLT 板の先孔のスリップを考慮した剛性低減

k = $1/{1+\Delta/(Py0/k0)} \times k0$ ドリフトピン径: d= ϕ 20mm → Δ = 1.5/2 = 0.75 mm 強軸: k = $1/{1+0.75/(41.8/55.7)} \times 55.7 = 27.8 \text{ KN/mm}$ 弱軸: k = $1/{1+0.75/(38.5/48.6)} \times 48.6 = 24.9 \text{ KN/mm}$

表 3.5.1-1 CLT 標準接合部の特性値

	CLT		荷重方	句		強軸 (s)							弱軸 (w)									
		44.0E*1	ピン径			20mm			16mm			12mm			20m m			16mm			12mm	
等級	構成	物理クループ	鋼板厚		9mm	12m m	16mm	9mm	12mm	16mm												
	643	1	(スリット幅	i)	(11mm)	(14mm)	(18mm)															
S 90	7-7	J1			46.5	46.4	46.3	31.6	32.0	32.6	17.9	18.1	18.5	43.2	42.5	41.5	30.3	29.8	29.3	18.1	17.8	17.4
S 90	7-7	J2	$p_{\rm y}$ [k]	٩]	41.9	41.8	41.7	29.8	30.2	30.7	16.9	17.1	17.4	39.1	38.5	37.7	28.2	27.9	27.3	16.9	16.6	16.3
S 60	7-7	J3			37.3	37.2	37.2	27.9	28.2	28.6	15.8	16.0	16.3	35.0	34.5	33.8	26.1	25.8	25.4	15.6	15.4	15.1
S 90	7-7	J1			54.9	55.7	56.9	44.0	44.8	45.9	33.4	34.3	35.5	49.5	48.6	47.4	38.6	37.7	36.4	28.8	27.8	26.4
S 90	7-7	J2	k [kN/r	nm]	54.9	55.7	56.9	44.0	44.8	45.9	33.4	34.3	35.5	49.5	48.6	47.4	38.6	37.7	36.4	28.8	27.8	26.4
S 60	7-7	J3			40.3	40.9	41.7	32.0	32.5	33.2	24.3	24.8	25.5	36.6	36.0	35.2	28.4	27.8	27.1	20.9	20.3	19.4
S 90	5-5	J1			36.5	35.8	34.9	27.3	26.7	25.8	18.1	17.8	17.4	38.3	38.3	38.5	28.4	28.4	28.4	17.9	18.1	18.5
S 90	5-5	J2	p_v [k]	1]	33.4	32.9	32.1	24.8	24.2	23.5	16.9	16.6	16.3	35.1	35.2	35.3	25.8	25.8	25.8	16.9	17.1	17.4
S 60	5-5	J3			30.4	29.9	29.2	22.2	21.8	21.1	15.6	15.2	14.6	31.8	31.9	32.1	23.2	23.2	23.2	15.8	16.0	16.0
S 90	5-5	J1			48.9	47.9	46.6	37.7	36.8	35.7	27.0	25.9	24.6	52.7	53.1	53.6	43.5	44.3	45.3	32.2	33.1	34.4
S 90	5-5	J2	k [kN/r	nm]	48.9	47.9	46.6	37.7	36.8	35.7	27.0	25.9	24.6	52.7	53.1	53.6	43.5	44.3	45.3	32.2	33.1	34.4
S 60	5-5	J3			35.6	34.9	33.9	28.1	27.5	26.8	19.8	19.2	18.3	37.1	37.3	37.4	31.5	31.9	32.4	23.6	24.2	25.0

*1 例えば、11:カラマツ、12:ヒノキ、13:スギ

名称	DP20 本数	剛性 kN/mm	耐力 Py kN
20-DP20	20	556	669
18-DP20	18	500	602
16-DP20	16	445	535
14-DP20	14	389	468
12-DP20	12	334	426
10-DP20	10	278	355
8-DP20	8	222	308
6-DP20	6	167	231
4-DP20	4	111	167

表 3.5.1-2 CLT 壁 引抜き用



図 3.5.1-1 鋼板挿入型ドリフト ピン接合(引抜用)

・XY 両方向の CLT 耐力壁中央には、せん断伝達用として下記の接合を検証した。

表 3.5.1-3 CLT 壁 せん断用

名称	DP20 本数	剛性 kN/mm	耐力 Py kN
8-DP20	8	199	283
6-DP20	6	149	213
4-DP20	4	100	142



図 3.5.1-2 鋼板挿入型ドリフト ピン接合(引抜用)

<CLT 壁脚の軸ボルト接合>

Y 方向 CLT 耐力壁の壁脚接合は引きボルト形式とした。CASE1 の柱脚と同様に、『木質 構造接合部設計マニュアル』より引きボルトの軸剛性を求めた。

・軸ボルトの軸剛性:<u>79,658N/mm</u> 降伏耐力: Py=<u>203kN/本</u>(ABR400 M33)



図 3.5.1-3 CLT 壁脚 軸ボルト

<柱脚の接合>

・ CLT 耐力壁側柱の柱脚の接合部は、X 方向と Y 方向で別の接合形式とする。Y 方向壁 の柱脚部は、CASE1 と同様に軸ボルト形式とし、X 向壁の柱脚部は鋼板挿入型ドリフ トピン接合(二面せん断)により耐力と剛性を算出した。検証した接合と、剛性・耐力 を示す。

表 3.5.1-4 CLT 壁 せん断用

名称	DP20 本数	剛性 kN/mm	耐力 kN
8-DP20	8	199	283
6-DP20	6	149	213
4-DP20	4	100	142



図 3.5.1-4 柱脚: 鋼板挿入型ドリフトピン接合

<その他>

ダンパーや CLT 耐力壁脚部の圧縮剛性等は、CASE1 に示した剛性・耐力を用いている。

CASE2 は、以上の検証モデルを元に、ダンパーの有無による応答値の変化を検証し、 XY 方向合わせて合計 4 タイプの検証を行った。



Qi (kN) 38 82 112

3.5.2 CASE2 解析結果



283.4 (1/33.9) 194.8 (1/31.5)

3F 1F 2F

Q i (kN) 38 82 112

Σ Wi (kN) 120 340 560

3.5.3 CASE2 考察

CASE2は、表 3.5.3-1のグレー色部分の項目の性能を変化させ、検証した。

		X方向	Y方向	X方向	Y方向
		TYPE 1	TYPE 2	TYPE 3	TYPE 4
ダンパー		あり	あり	なし	なし
タイロッド		なし	なし	なし	なし
짜 누 않 뻔 회	端部	20-DP20	1-M36	20-DP20	1-M36
ミンをする	中央	8-DP20	8-DP20	8-DP20	8-DP20
側柱脚部		8-DP20	1-M36	8-DP20	1-M36
	3F	205	138	183	65
応答せん断力(KN) 1/30 時	2F	443	298	395	141
1700 M	1F	606	407	540	192
	左端	3.5	41.3	7.8	67.5
最上階 耐力辟鉛直変形(mm)	右端	-4.4	-0.6	-27.0	-2.9
则力王如臣 女 协(mm)	差分	7.9	41.9	34. 8	70.4
1 階間 持 志 士 (1.11)	左側	-180	-192	27	24
I 陌饥性粗刀(KN)	右側	270	211	34	18

表 3.5.3-1 CASE2 結果一覧表

※鉛直変形:プラス=浮上り、マイナス=沈み込み 軸力:プラス=圧縮、マイナス=引張



- ・ ダンパーの効果によりダンパー有りの方が応答せん断力が大きく、側柱の軸力も大きい。
- 耐力壁および側柱脚部で引張耐力が大きい鋼板挿入形式の方が引きボルト形式よりも
 応答せん断力が大きく、耐力壁の鉛直変形の差分が小さい。
- TYPE1~TYPE3 は1 階で Ds 値 0.5 以上のせん断力が確保されている。

3.5.4 CASE2 構造図

CASE2 試験体構造図

部材リス	۲-		
部位	符号	断面	材種、備考
梁	B210	梁幅:120	対称異等級構成集成材
		数値は梁成mmを示す	E105-F300 ベイマツ集成材
	6300	梁幅:150	对称異等級構成集成材
		数値は梁成mmを示す	E105-F300 ベイマツ集成材
		合板受け材 90x90	無等級材 スギ
柱	C1	240x240	同一等級集成材
			E105-F285 ベイマツ集成材
壁		壁厚 t210mm	CLTパネル
			S90-5-7 ラミナ30mm









第3章-31



第3章-32



第3章-33



第3章-34
3.6 CASE3 検証モデル

3.6.1 CASE3 検証モデル概要

- ・ 平面形状 7.28m×7.28m、耐力壁側柱スパン 1.82m
- X 方向はタイロッド無、Y 方向はタイロッド有とする。
- ダンパーは UFP と Xtendam の 2 種類。2 階・3 階に取り付ける。
- ・ XY 方向とも、CLT 耐力壁の端部・中央および柱脚の接合は鋼板挿入形式。
- ・ダンパーと接合形式を組合せ、ダンパーの性能および接合形式の性能を耐力壁端部の 鉛直変位と 1/30 時点の応答せん断力の値で検証した。

<ダンパー: Xtendam>

 ・ ダンパーは CASE1 に示した UFP ダンパーとともに、Xtendam (イクステンダム:以下、 XTD) 鋼板ダンパーを使用した場合をそれぞれ検証した。取付位置は2階・3階とした。



型式	第一折れ点荷重	第二折れ点荷重	初期剛性	第二剛性	第三剛性	第一折れ点変位	第一折れ点変位	第一折れ点変位
	Q ₁ (kN)	Q2(kN)	$K_1(kN/mm2)$	$K_1(kN/mm2)$	$K_1(kN/mm2)$	$\delta_1(mm)$	δ 2(mm)	δ max(mm)
S221-15	85	135	125	18.75	0.50	0.38	3.35	42.9

図 3.6.1-1 Xtendam (イクステンダム) 鋼板ダンパー

<CLT 耐力壁接合部>

- ・ X 方向 CLT 耐力壁の端部・中央および柱脚の接合は鋼板挿入形式とした。
- ・ Y 方向 CLT 耐力壁の中央はダボ形式、柱脚の接合は引きボルト形式とした。
- ・ 各接合部の剛性と耐力は、CASE1、2 で示したものを採用した。

CASE3 は以上の条件を元に、ダンパーの変化やタイロッドの初期張力の違いによる応答値を検証し、X/Y 方向合わせて合計 5 タイプの検証を行った。





ΣWI (kN) QI (kN) 3F 120 38 2F 340 82 1F 560 112





Z Wi (kN) Qi (kN) 3F 120 38 2F 340 82 1F 560 112

3.6.3 CASE3 考察

CASE3は、表 3.6.3-1のグレー色部分の項目の性能を変化させ、検証した。

		X 方向	X方向	X方向	Y方向	Y 方向
		6b-2	7-2	7-4	9	8
ダンパー		UFP	XTD	XTD	UFP	XTD
タイロッド引張力		タイロッド無	タイロッド無	タイロッド無	1000kN	1000kN
~ + + 時	端部	18-DP20	18-DP20	20-DP20		
ミンを登り	中央	6-DP20	6-DP20	8-DP20	6-DP20	6-DP20
側柱脚部		3-DP20	3-DP20	6-DP20	3-DP20	3-DP20
	3F	127	133	173	89	127
応答せん断力(kN) 1/20 味	2F	275	287	372	193	75
1/00 M	1F	375	391	509	263	375
	左端	19. 2	6.3	6.4	7. 2	3.6
最上階 耐力壁鉛直変形(mm)	右端	-8.5	-5.3	-6.4	-28.6	-19.5
	差分	27.7	11.6	12. 8	35.8	23. 1
1 附出 (1) (1)	左側	-26	-153	-232	-26	-157
I咱们性粗刀(KN)	右側	103	301	310	89	304

表	3.6.3-1	CASE3	結果-	-覧表
-	2.0.2 1			

※鉛直変形:プラス=浮上り、マイナス=沈み込み 軸力:プラス=圧縮、マイナス=引張



- ・ ダンパーのせん断耐力が大きい方(XTD)が応答せん断力が大きく、側柱の軸力も大きい。
- X 方向 6b-2、7-2、Y 方向 8 のモデルでは1 階の層間変形角が 1/30 となる前に耐力壁 や側柱の脚部が引張降伏が生じる。
 耐力壁脚部では 18-DP20 では引張耐力不足、20-DP20 では引張降伏無しとなる。

側柱脚部では 3-DP20 では引張耐力不足、6-DP20 では引張降伏無しとなる。

- ・ 採用ダンパー、耐力壁脚部中央および側柱脚部の接合形式が同じならば耐力壁端部に 浮上り防止金物を取り付けた X 方向の方が応答せん断力が大きい。
- ・ タイロッドによる耐力壁の抑え込み効果により、耐力壁の鉛直変形では浮上り方向で はタイロッド無の X 方向が、沈み込み方向ではタイロッド有の Y 方向が値が大きい。

3.6.4 CASE3 構造図

CASE3 試験体構造図

部材リス	۲		
部位	符号	断面	材 種、備 考
梁	B210	梁幅:120	対称異等級構成集成材
		数値は梁成mmを示す	E105-F300 ベイマツ集成材
	6300	梁幅:150	对称異等級構成集成材
		数値は梁成mmを示す	E105-F300 ベイマツ集成材
		合板受け材 90x90	無等級材 スギ
柱	C1	240x240	同一等級集成材
			E105-F285 ベイマツ集成材
壁		壁厚 t210mm	CLTパネル
			S90-5-7 ラミナ30mm





第3章-40





第3章-42



第3章-43





3.7 CASE4 検証モデル

3.7.1 CASE4 検証モデル概要

- ・ 平面形状 5.46m×5.46m、耐力壁側柱スパン 1.82m
- X 方向はタイロッド無、Y 方向はタイロッド有の架構形式とする。
- ・ ダンパーは製作品とし、XY 方向でそれぞれ性能の異なるダンパーを採用した。
- ・ XY 方向共、耐力壁の端部・中央および柱脚の接合は鋼板挿入形式とした。
- ・ 最終モデルでは耐力壁脚部を 10 分割した圧縮バネを設定し、脚部の崩壊形状を求め た。

<ダンパー>

ダンパーは XY 方向でそれぞれ性能の異なるダンパーを採用した。取付位置は CASE2、3 と同様に2階・3階とした。

◆X方向壁(タイロッド無し側): 櫛型ダンパー(製作1)

- ・ 櫛型ダンパー (櫛3本)、 t=16mm
- 降伏耐力 65kN、降伏変位 4mm 初期勾配 16.0kN/mm、2 次勾配 3.18kN/mm



図 3.7.1-1 X 方向壁ダンパーの復元力特性

◆Y方向壁(タイロッド有側): 鋼板型ダンパー(製作 2)

- SS400 t=3.2mm
- ・ 降伏耐力 85kN、降伏変位 6mm 初期勾配 14.1kN/mm



図 3.7.1-2 Y 方向壁ダンパーの復元力特性

<CLT 耐力脚部: 圧縮剛性>

タイロッドのある Y 方向の CLT 耐力壁の圧縮剛性は、パネル幅 L に対して 10 分割し、 各部に節点を設け、各負担面積毎に圧縮剛性を設定した。

剛性と降伏耐力は、負担面積に支圧剛性、圧縮基準強度を乗じることで求めた。



図 3.7.1-3 Y 方向の CLT 耐力壁の圧縮剛性

・ CLT 耐力脚部(バネ1箇所あたり): 圧縮剛性: <u>574.6kN/mm</u> 降伏耐力: Py=<u>8472.4kN</u>

CASE4 は以上の条件を元に、XY 方向それぞれ1タイプ、合計2タイプの検証を行った。







增分解析結果 1/30 変形量(mm) X方向 CASE4 解析結果



柱脚降伏はしない

3.7.3 CASE4 考察

CASE4は、表 3.7.3-1のグレー色部分の項目の性能を変化させ、検証した。

		X方向	Y方向	
		14-4	14-4	
ダンパー		櫛型(製作1)	鋼板型(製作2)	
タイロッド引張力		タイロット゛ 無	1000kN	
武士時四初	端部	20-DP20		
	中央	8-DP20	8-DP20	
側柱脚部		6-DP20	6-DP20	
	3F	155	130	
応答せん断力(kN) 1/30 時	2F	334	280	
1/00 14	1F	456	382	
	左端	12.8	14.6	
最上階 耐力辟鉛直変形(mm)	右端	-5.3	-10. 4	
MIN王如臣女》(mm)	差分	18.1	25.0	
	左側	-156	-144	
I 陌惻杜軸刀(KN)	右側	164	196	

表 3.7.3-1 CASE4 結果一覧表

※鉛直変形:プラス=浮上り、マイナス=沈み込み 軸力:プラス=圧縮、マイナス=引張



- ダンパー、接合形式および接合耐力が同じ条件ならば耐力壁端部に浮上り防止金物を 取り付けた X 方向の方が応答せん断力が大きい。
- ・ 耐力壁の鉛直変形の差分は耐力壁端部の浮上り防止金物がないタイロッドが有の Y 方 向の方が大きい。
- ・耐力壁の沈み込み変形が大きいY方向について耐力壁脚部を10分割した圧縮バネを設定して解析を行った結果、圧縮側端部より2つの圧縮バネが降伏している。
- ・ X 方向では1 階の層間変形角が 1/30 となる前に耐力壁脚部が引張降伏している。

3.7.4 CASE4 構造図

CASE4 試験体構造図

部材リス	ト				
部位	符号	断面	材種、備考		
梁	B210	梁幅:120	対称異等級構成集成材		
		数値は梁成mmを示す	E105-F300 ベイマツ集成材		
	6270	梁幅 : 150	端部接合∶接合金物配置図参照		
		数値は梁成nmを示す			
		120X150 (B150)	E105-F300 ベイマツ集成材		
			端部接合: タナカ梁受け金物(ツメあり)		
柱	C1	240x240	同一等級集成材		
			E105-F285 ベイマツ集成材		
壁		壁厚 t210mm	CLTパネル		
			S90-5-7 ラミナ30mm(ヒノキ)		

接合金物は以下による。

- J1 : テックワン・TH-24 J2 : テックワン・TH-18 J3 : テックワン・TH-10

- HD : タナカ・ビスどめホールダウンU20×2

P4:PL-12, 2-D20+2-M20 P6:PL-12, 4-D20+2-M20 P8:PL-16, 8-D20 P20:PL-16, 18-D20+2-M20 (柱脚・壁脚接合部詳細図 参照) T1:倒壊防止ロッド















(Y2)

(Y1)



第3章-54



第3章-55



第3章-56







第4章 3階建て振動台実験試験体の事前解析

4.1 事前解析の目的

振動台実験を実施するにあたり、事前に解析的検討を行うことにより第2章で述べた構造システムを有する試験体の応答値を把握しておく目的がある。本章では、Y方向の構造システムを対象に検討を行った事前解析の結果について述べる。

4.2 解析モデル

4.2.1 解析モデルの概要

試験体のモデル化は、図 4.2.1-1 に示すように 2 次元モデルで 1 構面についてモデル化を 行った。本章では、任意形状立体フレーム弾塑性解析ソフト SNAP Ver.7¹⁾を用いて解析モ デルの構築を行っている。解析に用いるパラメータを表 4.2.1-1 に示す。各部の詳細なモデ ル化については 4.2.3 以降で述べる。



表 4.2.1-1 解析パラメータ

部位	名称	符号	単位	値	備考	
	壁厚さ	t	mm	210		
OI T PP	壁幅	L	mm	1500		
ULI 空	ヤング係数	Е	N/mm ²	6428		
	せん断弾性係数	G	N/mm ²	500		
	柱幅	В	mm	240		
柱	柱せい	D	mm	240		
	ヤング係数	Е	N/mm ²	10500		
	軸径	Φ	mm	30		
PC鋼棒	ヤング係数	Е	N/mm ²	205000		
	初期張力	Pt	kN	1000	最終軸力	
	降伏耐力	Ру	kN	65		
	終局耐力	Pu	kN	80		
ガンパー	降伏変位	dy	mm	3.2		
	初期剛性	K ₁	kN/mm	25		
	剛性低下率	α		0.24		
	剛性低下率	β		0.01		
	圧縮剛性	Kc	kN/mm	3375	バネ長さ100mm	
壁脚部支圧バネ	支圧耐力	Ру	kN	776		
	支圧面積	Ac	mm ²	52500		
井/ 斯バウ	せん断剛性	Ks	kN/mm	240	DQ什样	
しん町へて	せん断耐力	Ps	kN	320	T 011113K	
/머리 뉴스, 비슈머 -추여	圧縮剛性	Kc	kN/mm	6048	バネ長さ100mm	
 (側杜脚部) 支圧バネ	支圧耐力	Ру	kN	1452		
	支圧面積	Ac	mm ²	57600		
側柱脚部引張バネ	圧縮剛性	Kt	kN/mm	180	P6什样	
	支圧耐力	Ру	kN	240	1011178	
	圧縮剛性	Kc	kN/mm	6048	バネ長さ100mm	
隅社脚部 支圧バネ	支圧耐力	Ру	kN	1452		
	支圧面積	Ac	mm ²	57600		
四井田山山市 バウ	圧縮剛性	Kt	kN/mm	120	D4仕垟	
两性脚前5 疲ハネ 	支圧耐力	Ру	kN	160	Ľ4 1上休	

4.2.2 試験体重量

試験体の設計用総重量は 560kN である。表 4.2.2-1 に各階の設計用重量を示す。解析モデルは1構面であるため、負担する重量については総重量の半分の値とした。

階数	設計用重量[kN]
RF	120
3F	220
2F	220
総重量	560

表 4.2.2-1 試験体の設計用重量

4.2.3 CLT 連層壁のモデル化

CLT 連層壁のモデル化について図 4.2.3-1 に示す。CLT 連層壁は線材置換したモデルと し、壁上下には壁幅分の剛域を設けた。集成材柱及び梁は線材置換したモデル、接合部は ピン接合とし接合部剛性は考慮していない。また、CLT 連層壁と集成材側柱の境界には接 合部をピン接合とした剛域部分を設け、水平力の伝達が行われるようにモデル化した。剛 域部分については曲げヤング係数、断面二次モーメントともに十分大きな値を入力した。



図 4.2.3-1 CLT 連層壁のモデル化

4.2.4 CLT 連層壁脚部バネ要素のモデル化

CLT 連層壁脚部バネ要素のモデル化について図 4.2.4-1 に示す。せん断バネは壁中央に配置した。支圧バネは壁幅 1500mm を 6 分割するようなピッチで配置した。支圧バネの長さは、L =100mm と仮定した。復元力特性はバイリニアでモデル化し、2 次剛性は 0 (SNAP 上では 0.001) とした。バイリニアでモデル化したバネ脚部のモデル化の手法については、振動台実験結果の事後解析などにより、詳細な検討を進める予定である。

せん断バネの剛性や降伏耐力については、ドリフトピンØ20 の 1 本当たりの剛性を 30kN/mm、降伏耐力を 40kN と仮定し、本数倍することで算出した。P8(第2章 図 2.1.2-5)の仕様については、ドリフトピン 8 本分の剛性で 240kN/mm、降伏耐力は 320kN とした。

支圧バネの剛性は式(4.2.4-1)、降伏耐力は式(4.2.4-2)から算出した。各特性値については、CLT 設計施工マニュアル²⁾より E_c =6.428(kN/mm²)、 F_c =14.78(N/mm²)とした。

支圧バネの剛性Kcは、次式から算出した。

$$K_c = \frac{E_c \cdot A_c}{L} \tag{4.2.4-1}$$

$$E_c$$
 圧縮弾性係数(kN/mm²)

 B
 壁幅の1/6(mm)

 t
 壁厚さ(mm)

 L
 支圧バネの長さ(mm)

 A_c
 支圧面積(mm²)

 * $A_c = B \cdot t$

降伏耐力 P_y は、次式から算出した。 $P_y = F_c \cdot A_c$

(4.2.4-2)

 Py
 降伏耐力(N)

 Fc 圧縮基準強度(N/mm²)



図 4.2.4-1 CLT 連層壁脚部バネ要素のモデル化

4.2.5 集成材柱脚部のモデル化

集成材柱脚部のモデル化について図 4.2.5-1 に示す。集成材柱脚接合部は、引張バネと圧縮バネを用いてモデル化した。バネの長さは、CLT 連層壁脚部と同様にL =100mm と仮定した。復元力特性はバイリニアでモデル化し、2 次剛性は 0 (SNAP 上では 0.001) とした。

引張バネの剛性や降伏耐力については、ドリフトピンØ20 の 1 本当たりの剛性を 30kN/mm、降伏耐力を 40kN と仮定し、本数倍することで算出した。側柱の柱脚部 P6(第 2章 図 2.1.2-5)の仕様については、ドリフトピン 6 本分の剛性で 180kN/mm、降伏耐力 は 240kN とした。隅柱の柱脚部 P4(第 2章 図 2.1.2-5)の仕様については、ドリフトピ ン4本分の剛性で 120kN/mm、降伏耐力は 160kN とした。

圧縮バネの剛性は式(4.2.5-1)、降伏耐力は式(4.2.5-2)から算出した。各特性値については、木質構造設計基準・同解説³⁾より E_c =10.5(kN/mm^2)、 F_c =25.5(N/mm^2)とした。

圧縮バネの剛性K_cは、次式から算出した。

$$K_c = \frac{E_c \cdot A_c}{L} \tag{4.2.5-1}$$

 E_c 圧縮弾性係数 (kN/mm²)

 B
 柱幅 (mm)

 D
 柱せい (mm)

 L
 圧縮バネの長さ (mm)

 A_c 支圧面積 (mm²)

 * $A_c = B \cdot D$

降伏耐力
$$P_y$$
は、次式から算出した。
 $P_y = F_c \cdot A_c$ (4.2.5-2)



図 4.2.5-1 CLT 連層壁脚部バネ要素のモデル化

4.2.6 ダンパー部のモデル化

ダンパー部のモデル化について図 4.2.6-1 に示す。ダンパーはせん断バネを用いてモデル 化した。復元力特性は、SNAPの剛性低減型 H (CP3)を用いた。5章で述べるダンパーの 要素実験結果の荷重変形関係(第5章 図 5.3.1-10)より、荷重除荷時は荷重 0 の時に折 れ点を持ち、その後反対側の領域に向かう際に最大点を狙うような履歴特性を選定した(図 4.2.6-2)。荷重変形関係(図 4.2.6-3)より、初期剛性は 25kN/mm、降伏耐力は 65kN、終局 耐力は 80kN とした。初期剛性については、ダンパーの要素試験よりドリフトピン接合部 の初期ガタの改善により僅かに剛性が上がるものとして検討した。



図 4.2.6-1 ダンパー部のモデル化



4.2.7 ポストテンション方式による張力導入を再現したモデル化

本実験では2章で述べた通り、PC 鋼棒を介してポストテンション方式による張力導入を 実施している。ポストテンション方式による張力導入を再現したモデル化については、図 4.2.7-1 に示す。PC 鋼棒はトラス材としてモデル化を行った。プレストレスについては、 SNAP の荷重入力の等価節点荷重を用いて入力を行った。張力導入(事前解析では1000kN) を再現したモデルにおいて、増分解析結果0ステップ目の軸力図を図4.2.7-2に示す。



図 4.2.7-1 ポストテンション方式による張力導入を再現したモデル化



第4章-7

4.3 構面モデルを用いた検証

4.3.1 検証方針

4.2 では解析モデルの詳細なモデル化方法を述べてきた。ここからは、振動台実験に先立 ち、複数の地震波に対する試験体の応答値を把握する目的から時刻歴応答解析による検証 を行う。また、静的増分解析結果を1質点縮約した荷重変形関係とSa-Sd曲線による応答 予測を行う。さらに、この結果と時刻歴応答解析結果を基に解析結果の妥当性を検証する。 解析については、Y方向の構造システムのみの検討とする。

4.3.2 固有値解析による検証

4.2 で述べた解析モデルを用いて固有値解析を行う。図 4.3.2-1 に固有値解析結果の 1 次 モード図を示す。ダンパーなしの場合の固有周期 T は T=0.429s、ダンパーありの場合の固 有周期 T は T=0.388s。ダンパーの効果で周期が 0.90 倍となっている。



4.3.3 地震波の設定

入力地震波は、大地震を想定しており、1 波のみではその地震動特性からの結果しか得られないため位相の異なる地震波を複数選定した。時刻歴応答解析による設計の際に用いられる Elcentro 1940 NS、Hachinohe 1968 NS 、Taft 1952 EW の観測波 3 波(50kine に基準化)と神戸位相、八戸位相、乱数位相の告示波 3 波(50kine に基準化)、JMA 神戸 100%を用いる。地盤は 2 種地盤とする。図 4.3.3-1~7 に入力地震波の時刻歴波形を示す。





図 4.3.3-5 入力地震波の時刻歴波形(告示波(神戸位相))

第4章-10


4.3.4 Sa-Sd曲線と荷重変形による応答予測

ここではまず本試験体がベースシア換算でどの程度の性能を有するか述べる。4.2 で述 べた解析モデルで静的増分解析を行った結果を示す(図 4.3.4-1)。グラフは各階の層せん 断カー層間変位の関係を表しており、赤がダンパーありの結果、青がダンパーなしの結果 である。ダンパーありの試験体について、1 階の層せん断力は 130kN 程度、ベースシア換 算すると Co=0.46 程度であった。ダンパーなしの試験体について、1 階の層せん断力は 90kN 程度、ベースシア換算すると Co=0.32 程度であった。つまり、プレストレスを導入するこ とで CLT 連層壁を抑え込み、ダンパーのない構造で Co=0.32 程度抵抗できる性能を有して いる。さらに、この構造にダンパーを設置することで Co=0.14 程度抵抗できる性能を有し た構造となることが確認された。また、本試験体のプレストレス量は 1 次設計時にロッキ ングが生じない(プレストレスで抑え込んでいる壁脚部が浮き上がらない)ように決定し ているため概ね設計方針通りの結果が確認できたといえる。ベースシア換算の際の重量は、 構面モデルであるため総重量の半分 280kN で計算している。



図 4.3.4-1 層せん断力-層間変位の関係

次に、この静的増分解析結果を1質点縮約した荷重変形と入力地震波7波のSa-Sd曲線 による応答予測を行ったものを下記に示す(図4.3.4-2~8)。

ダンパーありの応答値について、告示波では 24cm 程度、観測波では Taft 波が 7cm 程度 であったがその他は 11cm 程度、JMA 神戸では 32cm 程度であった。ダンパーなしの応答 値について、告示波では 30cm~38cm 程度、観測波では 10cm~13cm 程度、JMA 神戸では 35cm 程度であった。

等価高さを 7m 程度と仮定し想定される最大層間変形角を算出する。ダンパーありの最 大層間変形角について、告示波では 1/32rad~1/29rad 程度、観測波では Taft 波が 1/100rad 程度であったがその他は 1/60rad 程度、JMA 神戸では 1/22rad 程度であった。ダンパーなし の最大層間変形角について、告示波では 1/20rad 程度、観測波では 1/70rad~1/55rad 程度、 JMA 神戸では 1/20rad 程度であった。



EL CENTRO 1940NS

図 4.3.4-2 Sa-Sd 曲線と荷重変形による応答予測(Elcentro 1940 NS)







図 4.3.4-4 Sa-Sd 曲線と荷重変形による応答予測(Hachinohe 1968 NS)

HACHINOHE 1968 NS







告示波 (八戸位相)

図 4.3.4-6 Sa-Sd 曲線と荷重変形による応答予測(告示波(八戸位相))

第4章-15







図 4.3.4-8 Sa-Sd 曲線と荷重変形による応答予測(JMA 神戸)

第4章-16

4.3.5 時刻歴応答解析による検証

(1) 解析諸元

入力地震動は、4.3.3 で述べた 7 波を用いる。図 4.3.5-1 に各地震動の加速度応答スペクトル(h=0.05)を示す。ダンパーありの1次固有周期は 0.39 秒、ダンパーなしの1次固有 周期は 0.43 秒程度である。加速度応答スペクトルより、告示波では 1200gal 程度の応答加 速度、Elcentro 波では 900gal 程度の応答加速度、Hachinohe 波では 700gal 程度の応答加速 度、Taft 波では 1100gal 程度の応答加速度、JMA 神戸では 2200gal 程度となっている。解析 の際の減衰については、レーリー減衰(1次 4%、2次減衰 3%)を採用する。



加速度応答スペクトル

図 4.3.5-1 時刻歴応答解析検討用入力地震波の加速度応答スペクトル(h=0.05)

(2) 解析結果

1) ダンパーあり

出力項目は以下の10項目とする。(図 4.3.5-2~図 4.3.5-12)

- ·最大層間変形角
- ・最大層せん断力
- ・最大転倒モーメント
- ·最大相対変位
- ·最大絶対加速度
- 残留変形
- ・PC 鋼棒の軸力
- ・ダンパーの履歴
- ・ダンパーの累積塑性変形倍率
- ・CLT 脚部圧縮バネの履歴



図 4.3.5-2 最大層間変形角



図 4.3.5-4 最大転倒モーメント







図 4.3.5-6 最大絶対加速度

最上階の層相対変位







PC鋼棒の軸カ

図 4.3.5-8 PC 鋼棒の軸力





JMA神戸100%



図 4.3.5-9 ダンパーの履歴と累積塑性変形倍率(JMA 神戸)





図 4.3.5-10 ダンパーの履歴と累積塑性変形倍率(告示神戸 50kine)





図 4.3.5-11 ダンパーの履歴と累積塑性変形倍率(Elcentro 50kine)



CLT脚部の端部圧縮バネ

図 4.3.5-12 CLT 脚部の端部圧縮バネの履歴

2) ダンパーなし

出力項目は以下の6項目とする。(図4.3.5-13~図4.3.5-18)

- 最大層間変形角
- ・最大層せん断力
- ・最大転倒モーメント
- ·最大相対変位
- ·最大絶対加速度
- 残留変形



図 4.3.5-14 最大層せん断力



図 4.3.5-16 最大相対変位







最上階の層相対変位

図 4.3.5-18 残留変形の有無

3) 最大層間変形角の比較(ダンパーありとダンパーなし)

表 4.3.5-1 にダンパーの有無による最大層間変形角の比較とダンパーによる応答低減効 果の割合を示す。また、図 4.3.5-19~図 4.3.5-22 に JMA 神戸波・観測波・告示波ごとのダ ンパーの有無による最大層間変形角の比較を示す。ダンパーありの結果は色抜きのプロッ ト、ダンパーなしの結果は色塗りのプロットである。

ダンパーありの場合、JMA 神戸 100%、告示波 50kine(神戸・八戸・乱数)については、 最大層間変形角が 1/30rad 以下である。観測波については、最大層間変形角が 1/100rad 程 度である。ダンパーなしの場合、JMA 神戸 100%については最大層間変形角が 1/30rad 以上 である。告示波 50kine(神戸・八戸・乱数)・観測波については、最大層間変形角が 1/50rad 以下である。概ね設計レベルのクライテリアは満足しているものと考える。

ダンパーによる応答低減効果について、JMA 神戸 100%では 30%程度、Elcentro 50kine・ Hachinohe 50kine では 50%程度であり応答低減効果を確認できた。一方、告示神戸 50kine や告示八戸 50kine、Taft 50kine では 15%程度であり入力地震動によっては応答低減効果が 小さくなるものもあった。以上より、全体的な傾向としてはダンパーによる応答低減効果 を確認できた。

入力地雲動	ダンパー	最大層間変形角 [rad]			ダンパーによる		
	の有無	3	2	1	応答低減効果 [른 [%]
JMA神戸100%	有	1/34	1/34	1/37	32.4	32.4	29.7
	無	1/23	1/23	1/26			
告示神戸50kine	有	1/64	1/65	1/70	18.8	16.9	15.7
	無	1/52	1/54	1/59			
告示八戸50kine	有	1/70	1/73	1/79	12.9	12.3	11.4
	無	1/61	1/64	1/70			
告示乱数50kine	有	1/85	1/90	1/104	28.2	31.1	31.7
	無	1/61	1/62	1/71			
告示神戸25kine	有	1/221	1/225	1/292	37.1	34.2	33.2
	無	1/139	1/148	1/195			
告示八戸25kine	有	1/247	1/248	1/325	44.1	39.9	40.0
	無	1/138	1/149	1/195			
告示乱数25kine	有	1/230	1/241	1/335	24.8	23.7	29.6
	無	1/173	1/184	1/236			
ELCENTRO 50kine	有	1/117	1/120	1/133	55.6	53.3	52.6
	無	1/52	1/56	1/63			
HACHINOHE 50kine	有	1/120	1/121	1/135	49.2	47.1	45.2
	無	1/61	1/64	1/74			
TAFT 50kine	有	1/87	1/90	1/107	14.9	12.2	10.3
	無	1/74	1/79	1/96			

表 4.3.5-1 最大層間変形角の比較



図 4.3.5-20 観測波 50kine



図 4.3.5-22 告示波 25kine

第4章-31

4.3.6 まとめ

検討結果から得られた知見を下記に示す。

- ・ダンパーによる応答低減効果は、全体的な傾向としては確認できるが、入力地震波によっては同等の変形量となる場合もある。
- ・L2 相当の入力地震波について、1 回目の加振にはダンパーは耐えられるが、2 回目の加振ではダンパーが切れる可能性が高い。
- ・CLT 脚部は、JMA 神戸のような極大地震では大きな損傷を受ける可能性がある。その他の入力地震波ではめり込みなどが生じているものの、大きな破壊までは至らないと考えられる。
- ・ダンパーありの場合、JMA 神戸 100%、告示波 50kine(神戸・八戸・乱数) については、 最大層間変形角が 1/30rad 以下である。観測波については、最大層間変形角が 1/100rad 程 度である。
- ・ダンパーなしの場合、JMA 神戸 100%については最大層間変形角が 1/30rad 以上である。
 告示波 50kine(神戸・八戸・乱数)・観測波については、最大層間変形角が 1/50rad 以下である。
- ・概ね設計レベルのクライテリアは満足しているものと考える。
- ・テンションの抑え込みよって、残留変形が残らないことを確認できた。

以上より、ロッキングシステムの有用性を確認することができるが、ダンパーの性能決 定や CLT 脚部圧縮バネのモデル化については、実験後の要素試験も踏まえ詳細に検討を進 める必要があると考える。

4.3.7 事前解析と振動台実験の比較

最後に検討中ではあるが振動台実験の結果との比較について簡単に述べる。図 4.3.7-1、 図 4.3.7-2 に解析値と実験値の層せん断力-層間変位の比較を示す。ここでは、ダンパーあ りの状態での JMA 神戸 100%と告示波(神戸位相) 50kine の比較を例に挙げている。どち らも 1F の層せん断力-層間変位のグラフに着目すると、剛性やプレストレスが解放され る離間耐力付近までの挙動は比較的同じであるが、実験値の 2 次勾配が解析値の 2 次勾配 よりも明らかに大きいことが分かる。この要因としては、母材のヤング係数や支圧バネの 耐力・剛性など解析上の各パラメータは基準値を基に算出していること、2 割増しで実験 時に導入したプレストレス量(事前解析は 1000kN)が反映されていないことが考えられ る。これらの要因は実験後の要素試験を踏まえ詳細な検討を進める必要がある。また、こ れらの要因以上に大きな影響があると考えられることは、床と CLT 連層壁を接続する L 型 金物 (LST) による抑え込み効果である。こちらも要素試験を踏まえた詳細な検討を進め、 振動台試験を再現できる解析モデルの構築を行っていく必要があると考えられる。



層間変位[mm]

1F



層間変位[mm]





層間変位[mm]

3F

図 4.3.7-1 層せん断力-層間変位の関係 ダンパーあり JMA 神戸 100%



層間変位[mm]





層間変位[mm]

2F



層間変位[mm]

3F

図 4.3.7-2 層せん断力-層間変位の関係 ダンパーあり 告示波(神戸位相) 50kine

参考文献

- 1)株式会社構造システム:任意形状立体フレームの弾塑性解析 SNAP Ver.7
- 2) (公財) 2016 年版 CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル、CLT 設計施工マニュア ル編集委員会編、日本住宅・木材技術センター、東京、2016
- 3) 日本建築学会:木質構造設計規準·同解説-許容応力度·許容耐力設計法、2006

第5章 ダンパーの要素試験

5.1 実験目的と振動台実験で採用したダンパーの製品形状

本章では振動台実験に使用する2種類のダンパーについて、事前に実施した要素試験結 果を述べる。実験目的はそれぞれのダンパーの性能把握である。ダンパーの写真を写真5.1-1、写真5.1-2に示す。鋼板ダンパー(SS400)は厚み3.2mm、櫛形ダンパー(SN400B)は 厚み16mmであり同程度の性能を有している。X方向には櫛形ダンパー、Y方向には鋼板 ダンパーを使用している。また、施工上の都合により各方向で異なる形状のダンパーを採 用している。Y方向は、ポストテンションの導入によりCLTが沈み込むため、後からビス 施工を行うことが可能な形状とする必要があったことから鋼板ダンパーを採用している。



写真 5.1-1 鋼板ダンパー



写真 5.1-2 櫛形ダンパー

5.2 実験概要

5.2.1 試験体概要

5.1 で示した 2 種類のダンパーを使用した試験体をそれぞれ 1 体ずつ用意した。試験体の設置図を図 5.2.1-1、図 5.2.1-2 に示す。ダンパーの試験体図を図 5.2.1-3、図 5.2.1-4 に示す。試験体は、振動台実験の仕様と同様の層構成・樹種とした CLT (S90-5-7 ヒノキ)と柱(E105-F285 ベイマツ集成材)とダンパーで構成した。CLT と柱の境界にダンパーを挿入している。接合方法について、鋼板ダンパーは、CLT 側でパネリード(SPD-145)を 40 本、柱側で M20 のボルト 6 本と φ 20 のドリフトピン 4 本で接合している。櫛形ダンパーは、CLT 側・柱側ともに M20 のボルト 6 本と φ 20 のドリフトピン 4 本で接合している。また鋼板ダンパーの試験体については、CLT 側のスリット加工の厚みが鋼板の厚みに比べ大きい。そのため、面外への座屈拘束とビスの遊びをなくす目的から CLT 側のスリットと鋼板の隙間に合板を挟んで実験を実施した。





図 5.2.1-1 試験体設置図(鋼板ダンパー)





図 5.2.1-2 試験体設置図(櫛形ダンパー)



図 5.2.1-4 櫛形ダンパーの試験体図

5.2.2 試験方法

本試験には容量 200kN の壁試験機を使用した。加力スケジュールは相対水平変位が 5mm で1サイクル、10m で6サイクル、15mm で3サイクルした後に押しきりとした。制 御には CLT と柱の表側と裏側に設置している水平変位計(#1#2 と#3#4)で計測した相対 水平変位の平均値を用いた。

5.2.3 計測計画

計測については、図 5.2.3-1 と図 5.2.3-2 に示すように計測機器を設置した。CLT と柱の 表側と裏側に水平変位計(#1#2#3#4)を取り付け、絶対水平変位を計測した。試験体に回 転や浮き上がりが生じていないか確認するために CLT と柱に鉛直変位計(#5#6#7#8)を取 り付け、絶対鉛直変位を計測した。また、試験体に面外の変形が生じていないか確認する ために CLT の表側両側に変位計(#9#10)を取り付け、絶対変位を計測した。さらに、CLT と柱の隙間のダンパーにマグネットを使用して水平変位計(#11)を設定した。



図 5.2.3-1 試験体設置図(鋼板ダンパー)



第5章-5

5.3 実験結果

5.3.1 鋼板ダンパーの実験結果

実験後の試験体の損傷・破壊性状については図 5.3.1-1 から図 5.3.1-9 に示す。荷重変形 関係については図 5.3.1-10 に示す。図 5.3.1-1 に示すように相対変位 10mm の1 サイクル目 に鋼板が面外に曲げられるような変形が見られた。押し切り時の最終的な変形としては、 図 5.3.1-4 に示すようにダンパーの破断が生じ荷重低下が起こった。また、図 5.3.1-5 に示 すように、柱側の鋼板のボルト孔およびドリフトピン孔に孔径が広がるような変形が生じ た。実験中には合板と CLT がすれるような摩擦音がしており、特に荷重が高い領域になる につれ音が大きくなった。これは、図 5.3.1-7 に示すようにダンパーが CLT 内部で面外に 曲げられ CLT にめり込んでいたことによるものと考える。解体後のパネリードやドリフト ピンには曲げ変形や折れ曲がっているような変形は見られなかった。図 5.3.1-8 において一 部のパネリードで折れ曲がっているものが見られる。これは、解体時に CLT からパネリー ドをかなりの力で引き抜いたことによるものであり、実験中に起こった変形ではない。

荷重変形関係について、ドリフトピンと鋼板孔径のクリアランスによるスリップ挙動が 1mm 程度生じていた。実験結果より得られた降伏耐力、降伏変位、初期剛性と理論値の比 較を表 5.3.1-1 に示す。鋼板ダンパー1 枚当たりの性能を表 5.3.1-2 に示す。





図 5.3.1-1 相対変位 10mm 1 サイクル

図 5.3.1-2 相対変位 15mm 2 サイクル



図 5.3.1-3 ダンパーの変形状況



図 5.3.1-4 ダンパーの変形状況



ドリフトピン側 ボルト側 図 5.3.1-5 鋼板孔径の変形状態(押し切り後)



図 5.3.1-6 実験後の試験体



図 5.3.1-7 ダンパーのめり込み



図 5.3.1-8 解体後のパネリードの変形状態



図 5.3.1-9 解体後のドリフトピンの変形状態



図 5.3.1-10 荷重変形関係

表 5.3.1-1 試験の特性値

	降伏耐力	降伏変位	初期剛性			
鋼板ダンパー	Ру	dy	K ₁			
	kN	kN	kN/mm			
実験値	58.6	2.6	22.0			
理論値	62.2	2.2	28.2			
※理論値の算出にはミルシートの値を用いる						

表 5.3.1-2 鋼板ダンパー1 枚当たりの性能

幅	В	mm	230
高さ	Н	mm	285
厚み	t	mm	3.2
高さ(ボルト取り付け位置)	H'	mm	430
幅厚比	B/t	mm	71.9
アスペクト比	H/B		1.2
F値	σу	N/mm ²	314
Fu值	συ	N/mm ²	467
せん断断面係数	k		1.2
ポアソン比	v		0.3
せん断弾性係数	G	N/mm ²	78846
ヤング係数	Е	N/mm ²	205000
降伏せん断耐力	Qy	kN	62.2
降伏変位	dy	mm	0.391
初期剛性	K ₁	kN/mm	53.0

理論値の算出には、朱華佳による「補剛板で拘束された鋼製制震パネルの履歴特性と設 計法に関する研究」に基づく設計法を用いる。理論値の初期剛性は、鋼材と木部材の接合 部剛性を考慮した値である。各特性値については、概ね設計値と一致していることが確認 できた。

また、パネリード1本当たりの耐力の概算値を示す。図 5.3.1-10 の荷重変形関係より最 大耐力は 90kN 程度であることから、パネリード1本当たりの耐力は 90kN/40 本=2.3kN と なる。しかし、実際にせん断力を負担している部分は CLT 中央部分のパネリード 20 本だ と考えると、パネリード1本当たりの耐力は 90kN/20 本=4.5kN となる。以上より、実験で パネリードは降伏耐力に至っておらず、概算値にはなるがパネリード1本当たりの耐力は 少なくとも 2.3kN 以上であると考えられる。

5.3.2 櫛形ダンパーの実験結果

実験後の試験体の損傷・破壊性状については図 5.3.2-1 から図 5.3.2-3 に示す。荷重変形 関係については図 5.3.2-4 に示す。押し切り時の最終的な変形としては、図 5.3.2-3 に示す ようにダンパーの破断が生じ荷重低下が起こった。

荷重変形関係について、ドリフトピンと鋼板孔径のクリアランスによるスリップ挙動が 2mm 程度生じていた。実験結果より得られた降伏耐力、降伏変位、初期剛性と理論値の比 較を表 5.3.2-1 に示す。櫛形ダンパー1 枚当たりの性能を表 5.3.2-2 に示す。



図 5.3.2-1 押し切り後の試験体



図 5.3.2-2 ダンパーの変形状況



図 5.3.2-3 ダンパーの変形状況


図 5.3.2-4 荷重変形関係

理論値の算出には、文献¹⁾に基づく設計法を用いて検討した。理論値の初期剛性は、鋼材と木部材の接合部剛性を考慮した値である。ここでは、DP φ 20 の 1 本あたりの剛性を 30kN/mm として算定しており、4 本分の剛性で 120kN/mm とする。CLT 側・鋼板・柱側の 各々の接合部が直列バネとして繋がっているものとしてダンパーの剛性を算出すると K=42.5kN/mm となる。降伏耐力については、概ね設計値と一致していることが確認できた。 一方で実験値の初期剛性は理論値の初期剛性よりも小さくなっている。これは、ドリフト ピンと鋼板の孔径の接合部で初期ガタが 1mm 程度あるため、この影響を考慮できていな いことによるものと考える。初期ガタを考慮するとダンパーの剛性は表 5.3.2-2 の理論値よ りも小さくなると考える。

表 5.3.2-1 試験の特性値

	降伏耐力	降伏変位	初期剛性			
櫛形ダンパー	Ру	dy	K ₁			
	kN	kN	kN/mm			
実験値	65.2	3.5	17.8			
理論値	78.1	1.8	42.5			
※理論値の算出にはミルシートの値を用いる						

リブ平行部の長さ	h	mm	70
リブの高さ	Н	mm	130
スリット孔端部の半径	r	mm	30
ダンパー部の高さ	H'	mm	84
リブの本数	n		3
F值	σy	kN/mm ²	303
板厚	t	mm	16
リブの幅	b	mm	30
	Qp1	kN	78.1
降伏耐力	Qp2	kN	167.9
	min	kN	78.1
リブの本数	n		3
Fu值	συ	kN/mm ²	454
板厚	t	mm	16
リブの幅	b	mm	30
	Qu1	kN	117.0
終局耐力	Qu2	kN	251.6
	min	kN	117.0
降伏変位	dy	mm	0.54
初期剛性	K	kN/mm	145.4

表 5.3.2-2 櫛形ダンパー1 枚当たりの性能

参考文献

1) 勝山由佳子、他2名:鋼製スリットダンパーの形状の違いが疲労特性に及ぼす影響,日本建築学会構造工学論文集, p.513-520, 2014.

第6章 10階までを視野に入れた日本の法令に適合する仕様

の検討

6.1 検討の目的

本章は、下記に示す2つの検討項目からなる。1つは市販の解析プログラムを用いて、 本構造システムの解析的検証が可能であることを示すことである。もう一つは、米国で実 施予定の振動台実験の建物概要を踏襲したうえで日本の法令を満足する10階建ての建物 の試設計を実施することである。試設計を通じて、構造設計の勘所を整理し公開すること で、今後の木質構造の高層化の実現の一助となることを目的とする。本章の検討は、力学 性状などの把握などに重点を置くため、平面モデルを用いたシンプルな解析モデルを用い て検証する。

本章での検討の全体の流れを以下に示す。本章では、汎用解析ソフト MidasIGen を用いている。なお、第3、4章では、同様の構造システムの解析検討に汎用解析ソフト SNAP を用いている。

検討の前提条件

TallWood プロジェクトの試験体から、建物重量、耐力壁長さ、耐力壁高さを固定のパラ メータとした平面フレームを解析対称とした。

- 1. 片持ち構造が支配的な力学特性であることから、主に耐力壁のプロポーションに着目 して、固有周期、層間変形角、曲げ強度・せん断強度の関係などを整理する。
- 2. ダンパーの必要剛性及び必要耐力の算出方法の提案(一体化に必要な性能)
- 3. アメリカ仕様における耐震性能の把握。静的解析及び時刻歴応答解析による検証
- 4. 日本の法令を満足する仕様の検証。静的解析(保有耐力計算)及び時刻歴応答解析によ る検証
- 5. 各仕様の整理および比較まとめ
- 6. ダンパーの具体的な仕様の検討
- 7. プレストレスを用いた連層耐震壁の参考ディテール

- 6.2 建物概要および構造システム
- 6.2.1 建物概要



図 6.2.1-1 Tallwood プロジェクトの建物概要

- ・ 本建物は、木造の 10 階建てである。
- 建物の高さは、33.53m で各層の階高は3.35m であり、建物の幅はX方向で9.753m、Y 方向で6.858m である。建築面積は約65m²である。
- ・ 各方向に2構面ずつの連層耐震壁を配置した計画である。
- ・ 耐力壁長さは、2.7~2.9m 程度であり、壁のプロポーション(H/L)は11 程度と非常に 細長い形状の耐力壁となっている。
- ・ 鉛直支持部材である柱、梁については、ピン接合を想定しており、水平力は負担しない ものとしている。
- ・ 水平構面は、CLT パネルを想定しており、剛床が成立するものとする。

以上の条件をもとに、日本の法令に適合する仕様の検討を行う。本章での検討では、剛 床仮定が成立すること、ねじれの影響が小さいことを前提とし、1 構面を取り出した平面 フレームモデルでの検討を行う。

6.2.2 プレストレスによる連層耐力壁の構造システム

本建物は、大判の木質パネルを利用した連層耐力壁を用いた構造システムである。力学 性状としては、連層耐震壁が片持ち柱のような形で水平力に抵抗するシステムである。連 層耐力壁に生じる曲げモーメントより生じる壁脚部の偶力を、引張側はプレストレスによ る抑え込み、圧縮側は木質パネルの支圧によって抵抗する。(図 6.2.2-1) プレストレスによ る抑え込みによって、耐力壁に生じる引張力を減らすことで壁接合金物の簡略化が可能と なる。図 6.2.2-2 に示すように、壁パネルの曲げ変形、壁脚部の浮き上がりによるロッキン グ変形によって生じる鉛直変形を利用した境界ダンパーによる応答低減も期待することが 可能である。

また、プレテンションによって、セルフセンタリングの効果も得られるため、残留変形 を軽減できる効果も期待できる。



片持ち構造 全体曲げモーメント

図 6.2.2-1 プレストレスによる片持ち構造の応力分布



図 6.2.2-2 耐力壁の鉛直変形

6.3 基本的力学特性の検証

6.3.1 概算壁量の検討

木造の構造計算では、壁量計算が一般的に用いられている。これは、1 次設計時の外力 に対して、耐力壁の許容せん断耐力が上回ることを確認するものである。同様に、壁式 RC 造でも標準壁量として m² 当たりの壁長さの規定がある。また、鉄筋コンクリート造では、 壁の水平断面積を用いた壁量規定が設けられている。

以上より、耐力壁を主体とする構造では、壁量に着目した検討を用いることで、構造計 画の立案が比較的容易である。中高層木造では、これらの手法が確立している状況とはい いがたい。

ここでは、外力に対する耐力壁の水平断面積から壁量の試算を行い、壁量のイメージが 壁の必要耐力などの情報を整理する。

(1) TallWood プロジェクトの壁量

壁長さ L=2965mm*2 構面 / 建築面積 A=65m² = 91mm/m²
 (壁式 RC 造の標準壁量 150mm/m² 5 階建ての場合)

(2) TallWood プロジェクトのせん断応力度(1階部分)
 建物総重量 W=2400kN (単位面積当たりの重量 約 3.7kN/m²)
 1 階部分の壁断面積 t=314mm × L=2965*2 = 1862020mm²

1 次設計時のせん断力 Co=0.20 Qe=480kN τ=0.26N/mm² 保有耐力時(Ds=0.45 程度)のせん断力 Co=0.45 Ou=1080kN τu=0.58N/mm²

壁倍率換算值 Q/L/1.96=約 40~60 倍

以上より、TallWood での仕様は、壁式 RC 造の壁量の6割程度の壁量となっており、保 有耐力時のせん断応力度は、0.6N/mm²程度となっているため、CLT パネルの許容せん断応 力度に対しては、十分な余裕度が確保できている。

(3) 壁倍率と壁量の検討

基準階の単位重量を 4kN/m² とし、ベースシアを Co=0.45 程度とした場合の壁量と壁倍 率の関係を整理する。(壁倍率換算値としては、r/1.5 の値を用いる。)

		5F		7F		10F	
ΣW	[kN]	20		28		40	
Qu(Co=0.45)	[kN]	9		12.6		18	
壁倍率		25	50	25	50	25	50
壁厚さ	[mm]	150	210	150	210	150	210
せん断応力度	[N/mm2]	0.49	0.7	0.49	0.7	0.49	0.7
必要壁長さ	[mm/m2]	122	61	171	86	245	122

表 6.3.1-1 概算壁量

表 6.3.1-1 に中高層木造を想定した概算壁量を示す。壁倍率は、25 倍と 50 倍で示してい る。枠組工法などでは、50 倍近い壁倍率を実現しているものがあるため、50 倍を目安とし ている。CLT パネルを用いた壁においては、接合部耐力の課題はあるものの、せん断応力 度レベルで考えると十分に耐力確保は可能と考える。5 階程度であれば、25 倍程度で壁式 RC 造と同程度、10 階建てであれば、50 倍程度で壁式 RC 造と同程度の壁量となることが わかる。トールウッドプロジェクトでも同程度のスペックが確保されていることが確認で きる。

以上より、せん断力に着目した場合の概算壁量について整理した。先に述べたように、 木造の中高層化にあたり連層耐力壁を用いた構造システムの場合、せん断変形ではなく、 曲げ変形の影響などが顕著に現れることが想定されるため、曲げに対する概算検討を次項 に示す。

6.3.2 片持ち構造における固有周期の検討

ここでは、連層耐力壁を有する片持ち構造の構造システムにおける固有周期の確認を行 う。通常の構造計算で用いる固有周期の算定では、T=0.03Hを用いる。この略算について は、鉄骨造のラーメン構造などでは比較的よい対応を示しており、10 階程度の建物の場合 で1 次固有周期が T1=1.0 秒程度となる。木造の場合、中高層の実績が少ないため、周期に 着目した検討を行う。

(1) 固有周期の算定手法

片持ち柱の固有周期は以下の式により算定する。

$$f_n = \frac{\lambda^2}{2\pi H^2} \sqrt{\frac{E \cdot I}{w \cdot 10^6}} \tag{6.3.2-1}$$

$$T_n = \frac{1}{f_n} \tag{6.3.2-2}$$

ここで、

Tn	:	n次の固有周期	
fn	:	n 次の固有振動数	
λ	:	1 次の固有振動数の場合 λ=1.875	
H	:	壁高さ (mm)	
E	:	壁のヤング係数 (N/mm ²)	
[:	壁の断面2次モーメント (mm ⁴)	
W	:	高さ方向の建物の荷重分布(kg/m)	(各階の重量 N/階高 m/9.8)

(2) TallWood プロジェクトの固有周期

TallWood プロジェクトの固有周期を上記の式によって算定する。各数値は以下の通りである。壁1構面当たりの負担重量に対しての算定とする。

壁高さ:H=33.53m ヤング係数:E=7039N/mm² 断面2次モーメント:I=230037054mm² 高さ方向の荷重分布:w=3659kg/m 1次固有周期:T1=1.75sec

以上より、片持ち架構の略算の固有周期が T1=1.75sec となる。通常の構造設計の略算固 有周期は 0.03H とすると T1=1.00sec となるため、2 倍近い固有周期となっている。TallWood プロジェクトは、他構造に比べてかなり周期の長い建物であることがわかる。 (3) 壁のプロポーションによる固有周期の違い

(2) で示した計算をもとに、壁のプロポーションに着目して整理する。(1) による固有 周期を精算値とし、0.03H による固有周期を略算値とする。周期と合わせて、各プロポー ションにおける壁の単位面積当たりの長さも示す。トールウッドによる仕様の整理を示す。 トールウッドの条件で固有周期を略算値と同程度にするには、壁のプロポーションが H/L が8程度となる。また、その時の壁長さが130mm/m²程度となる。同様の検討で日本仕様 を想定した検討を行う。



図 6.3.2-1 TallWood 仕様の固有周期



図 6.3.2-2 日本仕様を想定した固有周期

日本仕様については、単位面積当たりの重量を4kN/m²とし、階高は3mとした。10 階、 6 階、3 階の場合を示している。材料はCLTのS90として、厚さは210mmとしている。10 階建ての場合は、t=210mmでは、H/L=6 程度で略算の固有周期と同程度となる。その時の 壁量が150mm/m²である。厚さを倍のt=420とした場合で、H/L=8 程度で略算と同程度で その時の壁量が120mm/m²程度となり、TallWoodと同程度の仕様となる。以上の検討から、 壁のプロポーションが11 程度となる TallWood の仕様は、剛性が低く日本仕様を目標とす る場合で厳しいプロポーションであることがわかる。

同様の手法で、中層、低層の状況も確認する。6層の場合は、H/L=5程度、3層の場合は、 H/L=4程度で略算の固有周期と同程度となる。ただし、略算の固有周期自体は、中低層の 場合精度が低いため、同程度までの周期に抑えるかは検討の余地がある。また、振動台実 験を実施した3階建ての壁のプロポーションは6となっており、精算値の周期0.5秒程度 は、概ね妥当であることは確認できる。(ダンパー無しの実験の1次固有周期が0.48秒) 試験体の単位面積あたりの壁長さは、56mm/m²であり、図6.3.2-2の試算とも概ね一致す る。

以上より、木質パネルの連層耐震壁による片持ち構造における壁のプロポーション H/L は、6~8 程度にすることで、他構造と同程度の剛性を有する構造とすることが可能である と判断できる。今回のように H/L が 10 を超えるような場合には、日本仕様を満足する仕 様とするためには、境界ダンパーは減衰付加だけでなく剛性付加を目的とした利用や、CLT の S120 などの高剛性を有する部材などを用いたりすることが必要と考えられる。

6.3.3 壁のプロポーション(H/L)に着目した必要剛性および強度の検討

6.3.2の検討では、固有周期に着目して検討した。日本仕様の検証においては、1次設計 レベルで層間変形角の規定があり、1/200以下に収める必要がある。また、6.3.1の検討で は、せん断系に着目して壁量の整理を行っていたが、曲げ系が卓越する構造であるため、 曲げ強度についても確認しておく必要がある。以上より、層間変形を満足する性能、終局 時に曲げ強度以下に収まる必要などを壁のプロポーションに着目して整理する。

(1) 片持ち構造の層間変形の算出

片持ち構造の各地点の変形については、弾性曲線式から得ることができる。曲げ変形が 支配的と判断し、曲げ変形に着目して整理する。各高さ変形割合については、図 6.3.3-1 に 示すようになり、上部の方の変形量が大きいことから、層間変形角が最も厳しくなるのは 最上階と仮定する。(図の変形割合とは、最上部の変形を 1.0 に基準化した場合の割合を示 す。)



図 6.3.3-1 片持ち構造の変形割合

6.3.3-1 式を最上階の層間変形に着目して、数式およびパラメータを整理すると以下のような式で置き換えることが可能である。

$$R = \frac{2\tau_T n}{E} \cdot \left(\frac{H}{L}\right)^2 \tag{6.3.3-2}$$

ここで、

R<0.005 (1/200): 変形角

H:壁高さ(建物高さ) (mm)L:壁長さ (mm)E:壁のヤング係数 (N/mm²)n:建物高さ(階高が全層同一を基本とする)τ:最上階の1次設計時のせん断応力度(N/mm²)

CLT の S90 の場合で、6、10 階を想定した場合の検討を示す。最上階のせん断応力度を t_T=0.02、0.04、0.06、0.08、0.10 ごとに示す。それぞれの最下層のベースシアも併せて示す。 6.2.1 の検討より、1 次設計時の最下層のせん断応力度を 0.25 程度とすると 10 階の場合で、 H/L=5 程度となる。6 階の場合は、10 階と同じ壁量だとすると、最下層のせん断応力度が 0.15 程度となる。その場合には、H/L=7.5 程度となる。この結果は、固有周期の検討結果と 比較すると、10 階建ての場合、略算固有周期と精算固有周期が一致する壁のプロポーショ ンと同程度であることから、層間変形角が 1/200 以内に収まる必要剛性が、周期と同程度 であることから妥当な結果と判断できる。6 階建ての場合には、層間変形角が 1/200 に収 まる H/L=7.5 程度で固有周期の検討結果の H/L=5 であり、略算固有周期と同等に抑える必 要剛性の方が大きいことがわかる。これは、略算固有周期の算定が低層になるほど精度が 悪くなる傾向に一致すると判断できる。



図 6.3.3-2 壁のプロポーションによる最上階の層間変形角

検討式の妥当性も確認できたことから、この検討式を用いてトールウッドの仕様を日本 仕様に置き換えた場合の必要剛性の検討を行う。検討パターンを以下のようにし、トール ウッドの仕様に加えて、日本仕様で現状実現可能と判断できるパターンを検討する。外力 については、Co=0.2の場合でRt曲線による低減を考慮(Rt=0.75)とし、Co=0.15にAi分 布を考慮した場合の最上階のせん断応力度とする。

表 6.3.3-1 検討パラメータ

		А	В	С	D	E
壁断面	txL(mm)	314x2965	420x2965	630x2965	420x2965	630x2965
最上階せん断応力度	τ T(N/mm2)	0.042	0.032	0.021	0.032	0.021
最下階せん断応力度	τ B(N/mm2)	0.190	0.142	0.095	0.142	0.095
ヤング係数	E(N/mm2)	7000	6420	6420	8560	8560
仕様		アメリカCLT	S90 5-7	S90 5-7	S120 5-7	S120 5-7



図 6.3.3-3 に検討結果を示す。H/L=11.3 の領域では、いずれのケースも層間変形角 1/200 を満足していない。C、D で 1/100 程度、E で 1/150 程度である。外装材の追従性が確認で きれば、層間変形角を 1/150 程度まで緩和できることは可能であるが、高層建物による外 装材の落下などに危険性は低層建物に比べて高いため慎重に判断する必要がある。

以上の検討より、片持ち形式の壁のみで H/L=11.3 を満足することが困難なことがわかる。本構造システムとしては、耐力壁と柱間にダンパーを設ける方式としているため、それによる剛性増大に期待することでの実現可能性を検証する。C、D 程度の性能にダンパーによる剛性付加を設ける場合、2 倍程度の性能となるようにする必要がある。

(2) 耐力壁の曲げ強度とせん断強度の検討

片持ち構造においては、せん断よりも曲げによる強度がクリティカルとなることが考え られる。そこで、本検討では、壁のプロポーションと曲げ強度、せん断応力度に着目して 整理する。これらの関係を整理した式は下記のように示すことができる。

$$\tau_B = \frac{\sigma_B}{6\alpha(\frac{H}{L})} \tag{6.3.3-3}$$

ここで、

σB:曲げ基準強度 (S90 5-7 Fb=14.7N/mm²)H:壁高さ(建物高さ) (mm)L:壁長さ (mm)α:等価高さτB:最下階のせん断応力度

式 6.3.3-3 をグラフに表す。曲線より左側にせん断応力度がある場合は、終局時に曲げ 破壊が生じないことを意味する。片持ち構造も実態としては、2 次モードの影響があるた め、等価高さは 0.7 程度となることが一般的である。トールウッドの壁のプロポーション では、S90 の CLT を用いた場合には、最下層のせん断応力度が rB=0.3 程度で曲げ破壊が 生じる可能性がある。先の検討の日本仕様での壁のせん断応力度は、C の時で 1 次設計時 のせん断応力度が 0.1 程度であるため、終局時で Co=0.45 程度とすると rB=0.23 程度であ る。S120 になれば、曲げ強度が上がるため、rB も大きくなる。以上より、壁のプロポー ション (H/L) が 10 を超えるような場合には、想定終局せん断応力度に対して、曲げ破 壊が生じる可能性も出てくることが考えられる。



図 6.3.3-4 せん断応力度と曲げ破壊の検討

6.3.4 概算ダンパーの検証方法の提案

これまでの検討より、壁のプロポーション H/L=11.3 となるような細長い壁を用いた片持 ち構造の場合、その壁だけでは、日本の仕様を満足することが困難であることが分かった。 そこで、ここでは、境界ダンパーによる付加剛性による剛性増大があることから、ダンパ ーの必要剛性の検証を行う。また、日本において保有耐力計算を行う場合のダンパーの扱 いについては、1 次設計レベルで弾性範囲内に収める方法、または、ダンパーがない場合 でも設計が成立するとした付加制振的な扱いとなる。ここでは、日本仕様で設計を成立さ せるためには、付加剛性が必須となることから、1 次設計レベルでダンパーが降伏しない ようにする必要がある。以上を踏まえて、剛性的観点、耐力的観点よりダンパーの必要性 能の算出方法を提案する。

(1) 境界ダンパーの剛性のパラメトリックスタディ

境界ダンパーの剛性が剛体として挙動する理想の場合は、壁部分と側柱部分のそれぞれ の断面二次モーメントの足し合わせとなり、側柱分が剛性増大率になると考えることが可 能である。



図 6.3.4-1 側柱による剛性増大の考え方

層間変形角に対する必要剛性の検証で、C、D 案の場合において必要剛性が 2 倍程度となることから、側柱による Ic が Iw と同程度になる断面が必要であることがわかる。

まず、境界ダンパーの剛性に応じてどの程度剛性増大が期待できるか、解析的に検証を 行った。図 6.3.4-2 に完全一体型と剛性 K=5~1000kN/mm で変化する場合を行った。解析 結果の変形を図 6.3.4-3 に示す。解析結果の変形より、K=30~60 程度から変形が漸近し始 める傾向にあることがわかる。また、剛性を剛体に近づけた場合でも一体型の変形まで小 さくなることはなかった。これについては、解析上のせん断ばね位置が壁面に設けている ため、一体型の場合に比べてスタンスが内側にあることによる影響と考えらえる。一体型 の剛性増大としては、2.1 倍であるが解析値が 1.833 倍となっている。これに上記スタンス 比を考慮すると 1.833/0.87 となるため、2.1 倍と一体と同等の値となる。

第6章-13

2.1xl	I	l K=5kN/mm	I К=10	І К=15	I К=30	I К=60	I К=125	l K=250	I К=500	I К=1000
		X	6.3.4-2	ダンパ	《一剛性刻	効果の検	証モデル	/		
2.1xl	I	l K=5kN/mm	I К=10	І К=15	I К=30	I К=60	I К=125	I К=250	I К=500	I К=1000
<u>90 89 90</u> <u>77 77 77</u> <u>66 65 65</u> <u>54 52 54</u> <u>42 42 42</u> <u>32 31 32</u> <u>32 21 22</u> <u>13 13 13</u> <u>7 6 7</u> <u>2 2 2</u>	18 162/ 137/137 113/121 113/121 113/121 113/121 113/121 113/121 100/05 66/65/66 66/65/66 66/65/66 66/65/66 46/45/46 28/27/28 14/12/14	117 118 117 113 112 113 112 113 113 113 113 113 113 113 113 113 113 113 113 113 113 110 113 113 113 110 110 113 113 110 110 110 111 <td>99 109-133 100 99 109-124/99 109-124/99 109-100 100 109-100 100 99-100 100 109-100 100 99-100 100 99-100 99-100 100 99-100 90-1000 90-1000 90-1000 90-100000</td> <td>9 5 5 5 5 5 5 5 5 5 5 5 5 5 5 5 5 5 5 5</td> <td>6 100 110 mm 100 10 mm 100 100 mm 100 mm 1</td> <td>1000 100 100 100 1000 100 100 100 100 100 100 100 100 100 100 100</td> <td>UT 100 100 WH 65 mile WH 7 mile <td< td=""><td>1000 104 rule 900 907 900 901 907 900 902 907 900 902 900 900 902 900 900 902 900 900 902 900 900 902 900 900 902 900 900 902 900 900 902 900 900 902 10 100 902 10 100 902 10 10 903 10 10</td><td>1000 1000 1000 900 66 900 900 90 90 90 <</td><td>1000 1.000 <th1< td=""></th1<></td></td<></td>	99 109-133 100 99 109-124/99 109-124/99 109-100 100 109-100 100 99-100 100 109-100 100 99-100 100 99-100 99-100 100 99-100 90-1000 90-1000 90-1000 90-100000	9 5 5 5 5 5 5 5 5 5 5 5 5 5 5 5 5 5 5 5	6 100 110 mm 100 10 mm 100 100 mm 100 mm 1	1000 100 100 100 1000 100 100 100 100 100 100 100 100 100 100 100	UT 100 100 WH 65 mile WH 7 mile <td< td=""><td>1000 104 rule 900 907 900 901 907 900 902 907 900 902 900 900 902 900 900 902 900 900 902 900 900 902 900 900 902 900 900 902 900 900 902 900 900 902 10 100 902 10 100 902 10 10 903 10 10</td><td>1000 1000 1000 900 66 900 900 90 90 90 <</td><td>1000 1.000 <th1< td=""></th1<></td></td<>	1000 104 rule 900 907 900 901 907 900 902 907 900 902 900 900 902 900 900 902 900 900 902 900 900 902 900 900 902 900 900 902 900 900 902 900 900 902 10 100 902 10 100 902 10 10 903 10 10	1000 1000 1000 900 66 900 900 90 90 90 <	1000 1.000 <th1< td=""></th1<>
。	<u>5 3</u> 6		12 1 21 0 0 0	11 1 0 0 0		0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0	0 0 0
。 頂部変位 89mm	187mm	146mm	2 1 2 0 0 0 132mm	125mm	116mm 1	110mm 2	106mm 1	.04mm 1	03mm 10	02mm

(2) 境界ダンパーの必要剛性の算定式の提案

ここでは、簡単のため、境界ダンパーの剛性は、側柱の軸剛性との直列ばねとして評価 できると考える。また、壁端の上下変形は、上側の方が大きい傾向となるため、全層に配 置したダンパーの7割程度が有効に効くと仮定する。以下に示す式により、ダンパーを用 いた側柱による剛性増大率を算定する。



ここで、

- : 側柱とダンパーによる剛性増大率 φ : 柱の軸剛性 kc :ダンパーの剛性 kd :有効剛性 ke : 有効剛性比 α : 側柱のみの断面2次モーメント Ic : 壁だけの断面 2 次モーメント Iw : 側柱芯距離 Lc
 - Lw : 耐力壁長さ
 - ks :1層あたりのダンパー剛性
 - Ec : 柱のヤング係数
 - Ew : 壁のヤング係数
 - Ac : 柱の断面積
 - H : 柱の全長



図 6.3.4-4 剛性増大率と kd/kc の関係

図 6.3.4-4 に解析結果による剛性増大率を kd/kc に着目してしたものと提案式による剛性 増大率をプロットする。解析結果と提案式は概ね漸近する傾向は示すことができていると 考えられる。どちらも kd/kc が 10 を超える程度からは剛性増大率が頭打ちとなるため、10 を超える以上にダンパー剛性をあげても効果が小さいことがわかる。以上より、kd/kc が 10 以上となるダンパー剛性 ks を算定すればよい。ダンパーの1 つ当たりの剛性は以下のよう に算定できる。

側柱:BxD=420x420壁のヤング係数: $E=8560N/mm^2$ 柱高さ:H=33530mmkc=EA/L=45033N/mmkd= 0.7Σ ks=10kc=450330N/mmks= $64332N/mm \rightarrow ks=64kN/mm$

以上より、ダンパーの必要剛性は、64kN/mm 程度となる。

第6章-15

(3) 境界ダンパーの必要耐力の算定式の提案

境界ダンパーに生じるせん断力は、1 次設計時の転倒モーメントを、側柱と壁の剛性比 に応じて分配されるとして、その分配したモーメントを柱スタンスで除した値となるとす る。すべてのダンパーが一様な変形をしないことからダンパー総数の7割程度で除したも のとする。以上を式に表すと以下の通りとなる。

$$Py = (Mt \times \frac{lc}{(lc+lw)} \times \frac{Ec}{Ew})/(Lc \times 0.7N)$$
(6.3.4-9)

ここで、

Ру	: ダンパーの降伏耐力
Mt	:1次設計時の転倒モーメント
Ic	:側柱のみの断面2次モーメント
Iw	:壁だけの断面2次モーメント
Lc	: 側柱芯距離
Lw	:耐力壁長さ
Ec	: 柱のヤング係数
Ew	: 壁のヤング係数
N	: ダンパー総数

(4) ダンパー性能の試算

(2)、(3)で提案したダンパーの必要性能を具体的に試算してみる。以下は、6.3.3の検討のトールウッドの日本仕様のDに対して検討する。以下に検討結果を示す。図 6.3.4-5 に示すようなバイリニア型のダンパーを用いることができれば、日本仕様のクライテリアを満足する性能を確保できる可能性がある。



6.4 構面モデルを用いた検証(アメリカ仕様の耐震性能の把握)

6.4.1 静的解析による検証

これまで、片持ち構造の理論を用いて検証を行ってきたが、ここからは、具体的な解析 モデルを用いて検証する。解析には、一般的に用いられる汎用応力解析ソフトの MidasIGen を用いる。解析モデルは連層耐震壁部分を抜き出した構面モデルとして検討する。ここで、 脚部のモデル手法は、支圧強度、剛性などは、振動台実験の事前解析などと同様な方法を 用いる。

(1) 解析モデル概要

- ・ 木柱及び梁は線材モデルとし、接合部はピン接合とし、接合部剛性は考慮しない。
- ・ CLT 壁は線材置換したモデルとし、壁上下には壁幅分の剛域を設ける。 CLT 脚部以外は、接合部剛性を考慮しない。
- ・ プレストレスについては、midasの荷重入力のプレテンションを用いて入力する。
- ・ PC 鋼棒はトラス材としてモデル化する。
- ・ 構面が負担する重量については、建物重量の半分とする。
- ・ 脚部のせん断ばねの剛性は、剛体とする。
- ・ 壁脚部の支圧ばねについては、EA/Lによって算出する。ここでのLはばね長さを示す。
 ばね長さは、上 100mm と仮定する。支圧ばねピッチは壁長さを 8 分割して配置する。
 ばね脚部のモデル化の手法については、今後、振動台実験結果の事後解析などにより、
 詳細な検討を進める予定である。
- ・ 支圧降伏強度は、要素試験結果などの値から基準強度の2倍程度は出ることが確認されているため、30N/mm2を用いる。
- ・ ダンパーについては、完全弾塑性型のバイリニアモデルとする。
- 実際の設計の際には、各種接合部ばねの剛性・耐力の評価を状況に応じて設定する必要もあると考える。



図 6.4.1-1 解析モデル概要

(2) 解析パラメータ

解析に用いるパラメータを以下に示す。

■解析パラメータ

部位	名称	符号	単位	値	
	壁厚さ	t	mm	314	
居辛	壁長さ	L	mm	2965	
<u> </u>	ヤング係数	E	N/mm2	7039	
	せん断弾性係数	G	N/mm2	459.8	
	柱幅	В	mm	455	
柱	柱せい	D	mm	311	
	ヤング係数	E	N/mm2	6550	
	軸径	φ	mm	70	※等価断面積
PC鋼棒	ヤング係数	E	N/mm2	200000	
	初期張力	Pt	kN	1000	※最終軸力
	降伏荷重	Рy	kN	31.74	
ダンパー	降伏変位	dy	mm	7.62	
× / / / -	初期剛性	K1	kN/mm	4.2	
	剛性低下率	α		0.015	
	圧縮剛性	kc	kN/mm	8192	※ばね長さ100mm
中央	支圧耐力	Рy	kN	3491	
支圧ばね	せん断剛性	ks	kN/mm	100000	※剛想定
	支圧面積	Ac	mm2	116376	
治型	圧縮剛性	kc	kN/mm	4096	※ばね長さ100mm
^{51日} 支圧げわ	支圧耐力	Рy	kN	1746	
又上的加	支圧面積	Ac	mm2	58188	
山間	圧縮剛性	kc	kN/mm	8192	※ばね長さ100mm
支圧ばわ	支圧耐力	Py	kN	3491	
~/_ 10 10	支圧面積	Ac	mm2	116376	

(3) 固有周期の確認

解析モデルを用いて固有値解析を行う。ダンパーありの場合と無しの場合の固有値をそれぞれ示す。図 6.4.1-2 にモード図を示す。ダンパーの効果で周期が 0.88 倍となっている。



(4) 1 次設計時の層間変形角の確認

アメリカ仕様における1次設計時(日本の設計外力)の層間変形角を確認する。Co=0.2 にRtによる低減係数を考慮する。固有値解析の1次固有周期を用いることでRt=0.75とす る。Ai分布の算定も固有値解析による1次固有周期を用いる。建物総重量は、1190.5kNで あり、1次設計時のせん断力は、Q=178kNである。解析上1/50程度まで層間変形角が進行 したら、解析を中止している。



層せん断力/層間変位(1次設計)

図 6.4.1-3 ダンパー無しの1次設計時の外力における荷重変形

ダンパー無しの場合で、層間変形角が 1/100 の時のせん断力が 79kN であり、ベースシアは Co=0.066 となっている。

層せん断力/層間変位(1次設計)



図 6.4.1-4 ダンパー有り1次設計時の外力における荷重変形

ダンパー有りの場合で、層間変形角が 1/100 の時のせん断力が 120kN であり、ベースシアは Co=0.10 となっている。

以上の検討より、耐力、剛性ともに日本仕様としては不足していることが明らかとなっ た。

6.4.2 時刻歴応答解析による検証

ここでは、増分解析で用いたモデルの時刻歴応答解析の検証を行う。入力地震動は、ア メリカ側の地震動である UHS975 という地震波と日本で時刻歴応答解析による設計の際に 用いる観測波 3 波(50kine 基準化)と 2 種地盤相当の告示波 3 波を用いる。解析の際の減 衰については、剛性比例型で h=0.02 を採用する。日本のクライテリアとしては、一般的に は最大応答変形角が 1/100 以内であることを確認するが、木造の場合は安全限界が 1/30 で あり、高層であることを考慮して最大層間変形角は 1/50 以内に収まることを確認する。振 動台実験でも 1/50 を超えるような応答でも特に大きな損傷は見られなかった。解析につい ては、ダンパーありのみの検討とする。

(1)入力地震波の概要

入力地震波は、先に記載した7波を用いる。各地震動の加速度応答スペクトル(h=0.05) を示す。アメリカ仕様は、1次固有周期が1.7秒程度である。UHS975は、周期1.5~2.0秒 付近では、200gal 程度の応答加速度となっており、日本仕様の1次設計レベルの入力レベ ルとなっている。日本での検討地震波では、告示はで600gl 程度、観測波で400gal 程度と なっている。応答加速度だけでみると、アメリカの地震動の約2~3倍程度の地震動となっ ている。



図 6.4.2-1 時刻歴解析検討用入力地震波の加速度応答スペクトル(h=0.05)

(2) 時刻歴応答解析結果

出力項目は以下の5項目とする。

- · 最大層間変形角
- ・ 最大層せん断力
- ・ 最大転倒モーメント
- · 最大相対変位
- 最大絶対加速度







図 6.4.2-3 最大層せん断力

第6章-23



図 6.4.2-4 最大転倒モーメント



図 6.4.2-5 最大相対変位



図 6.4.2-6 最大絶対加速度



図 6.4.2-7 壁の M-N

UHS975 については、最大層間変形角が 1/100 以下に収まっている。この時の最大層せん 断力が約 230kN 程度であり。Co=0.19 程度となっている。増分解析では、Co=0.10 程度で あったが、それよりも大きくなっているのは高次モードの影響が考えられる。

日本仕様の入力地震動においては、観測波においては、1/100 程度におさまるものもある が、告示波においては、最大層間変形角が 1/40 程度であり、クライテリアを満足していな い。また、転倒モーメントは、告示神戸で 9000kNm 程度になっている。転倒モーメントに は、ダンパーの抵抗力も含まれているため、図 6.4.2-7 に壁の M-N 曲線を示す。S90 相当 の終局時の M-N の耐力は、-1000kN の圧縮力の状態で、許容曲げモーメントが 7300kNm 程度であるため、日本の大地震動レベルでは、壁の終局強度を超える可能性もある。最大 絶対加速度分布からも、高次モードの影響が確認できる。固有周期の長い建物で入力がか なり低減されていることがわかる。

以上より、アメリカの仕様のままでは、変形および強度ともにクライテリアを満足する ことが難しいことを確認した。

6.5 構面モデルを用いた検証(日本仕様の耐震性能の把握)

6.5.1 静的解析による検証

モデル化手法はアメリカ仕様のものと同じとする。ダンパーについては、先に示した提 案手法に基づいて性能を決定している。プレストレスの張力については、1 次設計時の転 倒モーメントに対して抵抗できる張力または、長期軸応力度以下に収まる張力とする。

(1) プレストレスの張力の検討

張力決定用の転倒モーメントは安全側として、略算固有周期を用いた1次設計時の外力 を用いて算出する。

■壁の長期許容応力度より決まる場合
 S120の基準圧縮強度 Fc=18N/mm²
 階高 H=3353mm
 壁厚さ t=210mm 断面 2 次半径 i=60.69mm 細長比 λ=55.24
 座屈低減係数 0.74
 長期許容圧縮応力度 fck=4.88N/mm²
 壁断面積 t=2x210 L=2965mm A=1245300mm²
 長期許容圧縮耐力 LNa=6077kN

以上より、転倒モーメントからか決まるプレストレスの張力 4680kN を用いる。この時の軸力比 N/Nu は 0.21 程度となっている。(Nu=22415kN)

(2) 側柱の検討

側柱の設計は、Co=0.2の転倒モーメントに対して、ダンパーを介して生じる軸力に抵抗 できる断面とする。転倒モーメントによって生じる軸力は、(1)で算出したものを用いる。 柱断面は、集成材として E105-F300 を用いる。

■柱断面の検討
 E105の基準圧縮強度 Fc=23.2N/mm²
 階高 H=3353mm
 柱幅 b=240mm 断面 2 次半径 i=69.36mm 細長比 λ=48.34
 座屈低減係数 0.81
 短期許容圧縮応力度 fck=12.53N/mm²

第6章-27

柱断面積 2-240x480 A=176400mm² 短期許容圧縮耐力 sNa=2886kN

(3) ダンパーの必要性能

CLT壁長さ(アメリカと同じ)	Lw	=	2965	mm
柱芯間距離	Lc	=	3445	mm
壁のヤング係数(S120)	Ew(S120)	=	8560	N/mm2
柱のヤング係数	Ec(E105)	=	10500	N/mm2
壁厚	t	=	420	mm
柱せい、柱幅	b,D	=	480	mm
壁の断面2次モーメント	Iw	=	9.123E+11	mm4
柱の断面2次モーメント	lc	=	1.376E+12	mm4
ダンパー個数	Ν	=	10	箇所
壁高さ	Н	=	33530	mm
Co=0.2の転倒モーメント	Mt	=	5100	kNm
ダンパー降伏耐力	Ру	=	156.0	kN
柱剛性	kc	=	72150	N/mm
	0.7Σks	=	721503	N/mm
ダンパー剛性	ks	=	103072	N/mm
	ks	=	103	kN/mm
剛性増大率	φ	=	2.31	
等価剛性	ke	=	65591	N/mm
柱の等価剛性	α	=	0.91	

(4) 解析パラメータ

解析に用いるパラメータを以下に示す。

■解析パラメータ

部位	名称	符号	単位	値	
	壁厚さ	t	mm	420	
尼辛	壁長さ	L	mm	2965	
<u><u> </u></u>	ヤング係数	E	N/mm2	8560	
	せん断弾性係数	G	N/mm2	500	
	柱幅	В	mm	480	
柱	柱せい	D	mm	480	
	ヤング係数	E	N/mm2	10500	
	軸径	ϕ	mm	80	※等価断面積
PC鋼棒	ヤング係数	E	N/mm2	200000	
	初期張力	Pt	kN	4680	※最終軸力
	降伏荷重	Рy	kN	156	
ダンパー	降伏変位	dy	mm	1.51	
× / / /	初期剛性	K1	kN/mm	103	
	剛性低下率	α		0.015	
	圧縮剛性	kc	kN/mm	13325	※ばね長さ100mm
中央	支圧耐力	Рy	kN	4670	
支圧ばね	せん断剛性	ks	kN/mm	100000	※剛想定
	支圧面積	Ac	mm2	155663	
守型	圧縮剛性	kc	kN/mm	6662	※ばね長さ100mm
5 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1	支圧耐力	Рy	kN	2335	
又上はな	支圧面積	Ac	mm2	77831	
山間	圧縮剛性	kc	kN/mm	13325	※ばね長さ100mm
中间 支圧げわ	支圧耐力	Ру	kN	4670	
	支圧面積	Ac	mm2	155663	

(5) 固有周期の確認

解析モデルを用いて固有値解析を行う。ダンパーありの場合と無しの場合の固有値をそ れぞれ示す。図 6.5.1-1 にモード図を示す。ダンパーの効果で周期が 0.715 倍となっている。 これは、1/√2程度になっていることから、ダンパーによって柱が一体挙動に近いことを示 している。ダンパー有りの方は、T=1.08 秒であり、略算の T=1.00 にかなり近い値となっ ている。これらから、略算検討で示してきた検討方法の有効性が確認できる。



■ダンパー有り T1=1.08sec

図 6.5.1-1 1次モード図

(6) 1 次設計時の層間変形角の確認

日本仕様における1次設計時(日本の設計外力)の層間変形角を確認する。Co=0.2 に Rt による低減係数を考慮する。固有値解析の1次固有周期を用いることで Rt=0.75 とする。 Ai 分布の算定も固有値解析による1次固有周期を用いる。建物総重量は、1190.5kN であり、1次設計時のせん断力は、Q=178kN である。プレスストレスは、略算固有周期時の転倒モーメントで決めているため、1次設計時ではまだ張力が解放されていない。



図 6.5.1-2 ダンパー無しの1次設計時の外力における荷重変形

ダンパー無しの場合で、Co=0.2 の時の最大層間変位は 25.3mm となり、層間変形角は 1/132 となる。ダンパー無しでは 1/200 以内には収まらず、概ね略算検討との整合も取れて いることが確認できる。



図 6.5.1-3 ダンパー有りの1次設計時の外力における荷重変形

第6章-31

ダンパー有りの場合で、Co=0.2 の時の最大層間変位は 14.7mm となり、層間変形角は 1/228 となる。ダンパーによる一体化の効果で 1 次設計のクライテリアを満足しているこ とを確認できた。図 6.5.1-4 に 1 次設計時でのダンパーの間の変形量を示す。降伏変位を 1.5mm としていると、上部では、3mm 程度の変形が生じている。そのため、剛性を 0.5 倍 として、降伏変位を 3mm 程度とし、降伏させないように調整する。この時に 1/200 以下に 層間変形角が収まることを合わせて確認する。



図 6.5.1-4 ダンパーの節点間変形量

(7) ダンパーパラメータ修正後の検討

ダンパー修正後の解析パラメータを示す。

■解析パラメータ

部位	名称	符号	単位	値	
	壁厚さ	t	mm	420	
尼主	壁長さ	L	mm	2965	
<u><u> </u></u>	ヤング係数	E	N/mm2	8560	
	せん断弾性係数	G	N/mm2	500	
	柱幅	В	mm	480	
柱	柱せい	D	mm	480	
	ヤング係数	E	N/mm2	10500	
	軸径	φ	mm	80	※等価断面積
PC鋼棒	ヤング係数	E	N/mm2	200000	
	初期張力	Pt	kN	4680	※最終軸力
	降伏荷重	Рy	kN	156	
ダンパー	降伏変位	dy	mm	3.02	亦重如公
× / / /	初期剛性	K1	kN/mm	52	<u>发</u> 文叩刀
	剛性低下率	α		0.015	
	圧縮剛性	kc	kN/mm	13325	※ばね長さ100mm
中央	支圧耐力	Рy	kN	4670	
支圧ばね	せん断剛性	ks	kN/mm	100000	※剛想定
	支圧面積	Ac	mm2	155663	
守型	圧縮剛性	kc	kN/mm	6662	※ばね長さ100mm
5日によ	支圧耐力	Рy	kN	2335	
又正は仏	支圧面積	Ac	mm2	77831	
山田	圧縮剛性	kc	kN/mm	13325	※ばね長さ100mm
中间 去圧/ギか	支圧耐力	Ру	kN	4670	
×/⊥/d	支圧面積	Ac	mm2	155663	

図 6.5.1-5 にダンパー修正後の荷重変形を示す。最大層間変形が 14.8mm で層間変形角が 1/226 であり、クライテリアを満足している。ダンパーの節点間の変位も 2.8mm となって おり、降伏変位以下であるため、ダンパー側のクライテリアも満足している。1 次固有周 期は、T=1.11sec である。

以上より、1次設計レベルの日本仕様を満足することができることを確認した。

層せん断力/層間変位(1次設計)



図 6.5.1-5 ダンパー有り(修正)の1次設計時の外力における荷重変形



図 6.5.1-6 ダンパーの節点間変形量
(8) 保有水平耐力の検討

(7) で用いたモデルでの荷重増分解析による保有水平耐力の確認を行う。

層せん断力/層間変位(PEXIN)







図 6.5.1-8 壁脚端部の荷重変形

保有水平耐力を 1/100 の時点とすると、Qu=480kN となる。Co=0.40 である。せん断応力 度としては、 τ =0.38N/mm²程度となっている。壁脚部の荷重変形も 5mm 程度であり、荷 重低下を起す領域までは到達していないと考えらえる。(最大層間変形角が 1/50 の時点) 振動台実験でも 1/50 を超えるような変形角まで荷重低下が生じないことは確認できてい る。図 6.5.1-9 に 1/50 時の壁脚モーメントおよび柱、PC 鋼棒の軸力を示す。終局時の壁脚 モーメント Mu (N=5000kN) =10600kNm であるため、設計応力を上回ることを確認した。 柱軸力についても短期許容軸耐力以下に収まっている。PC 鋼棒の軸力 Pu=5440kN であるため、設計応力を上回ることを確認した。



図 6.5.1-9 壁脚モーメントおよび柱及び PC 鋼棒の軸力(1/50rad 時)

Ds の評価方法については、CLT パネル工法マニュアルの荷重増分解析を用いた算定法な どもあると考えられるが、小幅パネルの最小 Ds が 0.4 であることからも、今回のような連 層耐震壁の評価の場合は壁のプロポーションに着目すれば、同様の性能することが妥当と 判断する。よって、本設計では、Ds=0.4 を想定する。先の Co=0.40 であることから、概ね 保有耐力も満足できる性能となっていると判断する。仮に、Ds が上がるような場合には、 プレストレスによる抵抗値や、ダンパーの降伏耐力を上げるなどして調整することは可能 ではある。

以上より、概ね保有水平耐力計算を満足する仕様の確認を行った。

(9) 風荷重に対する検討

これまでは、地震荷重に対する検討を行ってきたが、ここでは風荷重に対して検討する。 負担幅 1m の場合の風荷重を算定し、どのぐらいの負担幅まで抵抗可能か示す。風荷重は、 一般的な条件として地表面粗度区分Ⅲの基準風速 Vo=32m/s とする。

設計用風荷重は、短期荷重時の風圧力として建築基準法施行令第87条に従って算定する。

 ・建設地 ・建物高さと軒高の平均 ・地表面粗度区分 		Н	[m]	=	33.53 III			
•	・ 速度圧 $q = 0.6 \cdot E \cdot V_0^2$ $E = E_r^2 \cdot G_f$			$[N/m^2]$	=	1374 2.24		
	q	$[N/m^2]$:	速度圧				
	Е		:	建物の高さ	ちおよび敷地	環境が風速に与え	る影響係数	
	V_0	[m/s]	:	基準風速			=	32
	E_r		:	平均高さた	戸向の分布を	表わす係数	=	1.011
				$E_r = 1.7(Z_b/$	$(Z_G)^{\alpha}$	H≦Zbのとき		
				$E_r = 1.7 (H/z)$	Z_G^{α}	H>Zbのとき		
	Z _b	[m]	:	地表面粗厚	度区分に応し	こて定める値	=	5
	Z _G	[m]	:	地表面粗质	夏区分に応し	て定める値	=	450
	α		:	地表面粗质	夏区分に応し	て定める係	=	0.20
	G_{f}		:	ガスト影響	係数		=	2.186

・風力係数・風圧力

- $C_f = C_{pe} C_{pi}$
- $p = C_{f} \cdot q$

C _f	:	風力係数
C _{pe}	:	閉鎖型及び開放型の建築物の外圧係数
C _{pi}	:	閉鎖型及び開放型の建築物の内圧係数
k _z	:	Z _b ,H,αにより定める係数
		・H≦Z _b の場合
		k _z =1.0
		・Z _b <h td="" の場合<=""></h>
		$k_z = (Z_b/H)^2 \alpha$ $Z \leq Z_b O$ とき
		$k_z=(Z/H)^2\alpha$ Z_b

・壁面に生じる風圧力の算定

風上に生じろ風圧力

/上里	当該部分の高さ	k _z	外圧係数	内圧係数	風力係数	速度圧	風圧力
业直	H (m)		C _{pe}	C _{pi}	C _f	$q(N/m^2)$	$w(N/m^2)$
10F	33.530	1.00	0.80	-0.20	1.00	1374	1374
9F	30.177	0.96	0.77	-0.20	0.97	1374	1328
8F	26.824	0.91	0.73	-0.20	0.93	1374	1280
7F	23.471	0.87	0.69	-0.20	0.89	1374	1228
6F	20.118	0.82	0.65	-0.20	0.85	1374	1171
5F	16.765	0.76	0.61	-0.20	0.81	1374	1108
4F	13.412	0.69	0.55	-0.20	0.75	1374	1037
3F	10.059	0.62	0.49	-0.20	0.69	1374	954
2F	6.706	0.53	0.42	-0.20	0.62	1374	852
1F	3.353	0.47	0.37	-0.20	0.57	1374	788
GL	0.00						

風下に生じる風圧力

/	当該部分の高さ	_	外圧係数	内圧係数	風力係数	速度圧	風圧力
1业.直.	H (m)	_	C _{pe}	C _{pi}	C _f	$q(N/m^2)$	$w(N/m^2)$
10F	32.1	-	-0.40	0.00	-0.40	1374	-550
9F	28.1	-	-0.40	0.00	-0.40	1374	-550
8F	24.7	-	-0.40	0.00	-0.40	1374	-550
7F	21.7	-	-0.40	0.00	-0.40	1374	-550
6F	18.7	-	-0.40	0.00	-0.40	1374	-550
5F	15.7	-	-0.40	0.00	-0.40	1374	-550
4F	12.7	-	-0.40	0.00	-0.40	1374	-550
3F	9.7	-	-0.40	0.00	-0.40	1374	-550
2F	6.7	-	-0.40	0.00	-0.40	1374	-550
1F	3.7	-	-0.40	0.00	-0.40	1374	-550
GL	0.00						

・風荷重の算定

冶里	巫国如八	風圧力	受風面積	風荷重	層せん断力
卫工匠	文風部分	$w(N/m^2)$	$A(m^2)$	Pw (kN)	Qw(kN)
10F	負担幅1m	1923	1.7	3.2	3.2
9F	負担幅1m	1878	3.4	6.3	9.5
8F	負担幅1m	1830	3.4	6.1	15.7
7F	負担幅1m	1777	3.4	6.0	21.6
6F	負担幅1m	1720	3.4	5.8	27.4
5F	負担幅1m	1657	3.4	5.6	32.9
4F	負担幅1m	1586	3.4	5.3	38.3
3F	負担幅1m	1503	3.4	5.0	43.3
2F	負担幅1m	1402	3.4	4.7	48.0
1F	負担幅1m	1338	3.4	4.5	52.5

地震時の1次設計せん断力が200kN程度である。1m幅で52.5kNとなるため、約3.8mの負担が1構面当たり可能である。2構面でX方向の建物の幅が約7mであるため、風荷重に対しても対応可能であることを確認できた。

6.5.2 時刻歴応答解析による検証

ここでは、増分解析で用いたモデル(ダンパー修正後)の時刻歴応答解析の検証を行う。 入力地震動や解析条件などは、先のアメリカ仕様と同様とする。

(1) 時刻歴応答解析結果

出力項目は以下の5項目とする。

- · 最大層間変形角
- ・ 最大層せん断力
- ・ 最大転倒モーメント
- 最大相対変位
- · 最大絶対加速度



図 6.5.2-1 最大層間変形角





図 6.5.2-3 最大転倒モーメント



図 6.5.2-5 最大絶対加速度



図 6.5.2-6 壁の M-N

UHS975、観測波については、最大層間変形角が 1/100 以下である。告示波については、 最大層間変形角が 1/50 以下である。最大応答は告示八戸となっている。この時の最大層せ ん断力が約 800kN 程度であり。Co=0.67 程度となっている。増分解析では、Co=0.40 程度 であったが、それよりも大きくなっているのは高次モードの影響が考えられる。転倒モー メントは、告示八戸で 16,000kNm 程度になっている。転倒モーメントには、ダンパーの抵 抗力も含まれているため、図 6.5.2-6 に最も厳しい告示八戸の壁の M-N 曲線を示す。S120 相当の終局時の M-N の耐力は、-4600kN の圧縮力の状態で、許容曲げモーメントが 10800kNm 程度であるため、終局強度以下であることを確認した。転倒モーメントに対す る壁脚モーメントの割合は、約 6 割程度となっており、ダンパーが 4 割程度負担している と考えられる。最大絶対加速度分布は、アメリカ仕様よりも短周期化したことにより大き くなっており、アメリカ仕様よりもやや3 角形分布に近い傾向を示している。

以上より、保有水平耐力計算を満足できるような仕様で時刻歴応答解析を行った結果、 概ね木造の時刻歴検証としては問題ない範囲であることを確認した。

6.6 日本仕様とアメリカ仕様の比較検討のまとめ

今回の検討により、高さ 33.53m の連層耐力壁(壁のプロポーション H/L=11.3)を用いた構造システムにおける、日本とアメリカの仕様の違いをまとめる。各パラメータを表にまとめる。

項目	単位	共通	事項	
高さ	H[m]	33.	.53	
1構面負担面積	A[m2]	32	2.5	
単位面積当たりの壁長さ	l[mm/m2]	91		
壁のプロポーション	H/L	11.31		
項目	単位	日本仕様	アメリカ仕様	
壁厚さ	t[mm]	420	314	
壁のヤング係数	Ew[N/mm2]	8560	7039	
柱断面	bxD[mm]	480x480	311x455	
柱のヤング係数	Ec[N/mm2]	10500	6550	
PC鋼棒	φ[mm]	4- <i>ϕ</i> 40	4- <i>ф</i> 35	
初期張力	Pt[kN]	4680	1000	
ダンパー降伏耐力	Py[kN]	156	31.74	
ダンパー降伏変位	dy[mm]	3.02	7.62	
ダンパー初期剛性	K[kN/mm]	51.7	4.2	
1次固有周期	月	日本仕様	アメリカ仕様	
ダンパー有り	T[soc]	1.11	1.69	
ダンパー無し		1.51	1.92	

表 6.6-1 各仕様の主なパラメータ



図 6.6-1 Sa-Sd 曲線(h=0.05)

日本仕様は、1 次設計時に層間変形角を 1/200 以内にするために最低限の剛性を確保す ることが課題となっていた。その結果、アメリカ仕様のモデルに比べて、1 次固有周期が 0.65 倍程度と短周期になっている。結果的に日本仕様の1 次固有周期は、略算による1 次 固有周期 T=0.03H に近い値となっている。図 6.6-1 に検討で用いた地震波の Sa-Sd 曲線を 示す。このグラフより、日本仕様とアメリカ仕様で周期の違いによって、以下の違いが見 られる。告示波に対しては、日本仕様はアメリカ仕様に比べて、応答加速度が2倍程度で 応答変位が 0.5 倍程度になっている。観測波でも多少ばらつきはあるものの告示波と同様 の傾向を示す。

日本では、30m 程度の建物において、アメリカのように長周期化による入力低減を率先 して取り入れる構造の実現は、設計法の体系から困難と考えられる。さらに、交通振動や 居住性のことを考えると、日本で多く建設されている高さと周期帯の領域から著しく外れ る設計することは耐震性能以外の問題が生じる可能性が高い。

壁のプロポーションが 11.3 という条件での設計は、日本仕様の設計は実現不可能ではな ないと考えられるが、かなり厳しい条件であることが明らかとなった。

片持ち構造としての力学特性の分析より、階数によっても多少条件は異なるが、壁のプロポーションは、概ね6程度であれば十分設計しやすい範囲と考えられ、最大でも8程度には抑えておくとよい。(3 階建ての実験の壁のプロポーションは6 としている。)この程度のプロポーションであれば、プレストレスのみでも1 次設計のクライテリアを満足することも可能であり、ダンパースペックについては、自由に設計することが可能となる可能性が高い。

6.7 日本仕様におけるダンパー仕様

ここでは、6.5 で検討した日本仕様におけるダンパースペックを満足する仕様を検討す る。ダンパーは、3 階建ての実験でも利用した鋼板ダンパーとする。これは、朱華佳によ る「補剛板で拘束された鋼製制震パネルの履歴特性と設計法に関する研究」に基づく設計 法を用いて検討している。

420mmの耐力壁は、S1205-7の210mmの壁を2枚並べて使うことを想定しているため、 ダンパーも各階2枚ずつ配置する計画とする。木部材との接合部剛性も考慮する。ここで は DP φ 20 の1本あたりの剛性を30kN/mmとして算定する。6本分の剛性で180kN/mmと する。クリアランスによるガタを1mm程度考慮する。鋼板ダンパーの性能を以下の表に示 す。

幅	b	mm	280
高さ	h	mm	350
高さ(ボルト取り付け位置)	h'	mm	510
厚み	t	mm	4.5
幅厚比	b/t		62.2
アスペクト比	α		1.3
F值	σу	N/mm2	235
Fu值	σu	N/mm2	400
せん断断面積係数	k		1.2
ポアソン比	V		0.3
せん断弾性係数	G	N/mm2	78846
ヤング係数	E	N/mm2	205000
降伏せん断耐力	Qу	kN	79.0
降伏変位	dy	mm	1.00
初期剛性	K1	kN/mm	78.7

表 6.7-1 鋼板ダンパー1 枚当たりの性能

接合部の剛性を考慮したダンパー剛性は K=41.97kN/mm となり、この時の降伏変位は、 Py=79kN を K=41.97 で除すと dy=1.88mm となる。これに接合部ガタ 1mm を加えて dy=2.88mm とする。1 カ所あたり 2 枚あるため、ダンパーの降伏耐力 Qy=158kN とし、こ の時の降伏変位が 2.88mm であることから、剛性は、54.86kN/mm となる。

以上より、計算モデルで想定したダンパー仕様と同程度の仕様を実現できる可能性を確認できる。ダンパーの参考図を次ページに示す。CLT パネル側は、3 階建ての実験と同様に後施工可能なパネリードのビス打ちとする。



図 6.7-1 ダンパー仕様図面

6.8 連層耐震壁周辺詳細図

日本仕様における連層耐力壁の施工方法や参考接合詳細を示す。

・PC 鋼棒の配置計画

日本仕様の必要壁厚さが t=420mm は、5-7 プライの CLT の壁を 2 枚並べて使うことを想 定している。アメリカ仕様では、耐力壁 1 枚の両側に PC 鋼棒を配置する計画(3 階建ての 実験も同様)としているが、この場合、床面の収まりなどに工夫が必要になるため、2 枚 の耐力壁の間に PC 鋼棒を配置することで PC 鋼棒が表しにしなくてよいというメリット もある。

・PC 鋼棒の張力導入計画

30m を超える建物に対して、1 度で張力を導入して施工していくことは困難と考える。 建物の中で耐震要素がプレストレスを用いた連層耐震壁のみの場合、張力が導入されない と建物の水平抵抗要素がないため施工時に振られる可能性がある。そこで、施工時にも段 階的に張力を導入しながら、施工時の安定性の確保も行う。3 階建ての振動台試験体では、 3 層分の施工が可能であったことから、運搬可能な大きさとしても 3 層ごとに分けていく ことでよいと考える。

・壁脚部取り合い

柱脚部は、施工精度の確保や、支圧強度の観点から、コンクリートと直接取り合わせる のではなく、鉄骨部材を配置することがよいと考える。片持ちによる曲げモーメントで基 礎にかかる応力も非常に大きいため、地下階がないような構造の場合には、基礎梁を SRC 造として耐力を確保することもあり得る。







第7章 建築物の損傷探知の有効性の確認

7.1 はじめに

今日、センサーを用いた建物の判定手法はいくつか提案されており、下図に示すような 楠らの提案するシステムは、現行の建築基準法で用いている耐震性能評価方法とも親和性 が高く、多くの計測実績もある。しかし、大震度の地震によって建物に大きな変形が生じ た場合の応答は強非線形性を示すことから、強非線形領域の検証がされていない既往の技 術では判定できない可能性があり得る。さらに、判定結果の精度が悪い場合や配置の方法 が確立されていないなど、実用化には至っていない。地域防災への貢献や耐震工学の進歩 を進め、来るべき巨大地震への対応をその発災までに行うためにも、判定装置の実用化を 進め計測データの取扱や活用方法を議論していく必要がある。そこでこのシステムを CLT3 階建て建物に適用し、データを蓄積し、実用化に向けた検討の第一歩とするものである。



図 7.1-1 損傷検知システムの概念図

7.2 加速度センサーとその配置

用いた加速度センサーの設置状況を図 7.2-1~図 7.2.5 に示すとともに、センサーの配置 を次ページ以降に示す(図中 Alab 加速度計と示している箇所)。



図 7.2-1 鉄骨架台上の加速度



図 7.2-3 2 階の加速度



図 7.2-5 R 階の加速度



図 7.2-2 2 階の加速度



図 7.2-4 3 階の加速度



図 7.2-6 振動台・架台の加速度位置(図 2.3.4-3 の再掲)



図 7.2-7 2 階錘上加速度位置(図 2.3.4-5 の再掲)



図 7.2-8 3 階錘上加速度位置(図 2.3.4-7 の再掲)



R 階平面図 図 7.2-9 R 階錘上加速度位置(図 2.3.4-9の再掲)

7.3 結果レポート

本システムでは地震を感知するとデータ収録が開始され、その結果を分析し、即時に各階を直接的に表す指標である変形が計算される。次ページ以降には即時に示される結果のうち、25kine~50kineに至るY方向の主加振とJMA神戸に関するものを示した。 掲載される項目は

- ・ 建物名称 isoda_test_center としている
- · Occurrence Date 地震発生時刻
- · Continuation Time 継続時間
- Maximum Intensity 震度
- 加速度記録の図
- ・ Figure of intensity of each floor 各階の震度
- ・ Figure of displacement obit between the top from Base 各階の変形の軌跡
- ・ Fourier Spectrum フーリエスペクトル
- Transfer function 伝達係数
- ・ Capacity Curve 代表点の加速度-変位関係
- ・ 計測高さごと(ここでは階)の最大加速度
- ・ 計測高さごと(ここでは階)の最大変形
- ・ Evaluation on each floor 各階の加速度-変位関係
- Appendix. All Rank Capacity curve ウエーブレット変換における各ランクの代表点の 加速度-変位関係 赤のランクが選択されたランク

である。

Quick Report

Building Name : isoda_test_center Occurrence Date : 2021-11-04 12:45:28 JST Continuation Time : 16[sec] Maximum Intensity : 4.8

- Wave form -



1 2 3 4 5- 5+ 6- 6+ 7

Event No.16

- Peak Record -

Figure of intensity of each floor.



- Obit -





< East-West Direction >

- Fourier spectrum -

Graph of frequency analysis of the input response waveform.



- Transfer function -

Graph of Transfer function between the Top from Base.



- Capacity curve -





< North-South Direction >

- Fourier spectrum -

Graph of frequency analysis of the input response waveform.



- Transfer function -

Graph of Transfer function between the Top from Base.



- Capacity curve -





< Up-Down Direction >

- Fourier spectrum -

Graph of frequency analysis of the input response waveform.



- Transfer function -

Graph of Transfer function between the Top from Base.



< Evaluation on each floor >



East-WestDirection

< Evaluation on each floor >



North-SouthDirection

< Appendix. All Rank Capacity curve >

East-WestDirection

Graph of wavelet analysis of top floor record.



< Appendix. All Rank Capacity curve >

North-SouthDirection

Graph of wavelet analysis of top floor record.



Quick Report

Building Name : isoda_test_center Occurrence Date : 2021-11-04 14:25:27 JST Continuation Time : 31[sec] Maximum Intensity : 5.6

- Wave form -



Event No.22

- Peak Record -

Figure of intensity of each floor.



- Obit -

Figure of displacement obit between the Top from Base.



< East-West Direction >

- Fourier spectrum -

Graph of frequency analysis of the input response waveform.



- Transfer function -

Graph of Transfer function between the Top from Base.



- Capacity curve -




< North-South Direction >

- Fourier spectrum -

Graph of frequency analysis of the input response waveform.



- Transfer function -

Graph of Transfer function between the Top from Base.







< Up-Down Direction >

- Fourier spectrum -

Graph of frequency analysis of the input response waveform.



- Transfer function -

Graph of Transfer function between the Top from Base.





East-WestDirection



North-SouthDirection

East-WestDirection



North-SouthDirection



Quick Report

Building Name : isoda_test_center Occurrence Date : 2021-11-04 15:56:45 JST Continuation Time : 56[sec] Maximum Intensity : 6.3

- Wave form -

1					EAST - WEST
RF : 1701.2 G	AL				
		all the second			
3F : 1010.9 G	AL	and the first states of		1	
		auta.			
2F : 958.3 GA					-
		de las			
1F : 746.0 GA		1.4			
0	30	60	90	120	150
					NORTH - SOUTH
RF : 136.9 GH		ALL COMPANY			
3F : 63.7 GHL		A date of the second seco			
2F : 58.6 GHL					
15 . 00 0 00					
IF : 20.3 GHL			12.2	12402510	445,019
0	30	60	90	120	150
RF : 131.1 GA	L.				UP - DOWN
	000000000000000000000000000000000000000				
3F : 97.1 GAL					
		LAL.			
2F : 106.3 GA				1	······································
1F : 27.7 GAL					
0	20	60	90	190	150
0	100			1120	1100
		1 2 3 4	5- 5+ 6- 6+ 7		

Event No.28

- Peak Record -

Figure of intensity of each floor.



- Obit -





< East-West Direction >

- Fourier spectrum -

Graph of frequency analysis of the input response waveform.



- Transfer function -

Graph of Transfer function between the Top from Base.







< North-South Direction >

- Fourier spectrum -

Graph of frequency analysis of the input response waveform.



- Transfer function -

Graph of Transfer function between the Top from Base.







< Up-Down Direction >

- Fourier spectrum -

Graph of frequency analysis of the input response waveform.



- Transfer function -

Graph of Transfer function between the Top from Base.





East-WestDirection



North-SouthDirection

East-WestDirection



North-SouthDirection



Quick Report

Building Name : isoda_test_center Occurrence Date : 2021-11-04 16:29:04 JST Continuation Time : 38[sec] Maximum Intensity : 6.6

- Wave form -



Event No.30

- Peak Record -

Figure of intensity of each floor.



- Obit -

Figure of displacement obit between the Top from Base.



< East-West Direction >

- Fourier spectrum -

Graph of frequency analysis of the input response waveform.



- Transfer function -

Graph of Transfer function between the Top from Base.







< North-South Direction >

- Fourier spectrum -

Graph of frequency analysis of the input response waveform.



- Transfer function -

Graph of Transfer function between the Top from Base.







< Up-Down Direction >

- Fourier spectrum -

Graph of frequency analysis of the input response waveform.



- Transfer function -

Graph of Transfer function between the Top from Base.





East-WestDirection



North-SouthDirection

East-WestDirection



North-SouthDirection



Quick Report

Building Name : isoda_test_center Occurrence Date : 2021-11-04 17:08:32 JST Continuation Time : 119[sec] Maximum Intensity : 6.0

Event No.37

- Wave form -

				like have been het die	This had been to be the second	tert distance in a			EAST - WEST
RF	:	1573.2	2 GAL	National Contents of Contents	Child Support of the				
								•	
				أألته خبل متطلق خ طرطة	Children and the second			<u></u>	
ЗF		1002.9	GALING	Martin a seffer alle alle	The state of the s				
OF		000 0		A Pahitanta			·		
26	•	938.8	CHCANA have been a						
15		848 7							
		040.7							
0			30	60	90	120	150	180	210
	-	and the second	واللبان استاهتهم	فالمخر سيائل والمحا	A. 111.111			NO	RTH - SOUTH
RF	:	131.6	GAL	an a	A PARTY OF	n produkti na stratiska na selambara			
				l					
		1	Academic State of the Street of the	dan the state of the settle	to do two			4 ·	
ЗF	:	66.6 (GAL	and a state of the same		<u> </u>		8	
1913									
			In an it store that he	the states and a second for	Windshirt				
2F	:	85.8 (<u> <u></u> GAC^{are} and an an an an an an an </u>	and the second live and the second					
15				inerijeje manoj zamala sva pos					
1		24.8 (JHL	all de la sette al de					
lo l			30	60	90	120	150	180	210
<u> </u>	_		a di Ma dalikan	Made date of the					
PE		170 3	Gel			a a chuir a chuir a chuir an		···- ··· · · · · · · · · · · · · · · ·	
1.1	•	170.0	enne al at ditta.	ուտ պես տես					
00000			and down at the a	and a surface surface surface				8	CARRIER DAVIS NO
3F	-	108.1	GAL	ê rê kerin e	A COLUMN TO A C			************	• • •• • • • •
20									
			- All the bill the	the market better tom the	all the father and the second second				
2F		90.6 (GAL	a the state of the	A A A A A A A A A A A A A A A A A A A				
				the Research Products of					
1 F	1	26.0 (ĢAL	1			-		
0			20		00	100	150	100	010
U			130	160	190	120	[150	100	[210
				1	2 3 4 5	- 5+ 6- 6+	7		

- Peak Record -

Figure of intensity of each floor.



- Obit -





< East-West Direction >

- Fourier spectrum -

Graph of frequency analysis of the input response waveform.



- Transfer function -

Graph of Transfer function between the Top from Base.







< North-South Direction >

- Fourier spectrum -

Graph of frequency analysis of the input response waveform.



- Transfer function -

Graph of Transfer function between the Top from Base.







< Up-Down Direction >

- Fourier spectrum -

Graph of frequency analysis of the input response waveform.



- Transfer function -

Graph of Transfer function between the Top from Base.


< Evaluation on each floor >



East-WestDirection

< Evaluation on each floor >



North-SouthDirection

< Appendix. All Rank Capacity curve >

East-WestDirection

Graph of wavelet analysis of top floor record.



< Appendix. All Rank Capacity curve >

North-SouthDirection

Graph of wavelet analysis of top floor record.



Quick Report

Building Name : isoda_test_center Occurrence Date : 2021-11-05 11:46:19 JST Continuation Time : 30[sec] Maximum Intensity : 5.7

- Wave form -



Event No.43

- Peak Record -

Figure of intensity of each floor.





Figure of displacement obit between the Top from Base.



< East-West Direction >

- Fourier spectrum -

Graph of frequency analysis of the input response waveform.



- Transfer function -

Graph of Transfer function between the Top from Base.

- Capacity curve -



< North-South Direction >

- Fourier spectrum -

Graph of frequency analysis of the input response waveform.



- Transfer function -

Graph of Transfer function between the Top from Base.

- Capacity curve -



< Up-Down Direction >

- Fourier spectrum -

Graph of frequency analysis of the input response waveform.



- Transfer function -

Graph of Transfer function between the Top from Base.

< Appendix. All Rank Capacity curve >

East-WestDirection

Graph of wavelet analysis of top floor record.

Rank 1	Rank 2	Rank 3
Rank 4	Rank 5	Rank 6
Rank 7	Rank 8	ALL

< Appendix. All Rank Capacity curve >

North-SouthDirection

Graph of wavelet analysis of top floor record.

Rank 1	Rank 2	Rank 3
Rank 4	Rank 5	Rank 6
Darih 7	Decko	
Rank 7	Rank 8	ALL

Quick Report

Building Name : isoda_test_center Occurrence Date : 2021-11-05 14:15:52 JST Continuation Time : 24[sec] Maximum Intensity : 6.3

Event No.52

- Wave form -



1 2 3 4 5- 5+ 6- 6+ 7

- Peak Record -

Figure of intensity of each floor.



- Obit -

Figure of displacement obit between the Top from Base.



< East-West Direction >

- Fourier spectrum -

Graph of frequency analysis of the input response waveform.



- Transfer function -

Graph of Transfer function between the Top from Base.



- Capacity curve -





< North-South Direction >

- Fourier spectrum -

Graph of frequency analysis of the input response waveform.



- Transfer function -

Graph of Transfer function between the Top from Base.



- Capacity curve -





< Up-Down Direction >

- Fourier spectrum -

Graph of frequency analysis of the input response waveform.



- Transfer function -

Graph of Transfer function between the Top from Base.



< Evaluation on each floor >



East-WestDirection

< Evaluation on each floor >



North-SouthDirection

< Appendix. All Rank Capacity curve >

East-WestDirection

Graph of wavelet analysis of top floor record.



< Appendix. All Rank Capacity curve >

North-SouthDirection

Graph of wavelet analysis of top floor record.



7.4 結果の比較

結果の比較の一例として、JMA 神戸の最大変位について考察する。図 7.4-1 は JMA 神戸 の最大変位をまとめたものである。概ねの変形はあっているものの 2 階床、R 階での適合 があまりよくない。ロッキングなどの影響と考えられるが、今後時刻歴応答などを比較す るなど、詳細な検討が必要である。



図 7.4-1 変位計計測と損傷検知システムの応答の比較

7.5 まとめ

即時損傷システムにより加速度を計測し、即時に変位応答を算出し、損傷の検知を試み た。一般の変位計では上部が振られるような変形モードは見られないが、本システムでは その様子が見られた。今後別途実施した画像計測の結果と重ね合わせ精度を確認する。

第8章 添付資料

8.1 全体委員会議事録、及び委員会資料

本事業で実施した全体委員会は以下の通りである。

	日時	場所
第1回委員会	令和3年6月29日(火)	Zoom によるオンラインミーティング
	17:30~18:30	
第2回委員会	令和3年12月24日(金)	Zoom によるオンラインミーティング
	$15:00 \sim 17:00$	
第3回委員会	令和4年3月24日(木)	Zoom によるオンラインミーティング
	$10:00 \sim 11:00$	

次ページから、委員会議事録を掲載する。

令和3年度 林野庁事業(Tall Wood Project)

林野庁事業(Tall Wood Project) 第1回全体委員会議事録

日時	2021年6月29日火曜日17:30~18:30						
場所	ZOOM						
参加者	委員長	五十田博					
(敬称略)	委員	森拓郎	荒木康弘	中島昌一	中川貴文	辻拓也	
		松田昌洋					
	オブザーバー	古澤知也	井上涼	山形海斗	高橋竜大	角田功太郎	
		Richard Yip Je	Тоо	堀江優一	辻健斗		
		山辺豊彦	櫻井俊介	三宅辰哉	櫻井郁子		
	行政	今井翔	増田莉菜				
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美			
配付資料							
資料 01:関·	係者名簿						
資料 02:本	事業の提案(交付申請	青書抜粋)					
資料 03:事	業の実施内容						
資料 04:解	析検討中間報告						
資料 05:ロ	ッキング壁解析検証実	ミ験について					
資料 06:3阝	皆建て振動台実験の言	试験体図					
資料 07:3阝	皆建て振動台実験の言	試験体を対象とし	た解析結果(中間]報告)			
資料 08:3阝	資料 08:3 階建て振動台実験 計測計画						
資料 09:年間スケジュール							
1. 事業の概	既要説明(資料 01~03	3、09)					
・ 本事業では、資料 02 に示す交付申請書時点では、下記の 3 点を実施する予定としていたが、							
米国で	米国での実大実験の遅れにより実施内容を一部変更した。						
1) 🗆	ロッキング機構を持つ木質構造を一般の設計法構築に向け知見を蓄積する。						
2) E	日本の法令を満足する 10 階建て建物を設計し、接合ディテール等について実験的に性						
能	き確認する。						
3) 米	*国の振動台実験に参	◎加し、加速度セン 	ノサーを設置し、 i	損傷制御システ⊿	ムに関する検討		
Ø.	の基礎データを得る。また、振動台実験の設計情報を日本向けとして整理し、結果を公開						
व	්රු						
	キンマンマネージン	ᆸᇡᇫᆸᄮᅝᅠ	ᄯᅖᆿᇢᆂᄚᇾᅶ	ᆘᆘᆘᅫᄷᅎᄝᄱ	3+==1+=1+=		
→3) C ਤ 는	.のいし木凷の振動台 ていた 0001 年 10 日	夫駅の美施か、	町空→→丁感梁症 /=恋声 レナン - ナ	い正刈束の影響	を安け、当初		
ア 正し	しい/こ 2021 年 10 月: い 完 み び 体 思 の ハ	から 2022 年 5 月 問ができた/た	に変更となつた。	ていにの)本争業	の期间内では		
センサ 油イの	セノサー設置及い結果の公開かどさなくなつに。一方ど、他争乗ビロツキング機構を持つ3階						
建ての	建ての振動台実験か日本で実施されることとなり、その実験にてセンサー設置及び結果の公 開ジェキスニレニャッナ						
開かで	さることになった。						

- 2. 日本仕様の 10 階建ての解析的検討について(資料 04、06)
- ・ 3 階建て振動台実験の試験体図(資料 06)により、今回の構造システムの概要の説明を行い、10 階建ての解析的検討の進捗(資料 04)の説明を行った。
- ・ 資料 04 で 10 階建てのプレテンションを 3436kN と設定しているが、この場合、CLT 壁の軸力 比はどの程度となっているか。
 →おそらく 0.2 を超えるか超えないか、という程度となる。設計法としては、CLT 壁の軸力比が 0.2 を超えない、という設定を設けることも案として考えられる。プレテンションは米国の 3 倍程
- ・ 米国でも西海岸では地震があるが、なぜ設計上必要とされる性能の差が大きいのか。
 →米国では変形制限が厳しくない。柔らかい構造とすれば入力が減るという考え方で設計されている。今回の10階建ての固有周期は、米国仕様では2秒程度で、日本仕様では1秒程度を狙っている(日本の設計では、鉄骨造での周期の考え方を引用)。日本において固有周期2
 秒となる建物は、60m以上の鉄骨造の建物のイメージとなる。例えば60m程度の鉄骨造の建物の最上階で層間変形角が1/100とした場合は60cmの変位となる。一方で、米国仕様では高さが半分の10階建て(30m程度)で、60cmの変位を許容していることになる(振幅で120cm)。それを許容するかしないかの判断になるが、今回の検討では、米国よりも変形を抑え、固有周期を1秒程度として設計を進めたい。

→アメリカと同等の固有周期で設計した場合に、振幅 120cm となると外壁(カーテンウォール) が変形に追従できず、落下してしまう恐れがあると考えられる。

4. その他

度となる。

第2回委員会は3階建て振動台実験が終わってから実施することとし、詳細な日程について は別途調整する。3階建て振動台実験は11月頃に実施、第2回委員会は12月頃に実施と なる見込み。

令和3年度 林野庁事業(Tall Wood Project)

林野庁事業(Tall Wood Project) 第2回全体委員会議事録

日時	2021年 12月 24日 金曜日 15:00~16:00					
場所	ZOOM					
参加者	委員長	五十田博				
(敬称略)	委員	森拓郎	荒木康弘	中島昌一	中川貴文	辻拓也
		松田昌洋				
	オブザーバー	古澤知也	井上涼	山形海斗	高橋竜大	角田功太郎
		Richard Yip Je	Tee	堀江優一	辻健斗	
		山辺豊彦	櫻井俊介	三宅辰哉	櫻井郁子	
	行政	今井翔	増田莉菜			
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美		

配付資料

資料 01:前回議事録(6/29)

資料 02: 振動台実験報告

資料 03:2021 年度 TallWood 報告書目次案

資料 04:2021TallWood_年間スケジュール

参考資料 01:提案内容(交付申請書)

参考資料 02:CLT 連層壁振動実験案内

参考資料 03:試験体図_211011

1. 事業の進捗状況説明(3 階建て振動台実験の報告)(資料 02)

- 本事業と他事業の協同で実施した3階建て振動台実験(10/18~11/9@土木研究所)の結果
 を資料02で整理した。本事業仕様:Y方向の架構(ポストテンションによるロッキング壁とした
 仕様)、科研費仕様:X方向の架構(CLT 脚部をドリフトピン接合とした仕様)の両方向で耐震
 性能を有していたことが確認できた。
- ・ CLT 壁の 1m あたりの耐力がどの程度だったか、その値が設計時の想定と比較してどうだった かを資料に追加する。

→設計目標は壁倍率 50 倍程度(100kN/m)で、実際は 200kN/m 程度はあったと思われる。 X 方向、Y 方向どちらのシステムがよいか。

→設計で崩壊形をコントロールできるという点で Y 方向の方がよい。X 方向の場合は Y 方向 よりも耐力が高くなるのはよいが、崩壊形がコントロールしにくいことが実験により明らかにな った。

- 2. 報告書の作成および目次案について(資料 03)
- ・ 資料 03 で現段階での報告書目次案を示す。
- ・本事業の交付申請書には目的として以下の3点を挙げている。この3点と各章の結果の関係 性を第1章1.3で示す。

ロッキング機構を持つ木質構造について

- 1) 一般の設計法構築に向け知見を蓄積する。
- 2) 日本の法令を満足する 10 階建て建物を設計し、接合ディテール等について実験的に性 能確認する。
- 3) 米国の振動台実験に参加し、加速度センサーを設置し、損傷制御システムに関する検討の基礎データを得る。また、振動台実験の設計情報を日本向けとして整理し、結果を公開する。(日本での振動台実験に変更)
- ・ 各章を1ページ程度にまとめたもの(目的と得られた結果を整理)を作成する。
- ・ 第7章(建築物の損傷探知の有効性の確認)は現時点で作成済。
- 振動台実験では別事業と協同で実施しているため、予算や成果等についてはきちんと分けて
 整理して林野庁へ報告する。

【報告書関係の締め切り】

- ・ 報告書案(=委員会資料)+各章1ページ程度にまとめたもの 2022年2月10日(木)12時
- ・ 報告会用パワポ案(第3回委員会に間に合うように作成) 2022 年 2 月 17 日(木)
- 4. その他
- 当初、本事業で目的としていた、アメリカでの10階建て振動台実験での結果を日本に向けて 展開する取り組みは、実験延期により今年度中には実施できない。アメリカでの実験は、2022 年8月頃に実施予定で資材調達等が進んでいる。本事業は今年度で終了することになるが、 当初の目的としていた取り組みは、引き続き京大にて進め、結果をとりまとめ公表する予定で ある。

→10 階建て振動台実験に関する今後の方針については、報告会用パワポの最後のページに 示しておく。

第3回委員会は以下の日程で実施。
 2022年2月18日(金)10:00~

令和3年度 林野庁事業(Tall Wood Project)

林野庁事業(Tall Wood Project) 第3回全体委員会議事録

日時	2022年3月24日	日 木曜日 10:00	~ 11:00				
場所	ZOOM	OM					
参加者	委員長	五十田博					
(敬称略)	委員	森拓郎	荒木康弘	中島昌一	中川貴文	辻拓也	
		松田昌洋					
	オブザーバー	古澤知也	井上涼	山形海斗	高橋竜大	角田功太郎	
		Richard Yip Je	Too	堀江優一	辻健斗		
		山辺豊彦	櫻井俊介	三宅辰哉	櫻井郁子		
	行政	今井翔	増田莉菜				
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美			

配付資料

資料 01:前回議事録(12/24)

資料 02:2021 年度 TallWood 報告書目次案

資料 03-1:報告書第 1 章

資料 03-2:報告書第 2 章要約版

資料 03-3:報告書第3章要約版

資料 03-4:報告書第 4 章要約版

資料 03-5:報告書第5章要約版

資料 03-6:報告書第 6 章要約版

1. 事業報告書の各章要約版の確認(資料 03 シリーズ)

 本報告書第1章1.3で各章の結果概要を示すこととしており、資料03シリーズはそのための 各章の要約版である。その内容について確認を行った。追記・修正に関する指摘は以下の通り。

(第2章要約版)

- ・ 本事業で対象としているのは Y 構面のみであることを明記。
- 本事業の目的と照らし合わせ、振動台実験では日本の法令を満足した結果が得られたことが 分かるように「まとめ」を追記する。具体的には、実験で得られた変形値と設計値(目標値)との 比較を示す。性能の程度を壁倍率換算で示すことができるのであれば、それも追記。
- ・ X構面、Y構面の構造システムを決定した経緯を示しておく。

(第3章要約版)

各 CASE での層せん断力、軸力等を示した解析結果の図を参照できるように、第3章で該当 するページ番号を示しておく。

(第4章要約版)

- ・ 各図を大きくし、見やすくする。
- ・ 「観測波」と記載があるが 50kine で基準化されている波形を用いているため、正しい表現ではない。修正しておく。
- ・ 「概ね設計レベルのクライテリアは満足している」という文章について、「概ね」は削除する。また、具体的な設計値(目標値)を示し、解析結果がそれを満足していることを明記する。
- ・ 最後の段落の文章について、この事前解析で「ロッキングシステムの有用性を確認」できたわ けではない。今回想定した仕様において、解析上、日本の建築基準法を満足することが確認 できたといった内容に修正する。

(第5章要約版)

- ・ 理論値、設計値という用語が使用されているが、設計値で統一する。
- ・ 降伏耐力は実験値と設計値が概ね一致していると記載されているが、実験値の方がO%低 い、といったように具体的な表現に修正する。
 - ダンパーの設計値(性能目標)が決まった経緯については、第1章1.3の冒頭に示しておく(事務局でたたき台を作成)。

(第6章要約版)

・ 修正に関する指摘は特になし。

8.2 打合せ議事録

本事業で実施した打合せは以下の通りである。

	日時	場所
第1回打合せ	令和3年5月13日(木)	Zoom によるオンラインミーティング
	9:30~11:00	
第2回打合せ	令和3年5月31日(月)	Zoom によるオンラインミーティング
	$10:00 \sim 12:00$	
第3回打合せ	令和3年6月14日(月)	Zoom によるオンラインミーティング
	$15:30 \sim 17:30$	
第4回打合せ	令和3年6月29日(火)	Zoom によるオンラインミーティング
	18:30~19:30	
第5回打合せ	令和3年7月12日(月)	Zoom によるオンラインミーティング
	$13:00 \sim 14:30$	
第6回打合せ	令和3年7月20日(火)	Zoom によるオンラインミーティング
	15:30~16:30	
第7回打合せ	令和3年8月2日(月)	Zoom によるオンラインミーティング
	$18:00 \sim 20:00$	
第8回打合せ	令和3年8月16日(月)	Zoom によるオンラインミーティング
	$17:00 \sim 19:30$	
第9回打合せ	令和3年8月30日(月)	Zoom によるオンラインミーティング
	$15:00 \sim 17:00$	
第 10 回打合せ	令和3年9月14日(火)	Zoom によるオンラインミーティング
	$14:00\sim 15:00$	
第 11 回打合せ	令和3年9月27日(月)	Zoom によるオンラインミーティング
	$19:00 \sim 20:00$	
第 12 回打合せ	令和3年10月11日(月)	Zoom によるオンラインミーティング
	$17:00 \sim 19:00$	
第13回打合せ	令和3年10月25日(月)	Zoom によるオンラインミーティング
	$14:00 \sim 15:00$	
第 14 回打合せ	令和3年11月26日(木)	Zoom によるオンラインミーティング
	$10:30 \sim 12:00$	

次ページから、打合せ議事録を掲載する。

令和3年度 科研費+林野庁事業(Tall Wood Project)

利研費+林野庁事業(Tall Wood Project) 打合せ議事録

	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·						
日時	2021年 5月 13日 木曜日 9:30~11:00						
場所	ZOOM						
参加者	京都大学	五十田博	中川貴文	辻拓也	古澤知也	角田功太郎	
(敬称略)	広島大学	森拓郎	井上涼	山形海斗			
	大阪産業大学 北守顕久						
	信州大学	松田昌洋					
	国総研	荒木康弘					
	建築研究所	中島昌一					
	山辺構造設計事	山辺豊彦	櫻井俊介				
	務所						
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美			

配付資料

資料 01:210513_CLT 試験体図面

資料 02:210513_wallstat 途中結果

資料 03:210513_wallstat 途中結果動画

資料 04:20210513Tallwood の打ち合わせ資料

1. 日本で行う3 階建ての振動台実験の試験体の検討(資料 01~3)

・ 3 階建て振動台実験の試験体について、資料 01 では試験体図、資料 02 では wallstat による 解析の途中経過、資料 03 では wallstat のモデルに地震波を入力した場合の動画を示してい る。

(試験体図について)

- ・ 試験体は、CLT の壁(S90-5-7、厚さ210mm、幅1500mm)をX,Y 方向に2枚ずつ設け、床は 根太レス構法で構造用合板 t=24mm を4 周釘打ちする仕様としている。タイロッドは φ32 と し、プレストレスを与えるための必要長さ(試験体上部・下部)を確保した寸法としている。
- ・ 試験体図を進める上で確認したい項目は以下の通り。

①試験体の横すべりへの対応として、CLT 壁の脚部にせん断伝達用ダボ筋(φ32)を壁1枚 あたり3か所設けているが、必要か。

②3 層で高さ9m なので CLT の壁は1 枚で製造可能であるが、現段階では中間部に継手を 設ける仕様としているが、必要か。

③CLT 壁の座屈防止として各階で床面から 2500mm の高さにアングル(L-120×120×8)を留め付ける仕様としているが、必要か。

④床のせん断力を壁に伝えるための納まりは、資料 01 の p4 に示すような鋼板とビスを用いたものでよいか。

- ・ 実験は3階建てだが、10階建てを想定した仕様を織り込んだ試験体とする。そのため、②、③ の仕様を織り込んでおく。
- · ①については、浮き上がりを考慮した長さのダボ筋を設けておく。
- ・ CLT 壁の両側に設ける集成材柱の脚部の金物が、HD 金物×2となっているが、それでは足り ないのではないか。挿入鋼板+ドリフトピンがよいのでは。
- ・ ④については、CLT 壁の浮き上がりを考慮する必要があるため、10 階建てを想定すると現時 点の納まりよりも、もう少し工夫が必要になるものと思われる。

(試験体の仕様での解析検討)

- ・ CLT の局部圧縮と曲げの検討も進めてほしい。
- ・ ダンパーについては、昨年度と同じものを入れている。当面はこれで進める。
- ・ 固有周期はまだ計算していない。
- ・ (資料 04 には含まれていないが)横軸を屋根面の変形、縦軸をタイロッド軸力としたグラフを作成している。このグラフを見ると、タイロッド軸力が 500kN の場合で屋根面の変形が 50mm 程度、タイロッド軸力が 1000kN の場合で屋根面の変形が 100mm 程度までは、タイロッドのプレストレスが効いていることが分かる。
- CLT の軸力比(圧縮応力/CLT の長期許容圧縮応力度)は、タイロッド軸力が 1000kN の場合、座屈を考慮して 0.9 程度となっている。

(実験の日程)

- ・ 土木研究所は 10/18~12/3 が現時点で空いているとのこと。また、別事業の実験(実験に関わるメンバーがほぼ同じ)を防災科研で 10/18~10/29 で実施する予定だったが、点検が入れば借りることができなくなる状況である。そのため、両方の実験を土木研究所で実施する方向で空き期間をすべて抑える。
- ・ CLT 等の納期を考慮して、5 月末にはおおよその試験体仕様を決定する。本実験が計画され ていることは、銘建工業にはすでに連絡している。また施工を予定している木村建造へも連絡 済みである。
- ・ なお、アメリカでの 10 階建ての実験は、2022 年 3 月~5 月に延期された。

2. アメリカの 10 階建て仕様での CLT 壁の曲げ変形に関する検討(資料 04)

- 本事業で検討している 10 階建ての場合、曲げ変形が卓越する構造となる。そこで、10 階建ての CLT 壁のみ簡易的なモデルより、層間変形角の確認、ダンパーの必要性能、剛性率、1 次 固有周期の理論値と略算(0.03H)の関係について検討を行ったものを資料 04 に示している。
- ・ 10 階建ての場合、CLT 壁と柱の間に設けるダンパーを剛と仮定して CLT 壁と柱を合わせた 断面で検討したとしても、最大の層間変形角は 1/200 を満足できない可能性がある。
- 床、梁の曲げ戻しは効くのか。実際の建物だと変形はもっと減るのでは。
 →今の仕様であれば、梁断面が小さく曲げ戻しは考慮できない。ダンパーによる抑え込みは
 付加されていると考えられる。
- ・ 資料 04 では、H/L(建物高さ/壁幅)と1 次固有周期の関係がグラフに示されている。このグラ フや、壁のプロポーション、層間変形角を考慮すると、静的な計算ルートでは 7 層程度が現実 的であると考えられる。
 - →時刻歴応答解析であれば、それ以上の階数も可能という認識でよいか。

→時刻歴での検証はしていないが、現在の検討よりも厳しい方向にはならないと考えている。
 →周期が長く、高層になれば、風でかなり揺れることが想定される。アメリカでの 10 階建て試験体のように周期 2 秒程度の建物は海外での例はあるのだろうか。実際にはかなり揺れるのでは。

→設計者としては、周期は1秒程度までに抑えておきたいと考える。ただ、用途が一時的な利 用となるホテルなのか、住宅なのかといった点で基準が異なるかもしれない。

→用途に関わらず、アメリカとの打合せでは日本の仕様はオーバースペックではないかという 指摘を受けた。

3. その他

- · 京大での解析検証実験は、納材済みで6月に実施する予定で調整を進める。
- ・ 他の事業であるが、ドリフトピンの実験計画が進められている。可能であれば、この打合せで その詳細を紹介していただく(中島)
- ・ 次回の打合せ 5月31日(月)10:00~ ZOOM
 (10:00~の30分は振動台実験の試験体打合せ)

科研費+林野庁事業(Tall Wood Project) 打合せ議事録

日時	2021 年 5月 31日 月曜日 10:00~12:00							
場所	ZOOM							
参加者	京都大学	五十田博	中川貴文	辻拓也	古澤知也	角田功太郎		
(敬称略)	広島大学	森拓郎	井上涼	山形海斗	高橋竜大			
	信州大学	松田昌洋	辻健斗					
	国総研	荒木康弘						
	建築研究所	中島昌一						
	山辺構造設計事	山辺豊彦	櫻井俊介					
	務所							
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美				
	務所 事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美				

配付資料

資料 01:210531_CLT 試験体図面詳細図

資料 02:20210531 振動台実験(高橋·山形·井上)

資料 03: Tallwood の打ち合わせ資料 210531

資料 04:千鳥配置 DP 接合部実験 araki

1. 日本で行う3 階建ての振動台実験の試験体の検討(資料 01)

3 階建て振動台実験の試験体について、資料 01 は前回指摘事項を踏まえ試験体図を修正したものを示す。また、修正した試験体での解析結果を共有した(資料はなく画面共有のみ)。

(CLT の支圧剛性)

・ CLT(S90-5-7)の樹種はヒノキを想定している。ヒノキの端部(壁脚部分)の支圧剛性の値をど のように設定すればよいか。

→昨年度実施した実験データがあるため、共有する。内容については次回打合せにて紹介。
(担当:荒木)

(CLT 壁と小梁の接合方法)

- CLT 壁と小梁(CLT 壁に平行のもの)の接合は、現在 L 型の金物を想定しているが、タイロッドをかわす納まりが非常に難しい。資料 01 では金物を 2 案提示しており、平面図(A2 矢視)は
 CLT 壁の中心1箇所に金物を配置し、タイロッドとのクリアランスを確保した穴を設けたもの、
 平面図(B 矢視)は CLT 壁の両端2箇所に金物を配置し、タイロッドと干渉しないようにしたものを示している。
- ・ CLT 壁とタイロッドと小梁の位置関係は、CLT-タイロッド-小梁となっているが、CLT-小梁-タイロッドに変更することは可能か。

→小梁とタイロッドの加力時の干渉を回避するため、現在の位置関係となっている。変更すると、小梁とタイロッドとの干渉を避けることができないと考えられる。

・ L型金物とせず、座屈防止用の溝形鋼(FLより-500mm)を梁と同じFLに配置し、それと小梁 を鋼板で接合するような納まりではどうか。

→せん断力を CLT 壁に伝達するために溝形鋼と CLT 壁の留め付けを工夫する必要がある。 詳細な納まりについては、本事業メンバーで案を出し合って検討を進める。

(ダンパーの留め付け)

タイロッドにプレテンションをかけた後に CLT が沈むので、そのあとに柱と CLT とつなぐダンパ ーを取り付けた方がよいという提案があり、それを図面に示している。ダンパー形状の詳細が 決定していないが、ダンパーを後から留め付けることができるような納まりを予め検討しておく 必要がある。

→解析結果を見ると、プレストレスをかけた後、各階で CLT が 1mm 程度縮むことが分かる。 柱も積載荷重によって縮むことを考慮すれば、最初からダンパーを取り付けていても問題ない のでは。

→現在の解析結果はダンパーを設置してからプレストレスをかけた設定となっており、柱にも その力が流れている。実際の施工手順を検討し、解析に反映する。

(柱脚部分の引きボルトの納まり)

- ・ 柱脚部分の引きボルト(φ32mm)が、柱中央のせん断ダボをかわすために、かなり偏心する。
 そのため、柱脚ボルトを通しボルトとして柱から350mm外側にずらした案も示した。
 →通しボルトとする案の場合は、柱が負担する外力が一度梁に伝達してから柱に伝達される
 - ことになり、梁と柱の接合部への影響を考えると望ましくない。

→せん断伝達用のダボはφ50mmとしているため、このダボを中空(パイプ)にし、その中に引 きボルトを通す方法で検討してみてはどうか。

(その他)

- ・ 試験体図に加え、各部材断面を整理したリストを用意しておく。
- CLT の壁高さは 9m なので CLT の継手を設けずに 1 枚としてもよいかもしれない。もし継ぐのであれば現在の 1-2 階部分ではなく、2-3 階の部分の方がよいのでは。(注:前回打合せでは10 階建ての検討のため、CLT の継手を設けることを条件としていた(議事録参照))
- ・ 増分解析の結果、1/30rad 時にどの程度せん断力が入っているか?その時に各部位のせん 断応力度は NG になっていないか。

→1 階で 450kN という結果となっている。CLT の壁も集成材の柱も NG にはなっておらず、 CLT の壁は曲げにおいても問題ない。

・ 脚部の鉄骨は 300 × 300 × 10 × 15 となっており、その下部にタイロッドを留め付けるようになっている。この納まりで、試験体の浮き上がりは問題ないか。また、OK だとしても、試験機に設

置ができるかどうか、試験機のアンカーボルトの設置可能なスパン等について、土木研究所の 設備情報を確認しておく。

(実験の日程)

土木研究所での日程(候補:10/18~12/3)はまだ確定していない。本打合せの後に土木研究
 所との打合せを予定している。防災科研での実施も考えられるが、こちらは問い合わせ中で連絡待ちとなっている。

2. 日本で行う3 階建ての振動台実験の計測計画(資料 02)

- ・ 資料 02 では、日本で行う3 階建て振動台実験での試験体計測の検討を示している。各階床に加速度計、変位計、3 軸ひずみゲージ、各階壁・梁に変位計、ロードセル、3 軸ひずみゲージ、各階ダンパーに変位計を設置することを想定している。
- ・ 脚部の浮き上がりが生じる場合、各階の層間変位は計測できないのでは。過去の振動台実験での層間変位の計測方法が参考となる(合板を上階の梁に止めつけその下端と下階の梁との相対変位を計測)ため、その情報を別途共有する。
- ・ 柱脚部分の引きボルトの軸力の計測を追加する。
- タイロッドのテンションを計測するためのロードセルは、容量 500kN は用意可能であるがそれでは足りない。容量 1000kN のロードセルがないので、各層でゲージを貼る方法に変更するか、ロードセルをどこかで借りてくる等の対応が必要。
- ・ 柱梁接合部の回転角の計測はモーメント抵抗の接合部ではないので、必要ない。
- ・ 加速度計は各層で3点ずつあればよい。
- ・ 計測計画の全体で、変位計の数が足りるかどうか確認しておく。
- ・ ダンパーの変形の計測方法は、ダンパーの形状が決まってから検討する。参考としてアメリカの実験での計測方法を確認する。

3.10 階建て仕様(アメリカの実験仕様、日本向け仕様)の解析的検討(資料 03)

- 資料 03 では二つの検討結果を示している。一つはアメリカの 10 階建ての実験仕様で、
 C0=0.2、終局時(Ds=0.5 程度)とした場合の壁の平均せん断応力度の算出、および壁倍率換算の検討を行ったものである。もう一つは、ヤング係数、基準強度等の値を日本仕様とし(一部はアメリカ仕様のまま)、時刻歴応答解析を行ったものである。
- この検討は、当該構造システムを日本の既存の設計法に適合させるため、建物のディテール を日本仕様とし日本で設計可能である例およびその範囲を示すことができることを目的として 進めている。

→現在の検討について、設計ルートとの関係を示しておく。

→今後、大地震時の時刻歴応答解析、中地震時の C0=0.2 での静的解析の結果を示す。また、日本仕様との比較のために、アメリカ仕様についても、同様の解析を行う。

・ 解析モデルの仕様については、資料 03 の時刻歴応答解析の仕様から、以下の点を修正した ものとする。

- CLTを日本仕様とする場合、壁の厚さはアメリカ仕様の 314.3mm に一番近いのは、JAS 規格での最大厚さ9 層 9 プライ 270mm となる。ただし 9 層 9 プライ 270mm は 5 層 7 プ ライ 210mm と基準強度が同じで、耐力が足りなくなると考えられるため 5 層 7 プライ 210mm を 2 枚重ねとして設計する。壁の長さはアメリカ仕様と同じ 2965mm とする。
 脚部めりこみの初期剛性は、パネル工法に準拠し、15.6kN/mm²としているが、この値は スギの 5 層 5 プライの実験結果から算出された値であり、樹種、層構成が違えば値は異 なる。いくつかのバリエーション(樹種・層構成)について実験結果があるので、次回共有 する(担当:荒木)。
 - 脚部のめり込み耐力が 18.2kN/mm²となっているがこの値は、アメリカで行われた解析で
 用いられた値である。今後、日本仕様に置き換える場合は、S90-5-7 の値(14.7N/mm²)
 を用いることとする。
- 時刻歴応答解析では、以下の4パターンのダンパー仕様での結果を示している。
 - 初期設定:アメリカ仕様のダンパーが剛性・耐力が小さいため、Ds=0.4 相当を想定し、プレテンション分を差し引いた変動軸力を伝達できる仕様
 - ② ①の剛性を4倍したもの
 - ③ ①の剛性を4倍、耐力を0.5倍したもの
 - ④ ダンパーなし
- ・ ③のダンパーとしたい場合、どのようなダンパーであればその性能を確保できるのか(例えば 低降伏点鋼 LY225 を用いる等)。既製品のダンパーを用いた場合はどの程度の性能となるか も踏まえて、ダンパーの詳細検討を進めてほしい。
- ・ ダンパーは、C0=0.2 として設計すれば弾性範囲内に収まりそうか。
 →降伏すると思われるが、検討を進める。

4. ドリフトピンを千鳥配置とした場合の性能確認(資料 04)

- ・ ドリフトピンの配置を千鳥とした場合の性能を確認するために、ドリフトピンが同じ本数で千鳥にしたもの、千鳥でないもの差を検証した結果を資料 04 に示す。母材の CLT は、ヒノキ S90-5-5、ヒノキ S90-5-7 の 2 種類で実施し、試験方法は昨年度実施した DP 接合部間隔検証実験(引張加力)と同様とした。なおこの実験は本事業で実施されたものではないが、情報共有のため紹介する。
- 実験結果を見ると、他の仕様はそのような傾向はないがドリフトピンが8本の場合のみ、千鳥
 配置の場合、降伏耐力がやや低くなる傾向が見られる。千鳥配置による影響か、試験体のば
 らつきか、引き続き検討する予定である。

→最大耐力については、1 試験体の2 か所の接合部のうち、破壊した方の接合部のみ示して いるが、降伏耐力は破壊していない方の接合部も含めてグラフにしている。破壊した方のみで 降伏耐力も確認する。

5. その他

・ 京大での解析検証実験は、緊急事態宣言の影響により6月実施予定からずれる見込み。

・ 次回の打合せ・委員会は下記の通り。
 打合せ: 6月14日(月)15:30~ ZOOM
 第1回委員会: 6月29日(火)15:30~ ZOOM

日時	2021 年 6月 14日 月曜日 15:30~17:30							
場所	ZOOM							
参加者	京都大学	五十田博	中川貴文	辻拓也	古澤知也	角田功太郎		
(敬称略)		Richard Yip Je	Тоо	堀江優一				
	広島大学	森拓郎	井上涼	山形海斗	高橋竜大			
	信州大学	松田昌洋	辻健斗					
	国総研	荒木康弘						
	建築研究所	中島昌一						
	山辺構造設計事	山辺豊彦	櫻井俊介					
	務所							
	日本システム設計	三宅辰哉	櫻井郁子					
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美				

科研費+林野庁事業(Tall Wood Project) 打合せ議事録

配付資料

資料 01:20210614_試験体図—解析結果 2

資料 02:20210614トール検討資料

資料 03:20210614 振動台実験計測方法(広大·信大)

資料 04:20210614_CLT 接合部せん断試験_中島

資料 05:20210614 圧縮ばね剛性の検討_荒木

1. 日本で行う3 階建ての振動台実験の試験体の検討(資料 01)

- ・ 3 階建て振動台実験の試験体について、資料 01 は前回指摘事項を踏まえ試験体図を修正したものを示す。また資料にはないが、修正した試験体図を元にした解析結果を共有した。
- この解析モデルに用いたダンパーの性能では、ダンパーからの側柱への軸力の入力が1ヶ所 あたり32kN 程度となると考えられる。しかし、解析結果を見ると側柱の軸力が、ダンパーから の入力以上に大きくなっている。なぜか。

→ダンパーは降伏後、耐力が上昇するモデル(昨年度の解析と同じもの)となっており、その影響が出ているものと考えられる。ダンパーを完全弾塑性モデルに修正してみる。

・ CLT 壁は途中階に継手がなく、1 枚の壁としてモデル化してもよいと思われるが、この解析モ デルでは各層の床との接合部分にばねが設けられている。このばねはどのような性能として いるか。

→剛性の大きなばねを入れている。

→このばねを入れていることによって、CLT 壁の曲げ変形に影響が出ている可能性がある。 10 階建ての解析検討では、上階の方が自由端に近くなり曲げ変形が大きくなっており、3 階建 てでも同様の傾向であると考えていたが、この結果はそうはなっていない。

- ・ ダンパーの耐力を0とした場合に軸力、変形がどのようになるか確認しておく。確認後、必要に応じてダンパーのせん断ばねの位置、床とCLT壁の接合の設定を修正する。
- CLT の現在の幅であれば、曲げ耐力がぎりぎりになっているのではないか。
 →1/30rad 時の 1 階の CLT の曲げ+軸力の断面検定比は短期許容応力度に対して 0.91 で
 OK となっている。
 →他の箇所が危険断面となっている可能性もあるため解析モデルの修正後、改めて確認して

おく。

- ・ 現状の図面を元に脚元の鉄骨の試験機への留めつけの詳細について、土研に確認する。タイ ロッドの留めつけに必要な空間は現状の図面上の寸法(赤で示されたH形鋼の寸法(H-300 ×300×10×15?))で問題ないか。
 - →プレストレスの施工業者に確認する。
- プレストレスによる CLT 壁の軸力比が 0.2 を超えている。軸力比が大きくなると圧縮領域が広がるが、今回の解析モデルでは壁の両端にのみ圧縮ばねが設定されているため、圧縮耐力が過小評価されている可能性が高く、実際よりも解析結果の方が圧縮変形が大きくなるものと考えられる。(過去の知見では軸力比が 0.15 を上回ると過小評価の度合いが大きくなるとされている)

2.10 階建て仕様(アメリカの実験仕様、日本向け仕様)の検討(資料 02)

- ・ 資料 02 では、ダンパーに必要な性能を絞り込むための検討の進捗を示している。まずはダン パーを考慮しない場合で、CLT の厚さ、等級(ヤング係数)をパラメーターとした層間変形角の 検討を行った。その結果をベースにダンパーによる剛性の増大分を仮に CLT 壁に加味して同 様の検討を行い、ダンパーに必要な剛性の検討を行った。この際、側柱は加味していない。
 →今後は、側柱も加味して検討するために、合成梁(鉄骨梁+RC スラブ)での剛性増大の考 え方に倣い、側柱+CLT 壁を一体断面として見なせるものとする。ただし、ダンパーの剛性に よっては全断面を一体として見なせないため低減が必要となる。
- ・ 側柱の寸法、CLT 壁の厚さ、ダンパーの必要剛性の3点のバランスを考慮して現実的な仕様 を整理したいと考えている。
- 次回委員会までにダンパーの必要性能を示し、入手可能なダンパーの性能との比較ができる よう検討を進めておく。
- また、次回委員会の資料は、冒頭に目次をつけ、本検討の目的、手順、これまでの検討を整理したものを用意する。
- 3. 日本で行う3階建ての振動台実験の計測計画(資料03)
- ・ 資料 03 では 3 階建ての振動台実験の計測計画について、前回指摘事項を修正したものを示している。
- ・ 測定数には上限があるが、現在の状況はどうなっているか。
 →現在は 317ch 必要な計画となっている。上限の ch 数は確認が必要。

- ・ 以下の指摘事項を反映し、必要な測定を全て書き出した上で、用意可能な変位計の数(種類、 それぞれの個数)から最終的に計測する点を絞り込む方法で検討を進める。
- ・ 柱脚部分の引きボルトに直接ひずみゲージを貼って計測したい。
 →引きボルトの軸力は、ひずみゲージを用いるとうまく計測できない恐れがあるため、センターホール型のロードセルで計測した方がよい。まずはダンパー1 点あたり 50kN として 150kN のロードセルで計画してはどうか。建研で保有しているロードセルの種類・個数を確認する(中島)。
- ・ PC 鋼棒のひずみゲージの高さ位置は 2 層目の壁の中間あたりとする。
- 振動台実験の場合、マグネットスタンドで変位計を固定しようとすると加振中に動いてしまう。
 →シャコ万で固定するか、事前に鉄骨に固定用の穴を開けておく必要がある。鉄骨への加工が必要な場合は、8月末(鉄骨を発注締め切り)までに確定させる。
- ・ 使用するダンパーは未定だが、資料 03 のダンパーを使用するとした場合、ダンパー中央の変 位計(上下せん断)は必要。ダンパーのベースプレートに予めめねじを切っておき変位計を固 定できるようにする。ダンパー上下の変位計(回転)は、一部のダンパーに絞ってよい。
- ・ 床と壁パネルの水平方向の相対変位の計測を追加しておく。
- ・ 加速度計は各層 3 点ではなく、床中央付近にも設置し、少なくとも 4 点とする。
- ・ 層間変形の計測方法について、平面上どの位置で計測するかが分からないので、図面に示し ておく。CLT 壁のある Y1、Y4 通りだけでなく、CLT 壁のない Y2 通り(Y1、Y4 の中間)も計測し ておく必要があるのでは。
- 現在 CLT 壁のせん断変位の変位計は CDP-50、DP-500 の 2 種類記載があるが、両方とも必要なのか。

→対角(DP-500)のみとする。

→CLT 壁の曲げ変形の計測を追加する(曲げの方が重要)。曲げ変形については、壁両端の 縦方向の伸びと縮みを計測する。

→曲げ、せん断変形(対角)の計測は、現在のせん断変形の計測計画のように1層目のみ全 ての壁を対象とするのではなく、少なくとも1つの壁を対象とし1~3層目まで計測する。

4. CLT せん断接合部関連実験(情報提供)について(資料 04)

· 資料 04 では他事業で実施する CLT のせん断接合部関連実験の計画を示しており、以下の 3 つの実験を実施予定。そのうち(1)、(2)の試験体概要の情報共有を行なった。

(1) エ形 CLT 部材の逆対称曲げせん断実験

(2) 接合部の純せん断実験

(3)純せん断パラスタ実験

5. その他

資料 05 の説明は次回とする。

(次回以降の予定)

第1回委員会の事前打ち合わせ 6月25日(金)13:00~ ZOOM
 第1回委員会の資料は6/25(金)の正午までに共有ドライブに入れておく。

· 第1回委員会 6月29日(火)17:30~ ZOOM

科研費+林野庁事業(Tall Wood Project) 打合せ議事録

日時	2021年 6月 29日 火曜日 18:30~19:30						
場所	ZOOM						
参加者	京都大学	五十田博	中川貴文	辻拓也	古澤知也	角田功太郎	
(敬称略)		Richard Yip Je	Тоо	堀江優一			
	広島大学	森拓郎	井上涼	山形海斗	高橋竜大		
	信州大学	松田昌洋	辻健斗				
	国総研	荒木康弘					
	建築研究所	中島昌一					
	山辺構造設計事	山辺豊彦	櫻井俊介				
	務所						
	日本システム設計	三宅辰哉	櫻井郁子				
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美			

配付資料

資料 01:関係者名簿

資料 02:本事業の提案(交付申請書抜粋)

資料 03:事業の実施内容

資料 04:解析検討中間報告

資料 05:ロッキング壁解析検証実験について

資料 06:3 階建て振動台実験の試験体図

資料 07:3 階建て振動台実験の試験体を対象とした解析結果(中間報告)

資料 08:3 階建て振動台実験 計測計画

資料 09:年間スケジュール

1. 日本で行う3 階建ての振動台実験の試験体の検討(資料 06、07)

- 3 階建て振動台実験の試験体について、資料 06 は前回指摘事項を踏まえ試験体図を修正したものを示す。また解析結果として、ダンパー2 仕様(完全弾塑性、ダンパーなし)、タイロッド 3 仕様(引張力 1000kN、引張力 0kN、タイロッドなし)でそれぞれを組み合わせた計 6 ケースの 1/30rad での変形量、支点反力、軸力を示した(資料 07 ではそのうちの 3 ケースの結果のみを示している)。
- CASE1(ダンパー:完全弾塑性、タイロッド:引張力 1000kN)で、必要性能に対して満足しているか。

→CLT 壁の許容せん断耐力は 560kN で、CASE1 での 1 階のせん断力 Qu は 281kN となって いる。許容耐力に対する比率はおよそ 0.5 程度となっている。

・ CASE1 で、タイロッドの支点反力が 802kN となっているが、導入力(≒1000kN)よりも小さくなっている。CLT 壁の浮き上がりが生じるとタイロッドの支点反力は大きくなると思っていたがな

ぜ小さくなっているのか。

→現時点はよく分かっていないため、確認しておく。

- 今後、ダンパーの性能を変更しようとしている。ダンパーの降伏耐力を100kN程度として、2、3
 階に設置し、1階には設置しないようなイメージで進めようと考えている。解析の検討を進める
 場合は、ダンパーの性能が決定してから進めると手戻りがないかもしれない。
- ・ 現在の試験体図では、軸力の伝達を考慮して、梁を幅方向に2本並べるような納まりとしている。梁を2本並べるのは性能上もったいない部分があるので、ダンパーの性能が決定し、伝達 するせん断力が明確になってから、どのような納まりとするか再検討することとしたい。

(3 階建て振動台実験の実施に向けて)

- 試験体に積載する錘、計測に必要な変位計等はどの程度の数量を確保できるか確認しておく。足りない場合は、建材試験センターから借りるようにする。
- 3 階建ての振動台実験は下記の場所・スケジュールで仮決めし、材料発注・検討を進める。
 10/18~11/12 (加振日 11/5、11/8):@土木研究所

5. その他

(次回以降の予定)

- ・ 次回打合せ(試験体仕様決定) 7月12日(月)13:00~ ZOOM
 →五十田、辻、山辺事務所(山辺、櫻井)、事務局は必ず出席、他のメンバーの出席は任意。
- ・ 次々回打合せ 8月2日(月)17:00~ ZOOM

日時	2021年7月12日月曜日13:00~14:30						
場所	ZOOM						
参加者	京都大学	五十田博	中川貴文	辻拓也	古澤知也	角田功太郎	
(敬称略)		Richard Yip Je	Тоо	堀江優一			
(試験体	広島大学	森拓郎	井上涼	山形海斗	高橋竜大		
図関係	信州大学	松田昌洋	辻健斗				
者、事務	国総研	荒木康弘					
局以外は	建築研究所	中島昌一					
出席任	山辺構造設計事	山辺豊彦	櫻井俊介				
意)	務所						
	日本システム設計	三宅辰哉	櫻井郁子				
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美			

科研費+林野庁事業(Tall Wood Project) 試験体打合せ議事録

配付資料

資料 01:3 階建て試験体検証

資料 02:210712_CLT 試験体詳細図

- 1. 日本で行う3 階建ての振動台実験の試験体の検討(資料 01、02)
- ・ 3 階建て振動台実験の試験体として検討してきたプレテンション+CLTの連層壁によるシステムが日本国内で取得された特許に影響するため、今回の3階建て振動台実験の試験体にはこのシステムを適用しないこととした。

→そもそもこのシステムは、ニュージーランドで特許が取られたもので、アメリカでは FP Innnovations(日本でいう建研、森林総研のようなところ)が特許を取得し公開されている(無償 で使用可)。日本においては民間企業が取得しているため、このシステムを用いて実際の建物 を設計、建設しようとした場合、特許料を支払う必要が生じる可能性がある。公的な資金により 補助されている本事業では、得られた成果を広く普及していく活動も求められていることから、 このシステムで設計を進めることはその方針に合わない。

- ・ 柱脚、壁脚に鋼板挿入型ドリフトピン接合部を設け、CLTの連層耐力壁+ダンパーという仕様
 で今後検討を進めていく。
- ・ ダンパーは、センクシア株式会社の鋼板ダンパ Xtendam(S221-15)
 (<u>https://www.senqcia.co.jp/products/kz/xtendam/examination.html#anchor-tab</u>)の使用を想定している。

加えて、X方向、Y方向で納まりを変えるようにする。片方はドリフトピン+ダンパー、もう片方は引きボルト+ダンパーとして、引きボルトは超弾性合金を使用したものとする。この素材を使った引きボルトについて特許が存在するが市販されているものであり、それらを購入して利用する場合には問題がない。

超弾性合金は降伏するのか。

→降伏する。フラッグシェイプ型の履歴特性となり、平均軸ひずみが 5%を超えてもほぼ 0 まで 戻るような履歴となる。



図2 超弾性合金の応力-歪関係

(参考:Cu-Al-Mn 超弾性合金を用いた残留変形抑制型ターンバックル筋かいの開発、日本建築学会構造系論文集、第79巻第695号、163-172)

鋼板ダンパ Xtendam (S221-15)を使用する場合、ダンパーの寸法が 300mm 程度必要となる。
 現在は、柱間隔 1820mm で CLT 壁の幅が 1500mm であるため、CLT 壁の両側に 300mm ず
 つダンパーの寸法を確保しようとすると、CLT 壁の幅を小さくする必要があり設計上成り立た
 ないのでは。なお、ダンパーの仕様は HP の写真を見る限りは一面せん断で、使用する高力
 ボルトは S14T となる。

→柱間隔を 2730mm に変更し、ダンパーの寸法を確保する。それに伴い CLT 壁の幅は 1800mm 程度とすることが可能となるため、現在よりも少し余裕のある設計ができるのではな いか。

- 壁の幅が 1800mm となると、m²あたりの壁長さは 68mm(以前は 56mm)となる。また壁のプロ ポーション(H/L)は、5 程度(以前は 6 程度)となる。また、1 次設計用の外力 112kN から換算 すると、CLT 壁の短期の負担せん断力は 30kN/m となり、壁倍率換算で 15 倍程度(以前は 38kN/m 程度で、19 倍程度)となる。
- 設計の考え方としては、提案のように変更した場合でも、柱(および側柱)で鉛直力を負担する
 こととし、CLT 壁は水平力を負担するのみとする。そうすると耐火被覆がなくてもよい設計とすることが可能となる。
- ・ タイロッドが必要なくなったため、床に設けているタイロッド貫通用の穴、また軸力を伝達するために追加した外周部の梁は必要ない。
- ・ なお、計測機器の設置等を考慮し、試験体にはしごをかけることができるよう各階床に穴を設 けておく。

- ・ 接合部等のディテールは今後も検討を進めることとするが、上記の条件にて、まずは CLT、集成材の材積を算出するための試験体図を作成し、銘建工業に材の発注を行う。(7/14(水)材料発注済)
- 5. その他

(次回以降の予定)

- ・ 次回打合せ(試験体仕様検討) 7月20日(火)15:30~ ZOOM
 →五十田、辻、山辺事務所(山辺、櫻井)、事務局は必ず出席、他のメンバーの出席は任意。
- ・ 次々回打合せ 8月2日(月)17:00~ ZOOM

		-					
日時	2021年7月20日火曜日15:30~16:30						
場所	ZOOM						
参加者	京都大学	五十田博	中川貴文	辻拓也	古澤知也	角田功太郎	
(敬称略)		Richard Yip Je	Too	堀江優一			
(試験体	広島大学	森拓郎	井上涼	山形海斗	高橋竜大		
図関係	信州大学	松田昌洋	辻健斗				
者、事務	国総研	荒木康弘					
局以外は	建築研究所	中島昌一					
出席任	山辺構造設計事	山辺豊彦	櫻井俊介				
意)	務所						
	日本システム設計	三宅辰哉	櫻井郁子				
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美			

科研費+林野庁事業(Tall Wood Project) 試験体打合せ議事録

配付資料

資料 01:210720_解析結果

資料 02:210720_試験体変更図

資料 03:210720_基礎鉄骨応力

1. 日本で行う3 階建ての振動台実験の試験体の検討(資料 01~03)

 前回試験体打合せで、3 階建て振動台実験の試験体として検討してきたプレテンション+CLT の連層壁によるシステムを採用しないとしたが、特許を持つ企業からこのシステムでの実験が できないか相談がきた(特許料の請求はしないとのこと。)。X 方向、Y 方向のどちらかに採用 するかどうか今後改めて検討する。

・ 資料 01 に示すダンパー有りの増分解析の結果で、壁脚・柱脚が引きボルト形式の仕様において、1/30rad 時の脚部の変形が 41.4mm となっており、鋼板挿入形式(1.1mm)に比べ変形量が非常に大きい。引きボルトが切れてしまっているかもしれない。
 →1/30rad 時の側柱の軸力が 192kN であり、引きボルトの Py が 203kN であることから、引きボルトはぎりぎりもっている状態であると考えられる。
 →CLT 脚部の座金がめり込んで CLT がせん断破壊していないかどうか確認しておく。

 ・ 資料 02 の引きボルト形式の図面内で、引きボルト、脚部を留め付けている鉄骨梁、試験機に 設置されている鉄骨梁の3つの位置関係について、引きボルトの軸と試験機に設置されてい る鉄骨梁の重心位置がY方向でずれているため、引きボルトの反力により脚部を留め付けて いる鉄骨梁が局部的にせん断降伏する恐れがあるのではないか。
 →指摘された部分はスチフナーを入れる予定である。

- ・ 引きボルトの座金の厚さ(現在 19mm)が足りていないと思われる。
- 引きボルト留め付けのためのCLTの切り欠き穴について、へりあきが現在 100mm であるがこれでは足りないのでは。

→上記の指摘事項も含めて詳細寸法の検討を進める。

- CLTパネル工法マニュアルに示されている座金の支圧剛性を求める計算式は、非常に複雑で それを使用して計算結果を得るのがなかなか難しい。
 →S90、t=210mmのCLTを用いた引きボルトの引張実験結果があったと思われるため参考情 報として入手しておく(担当:荒木)
- ・ 加振日は 11/5(金)、11/8(月)。

5. その他

(次回以降の予定)

次回打合せ 8月2日(月)17:00~ ZOOM

日時	2021年8月2日月曜日18:00~20:00						
場所	ZOOM						
参加者	京都大学	五十田博	中川貴文	辻拓也	古澤知也	角田功太郎	
(敬称略)		Richard Yip Je	Tee	堀江優一			
	広島大学	森拓郎	井上涼	山形海斗	高橋竜大		
	信州大学	松田昌洋	辻健斗				
	国総研	荒木康弘					
	建築研究所	中島昌一					
	山辺構造設計事	山辺豊彦	櫻井俊介				
	務所						
	日本システム設計	三宅辰哉	櫻井郁子				
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美			

科研費+林野庁事業(Tall Wood Project) 打合せ議事録

配付資料

資料 01:210729_応力変形図

資料 02:20210802 振動台実験計測方法(広大·信大)

資料 03:20210614 圧縮ばね剛性の検討_荒木

資料 04:トールウッド構造検討図

1. 日本で行う3 階建ての振動台実験の試験体の検討(資料 01)

- 3 階建て振動台実験の試験体について、前回試験体打合せ(7/20)を踏まえて、使用するダンパー(センクシア社、イクステンダム)を決定し、そのダンパーでの納まりを考慮し、柱間距離を 1820mmから2730mmに変更、それに伴いCLT壁幅を1510mmから1820mmに変更した。資料01では、ダンパー(イクステンダム)、試験体寸法の変更を反映し、脚部を鋼板挿入形式とした解析結果を示している。
- ダンパーの調達についての問い合わせをしたところ、納期が8か月かかるとのこと。今回の試験体には使用できないため、別のダンパーとする必要がある。どういうダンパーとするか(昨年度検討していたものに戻す、もしくは新たに設計する等)至急調整する。昨年度検討していたものであれば納期は1.5か月程度。
- また、解析結果を見ると、かなり耐力に余裕がある。そのため、柱間距離を1820mmに戻し、
 CLT 壁幅も元に戻す。また、柱の引き抜きおよび壁の転倒に対して、X 方向では鋼板挿入形式(柱及び壁)、Y 方向では引きボルト形式(柱及び壁)としていたものを、X 方向では鋼板挿入
 形式(柱及び壁)、Y 方向ではプレテンション方式(壁のみ(柱は引きボルト形式))に戻す。

解析結果では、柱脚の引抜力が 132kN となっている。また、ダンパー(イクステンダム)のスペックは最大荷重が 135kN である。柱脚のドリフトピンが降伏していない、またダンパーも降伏していないということであればこの建物は 1/30rad でも線形ということになるのか。
 →CLT 壁脚部のドリフトピンがせん断降伏している。
 →このロッキングシステムは、CLT 壁の浮き上がりが生じることとダンパーによってエネルギー吸収することが目的となっているため、それ以外の接合部では塑性化領域を作らない方がいいのではないか。

→柱間距離、CLT の壁幅を戻した場合においても、上記の点は配慮する。

・ ダンパーへの入力はどの程度かが資料 01 で分かるか。

→分からないので次回の資料では明記しておく。

試験体材料の見積が出てきた。想定よりもかなり高いため、本事業も含めて予算の検討が必要となる可能性がある。別途検討する。

2. 日本で行う3 階建ての振動台実験の計測計画(資料 02)

- ・ 資料 02 では、3 階建て振動台実験の計測計画を示したものである。資料内では赤字にて質 問事項を示している。
- ・ 資料 02 p1 で「土台部分は一体となって動くと考えてよいか」とあるが、土台部分とはどこを指 すのか。

→土台となっている鉄骨梁を指し、上部の建物とのずれを計測しておく必要があるかどうかを 確認したい。

→CLT 壁の中央部分の横滑りを計測しておけばよい。隅柱の変位計(CDP-100、図 1.1 中の 黄色矢印)は必要ない。

- ・ 2 階以上に設置する加速度計は、床に設置するか梁に設置するかどちらがよいか。
 →錘の上に設置したい。
 - →どのような錘を使用し、それらをどう載せるか(留め付けるか)が決まっていない。先にそれ を検討する。

→以前 5 層の静加力試験を実施した際に使用した錘について、今回の実験でも使用できるか どうか確認しておく(担当:荒木)。

資料 02 p3 に示すように、引きボルト形式の場合のアンカーボルト部分はどのような納まりとなるか。ひずみゲージもしくはロードセルの設置の検討を進めたいと考えている。
 →まずは広大・信大で計測機器を含めた納まりを提案する。その提案に対して山辺事務所で

→よりは広大・信大じ計測機器を含めた納まりを提案する。その提案に対して山辺事務所で 確認するという方針で進める。

- ・ 鋼板挿入形式の場合の脚部の軸力の計測方法についても同様に、広大・信大が納まりを提案 し、山辺事務所で確認する。
 - →3 分力計を設置する方向で検討してはどうか。CLT 壁 1 枚あたりの 1 階の層せん断力は約

180kN で、それが計測できるような3分力計があるか確認が必要。

→建研(RC)で保有している 3 分力計が計測可能かもしれないので確認する。(担当:中島) 資料 02 p3 の図に示すように、CLT 壁のせん断変形・曲げ変形を計測するためのパイプ治具 を新規に製作する必要があると考えている。

→変位が小さいことから、この方法ではあまりうまく計測できない。今回のような動的試験の場合は特に難しい。そのため、わざわざパイプを新規で製作するのではなく、建研にあるパイプをうまく使って、可能な範囲で計測しておけばよい(パイプ治具リスト v2.pdf 参照)。

- ・ 資料 02 p4 に示す床合板と壁の納まり、および床と壁パネルの相対変位の計測方法について も、広大・信大が同様に納まりを提案し、山辺事務所で確認する。
- 資料 02 p5 の計測機器のとりまとめ表のように、本実験での必要数だけでなく、広大、信大、
 京大、建研等を含めて自分たちでどの程度の数を集めることができるのか(保有しているか)
 整理した表を作成する。
- ・ 計測機器のとりまとめ表(資料 02 p5)において、下記の点を修正しておく。
 - ・ 加速度計の個数・ch 数について1 軸のみ計測するものと、3 軸を計測するものが混ざっ ているためそれぞれ分ける。
 - ロードセルの容量を記載しておく。

3. CLT 壁端部の支圧剛性に関する考察について(資料 03)

 資料 03 では、CLT 設計マニュアルに示されている CLT の支圧剛性 ke=15.6N/mm³の根拠、 および CLT の部分圧縮試験から得られた S60-3-3、S90-5-5、S90-5-7 の支圧剛性の値を整 理したものである。また、CLT 壁端部をモデル化した際に、試験で得られた支圧剛性を用いた 圧縮ばねが回転剛性に与える影響を試算したものを示している。

4.10 階建ての解析的検討について(資料 04)

- ・ 資料 04 では、10 階建ての検討において、現在想定している接合部のディテールを示したもの である。
- アメリカの 10 階建て試験体の仕様とは CLT の厚さ、側柱の厚さ、柱割を変えている。今後、タイロッドの配置を、2 枚合わせしている CLT 壁の間に配置するような検討もしたいと考えている。このプロジェクトにおいて、アメリカの仕様との違いはどこまで許容されるのか。
 →デザイン的に、性能的によい方向となり、合理性があれば変更は問題ない。
- プレテンションをかけた場合の CLT 壁の変形と、床、ダンパー、側柱との取り合いは施工上問題ない設計となっているのか。アメリカでは現在 10 階建て試験体の施工検討を進めているが、プレテンションをかけた後の変位も含め、床、側柱と CLT 壁をどのように納めるのがよいかかなり苦労している。

→CLT 壁にプレテンションをかけた後に、CLT 壁とダンパーの留め付けを想定している。この とき CLT 壁が圧縮変形するため図面通りにはダンパー本体と CLT 壁に挿入した鋼板を高力 ボルトで留め付けできない。そのため挿入鋼板側の穴を長穴にしておく等の想定はしている が、図面には反映できていない。

 接合部の詳細寸法は、プレテンションをかける手順、プレテンションをかけることで生じる変形 を考慮して決定する必要がある。例えば、プレテンションをかける手順として、10 層分を一気に テンションを加える方法だけでなく、3 層ごとにある CLT 壁の縦継ぎ部のレベルで一時的にテ ンションを加える方法等も考えられる。また、プレテンションをかけることで生じる変形への対応 としては、先ほどの CLT 壁とダンパーの留め付けだけでなく、CLT 壁と床の留め付けの工夫も 必要となる。

→上記について設計上すでに検討している点、未検討の点を明確に仕分けしておくことが重要となる。未検討・積み残しの課題は最終的に報告書に明記しておく。

・ 資料 04 に示された納まりの場合は、CLT 壁の座屈が気になる。
 →まだ図に入れることができていないが、各層の床レベルに側柱と CLT 壁をつなぐ座屈止め
 (鉄骨を想定?)を設けることを想定している。タイロッドの配置の変更、ダンパーの配置、施工
 も考慮した納まりを整理して検討を進める。

5. その他

(次回以降の予定)

・ 次回打合せ 8月16日(月)17:00~ ZOOM
 次々回打合せ 8月30日(月)15:00~ ZOOM

日時	2021 年 8月 16日 月曜日 17:00~19:30							
場所	ZOOM							
参加者	京都大学	五十田博	中川貴文	辻拓也	古澤知也	角田功太郎		
(敬称略)		Richard Yip Je	Тоо	堀江優一				
	広島大学	森拓郎	井上涼	山形海斗	高橋竜大			
	信州大学	松田昌洋	辻健斗					
	国総研	荒木康弘						
	建築研究所	中島昌一						
	山辺構造設計事	山辺豊彦	櫻井俊介					
	務所							
	日本システム設計	三宅辰哉	櫻井郁子					
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美				

科研費+林野庁事業(Tall Wood Project) 打合せ議事録

配付資料

資料 01:210816 計算結果

資料 02-1:ダンパー検討資料

資料 02-2:ダンパーおさまり検討

資料 03:架台検討図

資料 04:錘の配置計画

資料 05:20210516 振動台実験計測計画(広大·信大)

資料 06:ロッキング3 階建て振動実験(体制表:分担等)

1.3 階建ての振動台実験の試験体仕様の検討(資料 01)

- 3 階建て振動台実験の試験体(7.28m×7.28m)について、以下に示す仕様の違いについて性能の検討を行った。X 方向はテンション無、Y 方向はテンション有となるので、それぞれについて検討実施。
 - ① ダンパーの性能の違い 低: UFP ダンパー、高: XTD ダンパー
 - ② X 方向について、軸力に対応する柱脚・壁脚、せん断に対応する壁中央の接合部の違い 低:標準、中:3つのうち壁脚のみ高、高:3つのうち壁脚・壁中央が高
 - ③ Y方向について、柱脚・せん断に対する壁中央の接合部の違い 引きボルト・ダボ形式、鋼板挿入形式

どれも、柱脚が先行降伏するように接合部などを設定している。

- ダンパーの性能は、高: XTD 程度のものを想定する。また、ダンパーの性能を十分引き出すために、ダンパーもしくは壁脚が先行降伏するように各部を設計する。柱脚が先に降伏するのは問題がある。
- ・ 鋼板挿入タイプの柱脚では、開き止めが必要か。一番下に位置するドリフトピンをボルトとする ことで対応する。

2. ダンパーの検討(資料 02 シリーズ)

ダンパーについて、X 方向テンション無側用とY 方向テンション有側用の2 種類を検討。
 前者はプレテンションによる沈み込みを考慮する必要が無く、性能も低くて良いので、ルーズホールなどの対応は必要なく、H 形状の中央部分に線上の孔を開ける仕様。
 後者はプレテンションによる CLT の沈み込みに対応するため、CLT 壁側の接合部は鋼板を打ち抜けるビス(パネリード)で留め付ける。工場で柱に取り付けて CLT 壁側を現地で施工することを想定。留め付けビスは、構造計画上はドリフトピンと同様の扱いとして OK とのこと(メーカーによる)。

【以下、Y 方向テンション有側用のダンパーについての指摘事項等】

・ CLT 側の鋼板挿入スリットの深さの限界は加工機の場合 350mm 程度と思われるので、415+ αmm必要なこの仕様ではチェーンソーでの加工となり、スリット幅が 7~9mm 程度になる。鋼 板厚が 4.5mm なので、木質系の面材を利用して埋めることとする。

→スリット埋め込み材料は鋼板の座屈止めも兼ねるものとしボルトで締める。

- ビスはドリフトピンと同様に考えてよいので、ビス間隔は 5d で OK。現状より小さくすることが可能。一方で、施工のことを考えると、埋め込まれた鋼板を外さないように、鋼板の縁距離は全方向とも大きめにとっておく必要がある。プレテンションによる CLT 壁の沈み込みは 5mm 程度と予想される。
- CLT と鋼板を合わせて打ちぬくビスは、現場にてインパクトドライバー等で水平方向に打つことになるが、カが入りづらく、打ち損じなども生じやすい。工場で施工できるのであれば、鉛直方向に打つことになるので楽だが、今回のシステムでは CLT 側を現場で施工するしかない。施工実験を行っておくか、打ち損じが生じた場合のためにビスを多めに用意するなど、対策を考えておく必要があるか。
- ・ 現状はビスを裏表交互から打つようにしているが、施工のことを考えると、足場が床でしっかり している内側からの施工とした方が良い。
- ・ 現状は鋼板を CLT の厚さの中央に位置するようにしているが、これだと、CLT の厚さ・ビス長 さを考慮すると、ビス頭の座掘りが必要だが、沈み込みに対応するため孔ではなく面で削り取 っておくことになる。削り取りの加工は手間がかかるので、それを無とすると、鋼板の位置が CLT 厚さに対して偏心することになる。

→壁単体で見た時に偏心していたとしても、建物全体としては対称形になっているので問題は 生じないと考えられる。

→ただし、鋼板が偏心すると、CLT が 5 層 7 プライなのでドリフトピンがかかる CLT の繊維方 向、繊維直交方向の割合がかなり異なることになる。

- →スリット加工のことも含め、銘建に相談して決定する。
- パネリードはシネジック(株)から提供していただける。また、実験結果についてはシネジック(株)
 に提供する。
 - ・ 振動台実験に先駆けて、ダンパーの要素実験を先行して行う。

3. 架台について(資料 03)

- ・ 資料 03 では、試験体が 7.28m×7.28mと想定して架台を設計している。
 →打合せ後の予算検討を反映して試験体を 5.46m×5.46mに変更したため、それに合わせたものに変更。
- ・ これ以降の検討については、建材試験センターと調整の上行う。
- 4. 錘の配置計画について(資料 04)
- 現状ある錘のリストについて、大きさ、個数、重さの表現を統一して単純なリストを作成し、再 度現状の確認を行う。配置計画に関連する情報は別の表として整理、もしくは備考欄に記載な ど混乱しないように工夫する。
- 配置計画図の表現も同様に整理。凡例は単純にし、置き方などで注記すべきことなどは配置 計画図に書きこむなど、混乱しないように表記を工夫する。
- ・ 現段階では、所在を確認できている錘全てを利用する計画となっている(必要量≒使用可能量)。試験体が 7.28m × 7.28m と 5.46m × 5.46m の場合ともに使用する錘の総数は同じとしている。
- ・ 錘の配置により、局所的に梁にかかる荷重に対する梁のチェックが別途必要。
- ・ なるべく等分布になるように配置を工夫する。クレーン作業が多少増えても等分布にすること を優先する。

4. 計測計画について(資料 05)

- ・ 2階以上に設置する加速度計は錘の上に設置するので、錘の配置計画が確定したら検討。
- ・ 引きボルト等軸力の計測についてはロードセルを架台の鉄骨部分に納めるように設置しようとしているが、引きボルトの上部に取り付けることを前提とすれば架台との取り合いを気にする必要は無い。また、ロードセルが設置できない部分はひずみゲージでの計測とする。
 →軸力については、柱にひずみゲージを貼ることでも対応可能。その場合、接合部から離れた位置とする。
- 加振時の計画とは別に、試験体のプレテンションをかける前後、錘を載せる前後について計測 する。これは、加振時の計測とは別系統で行う。この計測では、柱の木部などにひずみゲージ で貼ることで対応する。
- 広大、信大、建研、京大等の所有計測器のリストは別途作成。本打ち合わせ中に荒木さんより
 提供のあったリストに、各組織で書き込んだものを取りまとめておく。
- ・ 計測のほかに、撮影計画も必要。撮影機材も各組織の所有リストを作成する。
- ・ 画像計測を行う方向で検討する。→別途費用がかかる。

5. その他

- · 役割分担について資料 06 の体制表で確認。
- ・ 次回打合せ 8月30日(月)15:00~ ZOOM
 - 次々回打合せ 9月14日(火)14:00~ ZOOM

現段階では、加振日は11/4~5を想定しているが、土木研究所、建材試験センター等と協議してから最終決定。振動台からの撤去の作業手間など総合的に判断してから費用を抑えるように決定したい。

科研費+林野庁事業(Tall Wood Project) 打合せ議事録

日時	2021年 8月 30日 月曜日 15:00~17:00							
場所	ZOOM							
参加者	京都大学	五十田博	中川貴文	辻拓也	古澤知也	角田功太郎		
(敬称略)		Richard Yip Je	Too	堀江優一				
	広島大学	森拓郎	井上涼	山形海斗	高橋竜大			
	信州大学	松田昌洋	辻健斗					
	国総研	荒木康弘						
	建築研究所	中島昌一						
	山辺構造設計事	山辺豊彦	櫻井俊介					
	務所							
	日本システム設計	三宅辰哉	櫻井郁子					
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美				

配付資料

資料 01:210830_鉄骨伏図

資料 02:210830_壁変形図 4

資料 03:20210830 振動台実験計測方法(広大·信大)

資料 04: 錘の配置計画 5.46

資料 05:20210830 静的載荷イメージ(中島追加)

資料 06:2021CLT 限界性能_実験スケジュール 0830

1.3 階建ての振動台実験の試験体仕様の検討(資料 01、02)

- 3 階建て振動台実験の試験体(5.46m×5.46m)の鉄骨架台の配置図を資料01に、また増分 解析の結果について資料02に示している。
- ・ 資料 01 で Y2 通りにある鉄骨(Y 方向に配置された鉄骨で、振動台と3本のボルトで留め付けているもの)を設けた設計上の意図は何か。

→資料2の解析結果に示す柱脚部の支点反力(620kN 程度)に対して、床に留め付けるボル トの本数を確保(M30 1 本あたり561kN)している。なお、壁脚部にボルトを配置すると、タイロ ッドの張力がボルトへ流れてしまい、CLT 壁に狙い通りテンションが導入されないと考え、集成 材の柱脚部への配置としている。

→振動台と鉄骨架台を留め付けるボルトを壁脚部に配置しても、タイロッドにプレテンションを かけた場合にボルトへ力が流れることはないと思われる。また、解析モデルでは側柱の柱脚 部に支点を設定しているため反力が発生しているように見える。隅柱部分にのみ支点を設け るのがよいのではないか。

→解析モデルを修正して確認しておく。

隅柱部分にのみ支点を設けた解析モデルとした場合、壁脚端部(側柱柱脚部)付近の壁の沈 み込みに伴い、架台の鉄骨梁がせん断降伏する可能性が考えられる。 →実際には壁の沈み込みは生じないため、架台の鉄骨梁もせん断降伏しないと考えられる。
 そうすると鉄骨梁のサイズをワンランク小さいものに変更してもよいのではないだろうか。
 →鉄骨が調達しにくくなっていることもあり寸法については手に入りやすいものを優先し、急ぎ
 発注を進める。

集成材側柱の脚部について、前回打合せでは鋼板の向きを検討する、一番下に位置するドリフトピンは開き止めを兼ねてボルトとする、との指摘があったがその変更はされていない。それらを反映しておく。

→架台の鉄骨梁の発注を踏まえて、脚部のディテールを早めに決定する。

2. 振動台実験の計測(資料 03)

- · 資料 03 では、振動台実験の計測計画について、前回打合せでの指摘事項を反映、修正して いる。
- ・ 資料 03 p2 の加速度計について、複数枚重ねた錘の上に設置する場合は、固定方法によって は錘が動くことが考えられるが、それでも錘の上に設置するのがよいか。
 →錘が動かない前提で、錘の上に載せることが重要。錘の固定方法は別途検討する。一方で 錘の上だけでなく、床の上にも設置し、錘がすべっていないかどうか確認しておくのもよい。な お、加速度計は低い(薄い)錘に設置するのがよい。
- ・ 資料 03 p6 のダンパーの計測は、巻取変位計だとうまくとれないため、ダンパーの上下の変位 を変位計でとるのがよい。
- 1000kNのロードセルはいくつ確保できそうか。プレテンションを導入する際に4つ必要となる。
 また、プレテンション導入時にデータロガーも別途必要。
 - →現在のところ、確保できる数は8なので問題ない。

→プレテンション導入時にはロードセルでの計測に加え、ひずみゲージによる計測も行う。

- ・ 資料 03 p5 で CLT 壁パネルに引張を計測するためにひずみゲージを 5 枚貼ることにしている。両面 5 枚ずつとし、合計 10 枚貼るようにしたほうがよいか。
 →うまく計測できるかどうか分からないが、計測点数に問題がなければ追加しておいてよいの
 - →うまく計測できるかどうか分からないか、計測点数に問題かなければ追加しておいてよいの ではないか。加振後は、材料試験を実施し材料の特性値を確認しておく。
- 全体変形については、画像計測をすることになった。ただし、資料 03 p3 に示すパイプによる
 CLT 壁の変位の計測も現状の計画通りに実施することとし、計測機器は壁の室内側に設置する。
- 全体の計測点数は把握できているが、各大学、建研・国総研にある計測機器、記録用のビデ オカメラ等の種類および数は整理できているか。なお、計測機器の数は、保有している数、保 有しているもののうち使用可能な数の2種類を明らかにしておく。

→まだ数を把握できていない。急ぎ関係者に依頼し、使用可能な数も含めて整理する。

3. 錘の配置計画について(資料 04)

・ 資料 04 では、前回打合せでの指摘事項を反映し、錘の配置計画を示している。

- 現在の資料では、錘の種類、枚数、配置(寸法を含む)、重量分布が複数の資料にまたがって 示されているため、理解しにくい。一元化した現場のチェックにも使えるような凡例を多用して いない図面情報とリスト集約してまとめるなど、資料の作り方を見直す。そのように変更すれ ば、変更に伴う修正漏れを防ぐことができる。また、図面情報には錘の留め付け方も示してお く。
- ・ 各通りでの重量の値を明記しておく。
- ・ はしご穴は図のような大きさが必要だろうか。床部に穴を設けず、外部から登れるようにしてお いてもよいのではないか。

4. 振動台実験後の静加力実験について(資料 05)

今年度はじめに、振動台実験後に試験体を解体、搬送し、建研で静加力実験をするという予 定としていたが、実施するか。

→静加力試験を実施しようとすると、試験体解体、再組み立て、加力治具等の費用がかかるので、予算上厳しい。可能であれば来年度にまわしたいが、保管場所が確保できないものと思われる。

→明日(8/31)施工の打合せがあるため、どの程度費用がかかりそうか確認しておく。試験体 の一部を切り出して、壁脚・柱脚の接合部実験をする、といったようなイメージになる可能性も 視野に入れておく。

5. その他

・ 次回試験体打合せ 9月3日(金)16:00~ ZOOM
 次回打合せ 9月14日(火)14:00~ ZOOM
 次々回打合せ 9月27日(月)19:00~ ZOOM

日時	2021年9月14日火曜日14:00~15:00							
場所	ZOOM							
参加者	京都大学	五十田博	中川貴文	辻拓也	古澤知也	角田功太郎		
(敬称略)		Richard Yip Je	Тоо	堀江優一				
	広島大学	森拓郎	井上涼	山形海斗	高橋竜大			
	信州大学	松田昌洋	辻健斗					
	国総研	荒木康弘						
	建築研究所	中島昌一						
	山辺構造設計事	山辺豊彦	櫻井俊介					
	務所							
	日本システム設計	三宅辰哉	櫻井郁子	佐藤基志				
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美				

科研費+林野庁事業(Tall Wood Project) 打合せ議事録

配付資料

資料 01:210909_試験体図面

資料 02: 錘の配置計画 20210913

資料 03:20210914 振動台実験計測方法(広大·信大)

1.3 階建ての振動台実験の試験体図最終案の確認(資料 01)

- · 3 階建て振動台実験の試験体(5.46m×5.46m)の最終版の図面を資料 01 に示す。
- ・ X 方向の壁(鋼板挿入タイプ)に取り付ける倒壊防止用ロッドは、現在は壁の外側に設けることになっている。これを室内側に設けるように変更する。また、1 階壁の高さ 1800mm 付近に留めつけるようになっているが、ロッドを継いで、2 階の床レベルの高さにも留めつけを増やす。
- CLT 壁周りの梁の補強(2・3 階床、屋根梁伏図を参照)について、Y 方向の壁(プレテンション タイプ)と同様に、X 方向の壁(鋼板挿入タイプ)の両側に G240 の補強を追加する。

2. 錘の配置計画(資料 02)

- ・ 資料 02 では、前回打合せでの指摘事項を反映、修正した錘の配置計画を示している。
- 資料 02 で、錘留めつけ用に、90 角の下地材を設けたいとしているが、どのような検討を経て
 90 角の下地材としたのかが分からない。錘の留めつけに必要な耐力を示し、その上で下地材の断面、組み方を提示する。また、留めつけにあたっては、過去に実施された振動台実験を参考にしていると思われるが、その実験は一方向加振であったように思う。今回は二方向加振であるため、それも踏まえた留め付けの検討が必要。

3.3 階建ての振動台実験の計測方法(資料 03)

資料 03 では、前回打合せでの指摘事項を反映し、計測計画を示している。

- ・ プレテンションタイプの CLT 壁の頂部に設置する鉄骨に穴を設け変位計を固定する計画となっている。穴位置、穴径の加工指示を急ぎ連絡する(広大→京大→巴技研)。
- ・ 側柱、CLT 壁の両面に貼るひずみゲージはブリッジ計測とする。
- 現在の計画では側柱の曲げの計測がない。必要か。
 →2 階、3 階の柱は脚部、1 階の柱は柱頭・柱脚部の両方をひずみゲージにより計測する。1
 箇所あたり2点とし、両面(隅柱側の面、CLT壁側の面)を計測。現段階ではブリッジ計測は 採用しない方針とするが、全体の ch 数が足りなくなる場合はブリッジ計測に変更して調整する。
- 試験時の計測だけでなく、プレテンションをかける際にロードセルの値を確認できるようデータ ロガーを準備しておく(前回打合せ(20210830)でも依頼)(担当:中島)。またその際に CLT 壁の脚部のひずみも合わせてデータを取っておく。このデータはプレテンション後のリラクゼーションを確認するためのもので、データ取得は、絶対値で行う。

4. その他

- ・ 概ね試験体の仕様が決定し、発注を進めている。今後は、実験時の体制図を詰めていく必要 がある。
- ・ 次回以降の打合せスケジュールは以下の通り。
 9月27日(月)19:00~ ZOOM
 10月11日(月)17:00~ ZOOM
 10月25日(月)14:00~ ZOOM

科研費+林野庁事業(Tall Wood Project) 打合せ議事録 2021年9月27日月曜日19:00~20:00 日時 場所 ZOOM 参加者 京都大学 五十田博 中川貴文 辻拓也 古澤知也 角田功太郎 (敬称略) Richard Yip Je Too 堀江優一 広島大学 森拓郎 井上涼 山形海斗 高橋竜大 信州大学 松田昌洋 辻健斗 荒木康弘 国総研 建築研究所 中島昌一 山辺構造設計事 山辺豊彦 櫻井俊介 務所 日本システム設計 櫻井郁子 佐藤基志 三宅辰哉 佐々木留美 事務局 平野陽子 山崎渉

配付資料

資料 01:210917_試験体 19(T1 変更)

資料 02: 錘の配置計画 20210927

資料 03:20210927_軸力の計測案_中島

資料 04:20210927 振動台実験計測方法(広大·信大)

資料 05:20210927 最終ダンパー図面

資料 06:ダンパー要素試験日報

資料 07:ダンパー要素試験 9.24

1. 錘の配置計画(資料 02)

- ・ 錘の配置、錘の固定方法、錘のすべりを抑えるバタ角の留めつけ方、および振動台試験体に
 追加したい梁の位置等について資料 02 に示す。
- ・ 追加したい梁は、大入れ+引き寄せ金物の仕様としているが、試験体をすでに発注し加工も進められているため、対応が難しいのではないか。接合部を梁受け金物(根太受け金物のような形状のもの)とすれば、仕口加工をしないで対応できる
 →提案のように対応する。
- ・ 錘のすべりを抑えるために設けるバタ角の留めつけについて、床下に梁がある場合はバタ角の上から梁にビス留めすることになっているが、床下に梁がない場合は床下側(階下側)の合板からビス留めして合板に留め付けるようになっている。施工を考慮するといずれの場合も床上から留めつけるのが望ましい。例えばL型の住宅用金物等で留めつける、バタ角に直接ビスを斜め打ちするなどの対応方法もある。

→どのような施工方法がよいか木村建造と相談して決定する。また、バタ角を留めるビスのピッチ、本数が分からないため追記しておく。

- バタ角について、3m 材を発注し、現場でカットすることを想定としていたが、作業効率の観点 から一定の長さで予めカットしたものを用意しておくこととする。また、バタ角の配置について、 錘の辺と材軸を平行ではなく、直交方向に設置することも可能である。錘のすべりを抑えるた めにバタ角をどういう配置とするのがよいか再度検討しておく。
- ・
 ・
 毎を留め付けるボルトについて、現在の想定しているボルト径と錘の穴径に差がある(例えば

 φ 30 の穴に対して M27 としているところがある。)。ボルトの耐力を検討しているが初期ガタの
 影響はどのように考えているか。

→座金を介して抑え込むことを想定しているが、設計上何らかの考慮をしているわけではな い。

→初期ガタを抑えるためにも摩擦に期待する接合方法としてもよいのでは。その場合、座金
 (特に木材側)は大きめのものを使用することになると思われる。

→加振時には座金の木材へのめり込みやボルトの伸びの影響でボルトが緩む。そのため摩 擦接合とするのは現実的ではない。ただし、めり込みを小さくするためにも座金はご指摘の通 り大きめのものとする。

M39 のボルトは調達に時間がかかる可能性があり、穴径 φ 40 ではボルトが入らない可能性がある。M36 にしてはどうか。

→先程の話のように初期ガタが大きくなる可能性は避けたいので M39 としたい。ただし、現場 でボルトが入らない可能性を考慮し、M39、M36 の両方を用意しておく。

- ・ 現在の資料では、必要なボルト長さ、本数等の一覧が示されていないため追記しておく。また、ボルトの長さについては、受け梁への留め付け長さに加えて、座金、ナットを踏まえた寸法とする。
- 梁に、錘を留め付けるボルトの先穴が必要であれば、予めプレカットで開けてもらうのがよい。
 現場で対応可能なら、それでもよい。

2. ダンパーの要素試験速報

- 京大で実施中のダンパーの要素試験結果の速報の紹介。実験で使用したダンパーは、テンションあり側(Y方向)、テンションなし側・櫛型(X方向)のt=22(櫛の幅15mm)、t=16mm(櫛の幅30mm)の3種類。振動台実験で使用するダンパーは、降伏耐力を70kN程度、終局耐力を100kN、剛性を30kN/mmと想定している。
- 実験結果は3体ともに、想定よりも降伏耐力、終局耐力が大きく、剛性が低かった。振動台実験の試験体に取り付けるダンパーを想定に近づけるため、ダンパーを改良する方針である。テンションあり側のものは板厚を薄くする(t=4.5mm→3.2mm)、テンションなし側のものは櫛部分の本数を3本にし、板厚を薄くする(t=22mm→16mm)。また剛性を向上させるため、テンションあり、なし両方で、ドリフトピンの本数を4本→8本に増やし、鋼板に設けるドリフトピン用の穴径をドリフトピン径に対して+1.0mm→+0.5mmとする。

→上記のように変更しても、鋼板の板厚を下げる等の影響により、剛性が向上しない可能性が ある。 振動台実験の進め方として、ダンパーあり→ダンパーなしの順番で加振することを考えており、ダンパーありの加振後、現場でダンパーをカットすることを想定していた。現場でそういう作業が可能か。

→カットは難しい可能性が高い。ダンパーと側柱と留めるドリフトピンは設計上は弾性状態であるため、ダンパーありで加振後でも引き抜くことは可能であると思われる。また別の実験でφ
 20のドリフトピンを掘削機のようなもので抜いていたため、それを使用してもよいのでは。
 →初期の想定通り、ダンパーあり→ダンパーなしの順番で実施する。

3. 振動台実験の導入張力の計測方法(資料 03)

- ・ 資料 03 では、導入張力および CLT 壁の変位の計測計画を示している。
- ・ 詳細については、ピーエス三菱と別途相談する。
- ・ 側柱への入力が生じていないか計測して確認しておく必要があるのでは。
- ・ 梁への入力も確認しておいた方がいいか。
 →梁と壁を留めつける LST 金物はテンション導入後に留めつけるため必要ない。

4. 振動台実験の計測方法(資料 04)

- 加振時の様子を撮影するためビデオの設置を計画しているが、どういう固定具を用意しておくのがよいか。
 - →明日土研での打ち合わせがあるため、そこで確認し情報を共有する。
 - →架台外部から全体をとるカメラが現在の計画にはないため、追加する。
- ・ 側柱の曲げを計測するためのひずみゲージは、現在各階の側柱の上部、下部へ貼ることを想 定している。このうち、Y 方向(プレテンションタイプ)で、側柱の上部に貼るゲージは、各階に設 けられている CLT 壁の座屈止め用チャンネルよりも上側に貼る想定となっているが、この位置 の場合座屈止め用チャンネルの影響により上手く曲げを計測できない可能性がある。ひずみ ゲージの位置を座屈止め用チャンネルの下側に変更する。
- ・ 層間変位の計測方法について、垂れ壁案(安村式)か、ワイヤー案のどちらとするかがが未定
 となっている。使用可能な変位計の種類を考慮して決定する。(別途信大、広大で打ち合わせ
 を実施する。)

4. その他

- ・ 関係者の作業日、見学者の管理のためのリストを作成してドライブにアップしている。作業日などを記入し、各人の名前を付けたファイルを作成してドライブにアップしておく。リスト内に示す 工程表は、以前のものであるため変更がある場合は事務局まで連絡。
- ・ 次回以降の打合せスケジュールは以下の通り。

10月11日(月)17:00~ ZOOM

10月25日(月)14:00~ ZOOM

日時	2021年 10月 11日 月曜日 17:00~19:00							
場所	ZOOM							
参加者	京都大学	五十田博	中川貴文	辻拓也	古澤知也	角田功太郎		
(敬称略)		Richard Yip Je	Tee	堀江優一				
	広島大学	森拓郎	井上涼	山形海斗	高橋竜大			
	信州大学	松田昌洋	辻健斗					
	国総研	荒木康弘						
	建築研究所	中島昌一						
	山辺構造設計事	山辺豊彦	櫻井俊介					
	務所							
	日本システム設計	三宅辰哉	櫻井郁子	佐藤基志				
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美				

科研費+林野庁事業(Tall Wood Project) 打合せ議事録

配付資料

資料 01:20211011 振動台実験計測方法(広大·信大·建研)

資料 02:20211011 計測計画(パイプ計画)

資料 03:211008_ダンパー復元力特性

資料 04:211008_壁変形図 14-1

資料 05:211011_試験体 20(錘受け材追記)

資料 06: 錘の配置計画 1011_最終図面

1. 計測計画について(資料 01、02)

- 計測関係については、建材試験センター数納さんと打合せ、説明および作業等の調整の相談 を行う。いつから計測機器の準備を始めるのか、誰がどういう作業をするのか日程を含めて相 談する。また計測機器関係について借りる必要があるものを打合せ時に確認しておく。建材試 験センターから借りる場合の費用等も含めて確認する。
- ・ 層間変位の計測方法はワイヤーを用いた方法で、ワイヤーと床の角度を 60°としている。他の実験では 45°で実施されていることが多く、60°では精度が落ちると思われる。45°とするのがいいのでは。加振時に試験体の変形が最も大きくなった場合は、変位計の性能を超える可能性がある。変位計が壊れないよう固定はマグネットにつけることとする。
- 資料 01 では、変位計の使用可能数(集められる数)を示しているが、具体的にどこから借りるのか、それを誰が責任をもって発送するのか等を確認して明記する。
- ・ 計測にあたって、ケーブルは確保しているか。
 →建材試験センターとの打合せ時に確認する。なければ建材試験センターに借りる。
 ・ 現在のリストで、変位計が SDP となっているが、精度の高い CDP に変更は可能か。
 - →数が限られるが用意できる範囲で CDP に変更する。

- 現在確保している加速度計は1G、2G、5Gまで計測可能なものがあるが、このうち、2G、5Gまで計測可能なものを使用。
- 計測機器等を土木研究所へ送る場合は、下記住所・宛名に送る。
 「茨城県つくば市南原1-6土木研究所 三次元大型振動台気付 京都大学五十田」

2. 錘の配置計画について(資料 06)

・ 計画が決定し、留め付け用の部材の発注も完了。

3. ダンパーのモデル化と解析結果(資料 03、04)

- ・ 資料 03 では、導入張力および CLT 壁の変位の計測計画を示している。
- 資料 03(ドライブにアップされたものではなく、当日画像共有された資料)に赤で追記した値は 以前検討していたセンクシア(株)のダンパーを用いた場合の値を示している。現在採用してい るダンパーはこれと比較し性能を下げたので、CLT 壁の浮き上がりが大きくなったという結果と なっている。
- ・ ダンパーのモデル化にあたって、降伏耐力を 65kN と設定しているが、ダンパーの要素実験の 結果を見るともう少し高くなる可能性がある。
- CLT 壁が 15mm 浮き上がるという説明があったが、解析結果のダンパーの変形を見ると、CLT
 壁の浮き上がりよりもダンパーの変形のほうが大きい。なぜか。
 →確認しておく。
- ・ プレテンションをかける CLT 壁の圧縮側、引張側で変形量に差が出ている。本来であれば差がでないと思われるが、CLT の圧縮側は降伏しているということか。

→おそらく降伏しているものと思われる。

→CLT の壁脚部は CLT 設計施工マニュアルに示すモデルを採用しているのだろうか(壁脚部 に圧縮側、引張側それぞれ 1 つずつバネを入れる)。このモデルの場合、軸力が大きいと過少 評価となる可能性がある。他の事業ではバネの数は様々だがマルチスプリングとしていること が多い。

→ご指摘の通り、ここでは CLT 設計施工マニュアルのモデルを採用している。バネを増やして 対応する。

・ CLT 壁の耐力が、プレテンションをかける方向がテンションをかけない方向よりも低くなってい るのは違和感がある。

→解析結果の詳細を確認しておく。

4. 振動台実験の実施

- ・ 次回打合せ時に入力波を決めたい。応答が 1/30rad までいくような入力を狙い、検討を進めて おく。
- 5. その他
- 次回以降の打合せスケジュールは以下の通り。

10月25日(月)14:00~ ZOOM
令和3年度 科研費+林野庁事業(Tall Wood Project)

科研費+林野庁事業(Tall Wood Project) 打合せ議事録

日時	2021年 10月 25日 月曜日 14:00~15:00								
場所	ZOOM								
参加者	京都大学	五十田博	中川貴文	辻拓也	古澤知也	角田功太郎			
(敬称略)		Richard Yip Je Too		堀江優一					
	広島大学	森拓郎	井上涼	山形海斗	高橋竜大				
	信州大学	松田昌洋	辻健斗						
	国総研	荒木康弘							
	建築研究所	中島昌一							
	山辺構造設計事	山辺豊彦	櫻井俊介						
	務所								
	日本システム設計	三宅辰哉	櫻井郁子	佐藤基志					
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美					

配付資料

資料 01:20211025 入力地震動の検討

資料 02:20211024_データ整理シート_出力サンプル(広大森 井上)

資料 03:各作業日の現場監督者 211025

1. 入力地震動の検討(資料 01)

- 資料 01 では、テンション有り側、なし側で、各入力地震波(告示神戸、告示八戸、告示乱数、 エルセントロ、タフト、八戸)での解析結果を示している。この結果を踏まえて、3 階建ての振動 台実験で採用する地震波を検討。
- 解析結果を見ると、レベル2相当の地震動を2回入力するとダンパーが切れてしまう可能性がある。入力地震波の案としては、
 C0=0.2相当を1回(?)、レベル2相当を1回、JMA神戸の70%を1回とする。
- ・ JMA 神戸を入力しようとする場合、テンション有り側の PC 鋼棒(B 種 1 号)の耐力について解 析結果を確認すると、最大で 1500kN 近くとなっている。PC 鋼棒の最大引張荷重が 869kN(× 2 本=1738kN)なので、余裕があまりない。また、CLT 壁パネルも終局耐力(曲げ)が厳しくなる と思われる。そのため、振動台施設の性能のばらつきを加味して、JMA 神戸を 70%に低減した ものとする。
- テンション有り側の CLT 壁には、ダンバー、PC 鋼棒が切れた場合による倒壊防止のための
 部材(?)が現状設けられていないため、何らかの対策を検討しておく。(テンションなし側は
 CLT 壁脚部に鉄骨架台とつなぐ金物を設けている。)

- 2. データ整理シートについて(資料 02)
- 資料 02 は、加振当日の結果速報を整理するフォーマットを示したものである。加速度、荷重、 層間変形、時刻歴等を整理している。
- ・ シート枚数が増えてかまわないので、全チャンネルの時刻歴データを示す。
- ・ 側柱の柱脚部の浮き上がりのデータを追加する。

3. その他確認事項等

(計測計画上の原点について)

計測計画では、制御室側を下に配置した平面上で、左下を原点としている。
 ただし、試験体図の通り芯の原点は、計測計画上の原点と対角の位置となるため、実験結果のとりまとめの際には注意が必要。

(損傷観察の方法)

加振後の損傷観察について、以下の通りごとの壁を順番に観察していく(試験体図の各通りを 示す)。

X1→Y1→X4→Y4

- ・ 各壁では、壁全体を撮影し、その後詳細な部分を撮影する。
- ・ 損傷観察時にどこか損傷があった場合は、すぐに加振計画側に伝達できるような体制を作っ ておく。連絡系統は、観察者→森→加振計画側(京大)とする。
- ・ 観察時には錘がずれていないことを併せて確認しておく。(ずれている場合はすぐに戻す等の 対応を行う)
- ・ 観察時に試験体内で撮影等の作業をすると、計測機器に接触してずれるなどの恐れがある。 そのため観察後に次の加振へ向けて計測準備が整っているかどうか確認する。(担当者:森)

(試験体重量の計測)

- 加振後の試験体移設時に全体重量を計測する。
- ・ 錘の設置時には各階の錘の重量は計測していない。作業上可能であれば、錘を下すときに各
 錘の重量を計測しておく。

4. その他

次回以降の打合せスケジュールは以下の通り。

11月3日(水)17:00~ 土研、ZOOM

令和3年度 科研費+林野庁事業(Tall Wood Project)

日時	2021年 11月 26日 金曜日 10:30~12:00											
場所	ZOOM											
参加者	京都大学	五十田博	中川貴文	辻拓也	古澤知也	角田功太郎						
(敬称略)		Richard Yip Je	Too	堀江優一								
	広島大学	森拓郎	井上涼	山形海斗	高橋竜大							
	信州大学	松田昌洋	辻健斗									
	国総研	荒木康弘										
	建築研究所	中島昌一										
	山辺構造設計事	山辺豊彦	櫻井俊介									
	務所											
	事務局	平野陽子	山崎渉	佐々木留美								

科研費+林野庁事業(Tall Wood Project) 打合せ議事録

配付資料

資料 01:11.26 振動台実験報告

資料 02:20211126PC 緊張時のひずみ分布_中島

1.3 階建て振動台実験の結果報告(資料 01)

- 資料 01 は 11/4、5 に実施した振動台実験について、実験の背景、試験体概要、事前解析、
 実験結果についてまとめたものである。各方向の仕様は以下の通り。
 X 方向:CLT 脚部をドリフトピン接合とした仕様 科研費仕様
 Y 方向:ポストテンションによるロッキング壁とした仕様 林野補助事業仕様
- X 方向、Y 方向とも、事前解析結果に対し実験結果の層間変形角が 1/2 程度に抑えられていた要因として、ドリフトピン接合部、CLT の性能が想定よりも 2 倍程度高かったことを挙げている。事前解析において、CLT、ドリフトピンはそれぞれどのような値を入力したのか。
 →CLT は基準強度、ドリフトピンは昨年度の実験値を用いた。ただしドリフトピンについては、先日建築研究所で実施されたドリフトピン単位接合部の引張実験の結果では解析で用いた実験値よりも 1.5~2 倍の値が得られていた。
- ・ 資料の考察では実験結果の層間変形角について、2次モードの影響を指摘しているが、事前 解析でも2次モードが見られたか。
 →告示神戸 100%、告示乱数 100%、告示八戸 100%の場合の事前解析では実験結果と2 階、3

→告示神戸100%、告示乱数100%、告示八户100%の場合の事前解析では実験結果と2階、3 階の層間変形角が同程度となっており2次モードの影響が見られる。

・ 資料 01 の考察に、X 方向の仕様ではロッキング挙動がわずかしか確認できなかった、とあるが、壁脚部のドリフトピン本数を減らせば狙い通りにロッキング挙動になっていたということか。
 →指摘の通り、対応方法の一つとしてドリフトピンの本数を減らすことはあり得る。

・ また、両方向とも耐震性能は十分に有していた、とあるが、X 方向の仕様のように壁脚部をある程度固定している場合は、Y 方向の仕様のようなポストテンションを導入しなくてもよい性能が得られるということを意味しているのか。
 →X 方向の仕様ではドリフトピンが降伏して CLT 壁が浮き上がり、それによりダンパーが変形

し塑性化することを狙っていた。しかし思ったようなダンパーの変形が得られず、壁脚部で破壊 しており、改善の余地がある。一方で Y 方向はダンパーの変形も当初の狙い通りになってい た。

 X 方向の仕様の場合、今回の実験結果を見ると、ドリフトピン、CLT、ダンパーの強度・剛性の バランスで変形や破壊が変わると考えられるため、狙い通りに設計することが難しい。ドリフト ピン接合部を採用したシステムの場合はどのように設計するのがよいか。
 →微妙なバランスでの破壊を想定するためには、ドリフトピン、CLTの材料強度について、現

在設定されている下限だけでなく、上限を抑える必要があるものと思われる。

X 方向の仕様については、最終的には側柱の柱脚部の引きボルトに超弾性ボルトを採用する ことをイメージしている。この場合、引きボルト(超弾性ボルト)で壊すような設計とする。なお、 超弾性ボルトは、形状記憶合金のようなものを使用したボルトで、降伏後でも応力が抜ければ 変形がほぼ0に戻る。現在は試作段階でまだ実用化されていない。

3. 林野庁補助事業のとりまとめ方針と委員会の設定

- 林野庁補助事業としては、3 階建て振動台実験の Y 方向(プレテンション)の結果をとりまとめることとする。資料 01 の構成をベースに、試験体概要、事前解析、実験結果をまとめることとし、日本の法令に基づき設計する場合の課題をまとめに追加する。
- ・ 次回委員会資料は、3 階建て振動台実験結果とりまとめ、報告書目次案を用意しておく。
- 4. その他
- ・ 次回委員会のスケジュールは以下の通り。
 12月24日(金)15:00~ ZOOM