

令和3年度木材産業・木造建築活性化対策のうち都市の木造化促進総合対策事業及び CLT・LVL 等の建築物への利用環境整備事業のうち  
CLT建築物等の設計者等育成事業

## 木造軸組工法による中大規模木造建築物の 構造設計指針案(その2)作成事業

### 報告書

令和4年3月

公益財団法人 日本住宅・木材技術センター



令和3年度木材産業・木造建築活性化対策のうち  
都市の木造化促進総合対策事業及び CLT・LVL 等の建築物への利用環境整備事業のうち  
CLT 建築物等の設計者等育成事業 事業報告書

目 次

第Ⅰ部 木造軸組工法による中大規模木造建築物の構造設計指針（その2）案のための検討

第1章 事業概要

|                |   |
|----------------|---|
| 1.1 事業の目的..... | 5 |
| 1.2 実施概要 ..... | 5 |
| 1.3 実施体制 ..... | 5 |

第2章 木造ラーメン構造建物の変形性能と構造特性係数

|  |    |
|--|----|
| 2.1 はじめに .....                                     | 8  |
| 2.2 木造モーメント抵抗接合部の変形性能を確保する方法と接合部の等価粘性減衰定数の整理 ..... | 9  |
| 2.3 等価一自由度系の安全限界に基づく方法による Ds の検討 .....             | 18 |
| 2.4 木造ルート3計算における検討項目リスト .....                      | 33 |

第3章 モデルプラン — 4階建て木造ラーメン構造の建物に対する保有水平耐力計算事例 —

|                    |    |
|--------------------|----|
| 3.1 建物概要 .....     | 40 |
| 3.2 仮定荷重 .....     | 45 |
| 3.3 解析モデル .....    | 47 |
| 3.4 許容応力度計算 .....  | 48 |
| 3.5 保有水平耐力計算 ..... | 53 |

第Ⅱ部 ラーメンフレーム・耐力壁併用架構の面内せん断試験報告書と分析

第1章 試験概要

|       |    |
|-------|----|
| ..... | 63 |
|-------|----|

第2章 フレーム試験

|                    |    |
|--------------------|----|
| 2.1 フレーム試験概要 ..... | 64 |
| 2.2 試験体仕様 .....    | 65 |
| 2.3 試験方法 .....     | 70 |
| 2.4 評価方法 .....     | 74 |
| 2.5 試験結果 .....     | 75 |

### 第3章 接合部試験

|             |    |
|-------------|----|
| 3.1 接合部試験概要 | 89 |
| 3.2 試験体仕様   | 90 |
| 3.3 試験方法    | 91 |
| 3.4 評価方法    | 93 |
| 3.5 試験結果    | 93 |

### 第4章 要素試験

|                  |     |
|------------------|-----|
| 4.1 LVL めり込み試験   | 99  |
| 4.2 面材釘（一面せん断）試験 | 104 |
| 4.3 ボルト引張試験      | 108 |

### 第5章 考察

|                                  |     |
|----------------------------------|-----|
| 5.1 LVL のめり込み特性値                 | 111 |
| 5.2 ラーメン接合部の回転剛性と降伏モーメント         | 112 |
| 5.3 フレーム解析による荷重変形関係の推定           | 114 |
| 5.4 ラーメンフレーム・高耐力壁混在架構における加算則の考え方 | 123 |
| 5.5 等価粘性減衰定数                     | 125 |

### 第6章 まとめ

|       |     |
|-------|-----|
| ..... | 127 |
|-------|-----|

### 付録

|   |     |
|---|-----|
| 付録1 様々な復元力特性をもつ一自由度系の必要保有水平耐力を、時刻歴応答解析により<br>調査した文献(2019AIJ)をレビュー | 131 |
|---|-----|

# **第Ⅰ部 木造軸組工法による中大規模木造建築物の 構造設計指針（その2）案のための検討**



## 第1章 事業概要

### 1. 1 事業の目的

中大規模建築物における木材利用を拡大していくためには、中大規模木造建築物の一般的な設計法を確立し、普及していくことが必要である。

(公財)日本住宅・木材技術センターでは、令和元年度のCLT等新たな木質建築部材利用促進・定着事業において、高さ3.5mを超える高耐力壁(壁倍率15倍相当)を採用して、主に3階建てまでの木造建築物を対象に許容応力度計算(ルート1)及び許容応力度等計算(ルート2)を用いた構造計算を行う構造設計指針を作成した。

本事業は、さらに4階建て以上の中層木造建築物を対象として、高強度の耐力要素(高強度耐力壁やラーメン及び各種接合形式等)を採用して、許容応力度等計算(ルート2)に加え、保有水平耐力計算(ルート3)を用いた構造計算を行う構造設計指針(その2)(案)の検討を行い、中層木造建築物の普及につなげていくことを目的とする。

### 1. 2 実施概要

本事業は、木造ラーメン構造を対象としたルート3の構造設計における構造特性係数Dsの設定方法を主題として、モーメント抵抗接合部のM·θ特性と建物のDsを紐付けることを目指した検討を行っている。主な取り組みとして下記の(1)～(3)について検討を行った。

#### (1) 接合部の変形性能と等価粘性減衰定数の検討

各種のラーメン接合部(鋼板挿入ドリフトピン式モーメント抵抗接合部、引きボルト式モーメント抵抗接合部、ラグスクリューボルト LSB接合、グルードインロッド GIR接合)について、既往の実験研究データを調査し、等価粘性減衰定数の傾向や、韌性の高い接合部とするための条件整理をした。これらの内容については、本報告書の第I部第2章2.2に掲載している。

#### (2) 等価一自由度系の安全限界に基づく方法によるDsの検討

告示に示されるエネルギー一定則によって算出するDsは塑性率で決まるため、剛性が小さく降伏変形角が大きい木造s建物は、Dsが大きくなる傾向がある。これに対して、時刻歴解析結果と相関が高く、より合理性が高いと考えられる、等価一自由度系の安全限界に基づきDsを算出する方法について検討を行った。4階・8階のモデルに対し、等価粘性減衰定数やP·Δ効果の影響を考察した。これらの内容については、本報告書の第I部第2章2.3に掲載している。また、この方法によってDsを算出した場合の4階建て木造ラーメンの保有水平耐力計算の事例を第I部第3章に掲載している。

#### (3) ラーメンフレーム・耐力壁併用架構の面内せん断試験の実施

実際の木造中高層建物では、純ラーメンだけではなくラーメンと面材耐力壁の併用のものが多くなることが予想される。その為本試験では、2層の門型フレーム(十耐力壁)試験、柱脚・柱梁接合部を対象としたモーメント抵抗接合部試験、および、要素試験(LVLめり込み試験、面材釘一面せん断試験、ボルト引張試験)を実施した。これらの試験報告書については、本報告書の第II部に掲載している。

### 1. 3 実施体制

本事業は、木材・木構造に関する有識者及び実務者で構成する編集委員会及びその下にルート3WGを設置して実施した。次頁に委員会名簿を示す。

木造軸組工法による中大規模木造建築物の設計指針編集委員会 名簿  
(順不同、敬称略)

委員長 大橋 好光 東京都市大学 名誉教授  
委員 河合 直人 工学院大学 建築学部建築学科 教授  
稲山 正弘 東京大学 大学院農学生命科学研究科 教授  
五十田 博 京都大学生存圏研究所 生活圏木質構造科学分野 教授  
青木 謙治 東京大学 大学院農学生命科学研究科 准教授  
中川 貴文 京都大学生存圏研究所 生活圏木質構造科学分野 准教授  
槌本 敬大 (国研)建築研究所材料研究グループ 上席研究員  
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  
宮武 敦 (国研)森林研究・整備機構森林総合研究所  
複合材料研究領域 集成加工担当チーム長  
川原 重明 (株)木質環境建築 代表取締役  
福山 弘 Hafnium Architects  
小谷 龍城 (株)エヌ・シー・エヌ 技術開発部 課長  
小林 卓哉 日本建築行政会議  
逢坂 達男 (一社)日本木造住宅産業協会 技術開発委員長  
貞広 修 (一社)日本建築構造技術者協会 木質系部会主査  
向井 昭義 (公財)日本住宅・木材技術センター 理事兼試験研究所長  
飯島 敏夫 (公財)日本住宅・木材技術センター 参与兼認証部長  
協力委員 竹本 央記 林野庁林政部木材産業課企画班 課長補佐(令和3年9月まで)  
熊谷 有利 林野庁林政部木材産業課木材製品技術室木材専門官(令和3年10月より)  
納富 昭光 国土交通省住宅局参事官(建築企画担当)付 課長補佐  
野原 邦治 国土交通省住宅局住宅生産課木造住宅振興室 企画専門官  
事務局 金子 弘 (公財)日本住宅・木材技術センター 専務理事兼研究技術部長  
増村 浩 (公財)日本住宅・木材技術センター 認証部兼研究技術部課長  
畠谷 忠史 (公財)日本住宅・木材技術センター 研究技術部課長  
鈴木 圭 (公財)日本住宅・木材技術センター 研究技術部技術主任

木造軸組工法による中大規模木造建築物の設計指針編集委員会  
ルート3WG 名簿

(令和3年度末現在、敬称略)

|     |        |  |
|-----|--------|--|
| 主査  | 五十田 博  | 京都大学生存圏研究所 生活圏木質構造科学分野 教授                  |
| 委員  | 稻山 正弘  | 東京大学 大学院農学生命科学研究科 教授                       |
|     | 植本 敬大  | (国研)建築研究所材料研究グループ 上席研究員                    |
|     | 山崎 義弘  | (国研)建築研究所材料研究グループ 主任研究員                    |
|     | 中島 昌一  | (国研)建築研究所構造研究グループ 主任研究員                    |
|     | 秋山 信彦  | 国土交通省 国土技術政策総合研究所 建築研究部<br>評価システム研究室 主任研究官 |
|     | 小谷 竜城  | (株)エヌ・シー・エヌ 技術開発部 課長                       |
|     | 村田 龍馬  | 株式会社村田龍馬設計所                                |
|     | 坂田 涼太郎 | 株式会社坂田涼太郎構造設計事務所                           |
|     | 田尾 玄秀  | 樅建築事務所                                     |
|     | 高橋 雅司  | (一社)日本木造住宅産業協会 技術開発部長                      |
|     | 向井 昭義  | (公財)日本住宅・木材技術センター 理事兼試験研究所長                |
|     | 飯島 敏夫  | (公財)日本住宅・木材技術センター 参与兼認証部長                  |
| 事務局 | 金子 弘   | (公財)日本住宅・木材技術センター 専務理事兼研究技術部長              |
|     | 増村 浩   | (公財)日本住宅・木材技術センター 認証部兼研究技術部課長              |
|     | 畠谷 忠史  | (公財)日本住宅・木材技術センター 研究技術部課長                  |
|     | 鈴木 圭   | (公財)日本住宅・木材技術センター 研究技術部技術主任                |

## 第2章 木造ラーメン構造建物の変形性能と構造特性係数

### 2.1. はじめに

本委員会ではルート 3 で木造建築物を建てる際の構造設計法の基本的な考え方を整理し、実際の実務での使用を想定した設計法案を作成することを目指すものである。今年度は、ルート 3 木造の構造設計において構造特性係数  $D_s$  の設定をどうするのが適切か、といった課題に対して、まず木造の純ラーメン構造を対象として、モーメント抵抗接合部の  $M-\theta$  特性と建物の  $D_s$  を紐付けることを目指して、検討を行うこととした。

実際の木構造物において、詳細なフレームモデルを作成してモーメント抵抗接合部の弾塑性  $M-\theta$  モデルを設定して増分解析を行えば各層の骨格曲線が得られ、それにもとづいて  $D_s$  を設定する、という方法が考えられるが、これには多くの時間と手間がかかるので、実務上はもっと簡便に  $D_s$  を求められるようにする必要がある。そのため、ここでは実際の多層ラーメン建物の設計において、より構造上安全かつ合理的な解になるように、先に接合部や架構の目標性能値の条件を絞り込んだモデル構造物に対して、そのときの建物の  $D_s$  値の変化をパラメトリックスタディにより導くことで、条件を満たすための接合部や架構の仕様規定と  $D_s$  値とを紐付けることを目指した。そのために別途、実用的に用いられている各種のモーメント抵抗接合部に関する既往の  $M-\theta$  実験結果を収集し、等価粘性減衰定数の傾向や、韌性の高い接合部するために必要な仕様条件などについて調査検討を行った。

また、実際の木造中高層建物では、純ラーメンではなく耐力壁とラーメンの併用のものが多くなることが予想されるので、昨年度の高倍率耐力壁の連層による実験に引き続き、今年度はラーメンと耐力壁を併用した場合の連層タイプの実験を実施し、実験結果の骨格曲線と詳細モデルによる増分解析を比較検討して、ラーメンと耐力壁の併用構造についても詳細モデルで追えるかどうかを確認することとした。なお、上記の今年度の成果にもとづき、ラーメンと耐力壁の併用建物において簡便に  $D_s$  を求められるようにするための設計法の検討については、来年度に実施したいと考えている。

## 2.2. 木造モーメント抵抗接合部の変形性能を確保する方法と接合部の等価粘性減衰定数の整理

### 2.2.1. 木造モーメント抵抗接合部の変形性能を確保する方法

木造純ラーメン構造の接合部の設計においては、終局時の変形角である $1/30 \sim 1/15\text{rad}$  の領域まで、木材が脆性的な破壊をすることなく、各種接合具の特性を生かした韌性能を発揮させることが重要である。

そのため、木質構造におけるモーメント抵抗接合部では、延性に富む鋼材の機械的性質を利用し、木材特有の性質に起因する脆性的な破壊（付着破壊、割裂破壊、せん断破壊、引張破壊等、およびそれらの複合的な破壊）の発生よりも、鋼材を用いた接合具の曲げ降伏または引張降伏を先行させ、降伏後の塑性変形を十分に発現させることで、接合部としての韌性能を確保することが、基本的な設計方針となる。

そこで、本節では、代表的な木質構造のモーメント抵抗接合部について、以下に示す4つの接合方式を取り上げて、既往の実験研究等を調査し、韌性の高い接合部とするのに有効ではないかとされている方法や諸条件のうち、定性的に示された仕様や、実験研究等により定量的に明確になった仕様等のいくつかを例示した。

なお、これまでに実用化を前提に提案されている木造モーメント抵抗接合部では、いずれの接合方式においても、乾燥割れ等に起因する木材の予期しない脆性的な破壊を回避するために、柱梁には構造用製材ではなく、構造用集成材を用いた事例が多い。

#### a. 鋼板挿入ドリフトピン式モーメント抵抗接合部

鋼板挿入ドリフトピン式モーメント抵抗接合部は、曲げ降伏型接合具であるドリフトピンを用いたもので、柱梁のそれぞれの材芯に鋼板を挿入し、側面からドリフトピンを矩形配置、または円形配置の多数本打ちとした、2面せん断接合の研究結果等が報告されている。

いずれも、ドリフトピンの径と長さの設定においては、ドリフトピンの径が長さに対して太い場合には、ドリフトピンの木材へのめり込みや、割裂破壊、ピン孔からのせん断破壊等の木材の脆性的な破壊が生じ易く、鋼材の韌性が発現するドリフトピンの曲げ降伏を保証できないため、ドリフトピンの径を長さに対して小さくすることによって破壊形式を曲げ降伏を誘導する仕様が多く見られる。

また、複数本が配置されるドリフトピンの相互の配置間隔は、繊維方向に沿った割裂や、端抜けせん断破壊、集合型せん断破壊等の、接合部全体の荷重低下を誘発し易い木材の脆性的な破壊が生じないように設定し、最低限の端距離、縁距離、接合具の間隔等が確保されている。特に、多数本のドリフトピンが打たれる場合に、隣接して配置されるドリフトピンの距離が近くならないよう、ドリフトピンは千鳥配置としている事例が多い。また、柱梁接合部においては、矩形配置の場合に生じやすい、回転中心から最も遠い材縁側に連続配置されたドリフトピン群からの繊維方向に沿った割裂破壊が生じるのを避けるため、円形配置とした仕様での実験研究が報告されている。

整理をすると、鋼板挿入ドリフトピン接合の変形性能を確保するのに有効ではないかと示されている仕様のうち、主なものを挙げると以下のとおりである。

- ・柱梁には構造用集成材を用いる。
- ・木材に挿入する鋼板(以下、挿入鋼板)やドリフトピンの材質は、鋼材の機械的性質が明確に規定されたものを用いる。また、挿入鋼板やドリフトピンの防錆のための表面処理は、鋼材の変質を生じない方法とする。
- ・ドリフトピンの先穴の内部の木の支圧面とドリフトピンとの接触が不十分な場合は、初期剛性が低下して変形が増大し塑性率が低下するため、木材に設けるドリフトピン用の先穴は、ドリフトピンと同径として、初期ガタを小さく抑える。
- ・挿入鋼板用に設けるスリット加工の幅は、挿入鋼板に対して施工上必要とされる最小限とした適切なクリアランスを設け、過大なスリット幅とならないように注意する。
- ・挿入鋼板は、ドリフトピンからの支圧に対してピン孔周辺での局部的な損傷や変形を生じないよう、十分な厚さのものを用いる。
- ・柱梁接合部におけるドリフトピンの配置は、矩形配置または円形配置とする。ドリフトピンの曲げ降伏後の韌性に期待する場合には、梁端側のドリフトピンの配置は、変形性能の確保に有効な円形配置とし、ドリフトピン群の中心に対して回転対称とする。  
なお、柱梁接合部に矩形配置のみを用いる場合には、曲げ降伏後のドリフトピンの孔が連結して割裂する等の脆性的な破壊を避けるため、ドリフトピン接合部は弾性設計とし、別途、変形性能を確保する機構を設ける必要がある。例えば、ドリフトピンの曲げ降伏後の韌性には期待せず、柱梁をつなぐ挿入鋼板自体の塑性変形によって接合部の韌性を確保する方法等がある。
- ・ドリフトピンの配置は適切な位置と配置間隔を確保する。ピン孔が連結して割裂することのないように、ドリフトピンの密な配置を避け、縁距離はドリフトピン径の4倍以上、端距離は7倍以上、ドリフトピンの相互間隔は7倍以上とする。
- ・ドリフトピンの曲げ降伏の誘発のため、主材に挿入されたドリフトピンの有効長さ( $L$ )とドリフトピンの軸径( $d$ )との比( $L/d$ )は8以上とする。なお、ドリフトピンの有効長さ( $L$ )には、支圧が作用しないスリット加工部やドリフトピンの先端のテーパー部分の長さを含まない。
- ・ドリフトピン群の回転中心には、鋼板を挿入したスリットにより主材が開くのを防止するため、ボルトと座金を用いて材幅方向に緊結する。

#### b. 引きボルト式モーメント抵抗接合部

引きボルト式モーメント抵抗接合部では、梁端が曲げを負担する際の圧縮側の小口面の柱へのめり込みや、引張側の引きボルトの引張と、引きボルトの定着部の座金の支圧によって、モーメント抵抗を発揮する。そのため、特に脆性的な破壊性状を示す、梁に設けた座彫の内部の座金支圧面から梁端木口にかけての木材が、ブロック状に端抜けを生じるせん断破壊や、それと同時に生じやすい座彫孔の両脇に残った木材の引張破壊、およびそれらが複合的に生じる脆性破壊の発生する前に、引きボルトの降伏や塑性変形を生じさせるように、各部の寸法が設定されている。また、想定外の脆性的な破壊を避けるため、引きボルトには引張力のみを負担させ、材軸直交方向のせん断力を負担させないのがよい。したがって、梁端部や柱脚部においては、材軸直交方向のせん断力を負担するディテールを考えておく必要がある。

整理をすると、引きボルト式モーメント抵抗接合部の変形性能を確保するのに有効ではないかと示されている仕様のうち、主なものを挙げると以下のとおりである。

- ・引きボルトには、機械的性質が明確で、塑性変形能力が保証された鋼材を用いる。具体的には、建築構造用圧延棒鋼(JIS G 3138)のうち、降伏比が規定された SNR400B または SNR490B、構造用両ねじアンカーボルセット ABR(転造ねじ、JIS B1220)、ABM(切削ねじ、JIS B1220)等を用いる。
- ・引きボルトの定着部の座金は、応力伝達の際に塑性変形を生じないように、十分な厚さの鋼板を用いる。また、座金の平面形状は正方形とし、十分な支圧面積が確保される辺長とする。
- ・引きボルトの座金定着部から主材(柱または梁)の材端部木口の間の木材が、座金面から木口方向に向かって、ブロック状に木材が抜けるせん断破壊が生じないように、座金面から木口までの距離を十分に確保する。
- ・引きボルトの座金定着部の座彫孔の、材幅方向の両脇には、20 mm以上の母材を残す。
- ・定着部のナットは、経年的なゆるみを防止するためにダブルナットとする。
- ・せん断力を負担させる応力伝達機構(シアキーなど)を、引きボルトとは別に設ける。

#### c. ラグスクリューボルト LSB 接合

LSB によるモーメント抵抗接合部では、木部に打ち込まれた LSB の引き抜け破壊や、LSB 周辺の木材の割裂破壊を避け、柱梁各々の LSB に接続した接合金物(以下、連結金物)どうしの繋結に用いられるボルト(以下、連結用ボルト)の降伏を先行させることによって、高い韌性を得る仕様が、主に金物メーカーによって開発され、普及している。特に、「木質構造部材・接合部の変形と破壊」(日本建築学会)によれば、纖維方向に埋め込まれた LSB の長さが引張力に対して十分でない場合に、LSB 周辺の木材の纖維方向の割裂が一気に生じる脆的な破壊の例が報告されている。また、LSB の引き抜け破壊は、纖維方向に用いた LSB では、ネジ山間の木部のせん断破壊が生じ、剛性は高いが変形性能に乏しいとされていて、このような破壊を生じさせないように注意をする必要がある。なお、LSB や連結用金物、連結ボルト等は機械的性質が保証されたものを用いる。

また、想定外の脆的な破壊を避けるため、LSB には引張力のみを負担させ、材軸直交方向のせん断力を負担させてはならない。したがって、梁端部や柱脚部においては、材軸直交方向のせん断力を負担するディテールを LSB とは別途に用意する必要がある。

整理をすると、LSB 接合の変形性能を確保するのに有効ではないかと示されている仕様のうち、主なものを挙げると以下のとおりである。

- ・柱梁には構造用集成材を用いる。
- ・LSB や連結金物、連結用ボルト等の材質は、鋼材の機械的性質が明確に規定されたものを用いる。また、防錆のための表面処理は、鋼材の変質を生じない方法とする。
- ・ラグスクリューボルトの径は材幅の 1/5 程度、かつ 25~30 mm以内とする。
- ・ラグスクリューボルトは材芯に配置する。また、材幅方向に複数本を用いる場合は、材芯に対して対称に配置する。

- ・複数本打ちとする場合のラグスクリューボルトの間隔は、ラグスクリューボルトの外径の 2.5 倍程度以上とする。
- ・ラグスクリューボルトの芯から材縁までの縁距離は、ラグスクリューボルトの外径の 2.5 倍程度以上を確保する。
- ・ラグスクリューボルトの主材への打ち込み長さは十分に確保し、2 材の LSB を相互に接合する連結金物に配置される内部の連結用ボルトやドリフトピン等の韌性能が終局時において発揮できるように設定する。
- ・せん断力を負担させる応力伝達機構(シアキーなど)を LSB とは別に設ける。

#### d. グルードインロッド(GIR)接合

GIR によるモーメント抵抗接合部は、木部に設けた穴に挿入された鉄筋棒や全ねじ加工付きの小径の鋼管等の棒状接合金物を介して柱と梁を接合するもので、木部に挿入された棒状接合金物の周辺には接着剤を充填し、接着剤が硬化した後の付着力によって、木材と棒状接合具を接合する。

GIR 接合で生じる脆性的な破壊性状は、棒状接合金物を中心に放射状に広がる木材の割裂破壊や、棒状接合金物周辺の木材と棒状接合金物の付着部分に生じる引抜けせん断破壊であり、これらの破壊に先行して棒状接合金物の降伏と降伏後の塑性変形が生じるように、木材や棒状接合金物の材質や接合剤の性能、棒状接合金物の配置や埋め込み長さを決定する。なお、棒状接合金物に用いる鋼材は、機械的性質が規定された種別のものを使用する。

なお、特に細工を施さない棒状接合金物を用いた場合のGIR接合部は変形性能が低く、比較的僅かな変形量でも、木材と棒状接合金物の付着部分で、木材の脆性的な破壊を生じる場合があると報告されている。そのため、棒状接合金物に局所的に断面欠損を設けて断面性能を減じた耐力減少領域を設けることで、棒状接合金物の付着部の破壊に先行して、耐力減少領域での鋼材の降伏とその後の塑性変形を先行させて韌性能を確保する方法や、LSB接合で採用されている方法のように、棒状接合金物を接続させた連結金物どうしを連結用ボルト等によって相互に緊結する方法によって、棒状接合金物と木材の付着部での脆性的な破壊に先行して、連結金物で用いられる連結用ボルトの降伏や塑性変形を先行させる方法が提案されている。

また、GIR接合は、現場接着の作業工程が必須となる接合方式であり、現場での施工不良が生じた場合には、設計どおりの韌性能の確保が期待できないことも考えられる。そのため、施工管理が特に重要であり、開発企業の設計・施工および品質管理等のノウハウが必要とされるので、GIR接合の開発メーカーの設計施工マニュアルや施工実績等を参照して、接合部の設計と施工管理を行うのがよい。

## 2.2.2. 木造モーメント抵抗接合部の等価粘性減衰定数( $h_{eq}$ )

木造純モーメント抵抗接合部の等価粘性減衰について、既往の研究報告や実験結果等を基に、その傾向を調査した。

### a. 鋼板挿入ドリフトピン式モーメント抵抗接合部の等価粘性減衰定数( $h_{eq}$ )

鋼板挿入ドリフトピン式モーメント抵抗接合部については、最新の知見として、実験結果から求めた値が参考文献に記されている。それによれば、円形配置の鋼板挿入タイプの試験体によるト型接合部等で、 $1/200\text{rad}$  では 5~10%となり、その後は回転角が増すにつれて増加傾向にあり、最終的に  $1/40\sim 1/30\text{rad}$  程度では 20~25%となった。また、また、同じ変形角の 2 回目以降の履歴ループでは、 $h_{eq}$  が 1 回目の値の 7 割程度に低下する傾向にあったと報告されている。

(出典:「木造ラーメン」秋山信彦,日本建築学会 2021 年 12 月 17 日シンポジウム「中大規模木造の構造設計のための最新の知見」PDF 資料)

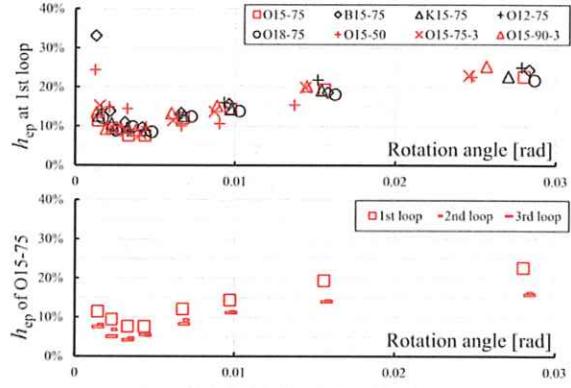
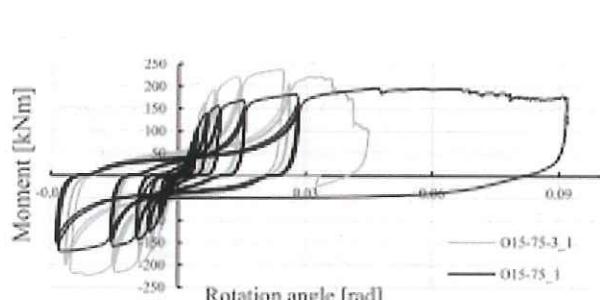


図 51 等価減衰定数と経験最大回転角

図 1 鋼板挿入ドリフトピン式モーメント抵抗接合部の等価粘性減衰定数( $h_{eq}$ )

### b. 引きボルト式モーメント抵抗接合部の等価粘性減衰定数(heq)

引きボルト式モーメント抵抗接合部については、本委員会で今年度実施したト型接合部の要素実験の結果から求めた値は、 $1/200\text{rad}$  では  $0.3\sim0.5\%$ となり、その後は回転角が増すにつれて増加し、最終的に $1/30\text{rad}$ 程度で  $13.4\sim13.8\%$ となつた。また、同じ変形角の 2 回目以降の履歴ループでは、heq が 1 回目の値の 10%程度に低下した。

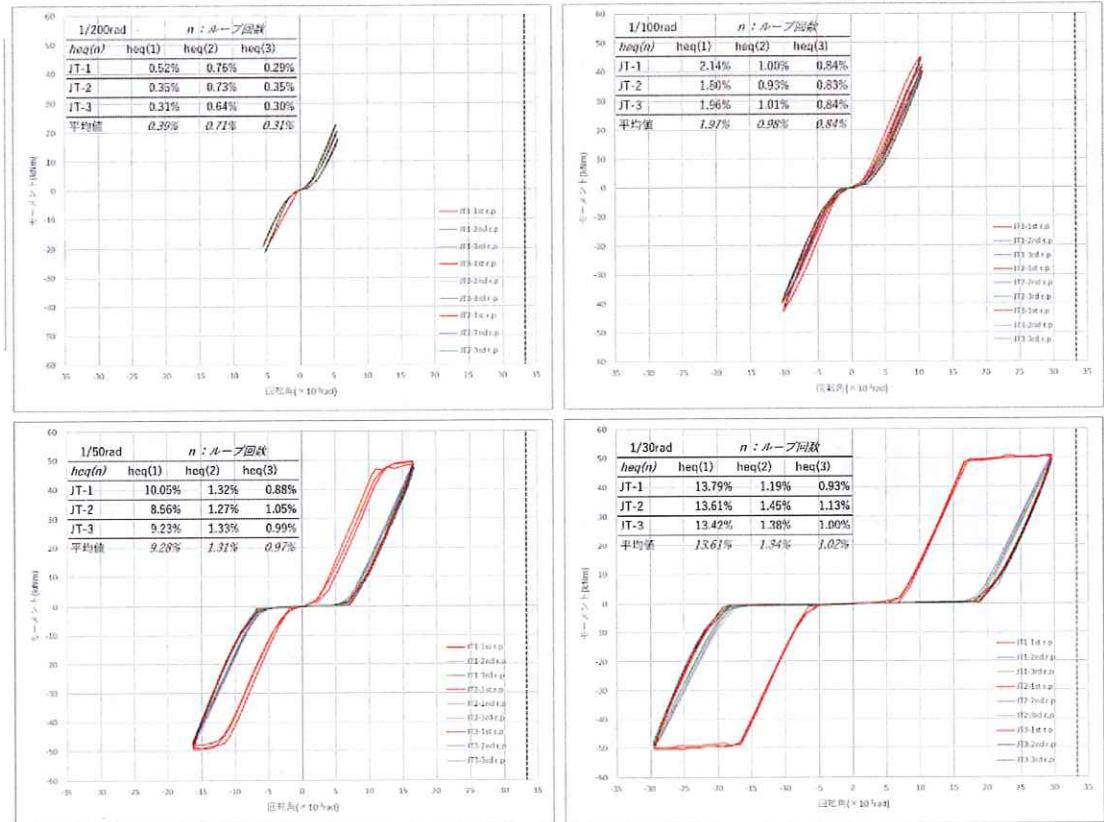


図2 引きボルト式モーメント抵抗接合部の変形角毎の荷重－回転角関係

表1 引きボルト式モーメント抵抗接合部の等価粘性減衰定数(heq)

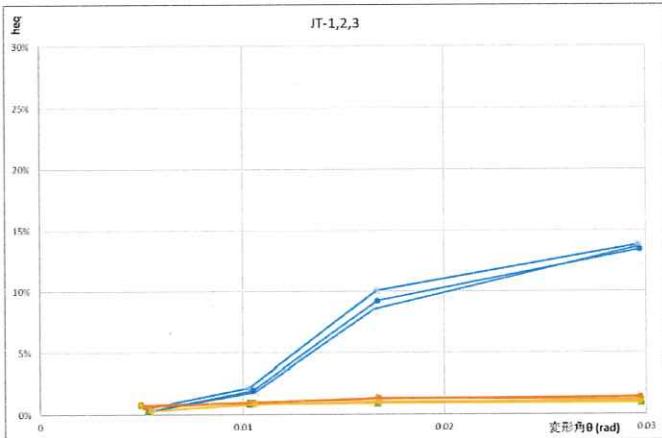


図3 引きボルト式モーメント抵抗接合部の等価粘性減衰定数(heq)

| heq: 等価粘性減衰定数 (rad) |       |       |        |        |
|---------------------|-------|-------|--------|--------|
| heq                 | 1/200 | 1/100 | 1/50   | 1/30   |
| JT-1                | 0.52% | 2.14% | 10.05% | 13.79% |
| JT-2                | 0.35% | 1.80% | 8.56%  | 13.61% |
| JT-3                | 0.31% | 1.96% | 9.23%  | 13.42% |
| 平均値                 | 0.39% | 1.97% | 9.28%  | 13.61% |

| 1/30rad |        |        |        | n : ループ回数 |
|---------|--------|--------|--------|-----------|
| heq(n)  | heq(1) | heq(2) | heq(3) |           |
| JT-1    | 13.79% | 1.19%  | 0.93%  |           |
| JT-2    | 13.61% | 1.45%  | 1.13%  |           |
| JT-3    | 13.42% | 1.38%  | 1.00%  |           |
| 平均値     | 13.61% | 1.34%  | 1.02%  |           |

c. ラグスクリューボルト LSB接合の等価粘性減衰定数(heq)

LSB接合によるモーメント抵抗接合部の等価粘性減衰定数(heq)については、既往研究の実験データを基に算出すると、以下に示す表のとおりとなった。

1/200rad では約 2.0~5.5%となり、その後は回転角が増すにつれて増加し、最終的に 1/50rad 程度で約 7.0~10.4%、1/30rad 程度で約 9.1~12.2%となった。また、同じ変形角の 2 回目以降の履歴ループでは、例えば 1/30rad 時には heq が 1 回目の値の 26~44%程度に低下した。

表 2. ラグスクリューボルト LSB接合の等価粘性減衰定数(heq)

| 実験日時                            | 試験体    | 1/200rad |      |      | 1/150rad |      |      | 1/100rad |      |      | 1/50rad |       |       | 1/30rad |          |                      | 試験体仕様                |               | LSB径,本数              | 拘束距離,中心間   |            |  |
|---------------------------------|--------|----------|------|------|----------|------|------|----------|------|------|---------|-------|-------|---------|----------|----------------------|----------------------|---------------|----------------------|------------|------------|--|
|                                 |        |          |      |      |          |      |      |          |      |      |         |       |       |         |          |                      | 柱                    |               |                      |            |            |  |
|                                 |        | heq1     | heq2 | heq3 | heq1     | heq2 | heq3 | heq1     | heq2 | heq3 | heq1    | heq2  | heq3  | 強度等級    | 柱        | 梁                    | 庄鷹脚                  | 引張脚           |                      |            |            |  |
| 2013/2/22<br>-2/28 <sup>1</sup> | ト型カラマツ | 1        | 2.29 | 1.21 | 1.11     | 2.29 | 1.29 | 0.98     | 4.86 | 1.94 | 1.64    | 0.00  | 3.80  | 2.96    | E95-F315 | 240×<br>600×<br>3600 | 180×<br>750×<br>2500 | 55 mm         |                      |            |            |  |
|                                 |        | 2        | 2.76 | 1.95 | 2.10     | 4.46 | 1.87 | 1.51     | 4.86 | 1.94 | 1.64    | 8.75  | 2.94  | 2.51    | 10.97    | 3.28                 | 2.55                 |               |                      |            |            |  |
|                                 |        | 3        | 1.04 | 2.47 | 1.36     | 1.53 | 0.78 | 2.80     | 2.70 | 1.23 | 2.49    | 5.22  | 2.35  | 5.00    |          |                      |                      |               |                      |            |            |  |
|                                 |        | 平均値      | 2.03 | 1.88 | 1.52     | 2.76 | 1.31 | 1.77     | 4.14 | 1.70 | 1.93    | 6.99  | 3.03  | 2.74    | 10.97    | 3.28                 | 2.55                 |               |                      |            |            |  |
|                                 | ト型スギ   | 1        | 3.11 | 1.33 | 1.20     | 6.97 | 2.64 | 1.78     | 7.86 | 2.40 | 2.13    | 10.99 | 2.89  | 2.37    | 11.96    | 3.12                 | 2.63                 | E65-F255      | Φ25,<br>4本           | Φ25,<br>4本 |            |  |
|                                 |        | 2        | 4.38 | 2.06 | 1.63     | 8.02 | 2.35 | 2.19     | 9.56 | 2.77 | 2.23    | 10.08 | 3.20  | 2.44    | 12.69    | 3.36                 | 2.61                 |               |                      |            |            |  |
|                                 |        | 3        | 3.50 | 2.07 | 1.53     | 8.01 | 2.48 | 1.97     | 7.79 | 1.36 | 2.25    | 10.15 | 3.17  | 2.53    | 11.95    | 3.20                 | 2.63                 |               |                      |            |            |  |
|                                 |        | 平均値      | 3.66 | 1.82 | 1.45     | 7.67 | 2.49 | 1.98     | 8.41 | 2.18 | 2.20    | 10.41 | 3.09  | 2.41    | 12.20    | 3.22                 | 2.62                 |               |                      |            |            |  |
| 2013/11/18<br>-11/26            | L型カラマツ | 1        | 2.46 | 2.07 | 2.02     | 3.42 | 2.32 | 2.51     | 5.42 | 2.84 | 2.55    | 9.25  | 3.43  | 2.91    |          |                      |                      | E95-F315      | 240×<br>600×<br>1950 | Φ25,<br>4本 | Φ25,<br>4本 |  |
|                                 |        | 2        | 3.61 | 2.33 | 2.22     | 4.26 | 2.68 | 2.50     | 6.18 | 2.93 | 1.92    | 8.32  | 3.08  | 3.08    |          |                      |                      |               |                      |            |            |  |
|                                 |        | 3        | 3.31 | 2.16 | 1.99     | 3.79 | 2.53 | 2.34     | 6.20 | 3.14 | 2.77    | 5.71  | 13.17 | 0.00    |          |                      |                      |               |                      |            |            |  |
|                                 |        | 平均値      | 3.13 | 2.19 | 2.08     | 3.82 | 2.51 | 2.45     | 5.93 | 2.97 | 2.41    | 7.76  | 6.56  | 3.00    |          |                      |                      |               |                      |            |            |  |
|                                 | L型スギ   | 1        | 4.31 | 2.96 | 2.73     | 4.43 | 3.09 | 2.79     | 6.37 | 3.30 | 2.98    | 8.23  | 3.61  | 3.12    |          |                      |                      | E65-F255      | 240×<br>600×<br>1950 | Φ25,<br>4本 | Φ25,<br>4本 |  |
|                                 |        | 2        | 4.45 | 2.91 | 2.69     | 5.16 | 3.25 | 2.91     | 7.33 | 3.61 | 3.22    | 8.97  | 3.82  | 3.36    | 11.03    | 4.01                 | 6.75                 |               |                      |            |            |  |
|                                 |        | 3        | 4.55 | 3.10 | 2.76     | 3.79 | 2.53 | 2.34     | 7.33 | 3.62 | 3.14    | 8.98  | 3.80  | 2.96    | 7.13     | 4.00                 | 0.00                 |               |                      |            |            |  |
|                                 |        | 平均値      | 4.44 | 2.99 | 2.73     | 4.46 | 2.95 | 2.68     | 7.01 | 3.51 | 3.11    | 8.73  | 3.74  | 3.24    | 9.08     | 4.00                 | 6.75                 |               |                      |            |            |  |
| 2013/12/10<br>-12/20            | L型LVL  | 1        | 4.85 | 4.21 | 4.49     | 3.64 | 3.72 | 3.95     | 5.42 | 3.48 | 3.65    | 8.86  | 3.89  | 3.71    |          |                      |                      | 120E-1<br>級A種 | 240×<br>600×<br>1950 | Φ25,<br>4本 | Φ25,<br>4本 |  |
|                                 |        | 2        | 6.80 | 6.64 | 3.73     | 5.08 | 3.43 | 3.85     | 6.84 | 3.43 | 3.84    | 9.12  | 4.53  | 3.80    |          |                      |                      |               |                      |            |            |  |
|                                 |        | 3        | 4.79 | 4.13 | 3.79     | 4.95 | 3.51 | 3.96     | 6.20 | 3.75 | 3.92    | 8.41  | 4.40  | 3.40    |          |                      |                      |               |                      |            |            |  |
|                                 |        | 平均値      | 5.48 | 4.99 | 4.00     | 4.56 | 3.55 | 3.92     | 6.15 | 3.55 | 3.80    | 8.80  | 4.27  | 3.75    |          |                      |                      |               |                      |            |            |  |
|                                 | ト型LVL  | 1        | 2.70 | 1.23 | 2.49     | 2.69 | 1.82 | 1.48     | 3.15 | 1.81 | 1.67    |       |       |         |          |                      |                      | 120E-1<br>級A種 | 240×<br>600×<br>3600 | Φ25,<br>4本 | Φ25,<br>4本 |  |
|                                 |        | 2        | 2.76 | 1.95 | 2.10     | 3.20 | 2.13 | 1.79     | 3.56 | 2.60 | 1.79    | 9.11  | 2.42  | 2.13    |          |                      |                      |               |                      |            |            |  |
|                                 |        | 3        | 3.08 | 2.44 | 2.31     | 3.37 | 2.07 | 2.13     | 4.57 | 2.43 | 2.27    | 11.84 | 2.64  | 2.09    |          |                      |                      |               |                      |            |            |  |
|                                 |        | 平均値      | 2.85 | 1.87 | 2.30     | 3.09 | 2.01 | 1.80     | 3.76 | 2.28 | 1.91    | 6.98  | 1.69  | 1.06    |          |                      |                      |               |                      |            |            |  |

(<https://www.ki-ki.info/cont8/24.html>) Ki 中層大規模木造研究会\_設計支援データベース\_耐力要素実験データ\_2 接合部のデータシート\_

ラグスクリューボルトに関する各種データ等を基に、筆者が作成)

d. グルードインロッド(GIR)接合の等価粘性減衰定数(heq)

GIR接合によるモーメント抵抗接合部の等価粘性減衰定数(heq)については、開発関係者から実験データの提供を得ることができなかったため不明である。

## ※ 参考文献・引用文献（第2章 2.2）

- 1) 日本建築学会: 木質構造接合部設計マニュアル, 2009年
- 2) 日本建築センター: 集成材等建築物構造設計マニュアル(近日発刊予定)
- 3) 日本建築学会: 木質構造接合部設計事例集, 2012
- 4) 日本建築学会: 木質構造部材・接合部の変形と破壊, 2018
- 5) 稲山正弘: 中大規模木造建築物の構造設計の手引き 改訂版, 2019年
- 6) 秋山信彦:「木造ラーメン」2021.12.17 日本建築学会開催シンポジウム（“中大規模木造の構造設計のための最新の知見”）PDF資料, 2021年
- 7) 小松幸平 他 2名: 集成材によるモーメント抵抗接合部の構造性能—釘接合とドリフトピン接合の比較—, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1989年
- 8) 小松幸平 他 2名: 集成材によるモーメント抵抗接合部の構造性能(II)—施工性を改良したドリフトピン接合の場合—, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1990年
- 9) 堀江和美, 小松幸平 他 2名: 集成材によるモーメント抵抗接合部の構造性能(III)—鋼板一枚挿入型の実験方法とループ特性—, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1991年
- 10) 佐々新, 五十田博 他 3名: LSB と GIR を用いた接合部の構造設計用データの蓄積 その1 接合具引張実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, 2013年
- 11) 新井一弘, 五十田博 他 1名: LSB と GIR を用いた接合部の構造設計用データの蓄積 その2 LSB 接合部曲げ試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, 2013年
- 12) 斎藤拓歩, 五十田博 他 2名: LSB と GIR を用いた接合部の構造設計用データの蓄積 その3 柱脚接合部の韌性確保と L 型柱梁接合部, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, 2014年
- 13) 石山央樹, 那須秀行, 他 4名: 大径ボルトを用いた木質梁勝ちラーメン構造の開発: 実大骨組構造物の弾塑性挙動予測, 日本建築学会技術報告集 第 22 号, 2005年
- 14) 村上了, 森拓郎 他 2名: 雄ネジタイプのラグスクリューボルトを用いた木質ラーメン構造の開発: その 3 一方向用柱・梁接合部実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, 2007年
- 15) 森拓郎, 中谷誠 他 1名: 雄ネジタイプのラグスクリューボルトを用いた木質ラーメン構造の開発: その 4 一方向用柱脚接合部およびフレーム実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, 2007年
- 16) 森拓郎, 中谷誠 他 1名: 雄ネジタイプのラグスクリューボルトを用いた木質ラーメン構造の開発: その 5 一方向用柱脚接合部の改良, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, 2008年
- 17) 森拓郎, 中谷誠, 他 1名: 雄ネジタイプのラグスクリューボルトを用いた一方向ラーメンフレームの開発, 日本建築学会構造工学論文集, 2009年
- 18) 中谷誠, 森拓郎 他 1名: ラグスクリューボルトと特殊金物を用いた木質ラーメン構造の柱・梁接合部に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 2008年
- 19) 竹内規裕, 五十田博: ラグスクリューボルトを用いた木質ラーメン構法の開発, 日本建築学会北陸支部研究報告集, 2012年
- 20) 山田芳人, 五十田博 他 4名: 耐力壁併用木質ラーメン構法の開発: その 1 接合部仕様と 1 層フレーム実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, 2012年

- 21) 竹内規裕, 五十田博 他 4 名:耐力壁併用木質ラーメン構法の開発：その 2 接合部実験とフレーム実験結果の追跡, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, 2012 年
- 22) 若島嘉朗, 大倉憲峰:ラグスクリューボルトを用いた高韌性ラーメン接合部の開発－実大ラーメンの加力試験－, 富山県農林水産総合研究センター木材研究所研究報告, 2011 年
- 24) 荒木康弘, 稲山正弘 他 5 名: 引きボルト式集成材フレームの接合部韌性保証設計に関する研究, 日本地震工学会論文集 第 16 卷, 第 8 号(特集号), 2016 年
- 24) 中大規模木造研究会設計支援情報データベース 2 接合部のデータシート ラグスクリューボルト (LSB) 柱脚 モーメント抵抗 集成材／スギ／E65-F255／240×600／ LSB 柱脚  
<https://media.toriaez.jp/b0409/94390.pdf>
- 25) 中大規模木造研究会設計支援情報データベース 2 接合部のデータシート ラグスクリューボルト (LSB) 柱脚 モーメント抵抗 集成材／カラマツ／E95-F315／240×600／ LSB 柱脚  
<https://media.toriaez.jp/b0409/921.pdf>
- 26) 中大規模木造研究会設計支援情報データベース 2 接合部のデータシート ラグスクリューボルト (LSB)+引きボルト柱梁 モーメント抵抗 集成材／スギ／ E65-F255 ／柱 240 × 600 梁, 180 × 600 ／ LSB 柱梁ト型 <https://media.toriaez.jp/b0409/972.pdf>
- 27) 中大規模木造研究会設計支援情報データベース 2 接合部のデータシート ラグスクリューボルト (LSB)+引きボルト柱梁 モーメント抵抗 集成材／カラマツ／ E95-F315 ／柱 240 × 600, 梁 180 × 600 ／ LSB 柱梁ト型 <https://media.toriaez.jp/b0409/337.pdf>
- 28) 中大規模木造研究会設計支援情報データベース 2 接合部のデータシート ラグスクリューボルト (LSB)+引きボルト柱梁 モーメント抵抗 集成材／スギ／ E65-F255 ／柱 240 × 600・梁 180 × 600 ／ LSB 柱梁 L 型 <https://media.toriaez.jp/b0409/565.pdf>
- 29) 中大規模木造研究会設計支援情報データベース 2 接合部のデータシート ラグスクリューボルト (LSB)+引きボルト柱梁 モーメント抵抗 集成材／カラマツ／ E95-F315 ／柱 240 × 600 , 梁 180 × 600 ／ LSB 柱梁 L 型 <https://media.toriaez.jp/b0409/47344.pdf>

## 2.3. 等価一自由度系の安全限界に基づく方法による $D_s$ の検討

### 2.3.1. エネルギー一定則による $D_s$

告示における  $D_s$  はエネルギー一定則に基づくものである。エネルギー一定則を層毎に適用する方法と等価一自由度系に適用する方法がある。エネルギー一定則は 1 自由度系において近似的に成立するものであることを考慮すれば、後者の方が論理的合理性は高いと考えられる。

#### (1) 層ごとにエネルギー一定則を適用する方法

増分解析によって求めた各階の塑性率  $\mu$  を用いて  $D_s$  を算出する。なお、通常は内部粘性減衰を 0.05 として  $D_h = 1.0$  とする。

$$D_s = \frac{D_h}{\sqrt{2\mu - 1}}$$

$$\mu = \frac{\delta_u}{\delta_v}$$

$\delta_v, \delta_u$  : エネルギー的に等価な完全弾塑性バイリニアの降伏変位、終局変位

$$D_h = \frac{1.5}{1 + 10h}$$

$h$  : 減衰定数

#### (2) 等価一自由度系にエネルギー一定則を適用する方法

増分解析による各層の層せん断力-層間変位関係をもとに、等価一自由度系の加速度  $A$ -代表変位  $\Delta$  関係を求め、それに対応するエネルギー的に等価な完全弾塑性バイリニア関係から計算される塑性率を用いて、 $D_s$  を計算する。

$$D_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}}$$

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_v}$$

$\Delta_v, \Delta_u$  :  $A-\Delta$  関係に対するエネルギー的に等価な完全弾塑性バイリニアの降伏変位、終局変位

前年度の委員会において、木造は終局変形が大きい構造であるが、中高層建物の場合  $P-\Delta$  効果の影響を踏まえ、原則として終局変形角の設定は 1/30 までとすることが望ましいとした。一方、終局変形角を比較的小さい値で決めるとき、ラーメン架構のように剛性が小さく降伏変形角が大きい場合、塑性率は小さくなるため、 $D_s$  が大きくなる傾向がある。一自由度系を時刻歴応答解析で求めた  $D_s$  に対し、エネルギー一定則による  $D_s$  は明確な相関が見られない。時刻歴の  $D_s$  は等価周期との相関が強く、塑性率よりも終局変形角の設定が重要ということを示唆している。

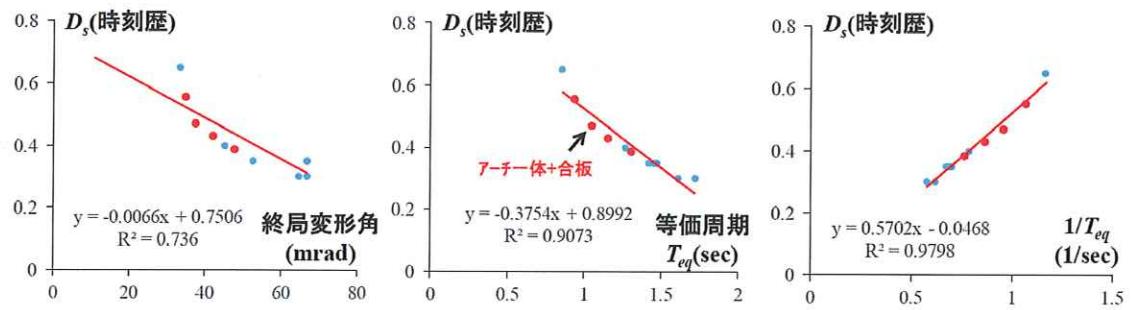


図 1  $D_s$  の傾向(R3/8/11 第 3 回 WG 資料 3/ 建築研究所 山崎)

### 2.3.2. 等価一自由度系の安全限界に基づく方法(JSCA 法)による $D_s$

「JSCA 版木造建築構造の設計」(以下 JSCA 版)では、等価一自由度系の安全限界に基づく方法(限界耐力計算に基づく応答計算から求める方法)が紹介されている。この方法による  $D_s$  は等価一自由度系の最大応答変位が安全限界変位に一致するときのベースシア係数に相当する。

$$D_s = \min \left( \frac{C_g \cdot F_h^2 \cdot p^2}{\Delta_s}, 1.224F_h \cdot p \right) \cdot \frac{R_m}{R_t}$$

ここで、

$C_g$ :地盤種別に応じた係数(下記とする)

第 1 種地盤  $C_g = 0.123$ , 第 2 種地盤  $C_g = 0.278$ , 第 3 種地盤  $C_g = 0.494$

$$\Delta_s = \frac{\sum_i m_i \cdot d_{S,i}^2}{\sum_i m_i \cdot d_{S,i}} : \text{安全限界時の代表変位}$$

$$R_m = \frac{(\sum_i m_i \cdot d_{S,i})^2}{\sum_i m_i \cdot d_{S,i}^2 \sum_i m_i} : \text{安全限界時の有効質量比}$$

$d_{S,i}$  :  $i$  階の安全限界時の基礎からの水平変位

$p$  : 平屋建て:0.8, 2 階建て:0.85, 3 階建て:0.90, 4 階建て:0.95, その他:1.0

$$F_h = \frac{1.5}{1+10h} : \text{減衰による加速度低減率}$$

$$h = \frac{\sum_i h_{e,i} \cdot Q_{S,i} \cdot \delta_{S,i}}{\sum_i Q_{S,i} \cdot \delta_{S,i}} + 0.05 : \text{等価一自由度系の減衰定数}$$

$$h_{e,i} = 0.2 \left( 1 - \sqrt{\frac{\delta_{d,i}}{\delta_{S,i}}} \right) : \text{各階の減衰定数(粘性減衰を除く)}$$

$Q_{S,i}$  :  $i$  階の安全限界時層せん断力

$\delta_{S,i}$  :  $i$  階の安全限界時層間変位

$\delta_{d,i}$  :  $i$  階の損傷限界時層間変位

$R_t$  : 昭 55 建告第 1793 号による振動特性係数

JSCA 版においては、木質構造は耐力が限界は最大変位に依存するため、最大応答変位を規準として  $D_s$  を設定することは合理的である。時刻歴の  $D_s$  に対しても相関が高く、かつ安全側の傾向がある。

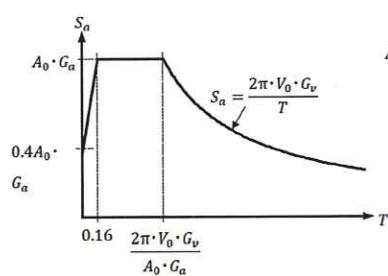


図 5.7.2.1 地震動の加速度応答スペクトル

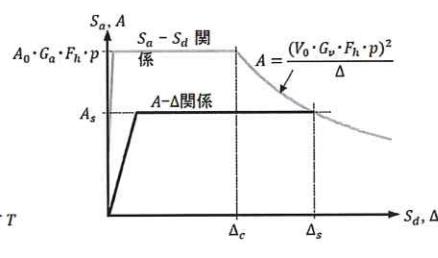


図 5.7.2.2  $S_a - S_d$  関係と  $A - \Delta$  関係

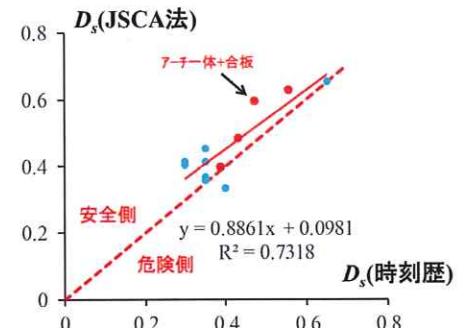


図 2: JSCA 法の考え方(JSCA 版)

図 3:D<sub>s</sub> の傾向(R3/8/11 第 3 回 WG 資料 3)

### 2.3.3. 各階の水平変位の比率と終局変形角が $D_s$ に与える影響

基礎からの  $i$  階の水平変位の比率を  $R_{di}=i^\alpha$  とすると、階数の影響は以下のようにまとめられている。

- ・終局変形角  $\gamma_s$  の値が大きくなると  $D_s$  は大きく低下する。
- ・階数が多いと  $D_s$  は低下する傾向がある。
- ・それぞれの階の層間変形角が同等に近いと ( $\alpha=1$  に近づくと)  $D_s$  は低下する。

先述したように中高層において  $P\cdot\Delta$  効果を考慮すれば、 $\gamma_s$  は  $1/30$  までとすることが望ましい。また、限界耐力計算告示第 6 号においても木造の場合は  $\gamma_s \leq 1/30$  である。このため、 $\gamma_s$  は  $1/30$  以下とする。

(なお、JSCA 版では  $D_s$  算出に際して、 $\gamma_s$  に上限を設けないと記載されている。)

一方、階数が 4 層以上だと終局変形角が  $1/30$  でも層変位が均一 ( $\alpha=0.8$  程度) であれば、 $D_s$  は小さくなり、低層で  $1/20$  とした場合に近づいている。

剛性率が規定値以内であれば、層変形は均一に近いものと考えられるため、高層建物であれば JSCA 法による  $D_s$  を採用すれば終局変形角が  $\gamma_s=1/30$  以下としても妥当な値となる。

剛性率が規定値を超える場合は、 $F_s$  での割り増しを考慮すればよいという考え方もある。

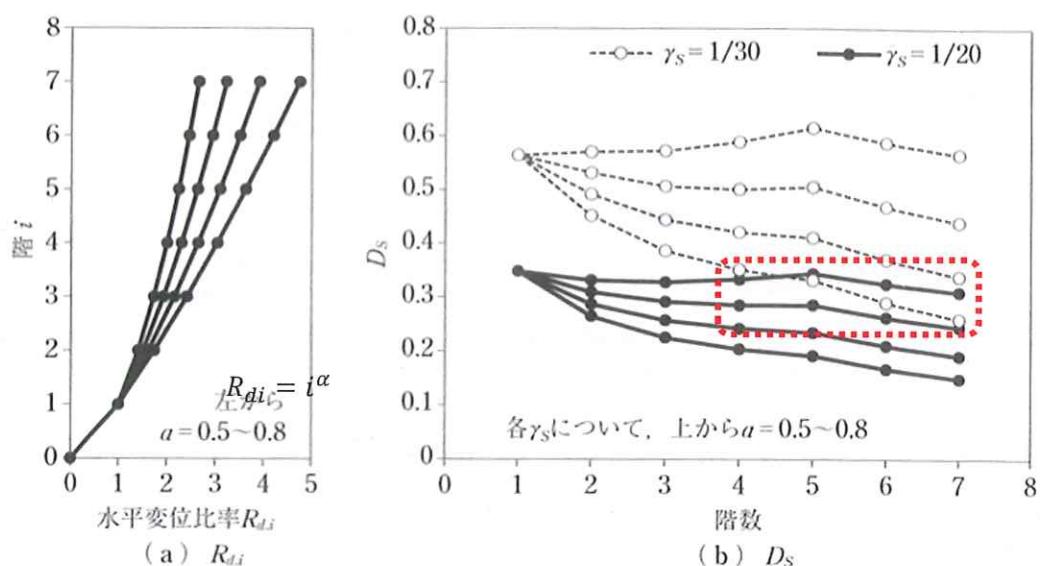


図 4 多層構造物の  $D_s$  (JSCA 版)

### 2.3.4. 等価粘性減衰が $D_s$ に与える影響

・減衰による加速度低減率  $F_h$  の低減効果について

$D_s$  算定式は以下の様にあらわされるが、 $F_h$  による低減が速度一定領域に対しては乗数  $n=2$ 、加速度一定領域に対しては  $n=1$  となる。終局変形はおおむね速度一定領域に存在するため、 $n=2$  とすると低減衰の場合は大きな低減となる。

$$D_s = \min \left( \frac{C_g \cdot F_h^2 \cdot p^2}{\Delta_s}, 1.224 F_h \cdot p \right) \cdot \frac{R_m}{R_t}$$

一方、 $D_s$  を規準となる  $F_h$  ( $n=1$ ) に対する比率で減衰補正を行うと、時刻歴解析と概ね一致することから、 $n=1$  としておいた方が妥当かつ安全側であるといえる。

$$D_s(\text{減衰補正}) = D_s(\text{中減衰}) \times [(1+10h_{eq}(\text{中減衰})) / (1+10h_{eq})]^n$$

$F_h$  の比率で減衰の影響を補正。 $n = 1$ (加速度一定領域),  $2$ (速度一定領域)

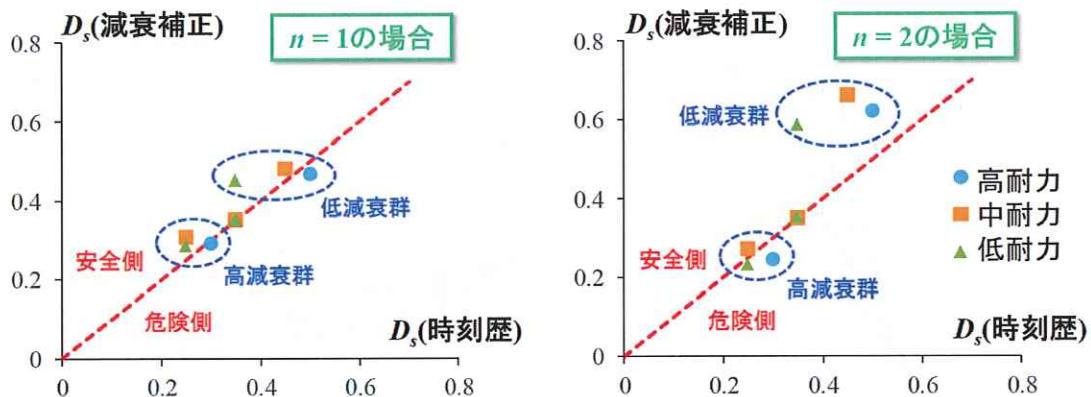


図 5 減衰補正を行った場合の JSCE 法  $D_s$  の精度(R3/8/11 第 3 回 WG 資料 3)

### 2.3.5. 架構性状の違いによる構造特性係数の検討

#### (1) 検討方針

建物全体の性能がよくなる理想的な条件をもとづいた場合の  $D_s$  値を算出する。

具体的には以下の条件とし、接合部には完全弾塑性としたバネを設定する。

・脆性破壊が起こらない→接合部の終局変形角は  $1/15$  までとする。

・以下の 1 次設計の条件を満たす。

　1 次設計時に生ずるモーメントは短期許容応力度以下。

$A_i$  分布に基づいた各層の 1 次設計時の層間変形角は  $1/200$  以下。

・各層の層間変形ができるだけ一定(剛性率は 0.8 以上)となるようにする。

・適切な等価粘性減衰を設定する。

#### (2) 検討モデル

・4(~8)層 1 方向ラーメンの 1 フレームモデルを試設計し、 $D_s$  値を求める。

・モデルは 4 階建て以上の耐火建築物を想定する。積載荷重は事務所あるいは店舗とし、仕上荷重は耐火構造の仕様で検討する。高層の建物であることを踏まえ、層間変形角は  $1/200$  以下とする。

・ラーメンは、層変形が均一になる通し柱型タイプとする。現実的には継手が必要となるが、ここでは単純化するため柱の継手については考慮しない。実際の設計においては継手接合部は終局時にも弾性範囲としておくことが考えられる。

・接合部の種類などは具体的に決めず、耐力・剛性のある条件の範囲で決める。ただし、既往研究の実試験データなどを参考に算出する。実際には 4 階建て以上になると、高耐力・高剛性の接合部が必要となる。LSB、GIR、鋼板挿入 DP などが考えられる。

・減衰による加速度低減率  $F_h$  及び減衰定数  $h$  は告示第 1457 号第 9 の以下の式により設定する。

$$\text{減衰による加速度低減率: } F_h = \frac{1.5}{1+10h}$$

$$\text{等価一自由度系の減衰定数: } h = \frac{\sum h_{e,i} \cdot Q_{S,i} \cdot \delta_{S,i}}{Q_{S,i} \cdot \delta_{S,i}} + 0.05$$

$$\text{等価粘性減衰定数: } h_{e,i} = 0.2 \left( 1 - \sqrt{\frac{\delta_{d,i}}{\delta_{S,i}}} \right)$$

なお、履歴特性からの算出される等価粘性減衰定数を使用する場合を考慮して、 $h=0.10\sim0.25$  の場合についての  $D_s$  値も検討する。また、 $D_s$  低減に関わる加速度低減率  $F_h$  の乗数が  $n=1$  及び  $n=2$  の場合に対しても比較検討を行う。

・高層(4 階以上の場合)になると  $P\cdot\Delta$  効果の影響を考慮する必要がある。 $P\cdot\Delta$  効果を考慮した増分解析を行いその影響について考察する。

### (3)ラーメン架構に対するDs 算定

4層と8層のラーメン架構についてDsを算定する。

接合部は既成のLSBの性能値を採用し、バイリニアモデルとして入力した。

降伏耐力は短期許容応力度の1.5倍とした。

#### ・4層ラーメン架構

各モデルの重量・耐力・剛性は以下の通りとする。

モデル4Bは設計重量、剛性及び降伏耐力をモデル4Aの1.5倍とした。

モデル4Cは剛性及び降伏耐力をモデル4Aの1.5倍とした。

表1 断面・接合部諸元表(モデル4A)

| カラマツ<br>集成材 | 断面      | LSB本数   | 列数 | 一列当たり |              | 入力      |         |       |              |            |       |
|-------------|---------|---------|----|-------|--------------|---------|---------|-------|--------------|------------|-------|
|             |         |         |    | 回転剛性  | 短期許容<br>曲げ耐力 | 断面      | バネ符号    | 回転剛性  | 短期許容<br>曲げ耐力 | 降伏曲げ<br>耐力 |       |
|             |         |         |    | 本     | 本            |         |         |       |              |            |       |
| 柱           | 120x450 |         | 2  | 4,744 | 22.3         | 240x450 | KC      | 9,488 | 44.6         | 66.9       |       |
| 梁           | RF      | 120x600 | 2  | 1     | 8,667        | 17.8    | 120x600 | KGR   | 8,667        | 17.8       | 26.7  |
|             | 4F      | 120x600 | 4  | 2     | 15,344       | 25.5    | 240x600 | KG4   | 30,688       | 51.0       | 76.5  |
|             | 3F      | 120x600 | 4  | 2     | 21,700       | 43.8    | 240x600 | KG3   | 43,400       | 87.6       | 131.4 |
|             | 2F      | 120x600 | 4  | 2     | 21,700       | 43.8    | 240x600 | KG2   | 43,400       | 87.6       | 131.4 |

#### ・各層重量、層せん断力、終局耐力

|    | モデル4A |            |      |      |      |      | モデル4B |            |      |      |      |      | モデル4C |            |      |      |      |      |
|----|-------|------------|------|------|------|------|-------|------------|------|------|------|------|-------|------------|------|------|------|------|
|    | W     | $\Sigma W$ | Ci   | Qi   | Cui  | Qui  | W     | $\Sigma W$ | Ci   | Qi   | Cui  | Qui  | W     | $\Sigma W$ | Ci   | Qi   | Cui  | Qui  |
|    | kN    | kN         |      | kN   |      | kN   | kN    | kN         |      | kN   |      | kN   | kN    | kN         |      | kN   |      | kN   |
| 4F | 51.0  | 51.0       | 0.34 | 17.1 | 0.54 | 27.7 | 73.5  | 73.5       | 0.34 | 24.7 | 0.56 | 41.1 | 51.0  | 51.0       | 0.34 | 17.1 | 0.81 | 41.1 |
| 3F | 79.9  | 130.9      | 0.26 | 34.5 | 0.43 | 55.8 | 115.9 | 189.4      | 0.26 | 50.0 | 0.44 | 83.2 | 79.9  | 130.9      | 0.26 | 34.5 | 0.64 | 83.2 |
| 2F | 79.9  | 210.8      | 0.23 | 48.0 | 0.37 | 77.5 | 115.9 | 305.3      | 0.23 | 69.5 | 0.38 | 116  | 79.9  | 210.8      | 0.23 | 48.0 | 0.55 | 116  |
| 1F | 79.9  | 290.7      | 0.20 | 58.1 | 0.32 | 93.9 | 115.9 | 421.2      | 0.20 | 84.2 | 0.33 | 140  | 79.9  | 290.7      | 0.20 | 58.1 | 0.48 | 140  |

・8層ラーメン架構

各モデルの重量・耐力・剛性は以下の通りとする。

モデル8Bは設計重量、剛性及び降伏耐力をモデル8Aの1.5倍とした。

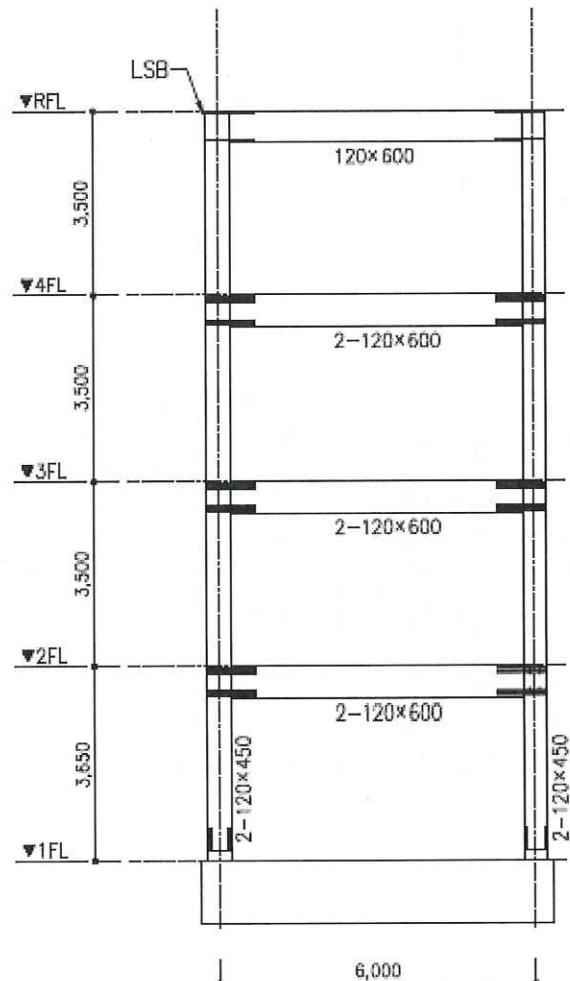
モデル8Cは剛性及び降伏耐力をモデル8Aの1.5倍とした。

・断面・接合部諸元表(モデル8A)

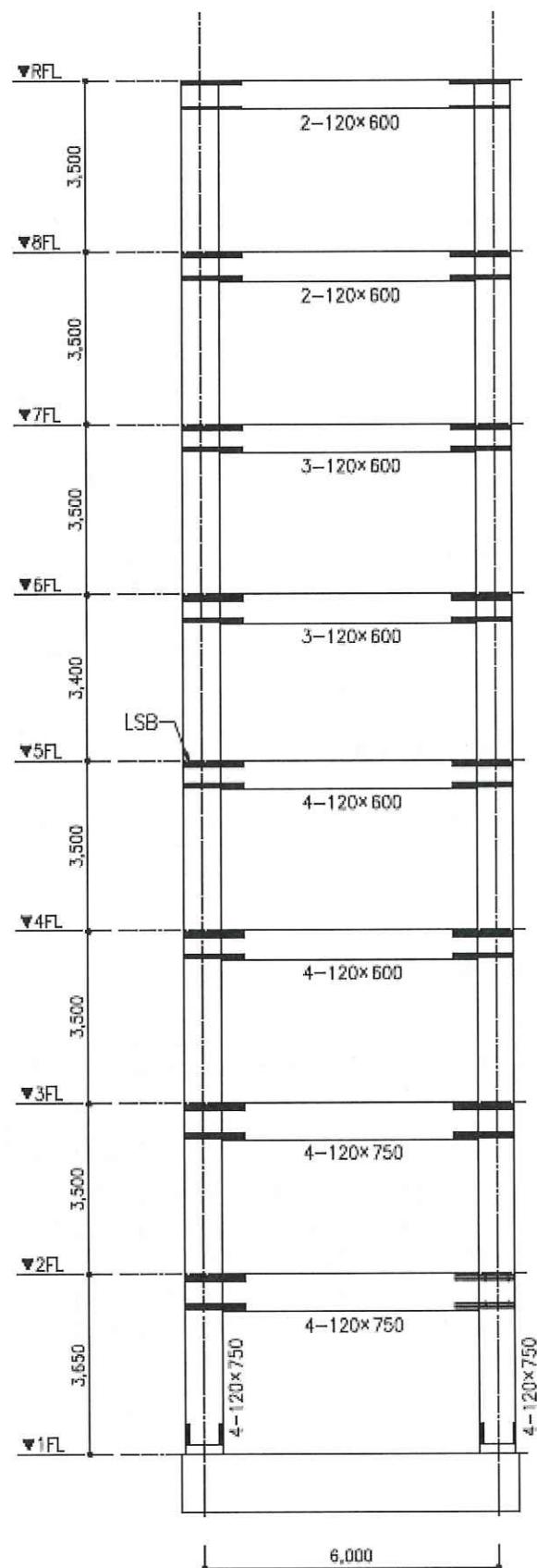
| カラマツ<br>集成材 | 断面      | LSB本数   | 列数 | 一列当たり   |              | 入力      |         |         |              |            |       |
|-------------|---------|---------|----|---------|--------------|---------|---------|---------|--------------|------------|-------|
|             |         |         |    | 回転剛性    | 短期許容<br>曲げ耐力 | 断面      | バネ符号    | 回転剛性    | 短期許容<br>曲げ耐力 | 降伏曲げ<br>耐力 |       |
|             |         |         |    |         |              |         |         |         |              |            |       |
| 本           | 本       |         |    | kNm/rad | kNm          |         |         | kNm/rad | kNm          | kNm        |       |
| 柱           | 120x750 |         | 4  | 14,888  | 40.0         | 480x750 | KC      | 59,552  | 160.0        | 240.0      |       |
| 梁           | RF      | 120x600 | 2  | 2       | 17,708       | 25.5    | 240x600 | KGR     | 35,416       | 51.0       | 76.5  |
|             | 8F      | 120x600 | 4  | 2       | 24,949       | 43.8    | 240x600 | KG8     | 49,898       | 87.6       | 131.4 |
|             | 7F      | 120x600 | 4  | 3       | 24,949       | 43.8    | 360x600 | KG7     | 74,847       | 131.4      | 197.1 |
|             | 6F      | 120x600 | 4  | 3       | 24,949       | 43.8    | 360x600 | KG6     | 74,847       | 131.4      | 197.1 |
|             | 5F      | 120x600 | 4  | 4       | 24,949       | 43.8    | 480x600 | KG5     | 99,796       | 175.2      | 262.8 |
|             | 4F      | 120x600 | 4  | 4       | 24,949       | 43.8    | 480x600 | KG4     | 99,796       | 175.2      | 262.8 |
|             | 3F      | 120x750 | 4  | 4       | 40,282       | 59.0    | 480x750 | KG3     | 161,128      | 236.0      | 354.0 |
|             | 2F      | 120x750 | 4  | 4       | 40,282       | 59.0    | 480x750 | KG2     | 161,128      | 236.0      | 354.0 |

・各層重量、層せん断力、終局耐力

|    | モデル8A |            |      |       |      |       | モデル8B |            |      |       |      |       | モデル8C |            |      |       |      |       |
|----|-------|------------|------|-------|------|-------|-------|------------|------|-------|------|-------|-------|------------|------|-------|------|-------|
|    | W     | $\Sigma W$ | Ci   | Qi    | Cui  | Qui   | W     | $\Sigma W$ | Ci   | Qi    | Cui  | Qui   | W     | $\Sigma W$ | Ci   | Qi    | Cui  | Qui   |
|    | kN    | kN         |      | kN    |      | kN    | kN    | kN         |      | kN    |      | kN    | kN    | kN         |      | kN    |      | kN    |
| 8F | 58.9  | 58.9       | 0.47 | 27.9  | 0.75 | 44.2  | 83.0  | 83.0       | 0.49 | 40.6  | 0.80 | 66.1  | 58.9  | 58.9       | 0.47 | 27.9  | 1.12 | 66.1  |
| 7F | 95.0  | 153.9      | 0.37 | 56.2  | 0.56 | 86    | 132.8 | 215.8      | 0.37 | 79.0  | 0.60 | 128.5 | 95.0  | 153.9      | 0.37 | 56.2  | 0.83 | 128.5 |
| 6F | 96.0  | 249.9      | 0.32 | 78.8  | 0.48 | 120.8 | 134.9 | 350.7      | 0.32 | 110.7 | 0.51 | 180   | 96.0  | 249.9      | 0.32 | 78.8  | 0.72 | 180   |
| 5F | 96.0  | 345.9      | 0.28 | 98.0  | 0.43 | 150.2 | 134.9 | 485.6      | 0.28 | 137.5 | 0.46 | 223.6 | 96.0  | 345.9      | 0.28 | 98.0  | 0.65 | 223.6 |
| 4F | 98.0  | 443.9      | 0.26 | 114.5 | 0.40 | 175.6 | 136.9 | 622.5      | 0.26 | 160.5 | 0.42 | 261   | 98.0  | 443.9      | 0.26 | 114.5 | 0.59 | 261   |
| 3F | 98.0  | 541.9      | 0.24 | 128.3 | 0.36 | 196.7 | 136.9 | 759.4      | 0.24 | 179.7 | 0.38 | 292.1 | 98.0  | 541.9      | 0.24 | 128.3 | 0.54 | 292.1 |
| 2F | 100.0 | 641.9      | 0.22 | 139.7 | 0.33 | 214.2 | 139.0 | 898.4      | 0.22 | 195.4 | 0.35 | 317.7 | 100.0 | 641.9      | 0.22 | 139.7 | 0.49 | 317.7 |
| 1F | 100.0 | 741.9      | 0.20 | 148.4 | 0.31 | 227.5 | 139.0 | 1037.4     | 0.20 | 207.5 | 0.33 | 337.4 | 100.0 | 741.9      | 0.20 | 148.4 | 0.45 | 337.4 |



モデル4A~C軸組図



モデル8A~C軸組図

図6 モデルフレーム

#### (4) 解析結果

4層モデル(モデル4A~4C)と8層モデル(モデル8A~8C)に対し、以下のパラメータについて確認した。

- ・減衰定数に対する比較

減衰定数  $h$  を告示式によって算出した場合及び  $h=0.10, 0.15, 0.20, 0.25$  とした場合

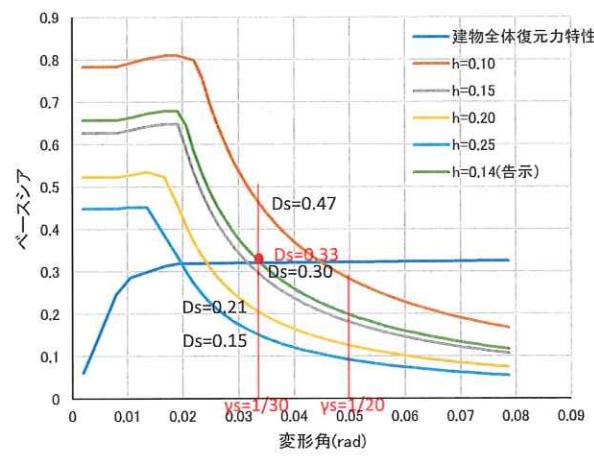
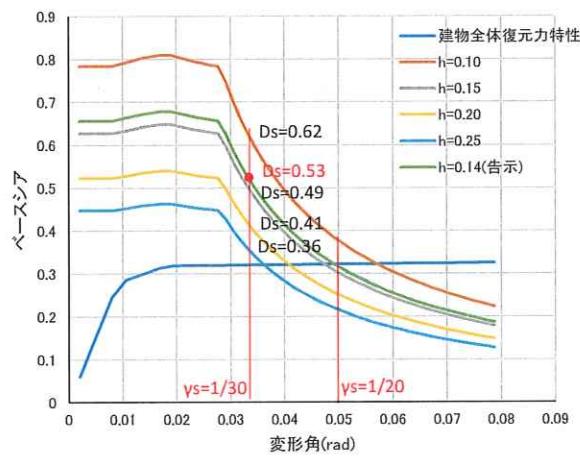
- ・減衰による加速度低減率  $F_h$  の乗数に対する  $D_s$  値の比較

$F_h$  の乗数が  $n=1$  と、 $n=2$  の場合

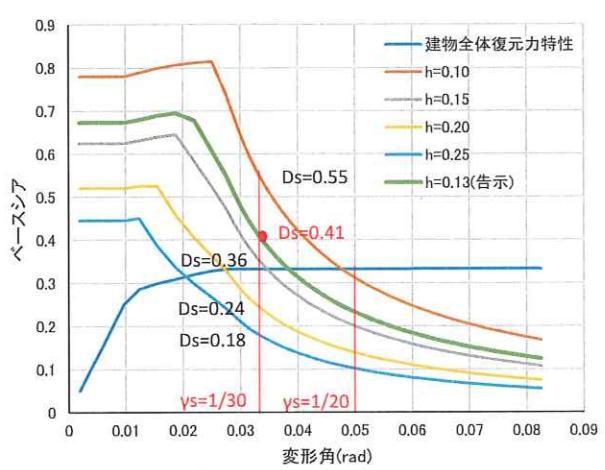
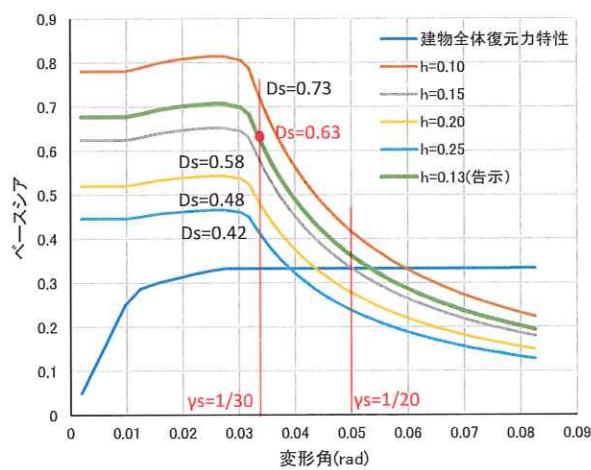
- ・終局変形角に対する  $D_s$  値

終局変形角  $\gamma_s = 1/30$  と  $1/20$

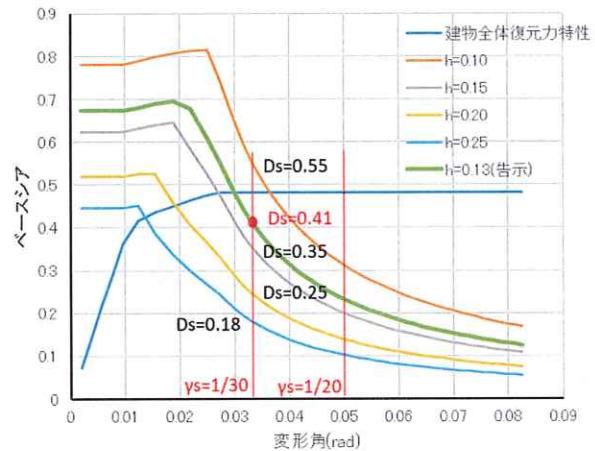
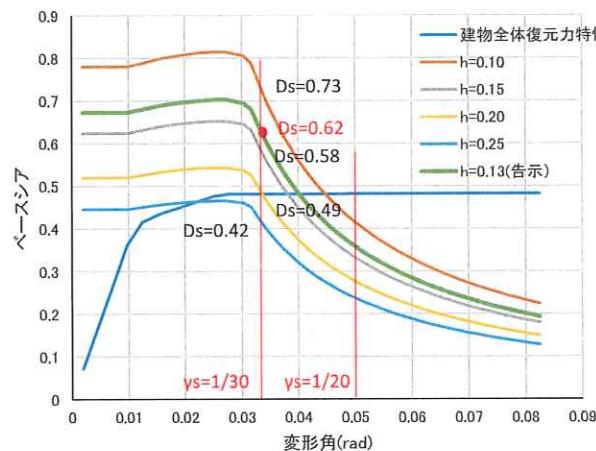
- ・P-Δ 解析との比較



モデル 4A( $F_h$  の乗数左:n=1,右 n=2)

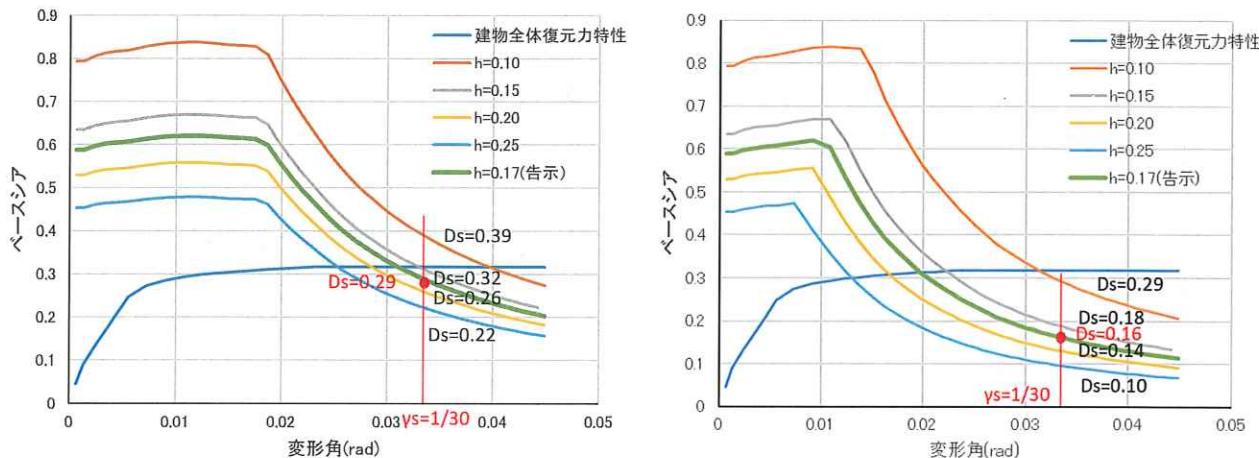


モデル 4B( $F_h$  の乗数左:n=1,右 n=2)

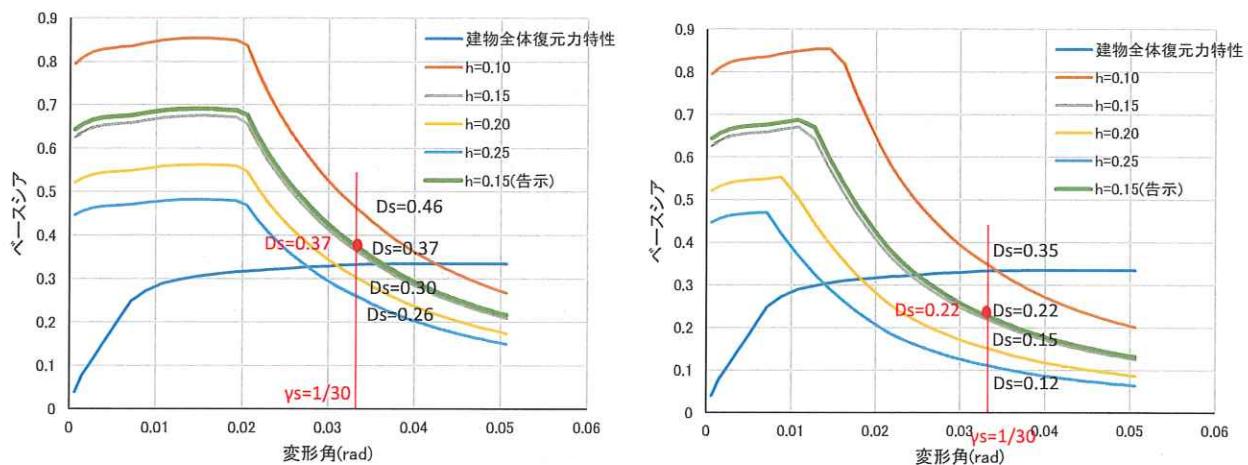


モデル 4C( $F_h$  の乗数左:n=1,右 n=2)

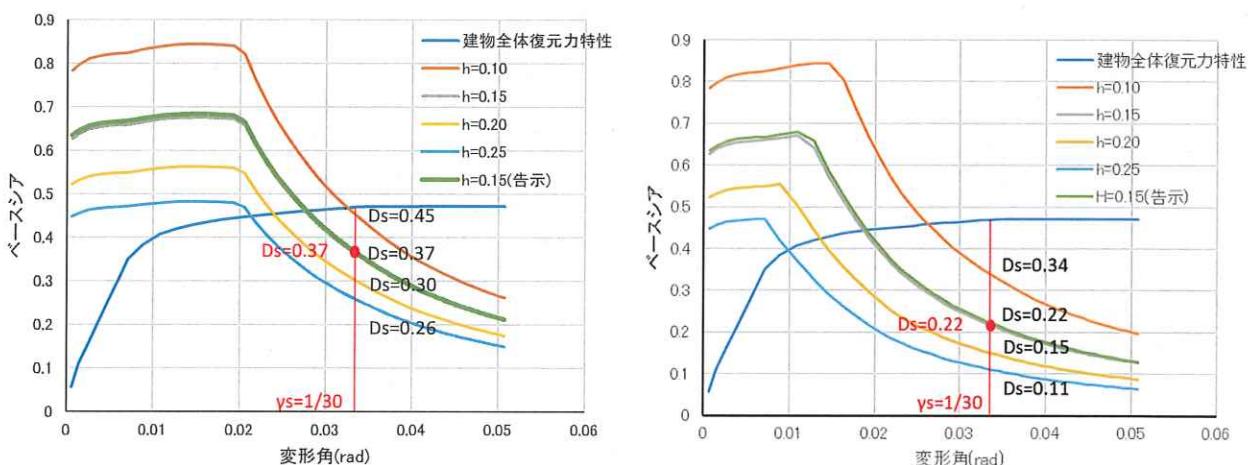
図 7 4 層モデルの  $F_h$  の乗数による比較



モデル 8A( $F_h$  の乗数左:n=1,右 n=2)

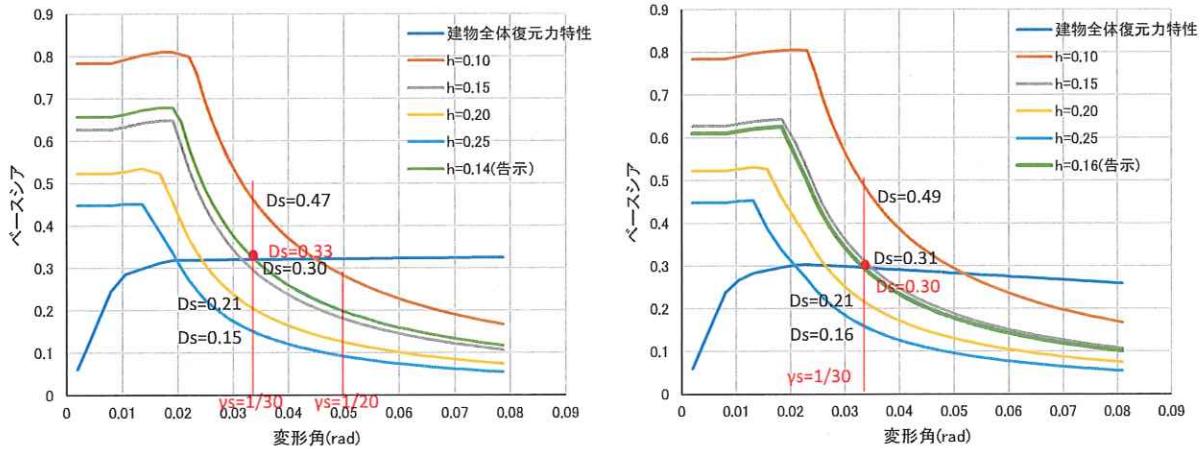


モデル 8B ( $F_h$  の乗数左:n=1,右 n=2)

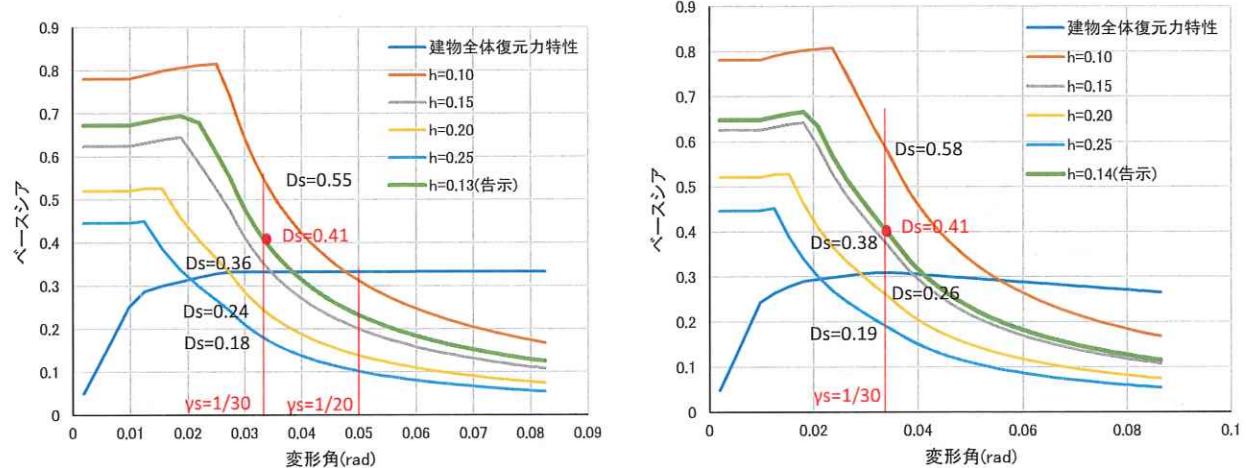


モデル 8C( $F_h$  の乗数左:n=1,右 n=2)

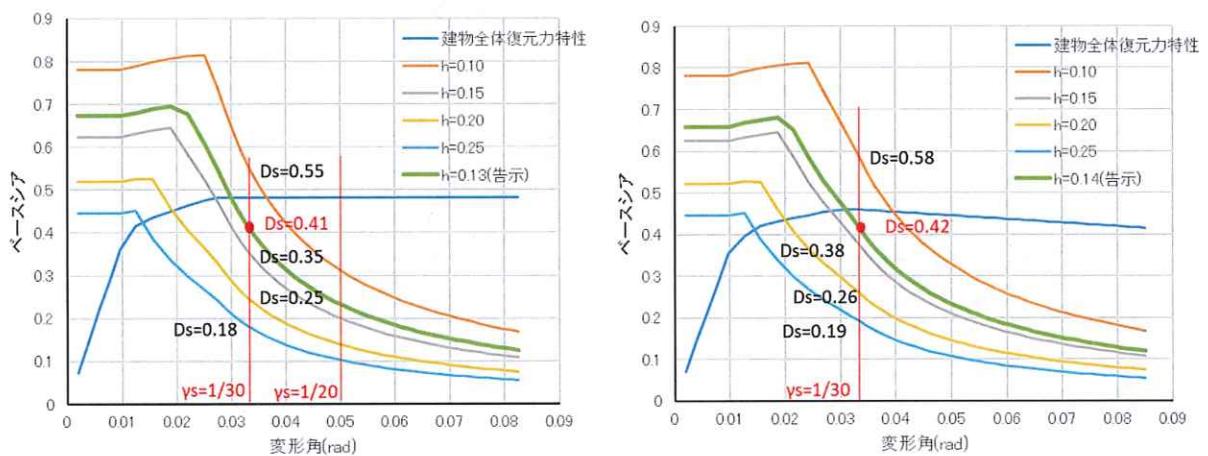
図 8 8 層モデルの  $F_h$  の乗数による比較



モデル 4A( $F_h$  の乗数  $n=2$  左:通常,右:P- $\Delta$  解析)

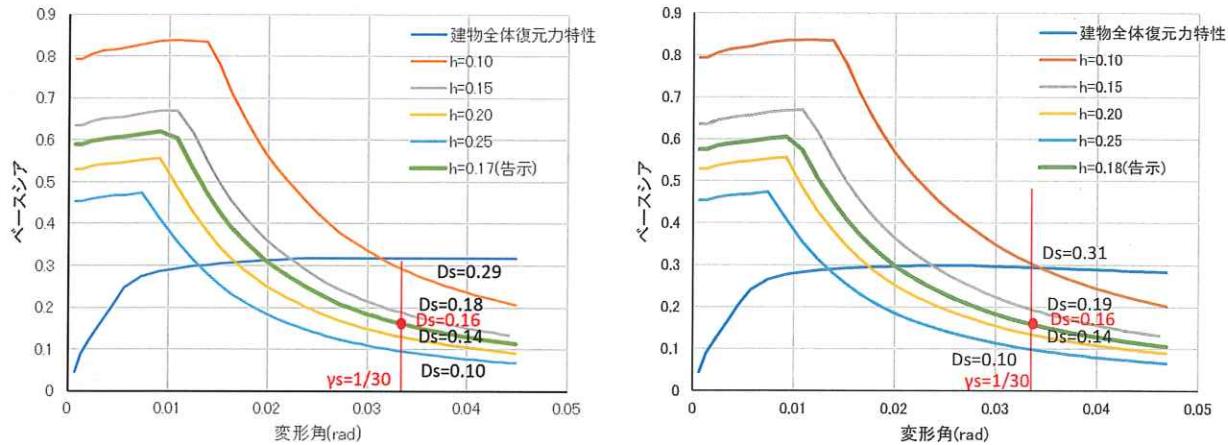


モデル 4B ( $F_h$  の乗数  $n=2$  左:通常,右:P- $\Delta$  解析)

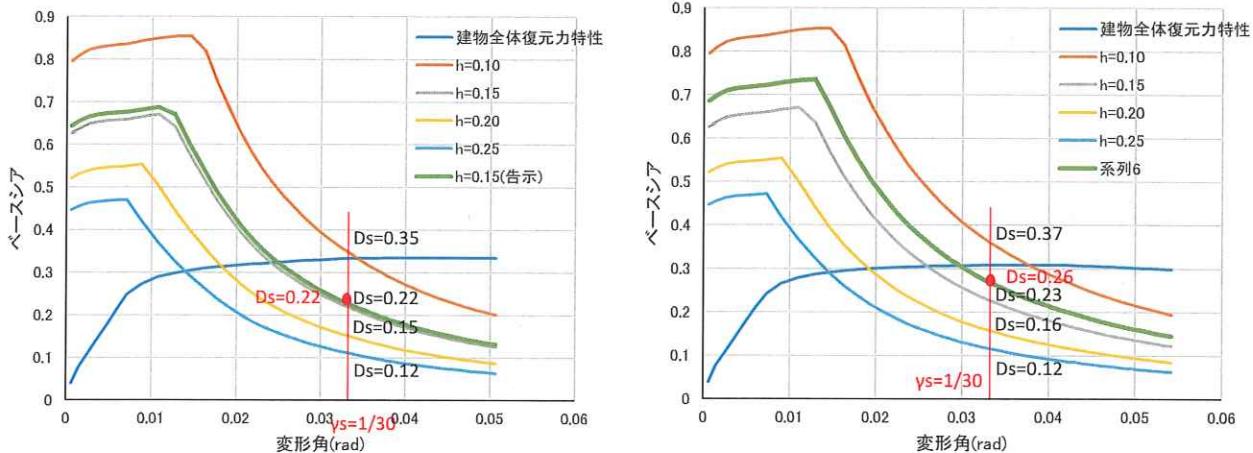


モデル 4C( $F_h$  の乗数  $n=2$  左:通常,右:P- $\Delta$  解析)

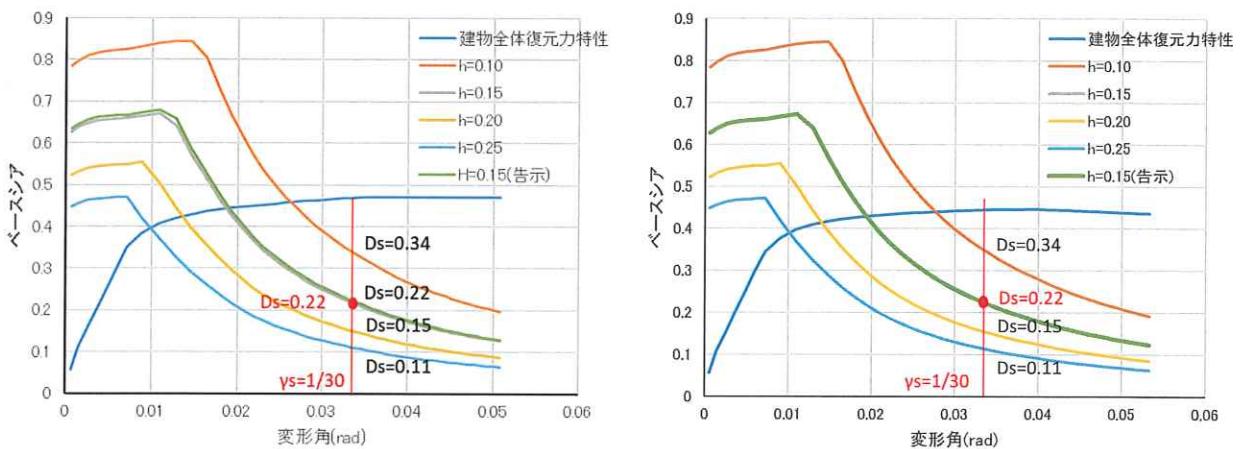
図 9 4 層モデルの P- $\Delta$  解析との比較



モデル 8A( $F_h$  の乗数  $n=2$  左:通常,右:P- $\Delta$  解析)



モデル 8B ( $F_h$  の乗数  $n=2$  左:通常,右:P- $\Delta$  解析)



モデル 8C( $F_h$  の乗数  $F_h$  の乗数  $n=1$  左:通常,右:P- $\Delta$  解析)

図 10 8 層モデルの P- $\Delta$  解析との比較

## (5)考察

### ・各モデルに比較について

モデル A とモデル B・C は  $D_s$  値に建物の耐力・剛性が大きいほど  $D_s$  値は大きくなる傾向がある。

### ・終局変形角に対する $D_s$ 値について

4 層モデルにおいて、終局変形角  $1/30$  の時の  $D_s$  値は  $0.15\sim0.55$ 、 $1/20$  の時の  $D_s$  値は  $0.09\sim0.28$

8 層モデルにおいて、終局変形角  $1/30$  の時の  $D_s$  値は  $0.10\sim0.35$ 、 $1/20$  の時の  $D_s$  値は  $0.07\sim0.20$  となり、終局変形角の影響が大きいことが分かる。

また、階数が大きいほど  $D_s$  値は小さくなる。

### ・減衰による加速度低減率 $F_h$ の低減効果について

終局変形角  $1/30$  の時の  $F_h$  の乗数に対する  $D_s$  値を比較したところ、

減衰乗数  $h$  が大きいほど低減が大きくなり、 $n=1$  とした場合の  $D_s$  は  $n=2$  とした場合と比較して、 $1.5\sim1.8$  倍程度となり安全側の結果となった。

### ・P-Δ 解析の結果について

4 層モデル、8 層モデルとも P-Δ 効果によって  $D_s$  値は  $0.01\sim0.02$  程度増加する。

## 2.4. 木造ルート3計算における検討項目リスト

本事業で取り組んでいる各種の検討項目について、これまでの発言内容や検討状況等を、内容別に分類して整理したリスト(検討中や未定事項も含む)を下記に示す。赤字は本年度に主として検討した内容を示す。

ルート3WG 検討項目リスト

| 分類      | 番号  | 検討項目   | 検討状況・確認事項・委員会発言内容   | 設計方針案  | 検討年度<br>記載場所等                               |
|---------|-----|--|---|--|---|
| A<br>全般 | A-1 | 破壊パターン（接合部破壊、壁破壊、ブレース端部の破壊、ラーメン構造など）を整理して記述したうえで、今年度どの部分を取り組むのかを記載               | 各破壊パターンについて、整理。いずれのケースにおいても、変形能力がないと $D_s$ 値が非常に大きくなってしまうため、保有水平耐力計算が成立しづらい。昨年度(令和2年度)は柱頭柱脚接合部を先行降伏させるタイプに対し、モデル1(連層耐力壁4階建)・2(偏心の大きい2階建)、耐力試験について整理した。  | 今年度(令和3年度)は、ラーメン構造に取り組んだ。  | 柱頭柱脚降伏<br>タイプ：令和2<br>年度報告書<br>ラーメン：令和3年度報告書 |
|         | A-2 | 法令上ルート3で設計する必要がある場合(剛性率<0.6・偏心率>0.15)と、法令上は不要であるがルート3での設計が望ましいとする場合の各位置づけを整理して記載 | <p>ルート3での検討が望ましいと考えられるのは、例えば以下のような建物である。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・高層(4階建て以上)の建物</li> <li>・脆的に壊れてはいけない建物(純ラーメン構造、耐力壁がない建物など) → 46条2項との区別が必要</li> </ul> <p>■第3回委員会(R030203)<br/>ルート3の検討が望ましい「脆的に壊れてはいけない建物」とあるが、脆的に壊れる建物は、検討しなくて良くなるのはどのような根拠か。<br/>→「脆的に壊れそうな建物」はルート3を検討するという内容だったと思う。書き方については、もう一度WGで確認をする。</p> <p>■第6回WG(R030224)<br/>委員会で最終的な書き方についてはWGで確認となった、法令上は要求されていないがルート3の構造計算が望ましいケースで、「脆的に壊れてはいけない建物」と「脆的に壊れる建物」をどのような表現で記載していくか。<br/>→「許容応力度設計時に保有水平耐力が考慮されているか」との内容の書き方でまとめていく。</p> | <p>ルート3での検討が望ましいと考えられるのは、例えば以下のような建物である。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・高層(4階建て以上)の建物</li> <li>・脆的に壊れてはいけない建物</li> <li>・これまで検討されていなかったような建物</li> <li>・これまで想定されていない崩壊形の建物</li> </ul> <p>昨年度(令和2年度)報告書では下記のように整理</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・壁倍率15倍を超えるような高耐力壁の使用等によって、耐力壁の破壊よりも周辺接合部の破壊が先行するケース。</li> <li>・許容応力度設計の中で大規模地震時の安全性が考慮されていないケース。(例えば、耐力壁では許容せん断耐力に <math>0.2\sqrt{(2\mu-1)} \times Mu</math> を考慮することで、大規模地震時の安全性が考慮されているため、このケースには当てはまらない。)</li> <li>・その他、これまでの想定とは異なる崩壊形の建物(今後の議論が必要)。</li> </ul> | 令和2年度報告書                                    |
|         | A-3 | 15倍耐力壁を使用する際のN値計算の周辺部材押え効果係数(Bi)が従来通り(出隅0.8、その他0.5)でよいか                          | <ul style="list-style-type: none"> <li>・建物全体の応力解析をして、出てきた応力に対して設計する。</li> </ul> <p>→抑え効果係数は、周辺架構の状態によっては、実際よりも過小評価の場合がある。一方で、応力計算の数値より、N値計算の方が大きくなる場合もあるので、両方の計算を行った上で、最大値を評価するのはどうか。</p> <p>ただし、解析時に柱頭柱脚接合部はバネにするなど、いくつかの注意事項は記載が必要。<br/>→提案するルート3計算方法では、接合部の剛性は既にモデル化済み。一方、ル</p>  | <p>柱頭柱脚部の接合部設計用軸力は以下の2通りで行う。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・接合部を塑性化させる場合は、N値計算による方法</li> <li>・接合部を塑性化させない場合は、中大規模グレー本の数値</li> <li>・解析モデルで1次設計用の地震力時の引抜力に基づいて決める方法</li> </ul>  | 令和2年度報告書                                    |

|     |  |  |  |                   |
|-----|--|--|--|-------------------|
|     | <p>ート 1・2 でもバネを入れた方が良いか。柱脚の検討としては安全側となるので、ピン接合でもよいのでは。ただし、変形は過小評価となる。枠組工法指針では、中高層建築物において高耐力壁の導入する場合、剛性・耐力の影響を考慮する必要が記載されている</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・1 次設計用の金物の仮決め用として <math>Bi</math> は、小谷委員の方でパラスタ行い数値を決める。</li> </ul> <p><math>Bi</math> の値について、塑性化するなら、柱頭柱脚のどちらかが決まれば、もう一つは引き算でもよいのではないか。例えば、塑性化させない場合は中大規模グレー本の数値を使い、塑性化させる場合は <math>N</math> 値を使うなどでもよいと思われる。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・プッシュオーバーのためのモデルを作るので、そのモデルをプッシュオーバーせずに、1 次設計用の地震力をかけたときの引抜力に基づいて決まるというやり方も併記してはどうか。<br/>→その方法も併記する。</li> </ul> <p><b>■第 3 回委員会 (R030203)</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・実務的にはプッシュオーバーをして、出てきた応力に対し設計することになるが、その当たりを付ける方法として、<math>N</math> 値計算を行うなどと記載することになるのではないか。</li> <li>・将来的には、プッシュオーバーをしない方法で、何らかのかたちで終局耐力と <math>D_s</math> が決まっているような略算法的な設計法であれば、1 次設計を <math>N</math> 値計算で行うことが活かされるので、記述を残しておいても良いのではないか。</li> </ul> | <p>より存在応力に対して設計、</p> <p>口) 中大規模グレー本の標準設計法、ハ) 従来の <math>N</math> 値計算に準拠した方法の 3 つを併記して、それぞれの留意点を示した。</p> <p>(接合部を塑性化させる場合、させない場合という区分けは示していない。)</p>  |  |                   |
| A-4 | <p>P-Δ 効果（木造で大変形時にどの程度影響があるかなど）について整理して記載</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・P-Δ 効果は、支える重量と傾斜角で決まり、それを層に加えれば良いと考えている。</li> </ul> <p>→実務における増分解析では、P-Δ 効果を見込むことは難しい。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ルート 2 で P-Δ を見込むのはさらに難しい。</li> <li>・黄色本 (7. 3. ウ木造の安全限界変位の考え方) では、木造の P-Δ 効果は 1/30 を超えると顕著に現れるおそれがある、大変形に達することによって、通常の 2 次元解析では考慮されない 3 次元的な変形や破壊のおそれもある。との記載がある。</li> <li>・従って、少なくとも終局変位は 1/30 以下とする必要がある。</li> </ul> <p><b>■第 3 回委員会 (R030203)</b></p> <p>基本的に提案のとおりで、1/30 を超えるような建物でかつ 4 階建て以上の建物は考慮する。</p>  | <ul style="list-style-type: none"> <li>・木造では、高い建物を想定していないため、1/15 まで許容している。木造の P-Δ 効果は 1/30 を超えると顕著に現れるおそれがあるため、1/30 を超えるような建物で、4 隅建て以上の建物については、P-Δ の影響を考慮する。</li> </ul> <p><b>・今年度(令和 3 年度)のモデルプランで P-Δ 効果の影響を考慮した増分解析結果を示す。</b></p> | <p>令和 2 年度報告書</p> <p>令和 3 年度報告書</p>    |                   |
| A-5 | <p>層崩壊の問題（限界耐力と保有水平耐力の違い）や許容について、課題を留意事項として整理</p>  | <p><b>■第 3 回委員会 (R030203)</b></p> <p>右の設計案方針に対し特に意見なし。</p>   | <p>保有耐力に十分余裕がある場合、未崩壊層を崩壊させる必要はない。</p> | <p>令和 2 年度報告書</p> |

|     |  |  |  |                          |
|-----|--|--|--|--------------------------|
| A-6 | 梁の曲げ剛性に対する床合板の協力有無の考え方を記載                          | <ul style="list-style-type: none"> <li>・試験事例があるか。</li> <li>・床合板は曲げ剛性に見込む必要があるとなると、1次設計についても適用？</li> <li>・柱勝ちの取り合いの場合、接合部の剛性が部材剛性に比べ小さいので考慮する必要はないのでは。</li> </ul> <p>■第3回委員会（R030203）<br/>右の設計案方針に対し特に意見なし。</p>   | ・現段階では不明点が多いので、床合板の協力を見込むことは難しい。   |                          |
| A-7 | 面材のせん断座屈、くぎ抜け、座金のめり込み等の想定外破壊を回避するための、仕様規定的な文書記載を検討 | <p>昨年度(令和2年度)の試験から、以下が考察できた。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・鋼板とビス補強によるめり込み防止ディテールにより、めり込み変形は抑えられたため効果的であった。</li> <li>・土台・桁への受け材を介した面材の接合により、耐力壁ロッキング時の釘による土台の割裂は生じなかった。</li> <li>・伸び能力のあるボルトの使用により、耐力壁の脆性破壊はみられずに、1/10まで変形した。</li> <li>・HDボルトは降伏軸力が曲げ引張部の接合耐力（例えば純引張の場合の2/3とするなど←要検討）となるように設計</li> <li>・HDボルトを面内に二つ取り付けた場合、引張が大きい側のボルト接合部が破壊し、想定の引張耐力にいたらないため、HD耐力の低減や耐力壁側にのみHDを取り付けるなどの対応が必要。</li> <li>・梁の折損がある場合、その時点で終局となるため、折損が起きないことを示す。</li> <li>・仕様規定以外に、終局時の接合部設計も保証設計としては必要では。</li> <li>・ルート3に限った話ではないので、触れておけば良い</li> </ul> <p>■第3回委員会（R030203）<br/>→具体的な内容については、WGに一任する。</p> | <p>・ルート3で限られた内容ではないため、左記について記載しておく。</p> <p>・<b>今年度(令和3年度)の報告書ではモーメント抵抗接合部の脆性破壊を避けるための仕様規定（ルール）を、設計上の原則とあわせて記載する。</b></p>       | 令和2年度報告書<br><br>令和3年度報告書 |
| A-8 | 柱勝ちの場合、モデル化は通し柱にするなどの留意事項として記載                     |  | 第I部2.3節に記載。  | 令和2年度報告書                 |
| A-9 | ルート3で設計する際に柱頭柱脚金物用ボルトをSNRにする旨、留意点として記載             | <ul style="list-style-type: none"> <li>・昨年度(令和2年度)の試験結果によりSNRにした方が安定した変形性能が得られるることは確認できたが、必ずしもSNRとしなくとも、耐力壁が脆性破壊しない仕様となていればよいか？</li> <li>・現段階では記載しておく？</li> <li>・他で韌性が稼げていればSNR材でなくてもよい。</li> <li>・昨年度(令和2年度)のWGで提示している方法は告示1792号第1項による「当該階の韌性を適切に評価して算出することが出来る場合において、当該算出によることができる」として、架構の評価を行う方法である。</li> </ul> <p>一方第2項には、Ds値は部材種別や接合部種別、耐力壁種別によって定められている。接合部種別は鋼板挿入型接合が前提となっているような内容であり、現在ある様々な接合形式には対応していない。</p> <p>昨年度(令和2年度)の試験で想定しているボルト降伏型などの場合を想定する</p>   | <p>ある部位において、韌性を確保できるような場合はSNR材でなくてよい。</p> <p>柱頭柱脚接合部の塑性化を前提とした設計を行う場合はSN材とする必要がある。一方、柱頭柱脚接合部の塑性化が生じないように設計を行う場合はSS材を用いてよい。</p> | 令和2年度報告書                 |

|   |     |   |  |
|---|-----|---|--|
|   |     | <p>と、接合部種別は、塑性率が明確になるような分け方とする必要があるのでは。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・告示にかかわるので、触れない</li> </ul> <p>■第3回委員会（R030203）<br/>→右の設計案方針に対し特に意見なし。</p>  |  |
| B<br>保<br>有<br>水<br>平<br>耐<br>力<br>計<br>算 | B-1 | <p>保有水平耐力時の層間変形角はどこまで許容されるか</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・鉄骨造ビルの設計では、1/75 変形角時で崩壊メカニズムになっていなくても、保有水平耐力は 1/100 変形角時としていることが多い。その理由としては、カーテンウォールと躯体の納まりで、それ以上変形すると脱落する恐れがあるためである。1/75 まで許容してしまうとシールの幅が開いて意匠的に良くないため、1/100 としている。</li> <li>・低層の建物のサイディングなどはカーテンウォールと比べて小割になっているので、変形追従性が高いと思われる。外装材の種類や建物の高さで変形角を変えていくのはどうだろうか。</li> <li>・<math>Q_u</math> を決めるのは何で決めるかによる。構造安全性だけで考えると、バイリニア置換の <math>P_u</math> にして変形角によらなくとも良いと思うが、仕上材の損傷や脱落の危険性なども含めて考えると、まずはそれが条件に入っていることを明記し、その上でどの場合はどのくらいというデータが必要になる。データがない以上は、他の構造に合わせることになるのではないか。</li> <li>・仮決めとして、外装材がビル用の材料やラスモルタルの場合は 1/100、低層の住宅系サイディングやアルミサッシを使っている場合は 1/60 とし、それに加えプッシュオーバーして決めた <math>P_u</math> とどちらか小さい方の変形角をとる。</li> <li>・保有水平耐力が外装材の損傷によって決まっているとすると、安全限界という概念からはずれるよう思う。たとえば、外装材について 1/120 で変形に追従（損傷限界）、1/60 で脱落しない（安全限界）というような性能が分かつていれば、脱落しない変形角を終局変形角とみなせるのでは？</li> </ul> <p>■第3回委員会（R030203）</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・A-4 で議論した安全限界の変形角と、確認保有水平耐力の変形角が大きく異なる場合は、どうかと思われる。</li> <li>・S 造や RC 造で大地震後の建物の事業継続性については、どのように考えているのか。<br/>→大地震後にどこが壊れているかなど確認する必要があり、S 造や RC 造では壊れるところが想定されているので補修可能だが、木造の場合は、多種多様な接合部や取り合いがある中で、例えば耐火の部分はどのように確認するのか、また各所がめり込み、剛性が落ちるのでどうするかなど、別途議論する必要があると思う。</li> <li>・プッシュオーバーを前提にしている設計法であれば、終局変形角のみ定義され</li> </ul> | 耐力壁の終局変形角を 1/30rad と考え、保有水平耐力は $P_u$ を採用する。または設計者判断とする<br><br>令和2年度報告書 |

|     |  |   |  |                              |
|-----|--|---|--|------------------------------|
|     |  | <p>ていれば、保有水平耐力時の層間変形角は不要で、簡易な手法が確立されて初めて必要になるはずでは？</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・保有水平耐力の計算で、例えば 1/100 変形角時にしたから、実際の変形が 1/100 になるとは限らなく、便宜的にそうしているだけである。</li> <li>・今回の委員会での意見も踏まえ WG で議論する。</li> </ul>   |  |                              |
| B-2 | 耐力壁の終局変形角はどこまで許容されるか (1/30?)   | <ul style="list-style-type: none"> <li>・耐力壁の評価は 1/15 までにして評価しているが、層として <math>D_s</math> を決める場合はもう少し変形角を小さくするなどが考えられる。</li> </ul> <p>■第 6 回 WG (R030224)<br/>中大規模グレーベンの試験では、1/15rad まで加力はするけど、その 1/15rad が安全限界というのとは少し違うのではないかと思われる。これが出版物として一般に出る時には再度議論をしていく。</p>  | 耐力壁の評価は終局変形角を 1/15 として評価しているが、層として $D_s$ を決める場合は 1/30 とする。   | 令和 2 年度報告書                   |
| B-3 | 柱脚の限界浮き上がり量をどう定めるか (15mm?)   | <ul style="list-style-type: none"> <li>・接合部の終局変位で決めれば良いと思われる。解析中に終局変形角や梁の折損など別の要因で決まることもある。</li> </ul> <p>その場合の注意点として、終局変形角でプログラムの打ち切りをするようにする。</p>   | 接合部の終局変位で決めれば良い。   | 令和 2 年度報告書(モデルプラン 1 に例示)     |
| B-4 | $D_s$ 算定方法（複数モデルによる方法、等価一自由度系による方法等）の各適用条件（安全側となる考え方）を記載               | 村田委員資料参照  | <p><math>D_s</math> の算定は、下記の 3 つの方法が考えられる。</p> <p>A) 完全弾塑性モデルを用いて各階の塑性率から <math>D_s</math> を算定する方法<br/> B) 等価一質点系モデルを用いて <math>D_s</math> を算定する方法<br/> C) 耐力壁単体の <math>D_s</math> から各階の <math>D_s</math> を算定する方法</p> <p>今年度(令和 3 年度)の検討では、「ラーメン接合部では脆性破壊を生じない」ことを前提とした上で、等価一自由度系の安全限界に基づく方法による <math>D_s</math> の算定方法を示した。</p> | 令和 2 年度報告書<br><br>令和 3 年度報告書 |
| B-5 | 耐力壁・柱頭柱脚接合部の骨格曲線をつくる際のルール（バイリニア・トリリニア等）トリリニアとする場合は危険側の $D_s$ 評価とならないよう | <ul style="list-style-type: none"> <li>・木造の保有水平耐力は、バイリニア置換した時の <math>Q_u</math> を使うことが慣用的となっており、他の構造よりも安全率が低くなっている。この WG で他の構造と横並びになるような提案をしていければと思っている。</li> <li>・耐力壁はバイリニア置換しても問題ないか。<br/>→ルート 3 の場合は安全側となるので問題ないのでは。</li> <li>・小谷委員の検討(20.10.13 資料 3)によれば、バイリニアモデルを用いれば <math>D_s</math> 値を安全側に評価できる。トリリニアモデルを用いる場合は第 2 折れ点の設定方法により、<math>D_s</math> 値の評価が変わる。</li> <li>・モデルを組む時の耐力壁や水平構面の要素をバイリニアの荷重変形関係でモデル化すると、1/100 変形角時の荷重が実際より上がっており、トリリニアなどの多角形で要素を近似していくと、そこま</li> </ul> | バイリニアモデルを用いれば $D_s$ 値を安全側に評価できる。   | 令和 2 年度報告書 付録-1              |

|                                      |   |   |   |   |
|--------------------------------------|---|---|---|---|
|                                      |   | <p>で上がらない。最初の要素のモデル化でトリリニアなどに変わると、保有水平耐力を 1/100 でとると厳しくなるのではないか。</p> <p>■第 3 回委員会 (R030203)<br/>昨年度まとめた中大規模グレー本の試験法でも 1/15rad まで加力すると書かれているので、例えば軒高さで制限するなど今後ルール作りが必要と思われる。<br/>→関連する話なので、WG で検討して提案をする。</p> <p>■第 6 回 WG (R030224)<br/>耐力壁のモデル化はトリリニアで行っていたが、モデルプラン 2 との関係や報告書のまとめ方などから、バイリニアに変更している。</p> <p>■報告書まとめ (R030304)<br/>第 3 章 (モデルプラン 1) で、耐力壁のモデル化をトリリニア→バイリニアに変更する旨、前回 WG でお話したが、現状トリリニアのままとしている。理由は、バイリニアで耐力壁のモデル化を行って解析を進めてみた結果、柱脚先行降伏モードと壁強度のバランスを取のが難しく、設計としてまとまらなくなつたため。そのため、この点については次年度の課題として、バイリニアモデルとトリリニアモデルの違いが解析（破壊モード）に及ぼす影響という観点からもう少し掘り下げてはどうかと考えている。</p> |   |   |
| B-6                                  | 耐力壁だけで構成された建物で、壁倍率 15 倍までの従来の耐力壁で壊れるケースでは、耐力壁をベースにした Ds で算出する考え方もあり、併記を検討 | <ul style="list-style-type: none"> <li>事例確認</li> </ul> <p>■第 3 回委員会 (R030203) 関連項目<br/>報告書素案 4 の必要保有水平耐力の算定方針で、告示の Ds は使えないのか。<br/>→解析で押し切ることが前提など、告示の Ds を使う場合の運用方法の記述案を考え、意見をいただく。</p>  | 増分解析によらない Ds 算定方法の検討、および、本 WG の検討内容と告示の Ds 表との対応関係の整理は次年度以降引き続き検討を行う。 |   |
| B-7                                  | 柱の曲げ引張破壊 (HD 金物による柱脚回転固定度が影響)への対応を検討                                      | A-7 参照  |   |   |
| B-8                                  | ラーメンと耐力壁の併用建物において簡便に Ds を求めるための設計法の検討                                     |   | 次年度以降の課題とする。  |   |
| C<br>令<br>和<br>2<br>年<br>度<br>モ<br>デ | C-1   | モデルプラン 1 は、1 階 RC 造、2~4 階木造のプランとする  | 今後変更予定 (現在は総木造プラン)  |   |
|                                      | C-2   | 土台に直接面材釘を打たず、枠材を介した接合方法 (土台に打たれた釘が上に持ち上がることによる耐力壁のせん断性能の低下への対応) のディテール例図示   | 昨年度(令和 2 年度)の試験結果より、性能低下がないことを確認。                                     | 昨年度報告書では「2.5 その他の留意事項」のほうでこのディテールを紹介した。<br>令和 2 年度報告書 |

|   |     |   |   |   |
|---|-----|---|---|---|
| ル<br>プ<br>ラ<br>ン<br>1   | C-3 | 鉛直荷重をどのようにかけているか（応力分担）、モデル化の留意事項として記載                           | 記載済   | 令和2年度報告書  |
| D<br>令<br>和<br>2<br>年<br>度<br>モ<br>デ<br>ル<br>プ<br>ラ<br>ン<br>2 | D-1 | 偏心が大きい架構の外力分布の割増し（または水平方向の外力分布の考慮）について検討、既往文献整理（片コア式タイプの実験データ等） | <ul style="list-style-type: none"> <li>・黄色本の水平構面の修正外力分布係数 <math>A_i'</math> は、スパンの長い水平構面の時に中央部分の外力が増幅されるような計算となっている。</li> <li>・片側耐力壁、片側ラーメンのような場合はバランスが悪い（偏心率 0.15 程度）場合の計算式ではないのか。</li> <li>・</li> </ul>   | 今回のモデルでは、片側ラーメン・片側耐力壁の形式だが、スパンが大きい場合の半分のモデルと考え、「2つの構面で構成され、水平耐力のバランスが良い場合」の計算式を採用した。  |
|   | D-2 | 水平構面の設計方法記載（Fe を考慮するか、弾性・弾塑性解析等）                                | <ul style="list-style-type: none"> <li>・水平構面の外力分布を考慮するのはどのようなときか。<br/>剛床かつ偏心率が大きい場合 → 0.15/0.3 をこえるとき？</li> <li>・水平構面スパンが大きい場合 → アスペクト比あるいはスパン長などで規定。</li> <li>・上記の場合については水平構面のモデル化は必須か。水平構面の設計外力を大きく設定することで、剛床仮定を前提とする考え方はあるか。</li> <li>・柔床モデル、質量比例</li> <li>・Fe は考慮する。</li> </ul> | <p>水平構面の外力分布を考慮する必要があるのは、剛床かつ偏心率 0.3 以上の場合とする。また、ねじれ補正係数で構面の応力を割り増す方法もある。</p> <p>柔床のモデルについては、質量比例による外力分布の採用や、Fe を考慮する方法がある。</p> |
| E<br>令<br>和<br>2<br>年<br>度<br>実<br>験                          | E-1 | 240-SNR1 で梁の折損が起こらなかった原因の解明（反曲点高比の観点、要素試験結果を考慮した解析等）            | <ul style="list-style-type: none"> <li>・想定していた梁の曲げ破壊には至らなかった。原因と考えられるのは、反曲点高さが想定より高かったのではないかと思われる</li> </ul>  | 反極点が高く、桁梁端部のメントが破壊に至るほど大きくならないことを確認。  |
|   | E-2 | HD 金物を面内配置した試験体（450-SNR2）は柱脚に回転バネの考慮（柱の曲げ引張破壊検討のため）             | <ul style="list-style-type: none"> <li>・昨年度（令和2年度）の実験で柱が曲げ破壊しているので、実際に使用するような寸法の柱にすると破壊も起こらなかつたのではないかと思われる所以、今後実験する際は考慮していただきたい。</li> <li>・面内配置のホールダウン金物の場合、内側と外側の軸力が異なることだったが、それをモデル化するときにどのようにするのか、考えがあれば教えていただきたい。</li> <li>→面内配置の場合は、柱脚の回転剛性を入れるなど、今後検討していく。</li> </ul>         | 柱脚に回転バネを考慮して、増分解析を行った。解析結果と試験結果はおおむね一致した。   |
|   | E-3 | 4~5 層の建物を想定した場合についての配慮  | <ul style="list-style-type: none"> <li>・今回の事業は 4~5 階建てなどを対象にしている。</li> <li>・4~5 階建てを許容応力度計算の耐力壁で設計すると、壁倍率が 20 倍ぐらいないと計画がしにくいという試設計をしたことがある。</li> <li>・高耐力壁・高耐力 HD の採用</li> <li>・軸力に耐えられる柱断面</li> <li>・折損が生じない梁せい</li> </ul>   |   |

## 第3章 モデルプラン

### —4階建て木造ラーメン構造の建物に対する保有水平耐力計算事例—

#### 3.1 建物概要

##### 3.1.1 建築概要

(1) 建物名称：4階建てモデルプラン

(2) 主要用途：事務所

(3) 規模

|            |                   |
|------------|-------------------|
| (ア) 延床面積：  | 216m <sup>2</sup> |
| (イ) 構 造：   | 木造                |
| (ウ) 階 数：   | 地上 4 階            |
| (エ) 最高高さ   | 14.50m            |
| (オ) 軒の最高高さ | 14.30m            |

##### 3.1.2 構造設計方針

(1) 構造の特徴

###### 【全体構造】

①本建物は梁間方向 1 スパン桁行方向 3 スパンの木造 4 階建て建物である。梁間方向は木造ラーメン構造とし、本計算例においては梁間方向に作用する地震力に対して検討を行う。

②接合部は柱-梁間に設けた接続金物と、柱・梁側に設けた LSB を柱側・梁側にボルトで接続している。柱側のボルトの鋼材は SCM435、梁側は SNR400 とし、終局時には梁側のボルトを降伏させる。LSB は接続ボルトの降伏時に脆性破壊は起こらないものとする。

③軒高>9m、最高高さ>13m であるため、建築基準法 6 条第 1 項 2 号、法 20 条 2 号に該当する。

④耐震計算ルートの選択においては、建築基準法施行令第 81 条第 2 項第 2 号口により、同条第 2 項第 1 号イ（保有水平耐力計算）に定める構造計算を行う。

###### 【基礎構造】

略

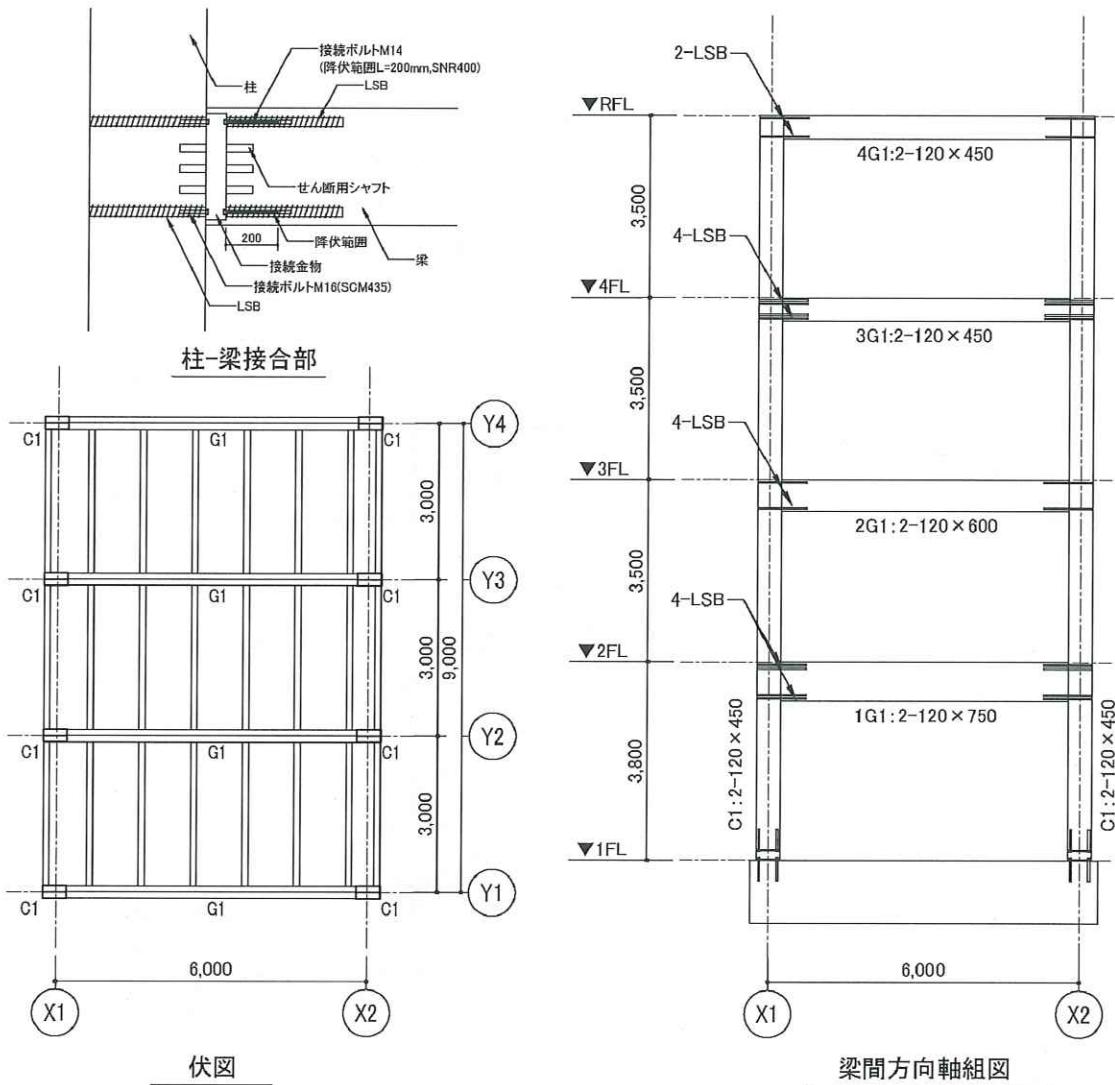


図 3.1.1 伏図・軸組図・接合部

表 3.1.1 部材凡例

|   | 符号 | 階  | 断面        | 樹種   | 材質                    | 接合部   | 接続ボルト       |
|---|----|----|-----------|------|-----------------------|-------|-------------|
| 柱 | C1 |    | 2-120×450 | カラマツ | 対称異等級構成集成材(E105-F300) | 2-LSB | M16(SCM435) |
| 梁 | G1 | RF | 2-120×450 | カラマツ | 対称異等級構成集成材(E105-F300) | 2-LSB | M14(SNR400) |
|   |    | 4F | 2-120×450 | カラマツ | 対称異等級構成集成材(E105-F300) | 4-LSB | M14(SNR400) |
|   |    | 3F | 2-120×600 | カラマツ | 対称異等級構成集成材(E105-F300) | 4-LSB | M14(SNR400) |
|   |    | 2F | 2-120×750 | カラマツ | 対称異等級構成集成材(E105-F300) | 4-LSB | M14(SNR400) |

## (2) 適用する構造計算ルート

- 以下に本建物の構造計算ルートを示す。

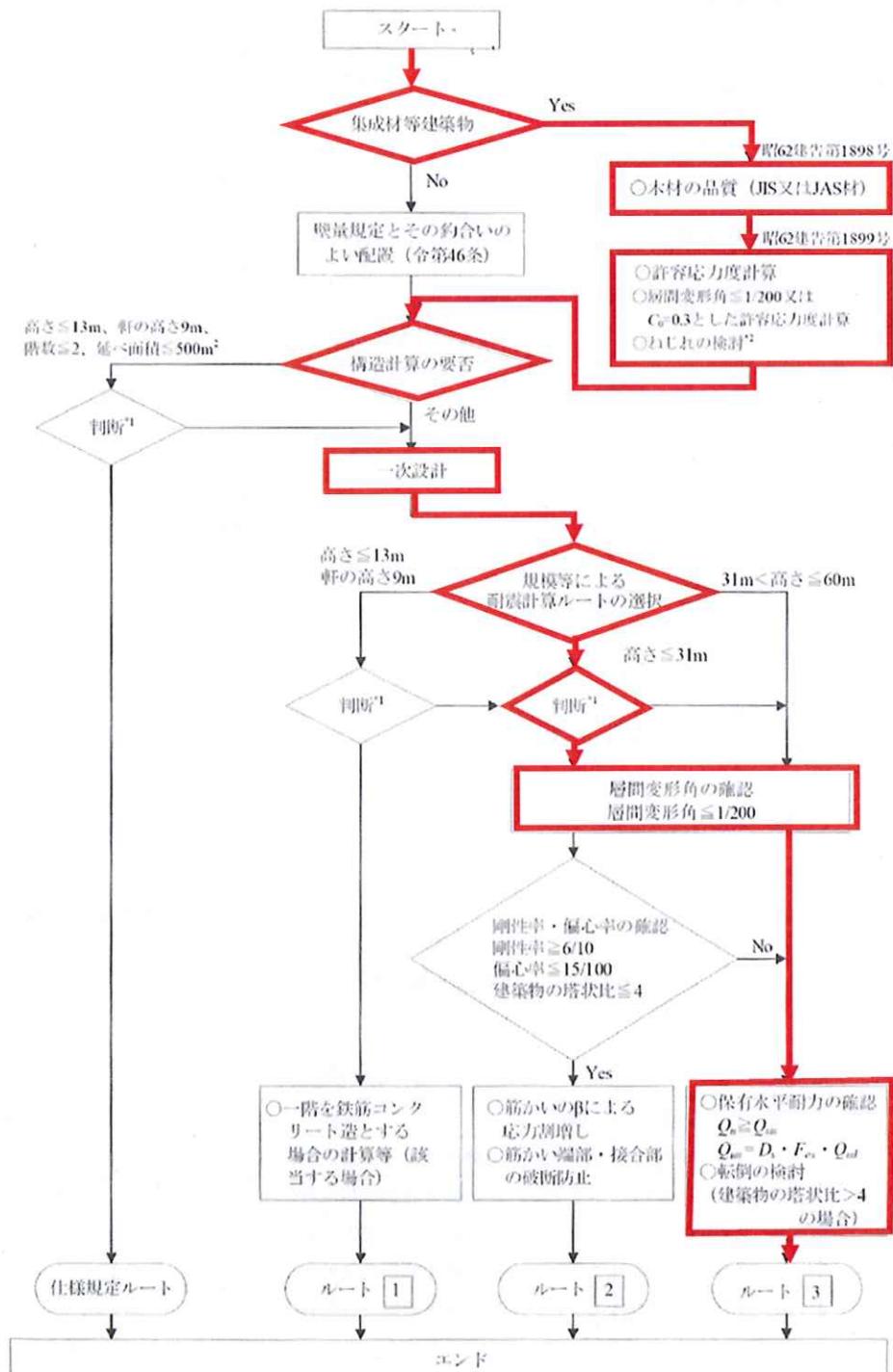


図 3.1.2 建物計算ルート

### (3) 準拠基準等

- ・建築基準法・同施行令および関連告示
- ・2020年版建築物の構造関係技術基準解説書
- ・建築物荷重指針・同解説 [日本建築学会：2015]
- ・木造軸組工法住宅の許容応力度設計 [日本住宅・木材技術センター：2017]

### (4) 解析

#### ①計算プログラム

構造計算に用いるプログラムとして、Midas iGen verR882（マイダスアイティジャパン）を使用する。

#### ②荷重計算

- ・各種荷重は、施行令、告示、並びに実状に応じて算出する。
- ・地盤は第二種地盤と仮定する。
- ・一次固有周期は略算式により算出する。固有周期算出で用いる建物高さは、最高高さを用いることとする。
- ・標準せん断力係数は、一次設計：0.2、二次設計：1.0にて地震力の算出を行う。

#### ① 解析条件

- ・モデル化の範囲は梁間1方向フレームの、平面フレームモデルとする。
- ・柱・梁は曲げ・せん断・軸剛性を考慮した線材としてモデル化を行う。
- ・部材端部（柱脚・梁端部）には LSB を用いた回転回転方向の弾塑性剛性及び曲げ耐力を考慮する。
- ・計算上の構造寸法は、スパンにおいては柱の中心間距離、階高については各階平均の梁せいの中心間距離とする。

#### ④許容応力度計算

- ・応力解析によって得られた各材の存在応力度が、許容応力度を超えないことを確認する。
- ・柱頭柱脚接合部及びラーメン柱梁接合部に関しても応力を確認し、短期許容応力度を超えないことを確認する。

## ⑤保有水平耐力計算

- ・外力分布は  $A_i$  分布とする。
- ・静的荷重増分解析を行い、完全弾塑性モデルによる降伏耐力を保有水平耐力  $Q_u$  とする。
- ・ $D_s$  値は、「JSCA 版木造建築構造の設計」に示される、等価一自由度系の安全限界に基づく方法（限界耐力計算に基づく応答計算から求める方法）による。静的荷重増分解析によって算出した各層のスケルトンカーブをもとに、安全限界時の代表変位  $\Delta_s$  と減衰による加速度低減率  $F_h$  を用いて  $D_s$  を算出する。ここで、安全限界時とは第 1 層の変形角が  $1/30\text{rad}$  に達した時とする。

### 3.1.3 使用材料

#### (1)木材

| 使用箇所 | 樹種                          | 基準強度              |                   |                   |                   |                   | ヤング係数              |
|------|-----------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|--------------------|
|      |                             | 圧縮 *1)            | 引張                | 曲げ                | せん断               | めり込み              |                    |
|      |                             | $F_c$             | $F_t$             | $F_b$             | $F_s$             | $F_{cv}$          |                    |
|      |                             | N/mm <sup>2</sup> | kN/mm <sup>2</sup> |
| 柱    | カラマツ集成材 対称異等級構成集成材E105-F300 | 23.2              | 20.2              | 30.0              | 3.6               | 7.8               | 10.5               |
| 梁    | カラマツ集成材 対称異等級構成集成材E105-F300 | 23.2              | 20.2              | 30.0              | 3.6               | 7.8               | 10.5               |

\*1) 圧縮材座屈の許容応力度は、告示式により低減する

#### (2)鋼材

| 使用箇所        | 鋼材     | F   | 長期許容応力度           |                   | 長期許容応力度           |                   | ヤング係数 |
|-------------|--------|-----|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------|
|             |        |     | 引張・圧縮             | せん断               | 引張・圧縮             | せん断               |       |
|             |        |     | N/mm <sup>2</sup> | N/mm <sup>2</sup> | N/mm <sup>2</sup> | N/mm <sup>2</sup> |       |
| 柱脚アンカーボルト   | SNR400 | 235 | 156.7             | 90.5              | 235.0             | 135.6             | 205   |
| 柱-梁接合部接続ボルト | SNR400 | 235 | 156.7             | 90.5              | 235.0             | 135.6             | 205   |

## 3.2 仮定荷重

### 3.2.1 固定・積載荷重

(1)床荷重表

| 荷重<br>符号 | 部位    | 積載<br>荷重          | 固定荷重(D.L)  |                        |                       | 設計荷重                   |                         |                         |
|----------|-------|-------------------|--|------------------------|-----------------------|------------------------|-------------------------|-------------------------|
|          |       |                   | 内訳   | 重量<br>N/m <sup>2</sup> | 計<br>N/m <sup>2</sup> | 床用<br>N/m <sup>2</sup> | 架構用<br>N/m <sup>2</sup> | 地震用<br>N/m <sup>2</sup> |
| F1       | RF床   | 屋根<br>(非歩行<br>屋根) | 床梁<br>構造用合板<br>屋根下地(耐火仕様)<br>床仕上げ<br>天井下地(耐火仕様)<br>内壁ならし | 200                    | 1720<br>↓<br>1800     | L.L                    |                         |                         |
|          |       |                   |  | 120                    |                       | 490                    | 300                     | 200                     |
|          |       |                   |  | 350                    |                       | T.L                    |                         |                         |
|          |       |                   |  | 250                    |                       | 2290                   | 2100                    | 2000                    |
|          |       |                   |  | 350                    |                       | L.L                    |                         |                         |
|          |       |                   |  | 450                    |                       | 2900                   | 1800                    | 800                     |
| F2       | 2~4F床 | 事務室               | 床梁<br>構造用合板<br>床下地(耐火仕様)<br>床仕上げ<br>天井下地(耐火仕様)<br>内壁ならし  | 200                    | 2170<br>↓<br>2200     | T.L                    |                         |                         |
|          |       |                   |  | 120                    |                       | 5100                   | 4000                    | 3000                    |
|          |       |                   |  | 350                    |                       | L.L                    |                         |                         |
|          |       |                   |  | 250                    |                       | 2900                   | 1800                    | 800                     |
|          |       |                   |  | 350                    |                       | T.L                    |                         |                         |
|          |       |                   |  | 900                    |                       | 5100                   | 4000                    | 3000                    |

(2)壁荷重表

| 荷重<br>符号 | 階     | 荷重<br>部位 | 仕上・躯体  | 重量<br>N/m <sup>2</sup> |                       | 計<br>N/m <sup>2</sup> |  |
|----------|-------|----------|--|------------------------|-----------------------|-----------------------|--|
|          |       |          |  | 内訳                     | 計<br>N/m <sup>2</sup> |                       |  |
| W1       | 1F~4F | 外壁       | サイディング<br>石膏ボード<br>間柱120x45,90@455<br>グラスウール厚100<br>強化石膏ボード<br>仕上げ | 200                    | 1070<br>↓<br>1100     |                       |  |
|          |       |          |  | 340                    |                       |                       |  |
|          |       |          |  | 100                    |                       |                       |  |
|          |       |          |  | 40                     |                       |                       |  |
|          |       |          |  | 340                    |                       |                       |  |
|          |       |          |  | 50                     |                       |                       |  |

### 3.2.2 地震荷重

#### (1) 計算条件

|          | 地盤種別       | 2    | 種地盤 |
|----------|------------|------|-----|
| h        | 建物高さ       | 14.5 | (m) |
| $h_s$    | 木・鉄骨造部分の高さ | 14.3 | (m) |
| $\alpha$ | $=h_s/h$   | 0.99 |     |
| T        | 設計用一次固有周期  | 0.43 | (s) |
| $T_c$    | 地盤卓越周期     | 0.60 | (s) |
| Z        | 地域係数       | 1.00 |     |
| Rt       | 振動特性係数     | 1.00 |     |
| $C_0$    | 標準層せん断力係数  | 0.20 |     |

#### (2) 層せん断力

| 層 | 各階重量<br>$W_i(kN)$ | $\sum W_i$<br>(kN) | $\alpha_i$ | $A_i$ | $C_i$ | 層せん断力<br>$Q_i(kN)$ |
|---|-------------------|--------------------|------------|-------|-------|--------------------|
| 4 | 208               | 208                | 0.18       | 1.82  | 0.36  | 75.7               |
| 3 | 317               | 525                | 0.45       | 1.39  | 0.28  | 145.9              |
| 2 | 323               | 847                | 0.72       | 1.17  | 0.23  | 198.3              |
| 1 | 329               | 1177               | 1.00       | 1.00  | 0.20  | 235.3              |

### 3.3 解析モデル

#### 3.3.1 解析モデル図

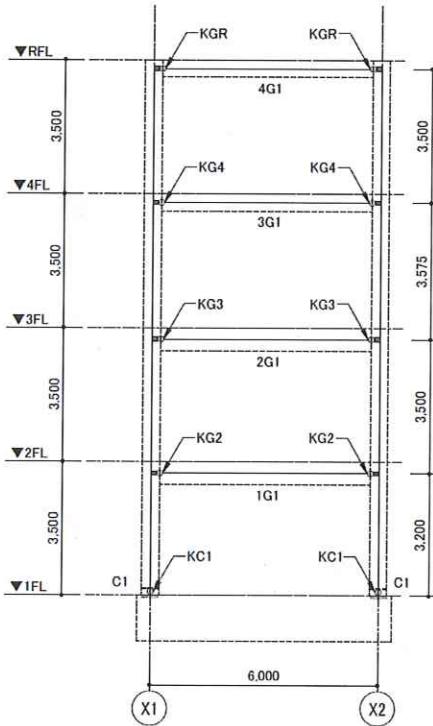


図 3.3.1 解析モデル図

#### 3.3.2 柱・梁復元力特性

|   | 符号 | 階  | 断面        | 樹種   | 材質                    |  |  | ヤング係数  |                   |
|---|----|----|-----------|------|-----------------------|--|--|--------|-------------------|
| 柱 | C1 |    | 2-120×450 | カラマツ | 対称異等級構成集成材(E105-F300) |  |  | 10,500 | N/mm <sup>2</sup> |
| 梁 | G1 | RF | 2-120×450 | カラマツ | 対称異等級構成集成材(E105-F300) |  |  | 10,500 | N/mm <sup>2</sup> |
|   |    | 4F | 2-120×450 | カラマツ | 対称異等級構成集成材(E105-F300) |  |  | 10,500 | N/mm <sup>2</sup> |
|   |    | 3F | 2-120×600 | カラマツ | 対称異等級構成集成材(E105-F300) |  |  | 10,500 | N/mm <sup>2</sup> |
|   |    | 2F | 2-120×750 | カラマツ | 対称異等級構成集成材(E105-F300) |  |  | 10,500 | N/mm <sup>2</sup> |

#### 3.3.3 接合部復元力特性

| カラマツ<br>集成材 |         | 断面      | 接合<br>形式 | LSB<br>本数 | 列数    | 一列当たり  |              |               | 実断面     |       |        |              |       |
|-------------|---------|---------|----------|-----------|-------|--------|--------------|---------------|---------|-------|--------|--------------|-------|
|             |         |         |          |           |       | 回転剛性   | 短期許容<br>曲げ耐力 | 短期許容<br>せん断耐力 | 断面      | バネ符号  | 回転剛性   | 短期許容<br>曲げ耐力 |       |
| 柱           | 120x450 | 柱脚      | 2        | 2         | 4,724 | 22.3   | 24.9         | 240x450       | KC1     | 9,448 | 44.6   | 49.8         |       |
| 梁           | RF      | 120x450 | 「型       | 2         | 2     | 6,636  | 17.8         | 22.1          | 240x450 | KGR   | 13,272 | 35.6         | 44.2  |
|             | 4F      | 120x450 | ト型       | 4         | 2     | 11,800 | 31.0         | 28.0          | 240x450 | KG4   | 23,600 | 62.0         | 56.0  |
|             | 3F      | 120x600 | ト型       | 4         | 2     | 21,709 | 52.5         | 35.7          | 240x600 | KG3   | 43,418 | 105.0        | 71.4  |
|             | 2F      | 120x750 | ト型       | 4         | 2     | 35,963 | 62.0         | 50.3          | 240x750 | KG2   | 71,926 | 124.0        | 100.6 |

### 3.4 許容応力度計算

#### 3.4.1 応力図

長期荷重が最も大きいY2通りフレームの応力図を示す。

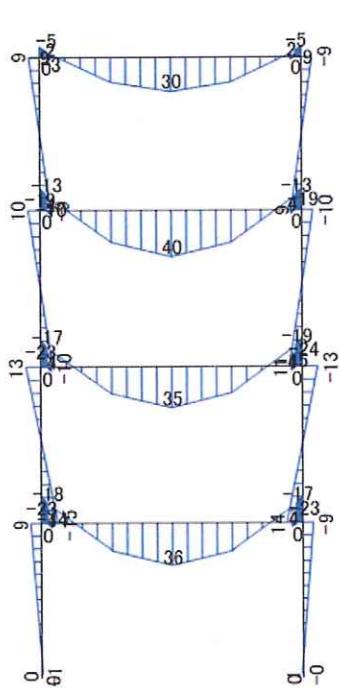


図 3.4.1 長期曲げ図(kNm)

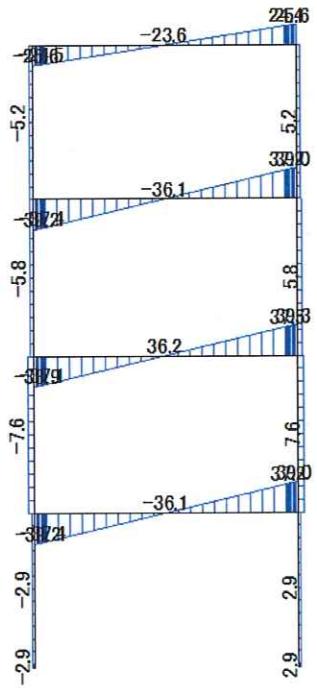


図 3.4.2 長期せん断力図(kN)

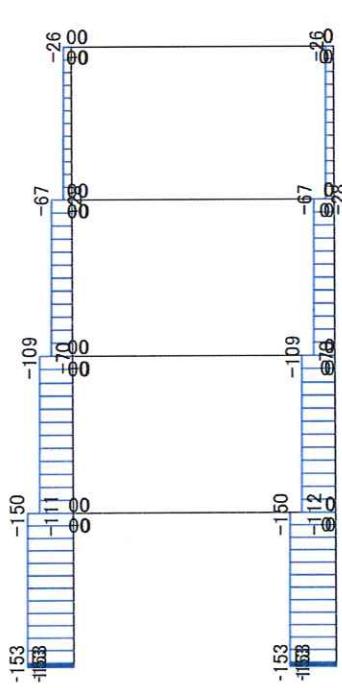


図 3.4.3 長期軸力図(kN)

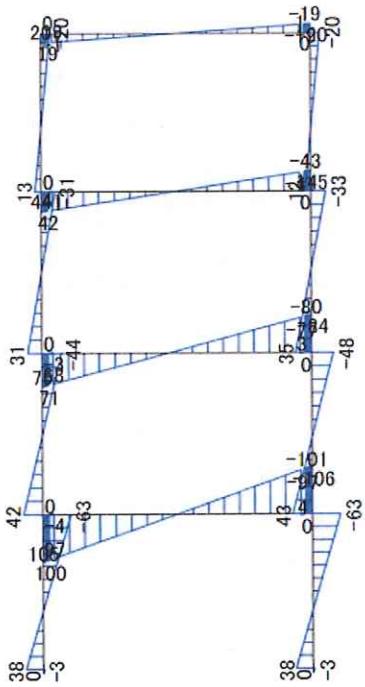


図 3.4.4 地震時曲げ図(kNm)

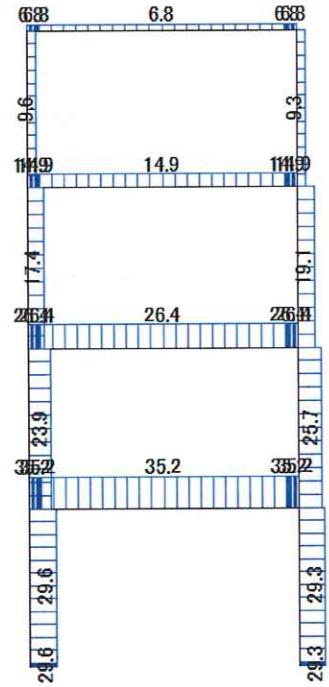


図 3.4.5 地震時せん断力図(kN)

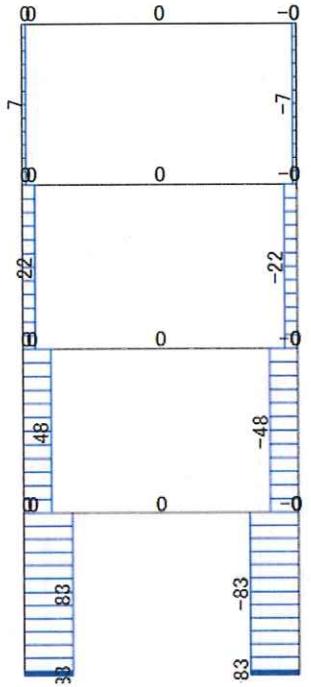


図 3.4.6 地震時軸力図(kN)

### 3.4.2 断面検定

#### (1) 柱 C1 : 2-120 x 450 (カラマツ集成材対称異等級 E105-F300)

短期荷重時に対して検討を行う。

- 軸力に対する部材検討

$$\text{柱断面二次半径 } i : 0.289 \times 120 = 34.6\text{mm}$$

$$\text{柱細長比 } \lambda : 3500\text{mm} / 34.6\text{mm} = 101$$

$$\text{柱短期許容軸応力度 } s f_c : 23.2 \times 3000 / 101^2 \times 2/3 = 4.55\text{N/mm}^2$$

$$\text{有効柱断面積 } A_e : (2 \times 120\text{mm} \times 450\text{mm}) = 108,000\text{mm}^2$$

$$\text{柱圧縮応力度 } s \sigma_c : (150 + 83) \text{ kN} / 108,000\text{mm}^2 = 2.15\text{N/mm}^2$$

$$\text{検定比 } s \sigma_c / s f_c : 0.473$$

- 曲げに対する部材検討

$$\text{短期許容曲げ応力度 } s f_b : 30 \times 2/3 = 20\text{N/mm}^2$$

$$\text{有効断面二次係数 } Z : (2 \times 120\text{mm} \times 450^2\text{mm}^2) / 6 = 8.10 \times 10^6\text{mm}^3$$

$$\text{曲げ応力度 } s \sigma_b : M/Z = (9+63) \text{ kNm} / Z = 8.85 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{検定比 } s \sigma_b / s f_b : 8.85\text{N/mm}^2 / 20\text{N/mm}^2 = 0.442$$

- 軸力と曲げの組み合わせ応力による部材検討

$$\text{軸力と曲げに対する検定比} : \sigma_c / s f_c + s \sigma_b / s f_b = 0.473 + 0.442 = 0.915 \rightarrow \text{OK}$$

- 曲げに対する柱脚接合部検討

$$\text{接合部短期許容曲げモーメント } s M_{ja} = 44.6\text{kNm}$$

$$\text{検定比 } M_s / s M_{ja} : 38\text{kNm} / 44.6\text{kNm} = 0.85 \rightarrow \text{OK}$$

- せん断に対する部材検討

$$\text{短期許容せん断応力度 } s f_s : 2.4\text{N/mm}^2$$

$$\text{有効せん断断面積 } s A_e : (2 \times 120\text{mm} \times 450\text{mm}) = 108,000\text{mm}^2$$

$$\text{せん断応力度 } s \sigma_s : (\kappa \times Q) / s A_e = 1.5 \times (29.6 + 2.9)\text{kN} / 108,000\text{mm}^2 = 0.45\text{N/mm}^2$$

$$\text{検定比 } s \sigma_s / s f_s : 0.45\text{N/mm}^2 / 2.4\text{N/mm}^2 = 0.188s \rightarrow \text{OK}$$

- せん断に対する柱脚接合部検討

$$\text{接合部短期許容せん断力 } s Q_{ja} = 49.8\text{kN}$$

$$\text{検定比 } Q_s / s Q_{ja} : 33.5\text{kN} / 49.8\text{kN} = 0.672 \rightarrow \text{OK}$$

## (2)梁部材の検討

短期荷重時に対して検討を行う。

### ① 2G1 : 2-120×750

- 曲げに対する部材検討

短期許容曲げ応力度  $s f_b$  : 20N/mm<sup>2</sup>

有効断面二次係数 Z :  $(2 \times 120\text{mm} \times 750^2\text{mm}^2) / 6 \times 0.8 = 1.80 \times 10^7\text{mm}^3$

曲げ応力度  $s \sigma_b$  :  $M/Z = (101+17) \text{kNm} / Z = 6.55 \text{N/mm}^2$

検定比  $s \sigma_b / s f_b$  :  $6.55 \text{N/mm}^2 / 20 \text{N/mm}^2 = 0.327 \rightarrow \text{OK}$

---

- 曲げに対する接合部検討

接合部短期許容曲げモーメント  $s M_{ja}$  = 124kNm

検定比  $M_s / s M_{ja}$  :  $118 \text{kNm} / 124 \text{kNm} = 0.951 \rightarrow \text{OK}$

---

- せん断に対する部材検討

短期許容せん断応力度  $s f_s$  : 2.4N/mm<sup>2</sup>

有効せん断面積  $s A_e$  :  $(2 \times 120\text{mm} \times 750\text{mm}) \times 0.8 = 1.44 \times 10^5 \text{mm}^2$

せん断応力度  $s \sigma_s$  :  $(\kappa \times Q) / s A_e = 1.5 \times (36.1 + 35.2) \text{kN} / 1.44 \times 10^5 \text{mm}^2 = 0.74 \text{N/mm}^2$

検定比  $s \sigma_s / s f_s$  :  $0.74 \text{N/mm}^2 / 2.4 \text{N/mm}^2 = 0.31 \rightarrow \text{OK}$

---

- せん断に対する接合部検討

接合部短期許容せん断力  $s Q_{ja}$  = 100.6kN

検定比  $Q_s / s Q_{ja}$  :  $71.3 \text{kN} / 100.6 \text{kN} = 0.71 \rightarrow \text{OK}$

---

### ② 3G1 : 2-120×600

- 曲げに対する部材検討

短期許容曲げ応力度  $s f_b$  : 20N/mm<sup>2</sup>

有効断面二次係数 Z :  $(2 \times 120\text{mm} \times 600^2\text{mm}^2) / 6 \times 0.8 = 1.15 \times 10^7\text{mm}^3$

曲げ応力度  $s \sigma_b$  :  $M/Z = (80+19) \text{kNm} / Z = 8.60 \text{N/mm}^2$

検定比  $s \sigma_b / s f_b$  :  $8.60 \text{N/mm}^2 / 20 \text{N/mm}^2 = 0.430 \rightarrow \text{OK}$

---

- 曲げに対する接合部検討

接合部短期許容曲げモーメント  $s M_{ja}$  = 105kNm

検定比  $M_s / s M_{ja}$  :  $99 \text{kNm} / 105 \text{kNm} = 0.942 \rightarrow \text{OK}$

---

- せん断に対する部材検討

短期許容せん断応力度  $s f_s : 2.4 \text{N/mm}^2$

有効せん断面積  $s A_e : (2 \times 120\text{mm} \times 600\text{mm}) \times 0.8 = 1.15 \times 10^5 \text{mm}^2$

せん断応力度  $s \sigma_s : (\kappa x Q) / s A_e = 1.5 \times (36.2+26.4)\text{kN} / 1.15 \times 10^5 \text{mm}^2 = 0.816 \text{N/mm}^2$

検定比  $s \sigma_s / s f_s : 0.816 \text{N/mm}^2 / 2.4 \text{N/mm}^2 = 0.34 \rightarrow \text{OK}$

---

- せん断に対する接合部検討

接合部短期許容せん断力  $s Q_{ja} = 74.0 \text{kN}$

検定比  $Q_s / s Q_{ja} : 62.6 \text{kN} / 74.0 \text{kN} = 0.846 \rightarrow \text{OK}$

---

(3) 4G1 : 2-120×450

- 曲げに対する部材検討

短期許容曲げ応力度  $s f_b : 20 \text{N/mm}^2$

有効断面二次係数  $Z : (2 \times 120\text{mm} \times 450^2 \text{mm}^2) / 6 \times 0.8 = 6.48 \times 10^6 \text{mm}^3$

曲げ応力度  $s \sigma_b : M/Z = (43+13) \text{kNm} / 6.48 \times 10^6 \text{mm}^3 = 8.64 \text{N/mm}^2$

検定比  $s \sigma_b / s f_b : 8.64 \text{N/mm}^2 / 20 \text{N/mm}^2 = 0.432 \rightarrow \text{OK}$

---

- 曲げに対する接合部検討

接合部短期許容曲げモーメント  $s M_{ja} = 64 \text{kNm}$

検定比  $M_s / s M_{ja} : 56 \text{kNm} / 64 \text{kNm} = 0.875 \rightarrow \text{OK}$

---

- せん断に対する部材検討

短期許容せん断応力度  $s f_s : 2.4 \text{N/mm}^2$

有効せん断面積  $s A_e : (2 \times 120\text{mm} \times 450\text{mm}) \times 0.8 = 8.64 \times 10^4 \text{mm}^2$

せん断応力度  $s \sigma_s : (\kappa x Q) / s A_e = 1.5 \times (36.1+14.9)\text{kN} / 8.64 \times 10^4 \text{mm}^2 = 0.885 \text{N/mm}^2$

検定比  $s \sigma_s / s f_s : 0.885 \text{N/mm}^2 / 2.4 \text{N/mm}^2 = 0.368 \rightarrow \text{OK}$

---

- せん断に対する接合部検討

接合部短期許容せん断力  $s Q_{ja} = 60.0 \text{kN}$

検定比  $Q_s / s Q_{ja} : 51 \text{kN} / 60 \text{kN} = 0.85 \rightarrow \text{OK}$

---

④ RG1 : 2-120×450

- 曲げに対する部材検討

短期許容曲げ応力度  $s f_b$  : 20N/mm<sup>2</sup>

有効断面二次係数 Z :  $(2 \times 120\text{mm} \times 450^2\text{mm}^2) / 6 \times 0.8 = 6.48 \times 10^6\text{mm}^3$

曲げ応力度  $s \sigma_b$  :  $M/Z = (19+5) \text{ kNm} / 6.48 \times 10^6\text{mm}^3 = 3.70 \text{ N/mm}^2$

検定比  $s \sigma_b / s f_b$  :  $3.70\text{N/mm}^2 / 20 \text{ N/mm}^2 = 0.175 \rightarrow \text{OK}$

---

- 曲げに対する接合部検討

接合部短期許容曲げモーメント  $s M_{ja}$  = 35.6kNm

検定比  $M_s / s M_{ja}$  :  $24\text{kNm} / 35.6\text{kNm} = 0.674 \rightarrow \text{OK}$

---

- せん断に対する部材検討

短期許容せん断応力度  $s f_s$  : 2.4N/mm<sup>2</sup>

有効せん断面積  $s A_e$  :  $(2 \times 120\text{mm} \times 450\text{mm}) \times 0.8 = 1.15 \times 10^5\text{mm}^2$

せん断応力度  $s \sigma_s$  :  $(\kappa \times Q) / s A_e = 1.5 \times (23.6+6.8)\text{kN} / 1.15 \times 10^5\text{mm}^2 = 0.397\text{N/mm}^2$

検定比  $s \sigma_s / s f_s$  :  $0.397\text{N/mm}^2 / 2.4\text{N/mm}^2 = 0.165 \rightarrow \text{OK}$

---

- せん断に対する接合部検討

接合部短期許容せん断力  $s Q_{ja}$  = 30.4 kN

検定比  $Q_s / s Q_{ja}$  :  $30.4\text{kN} / 44.2\text{kN} = 0.688 \rightarrow \text{OK}$

---

### 3.4.3 層間変形角・剛性率

施行令第 82 条の 2 の規定にもとづき層間変形角は 1/200 以下、剛性率は 0.6 以上であることを確認する。なお、対称な建物のため偏心率の算定は省略する。

表 3.4.1 層間変形角と剛性率

| 階 | 階高  | 層変位   | 層間変位  | 層間変形角 | 剛性率  |
|---|-----|-------|-------|-------|------|
|   | m   | mm    | mm    |       |      |
| 4 | 3.5 | 49.33 | 8.7   | 1/402 | 1.32 |
| 3 | 3.5 | 40.63 | 11.31 | 1/309 | 1.02 |
| 2 | 3.5 | 29.32 | 12.74 | 1/275 | 0.90 |
| 1 | 3.8 | 16.58 | 16.58 | 1/229 | 0.75 |

### 3.5 保有水平耐力計算

#### 3.5.1 静的増分解析結果

各階の増分解析による荷重一変位関係及び完全弾塑性モデルを図 3.5.1 に示す。安全限界時の層間変位は変形角が  $1/30$  となる場合、損傷限界時の層間変位は完全弾塑性モデルの第 1 折れ点に達した時の変位とした。

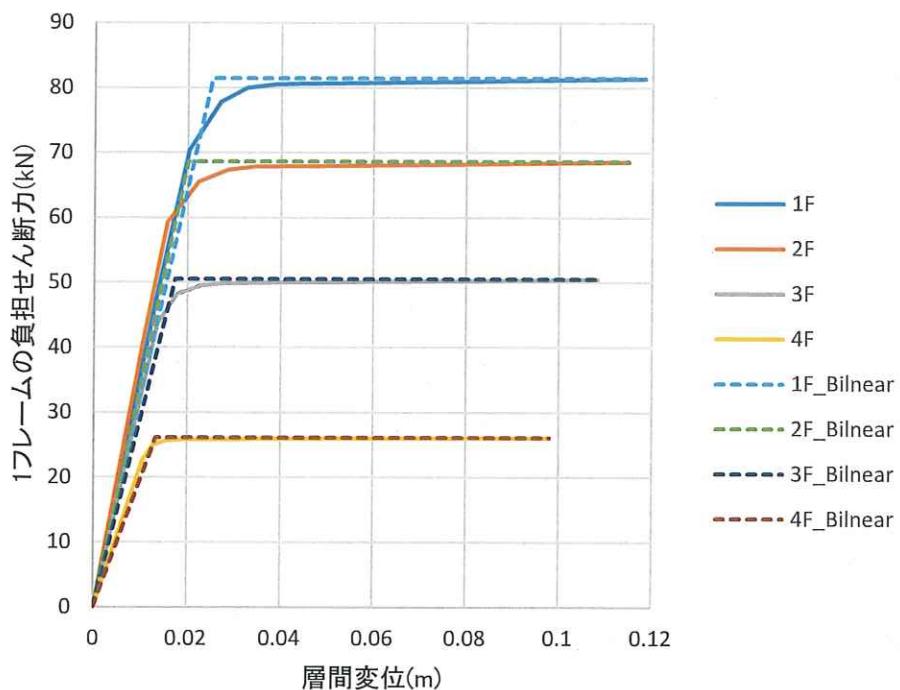


図 3.5.1 各階荷重-変形関係及び完全弾塑性モデル

表 3.5.1 1 フレームあたりの保有水平耐力及び変位

| 階 | 損傷限界時<br>層間変位      | 安全限界時<br>層間変位      | 1フレームあたりの<br>保有水平耐力 |
|---|--------------------|--------------------|---------------------|
|   | $\delta_{di}$ (mm) | $\delta_{si}$ (mm) | $Q_u$ (kN/1フレーム)    |
| 4 | 13.4               | 98.1               | 26.1                |
| 3 | 17.5               | 108.4              | 50.5                |
| 2 | 20.2               | 115.0              | 68.6                |
| 1 | 25.4               | 118.5              | 81.4                |

### 3.5.2 Ds の算定

Ds は、等価一自由度系の安全限界に基づく方法による。静的荷重増分解析によって算出した各層のスケルトンカーブをもとに、安全限界時の代表変位  $\Delta_s$  と減衰による加速度低減率  $F_h$  を用いて Ds を算出する。ここで、安全限界時は第 1 層の変形角が  $1/30\text{rad}$  に達した時とする。

$$D_s = \min \left( \frac{C_g \cdot F_h^2 \cdot p^2}{\Delta_s}, 1.224 F_h \cdot p \right) \cdot \frac{R_m}{R_t}$$

ここで、

$C_g$  : 地盤種別に応じた係数（下記とする）

第 1 種地盤  $C_g = 0.123$ , 第 2 種地盤  $C_g = 0.278$ , 第 3 種地盤  $C_g = 0.494$

$\Delta_s = \frac{\sum_i m_i \cdot d_{S,i}^2}{\sum_i m_i \cdot d_{S,i}}$  : 安全限界時の代表変位

$R_m = \frac{(\sum_i m_i \cdot d_{S,i})^2}{\sum_i m_i \cdot d_{S,i}^2 \sum_i m_i}$  : 安全限界時の有効質量比

$d_{S,i}$  : i 階の安全限界時の基礎からの水平変位

$p$  : 平屋建て : 0.8, 2 階建て : 0.85, 3 階建て : 0.90, 4 階建て : 0.95, その他 : 1.0

$F_h = \frac{1.5}{1+10h}$  : 減衰による加速度低減率

$h = \frac{\sum_i h_{e,i} \cdot Q_{S,i} \cdot \delta_{S,i}}{\sum_i Q_{S,i} \cdot \delta_{S,i}} + 0.05$  : 等価一自由度系の減衰定数

$h_{e,i} = 0.2 \left( 1 - \sqrt{\frac{\delta_{d,i}}{\delta_{S,i}}} \right)$  : 各階の減衰定数（粘性減衰を除く）

$Q_{S,i}$  : i 階の安全限界時層せん断力

$\delta_{S,i}$  : i 階の安全限界時層間変位

$\delta_{d,i}$  : i 階の損傷限界時層間変位

$R_t$  : 昭 55 建告第 1793 号による振動特性係数

表 3.5.2 準備計算

| 階  | i 階重量                | i 階質量               | i 階の安全限界時層間変位       | i 階の絶対高さ            | i 階の絶対変位            |                  |                    |                      | i 階の損傷限界時層間変位       | $h_{e,i} Q_{S,i} \delta_{S,i}$<br>kN | i 階の安全限界時層せん断力                        |                                       |                               |
|----|----------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|------------------|--------------------|----------------------|---------------------|--------------------------------------|---------------------------------------|---------------------------------------|-------------------------------|
|    | W <sub>i</sub><br>kN | m <sub>i</sub><br>t | $\delta_{S,i}$<br>m | H <sub>i</sub><br>m | d <sub>i</sub><br>m | $m_i d_i$        | $m_i d_i^2$        | $m_i d_i H_i$        | $\delta_{d,i}$<br>m |                                      |                                       | $\Sigma h_{e,i} Q_{S,i} \delta_{S,i}$ | $\Sigma Q_{S,i} \delta_{S,i}$ |
| 4F | 208.1                | 21.2                | 0.10                | 14.3                | 0.440               | 9.34             | 4.11               | 133.6                | 0.013               | 0.13                                 | 26.13                                 | 0.32                                  | 2.56                          |
| 3F | 316.5                | 32.3                | 0.11                | 10.8                | 0.342               | 11.04            | 3.78               | 119.3                | 0.017               | 0.12                                 | 50.46                                 | 0.65                                  | 5.47                          |
| 2F | 322.8                | 32.9                | 0.12                | 7.3                 | 0.234               | 7.69             | 1.80               | 56.2                 | 0.020               | 0.12                                 | 68.57                                 | 0.92                                  | 7.89                          |
| 1F | 329.1                | 33.6                | 0.12                | 3.8                 | 0.118               | 3.98             | 0.47               | 15.1                 | 0.025               | 0.11                                 | 81.42                                 | 1.04                                  | 9.65                          |
|    | $\Sigma m_i$         |                     |                     |                     |                     | $\Sigma m_i d_i$ | $\Sigma m_i d_i^2$ | $\Sigma m_i d_i H_i$ |                     |                                      | $\Sigma h_{e,i} Q_{S,i} \delta_{S,i}$ | $\Sigma Q_{S,i} \delta_{S,i}$         |                               |
|    | 120.1                |                     |                     |                     |                     | 32.1             | 10.2               | 324.1                |                     |                                      | 2.9                                   | 25.6                                  |                               |

安全限界時の代表変位

$$\Delta_s = \frac{\sum_i m_i \cdot d_{S,i}^2}{\sum_i m_i \cdot d_{S,i}} = \frac{10.20}{32.10} = 0.318$$

有効質量比

$$R_m = \frac{(\sum_i m_i \cdot d_{S,i})^2}{\sum_i m_i \cdot d_{S,i}^2 \sum_i m_i} = \frac{32.1^2}{10.20 \cdot 120.1} = 0.841$$

等価一自由度系の減衰定数

$$h = \frac{\sum_i h_{e,i} \cdot Q_{S,i} \cdot \delta_{S,i}}{\sum_i Q_{S,i} \cdot \delta_{S,i}} + 0.05 = \frac{2.9}{25.6} + 0.05 = 0.165$$

減衰による加速度低減率は

$$F_h = \frac{1.5}{1 + 10h} = 0.57$$

構造特性係数  $D_s$

$$\begin{aligned} D_s &= \min \left( \frac{C_g \cdot F_h^2 \cdot p^2}{\Delta_s}, 1.224 F_h \cdot p \right) \cdot \frac{R_m}{R_t} \\ &= \min \left( \frac{0.278 \cdot 0.57^2 \cdot 0.95^2}{0.318}, 1.224 \cdot 0.57 \cdot 0.95 \right) \cdot \frac{0.841}{1.00} \\ &= \min(0.25, 0.66) \cdot 0.841 = 0.21 \end{aligned}$$

第2章の結果と比べ  $D_s$  が小さくなっている理由を以下に述べる。

本モデルプランはモデル4Aに比べ、架構重量や寸法などは大きく変わらないが、各接合部耐力が小さく層の降伏時の変形が小さい。

早期に降伏すると終局変形時には各層の層間変位は1層目の層間変位に近づく。つまり、各層の変位率が均等になるため、 $D_s$  は小さくなる。また、塑性率が増大することから、 $F_h$ による低減が大きくなることも  $D_s$  が減少する要因となる。

### 3.5.3 保有水平耐力と必要保有水平耐力

保有水平耐力が必要保有水平耐力を上回ることを確認する。

建告第1792号第2第4項に示される表の「剛節架構で筋交いを設けない構造とした場合」は、Dsは0.25以上である。接合部の種別をSA相当と仮定すれば、0.25となる。3.5.2で算出したDsは0.25に満たないため、Dsは0.25を採用する。

表 3.5.3 保有水平耐力と必要保有水平耐力

| 階 | 1フレームあたりの<br>保有水平耐力<br>Qu (kN/1フレーム) | 保有水平耐力<br>Qu (kN) | 地震力によって各<br>階に生ずる水平力<br>Qud | Ds   | 形状係数<br>Fes | 必要保有水平耐力<br>Qun(kN) | Qu/Qu |
|---|--------------------------------------|-------------------|-----------------------------|------|-------------|---------------------|-------|
|   |                                      |                   |                             |      |             |                     |       |
| 4 | 26.1                                 | 104.5             | 380.6                       | 0.25 | 1.00        | 95                  | 1.10  |
| 3 | 50.5                                 | 201.8             | 732.4                       | 0.25 | 1.00        | 183                 | 1.10  |
| 2 | 68.6                                 | 274.3             | 993.6                       | 0.25 | 1.00        | 248                 | 1.10  |
| 1 | 81.4                                 | 325.7             | 1176.5                      | 0.25 | 1.00        | 294                 | 1.11  |

### 3.5.4 保証設計

### (1) 崩壊メカニズム時の柱・梁に対する検討

崩壊メカニズム時の柱・梁の応力に対し安全率 1.5 を乗じた値が各基準強度及び接合部の終局耐力を超えないことを確認する。ここで、接合部の終局耐力とは短期許容耐力の 1.5 倍とした。

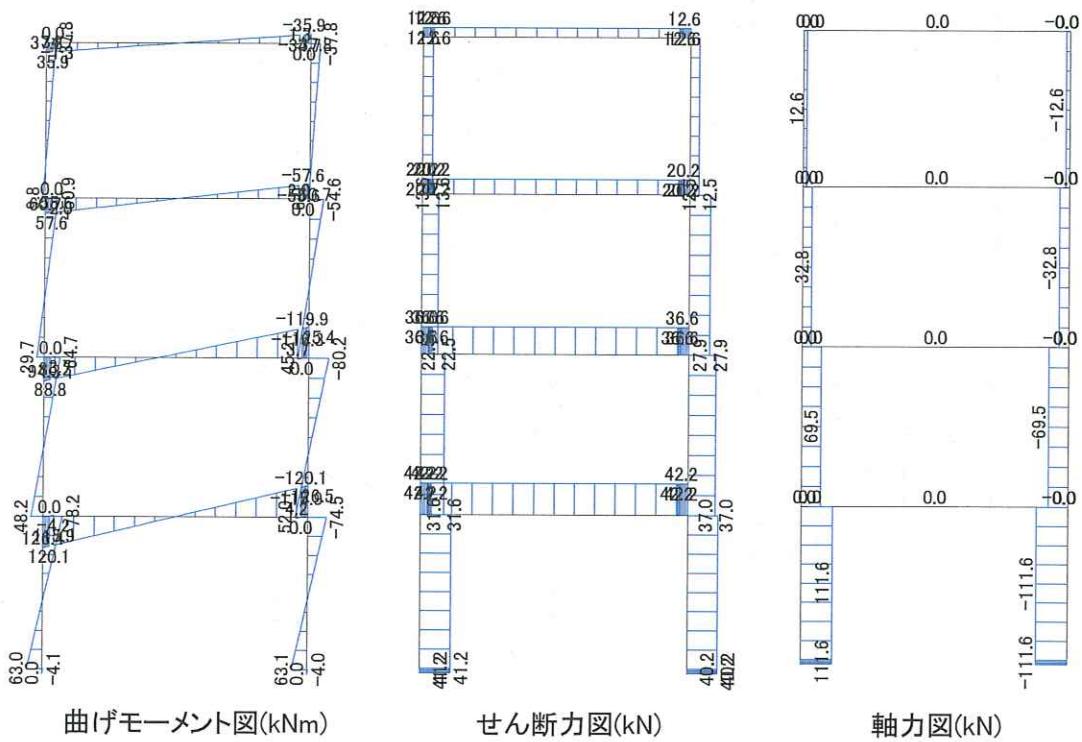


図 3.5.2 崩壊メカニズム時応力図

表 3.5.4 柱の保証設計(曲げ・軸力)

| 階  | 柱曲げモーメント        |                 |                 | 柱圧縮             |                 |                 | 柱断面 |     | 柱断面     |         | 曲げ<br>応力度         | 曲げ<br>基準強度        | 圧縮<br>応力度         | 圧縮<br>基準強度<br>(座屈強度) | 検定比  |
|----|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----|-----|---------|---------|-------------------|-------------------|-------------------|----------------------|------|
|    | 長期              | 終局時             | 保証設計            | 長期              | 終局時             | 保証設計            | 柱幅  | 柱せい | 断面積     | 断面係数    |                   |                   |                   |                      |      |
|    | M <sub>Cl</sub> | M <sub>Cu</sub> | M <sub>Cg</sub> | N <sub>Cl</sub> | N <sub>Cu</sub> | N <sub>Cg</sub> | B   | D   | A       | Z       | σ <sub>bg</sub>   | F <sub>b</sub>    | σ <sub>cg</sub>   | F <sub>c</sub>       |      |
|    | kN              | kN              | kN              | kN              | kN              | kN              | mm  | mm  | mm      | mm      | N/mm <sup>2</sup> | N/mm <sup>2</sup> | N/mm <sup>2</sup> | N/mm <sup>2</sup>    |      |
| 4F | 9               | 37.8            | 65.7            | 26              | 12.6            | 38.6            | 240 | 450 | 1.1E+05 | 8.1E+06 | 8.11              | 30.00             | 0.36              | 6.83                 | 0.32 |
| 3F | 10              | 54.6            | 91.9            | 67              | 32.8            | 99.8            | 240 | 450 | 1.1E+05 | 8.1E+06 | 11.35             | 30.00             | 0.92              | 6.83                 | 0.51 |
| 2F | 13              | 80.2            | 133.3           | 109             | 69.5            | 178.5           | 240 | 450 | 1.1E+05 | 8.1E+06 | 16.46             | 30.00             | 1.65              | 6.83                 | 0.79 |
| 1F | 9               | 74.5            | 120.75          | 150             | 111.6           | 261.6           | 240 | 450 | 1.1E+05 | 8.1E+06 | 14.91             | 30.00             | 2.42              | 6.83                 | 0.85 |

表 3.5.5 柱の保証設計(せん断)

| 階  | 柱せん断力           |                 |                 | 柱断面 |     | せん断<br>応力度        | せん断<br>基準強度       | せん断<br>検定比 | 接合部<br>終局時<br>せん断<br>力 | 接合部<br>せん断<br>検定比 |
|----|-----------------|-----------------|-----------------|-----|-----|-------------------|-------------------|------------|------------------------|-------------------|
|    | 長期              | 終局時             | 保証設計            | 柱幅  | 柱せい |                   |                   |            |                        |                   |
|    | Q <sub>Cl</sub> | Q <sub>Cu</sub> | Q <sub>Cg</sub> | B   | D   | τ <sub>Cg</sub>   | F <sub>s</sub>    |            |                        |                   |
|    | kN              | kN              | kN              | mm  | mm  | N/mm <sup>2</sup> | N/mm <sup>2</sup> |            |                        |                   |
| 4F | 5.2             | 13.6            | 25.6            | 240 | 450 | 0.36              | 3.60              | 0.15       | -                      | -                 |
| 3F | 5.8             | 22.5            | 39.55           | 240 | 450 | 0.55              | 3.60              | 0.23       | -                      | -                 |
| 2F | 7.8             | 31.6            | 55.2            | 240 | 450 | 0.77              | 3.60              | 0.32       | -                      | -                 |
| 1F | 2.9             | 41.2            | 64.7            | 240 | 450 | 0.90              | 3.60              | 0.37       | 74.7                   | 0.87              |

表 3.5.6 梁の保証設計(曲げ)

| 階  | 梁曲げモーメント        |                 |                 | 梁断面 |     | 断面係数            | 曲げ<br>応力度         | 曲げ<br>基準強度        | 検定比  |
|----|-----------------|-----------------|-----------------|-----|-----|-----------------|-------------------|-------------------|------|
|    | 長期              | 終局時             | 保証設計            | 柱幅  | 柱せい |                 |                   |                   |      |
|    | M <sub>Gl</sub> | M <sub>Gu</sub> | M <sub>Gg</sub> | B   | D   | Z               | τ <sub>Gu</sub>   | F <sub>b</sub>    |      |
|    | kN              | kN              | kN              | mm  | mm  | mm <sup>3</sup> | N/mm <sup>2</sup> | N/mm <sup>2</sup> |      |
| RF | 5.0             | 35.9            | 58.9            | 240 | 450 | 8.1E+06         | 7.3               | 30.0              | 0.24 |
| 4F | 13.0            | 57.6            | 99.4            | 240 | 450 | 8.1E+06         | 12.3              | 30.0              | 0.41 |
| 3F | 19.0            | 119.9           | 198.9           | 240 | 600 | 1.4E+07         | 13.8              | 30.0              | 0.46 |
| 2F | 17.0            | 120.1           | 197.2           | 240 | 600 | 1.4E+07         | 13.7              | 30.0              | 0.46 |

表 3.5.7 梁の保証設計(せん断)

| 階  | 梁せん断力           |                 |                 | 梁断面 |     | せん断<br>応力度        | せん断<br>基準強度       | せん断<br>検定比 | 接合部<br>終局時<br>せん断<br>力 | 接合部<br>せん断<br>検定比 |
|----|-----------------|-----------------|-----------------|-----|-----|-------------------|-------------------|------------|------------------------|-------------------|
|    | 長期              | 終局時             | 保証設計            | 梁幅  | 梁せい |                   |                   |            |                        |                   |
|    | Q <sub>Gl</sub> | Q <sub>Gu</sub> | Q <sub>Gg</sub> | b   | D   | τ <sub>Gg</sub>   | F <sub>s</sub>    |            |                        |                   |
|    | kN              | kN              | kN              | mm  | mm  | N/mm <sup>2</sup> | N/mm <sup>2</sup> |            |                        |                   |
| RF | 23.6            | 12.6            | 42.5            | 240 | 450 | 0.59              | 3.60              | 0.25       | 66.3                   | 0.64              |
| 4F | 36.1            | 20.2            | 66.4            | 240 | 450 | 0.92              | 3.60              | 0.38       | 90.0                   | 0.74              |
| 3F | 36.2            | 36.6            | 91.1            | 240 | 600 | 0.95              | 3.60              | 0.40       | 111.0                  | 0.82              |
| 2F | 36.1            | 42.2            | 99.4            | 240 | 600 | 1.04              | 3.60              | 0.43       | 150.9                  | 0.66              |

## (2) パネルゾーンのせん断力の検討

崩壊メカニズム時においてト型柱-梁接合のパネルゾーンがせん断破壊しないことを確認する。2階の柱-梁仕口について①～③に計算例を示す。

### ① 接続ボルトの降伏軸力の算定

ここで、LSBと接続するボルト(M14)4本あたりの引張降伏軸力は以下となる。

$$T_y = 4 \times 14^2 \times 3.14 / 4 \times 235 = 144.6 \text{kN}$$

### ② 崩壊メカニズム時の柱せん断力の算定

崩壊メカニズム時に柱に生ずるせん断力 $Q_{cu}$ は、以下となる。

$$Q_{cu} = 31.6 \text{kN}$$

### ③ 崩壊メカニズム時のパネルゾーンのせん断力の算定

「2016年版 CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル」を参考に、保証設計用割増率を鋼材の引張強度/降伏強度の1.1倍以上と考えて2.0とすると、パネルゾーンの水平方向せん断力は以下のようにあらわせる。

$$Q_{pu} = 2.0T_y - Q_{cu} = 2.0 \times 144.6 - 31.6 = 257.7 \text{kN}$$

パネルゾーンのせん断面積 $A_s$ は以下となる。

$$A_{ps} = 2 \times 120 \times 450 = 108,000 \text{mm}^2$$

パネルゾーンのせん断応力度 $\tau_{pu}$ は以下に示すようにせん断基準強度以下となる。

$$\tau_{pu} = \frac{Q_{pu}}{A_{ps}} = \frac{257.7 \times 1000}{108,000} = 2.39 < F_s = 3.6 \text{N/mm}^2$$

表 3.5.8 パネルゾーンの保証設計

| 階  | ボルト径 | 本数 | 降伏強度              | 降伏軸力           | 終局時柱<br>せん断力    | 安全率 | パネル<br>せん断力     | 柱幅  | 柱せい | せん断<br>応力度      | せん断<br>基準強度       | 検定比               |
|----|------|----|-------------------|----------------|-----------------|-----|-----------------|-----|-----|-----------------|-------------------|-------------------|
|    | d    | n  | F                 | T <sub>y</sub> | Q <sub>Cu</sub> | α   | Q <sub>Pu</sub> | B   | D   | τ <sub>Pu</sub> | F <sub>s</sub>    |                   |
|    | mm   | 本  | N/mm <sup>2</sup> | kN             | kN              |     |                 | kN  | mm  | mm              | N/mm <sup>2</sup> | N/mm <sup>2</sup> |
| RF | 14   | 2  | 235               | 72.3           | 0               | 2   | 144.6           | 240 | 450 | 1.34            | 3.60              | 0.37              |
| 4F | 14   | 2  | 235               | 72.3           | 13.6            | 2   | 131.0           | 240 | 450 | 1.21            | 3.60              | 0.34              |
| 3F | 14   | 4  | 235               | 144.6          | 22.5            | 2   | 266.8           | 240 | 450 | 2.47            | 3.60              | 0.69              |
| 2F | 14   | 4  | 235               | 144.6          | 31.6            | 2   | 257.7           | 240 | 450 | 2.39            | 3.60              | 0.66              |

### (3) 接合部ボルトの引張破断に対する検討

崩壊メカニズム時(終局変形角 1/30)において接合部ボルトが引張破断しないことを確認する。梁せいが最も大きく、ボルトひずみが最大となる 2F 柱-梁接合部について検討を行う。

一般的に鋼材が破断するひずみは 20%以上であるため、崩壊メカニズム時のボルトの降伏範囲のひずみが 20%以下であることを確認する。ここで、圧縮側はめり込まないと仮定し、中立軸は圧縮ボルト位置とする。

接合部ボルト降伏範囲長さ  $L_{by}=200\text{mm}$

引張-圧縮ボルト間距離  $H=750-2\times 75=600\text{mm}$

終局時のボルトのひずみ  $\varepsilon = 600/30/200 \times 100 = 10\%$

以上より、引張破断は起こらない。

## 第Ⅱ部 ラーメンフレーム・耐力壁併用架構の 面内せん断試験報告書と分析



## 第1章 試験概要

今年度のWGでは、木造ラーメン構造を対象としたルート3の構造設計における構造特性係数Dsの設定方法を主題として、モーメント抵抗接合部のM-θ特性と建物のDsを紐付けることを目指した検討を行っている。

本試験は、上記検討内容についての実験的裏付けを目的として計画・実施した。試験内容は、2層の門型フレーム試験、柱脚および柱梁接合部を対象としたモーメント抵抗接合部試験、および、要素試験(LVLめり込み試験、面材釘一面せん断試験、ボルト引張試験)である。実際の木造中高層建物では、純ラーメンではなく耐力壁とラーメンフレームを併用した架構が多くなることが予想されるため、フレーム試験はラーメンフレームと耐力壁を併用した場合の連層タイプの試験とした。また、モーメント抵抗接合部の種別は、過去の試験データも多く、脆性破壊を避ける接合仕様の決めやすさの観点から、引きボルト接合方式とした。中大規模建築への適用を考慮して、高い柱梁接合部の回転剛性が得られるLVL柱を用いた。

実験結果の骨格曲線と詳細モデルによる増分解析の比較検討から、ラーメンフレームと耐力壁の併用構造についても詳細モデルによる弾塑性挙動の予測が可能であるかどうかを検証した。また、架構の剛性および耐力をラーメンフレームと耐力壁の加算によって推定する際の留意点についても考察を行った。実験から得られた荷重変形関係に基づく等価粘性減衰定数の算出もあわせて実施した。

## 第2章 フレーム試験

### 2.1 フレーム試験概要

試験体は2層1スパンのラーメンフレーム（全幅3,640mm、全高6,580mm、試験体名：F-N）、F-N試験体の片側に長さ910mmの耐力壁2層を組み合わせた試験体（全幅4,550mm、全高6,580mm、試験体名：F-R）、ラーメンフレームの中央に長さ910mmの耐力壁2層を組み合わせた試験体（全幅4,550mm、全高6,580mm、試験体名：F-C）の3種類とする。各1体、計3体の試験を行う。

ラーメン柱材はダフリカカラマツA種構造用LVL特級140E、ラーメン梁材はカラマツ構造用集成材（対称異等級構成E105-F300）とする。また、耐力壁の有無、及び耐力壁の配置が架構の変形や耐力に与える影響を分かりやすくするため、ラーメン柱及びラーメン梁部材の樹種・断面・接合部の仕様は3つの試験体で共通とする。

その他の共通事項としてF-R試験体及びF-C試験体の耐力壁は構造用合板t24大壁片面貼りとする。耐力壁の側柱と土台・桁との接合部はめりこみへの補強として、土台・桁側にフルスレッドビス（パネリードX PX8）を打ち、柱木口面にめりこみ防止用鋼板t12を挟んでいる。耐力壁の柱脚には2ヶ所のホールダウン金物（面外配置）を取り付ける。これらの仕様は、昨年度の試験仕様を踏襲した。

なお、F-R試験体は耐力壁の側柱（通し柱）が大きな引張力を受けるため、柱脚のホールダウン金物をさらに1か所追加した計3ヶ所に取り付ける。

## 2.2 試験体仕様

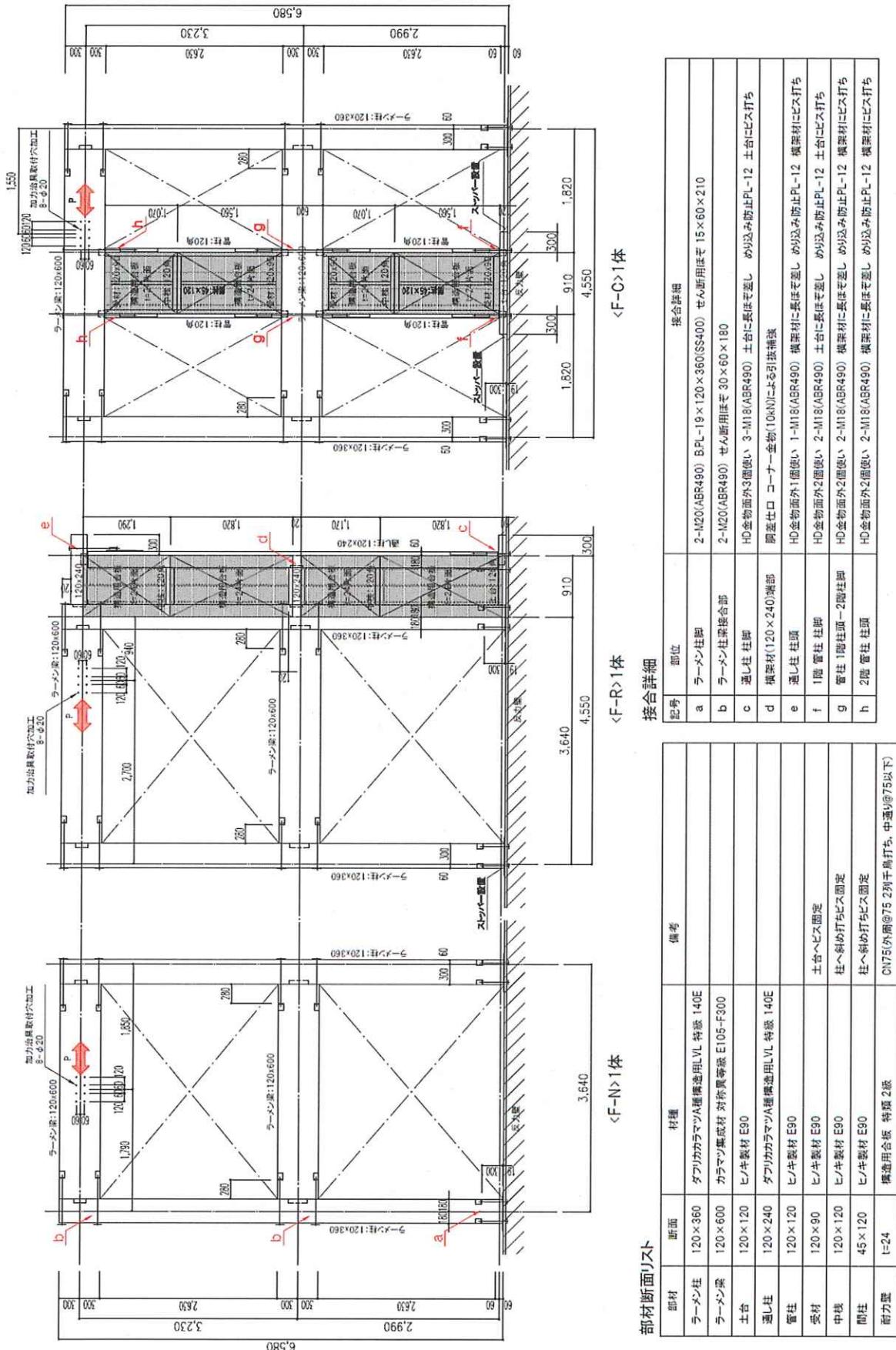


図 2.1 フレーム試験体図

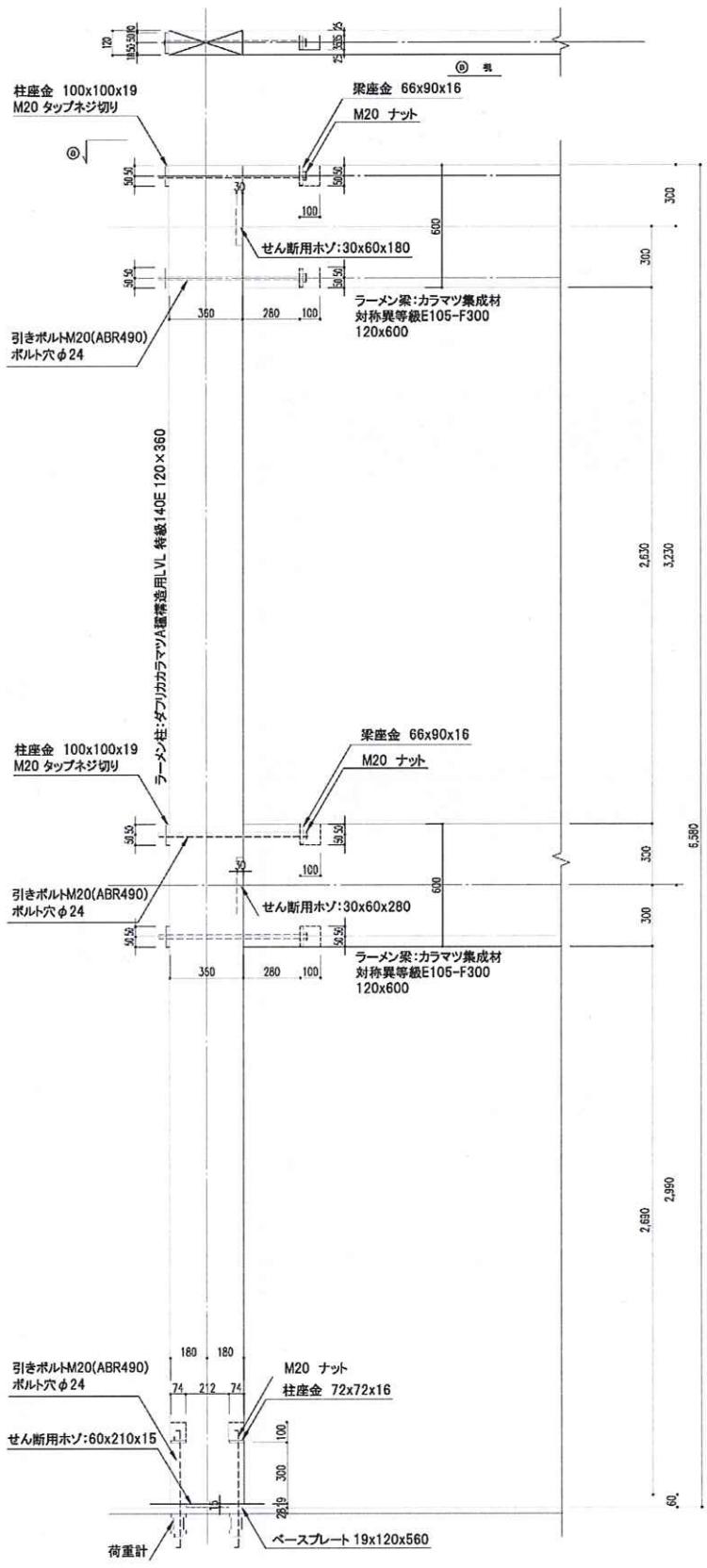


図 2.2 ラーメンフレーム接合部詳細図

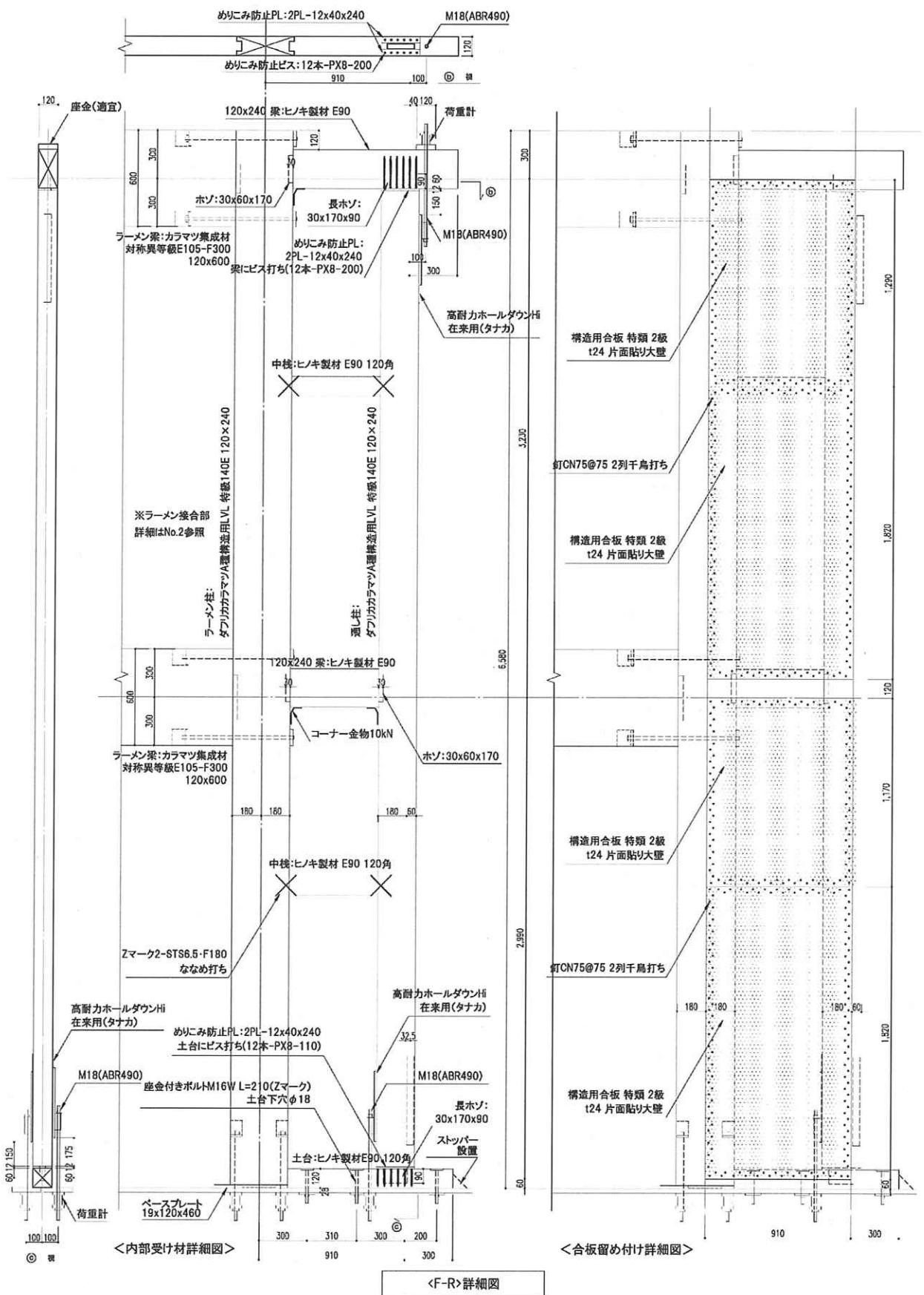


図 2.3 <F-R>詳細図

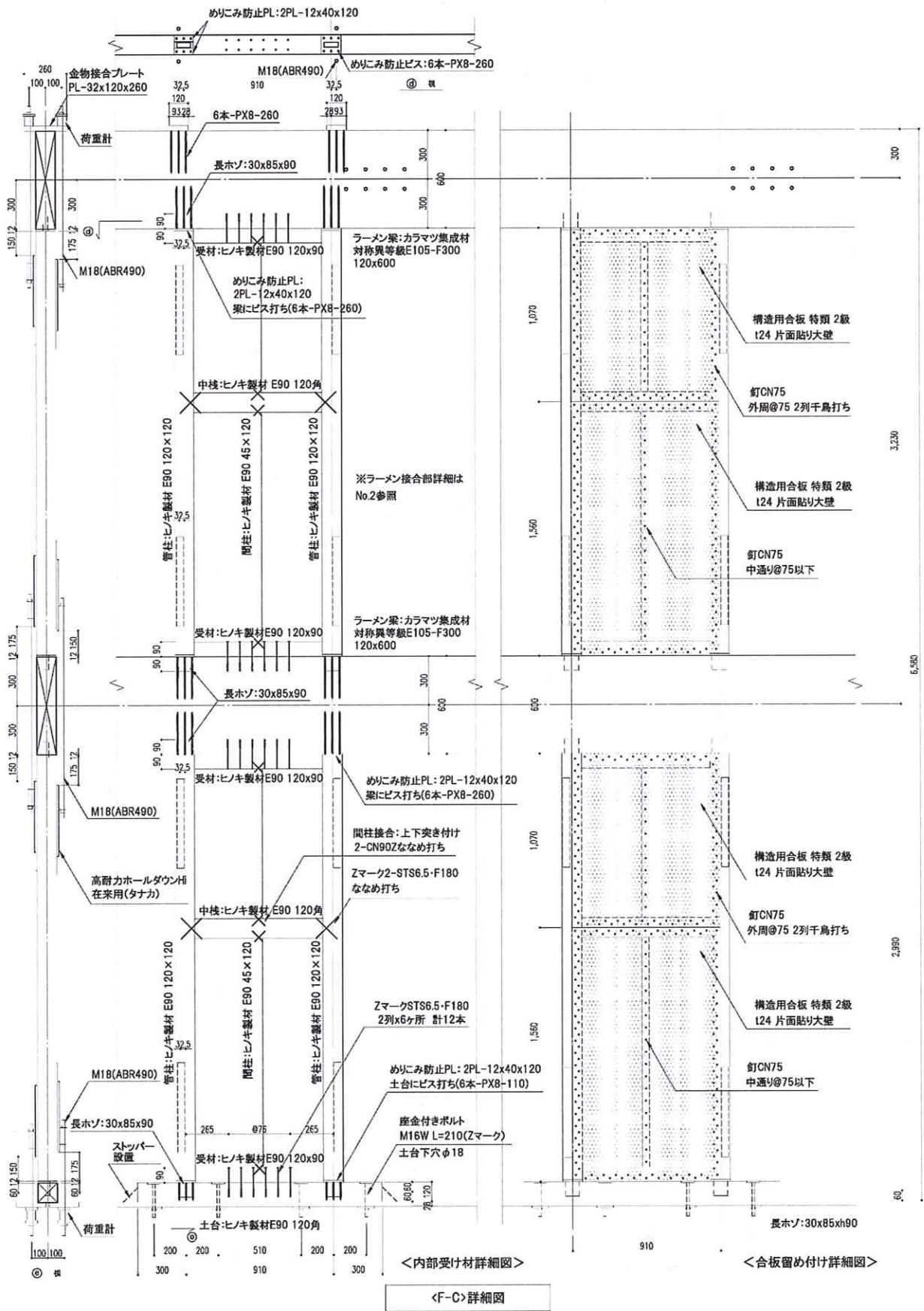


図 2.4 <F-C>詳細図

## 木材及び合板の密度と含水率

(密度は質量を体積で除して求め、含水率は高周波式含水率計により測定)

表 2.1 木材及び合板の密度と含水率

| ①F-N(ラーメンフレーム)        |                        |        |
|-----------------------|------------------------|--------|
|                       | 密度(g/cm <sup>3</sup> ) | 含水率(%) |
| 1Fラーメン梁               | 0.52                   | 13.0   |
| 2Fラーメン梁               | 0.53                   | 14.0   |
| ラーメン右柱                | 0.70                   | -      |
| ラーメン左柱                | 0.64                   | -      |
| ②F-R(ラーメンフレーム+片寄せ耐力壁) |                        |        |
|                       | 密度(g/cm <sup>3</sup> ) | 含水率(%) |
| 1Fラーメン梁               | 0.52                   | 13.5   |
| 2Fラーメン梁               | 0.51                   | 12.5   |
| ラーメン右柱                | 0.71                   | -      |
| ラーメン左柱                | 0.67                   | -      |
| 1F耐力壁の梁               | 0.52                   | 12.5   |
| 2F耐力壁の梁               | 0.49                   | 12.5   |
| 幅240mmの柱              | 0.63                   | -      |
| 土台                    | 0.50                   | 13.0   |
| 1F中棧                  | 0.46                   | 13.5   |
| 2F中棧                  | 0.47                   | 13.0   |
| 1Fの上側面材               | 0.53                   | -      |
| 1Fの下側面材               | 0.57                   | -      |
| 2Fの上側面材               | 0.50                   | -      |
| 2Fの下側面材               | 0.55                   | -      |
| ③F-C(ラーメンフレーム+中央耐力壁)  |                        |        |
|                       | 密度(g/cm <sup>3</sup> ) | 含水率(%) |
| 1Fラーメン梁               | 0.57                   | 10.5   |
| 2Fラーメン梁               | 0.59                   | 12.5   |
| ラーメン右柱                | 0.70                   | -      |
| ラーメン左柱                | 0.70                   | -      |
| 1F耐力壁の右柱              | 0.50                   | 12.0   |
| 1F耐力壁の左柱              | 0.50                   | 10.0   |
| 2F耐力壁の右柱              | 0.46                   | 11.5   |
| 2F耐力壁の左柱              | 0.49                   | 12.0   |
| 土台                    | 0.46                   | 12.5   |
| 1F中棧                  | 0.46                   | 11.5   |
| 2F中棧                  | 0.48                   | 10.5   |
| 1Fの上側間柱               | 0.39                   | 12.5   |
| 1Fの下側間柱               | 0.42                   | 12.5   |
| 2Fの上側間柱               | 0.40                   | 12.5   |
| 2Fの下側間柱               | 0.41                   | 12.5   |
| 1Fの上側受材               | 0.52                   | 14.0   |
| 1Fの下側受材               | 0.51                   | 13.5   |
| 2Fの上側受材               | 0.52                   | 14.5   |
| 2Fの下側受材               | 0.51                   | 13.5   |
| 1Fの上側面材               | 0.56                   | -      |
| 1Fの下側面材               | 0.53                   | -      |
| 2Fの上側面材               | 0.50                   | -      |
| 2Fの下側面材               | 0.56                   | -      |

## 2.3 試験方法

### 2.3.1 試験体の固定方法

ラーメン柱脚（共通）は柱の両側面に座堀りして柱と芯揃えで取り付けられた、柱1本につき2本のアンカーボルト（M20）を架台に固定する。

F-R試験体の耐力壁側柱の柱脚ホールダウン金物用ボルトのうち面材合板と平行な面に取り付ける2本は、合板との干渉を避けるため面内方向外側に柱芯から32.5mm偏心させた位置に設置する。合板と直交する面に取り付ける1本は柱と芯揃えの位置とし、3本共架台に固定する。

F-C試験体の耐力壁側柱の柱脚ホールダウン金物用ボルト2本は、試験体を正面から見たときに柱と芯揃えで合板と平行な両面に取り付け、架台に固定する。

F-R試験体、F-C試験体共に、耐力壁下部の土台は固定用ボルトM16と座金で架台に固定する。

### 2.3.2 加力計画

繰り返し加力は同一の変形角について3回の繰り返しとし、見かけの変形角が $1/450\text{rad}$ 、 $1/300\text{rad}$ 、 $1/200\text{rad}$ 、 $1/150\text{rad}$ 、 $1/100\text{rad}$ 、 $1/75\text{rad}$ 、 $1/50\text{rad}$ 、 $1/30\text{rad}$ 、の正負交番とした。加力が最大荷重に達した後、最大荷重の80%の荷重に低下するまで加力するか、変形角が $1/11\text{rad}$ （加力装置の限界）に達するまで加力する。

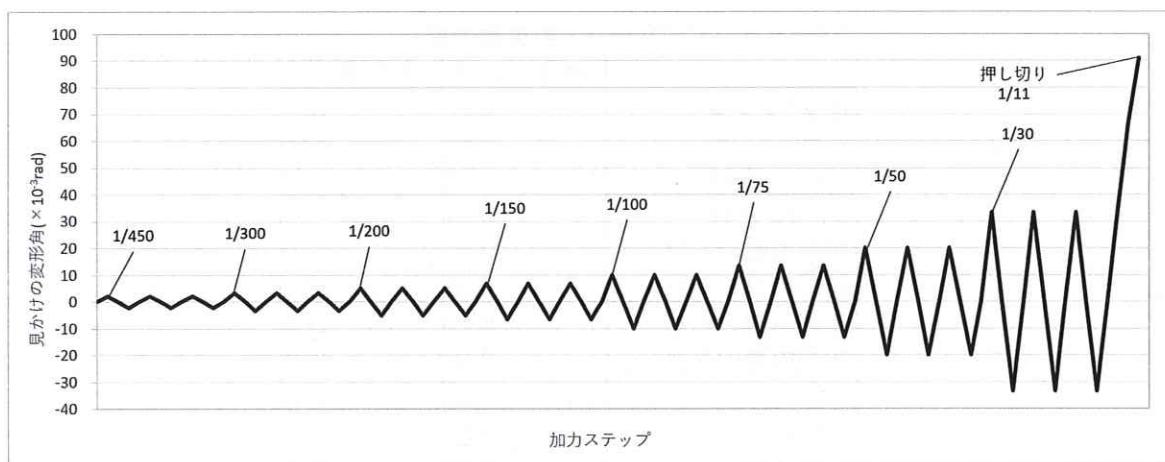


図 2.5 試験加力サイクル

### 2.3.3 変位計・荷重計配置計画

図2.6～2.8にフレーム試験の計測計画を示す。

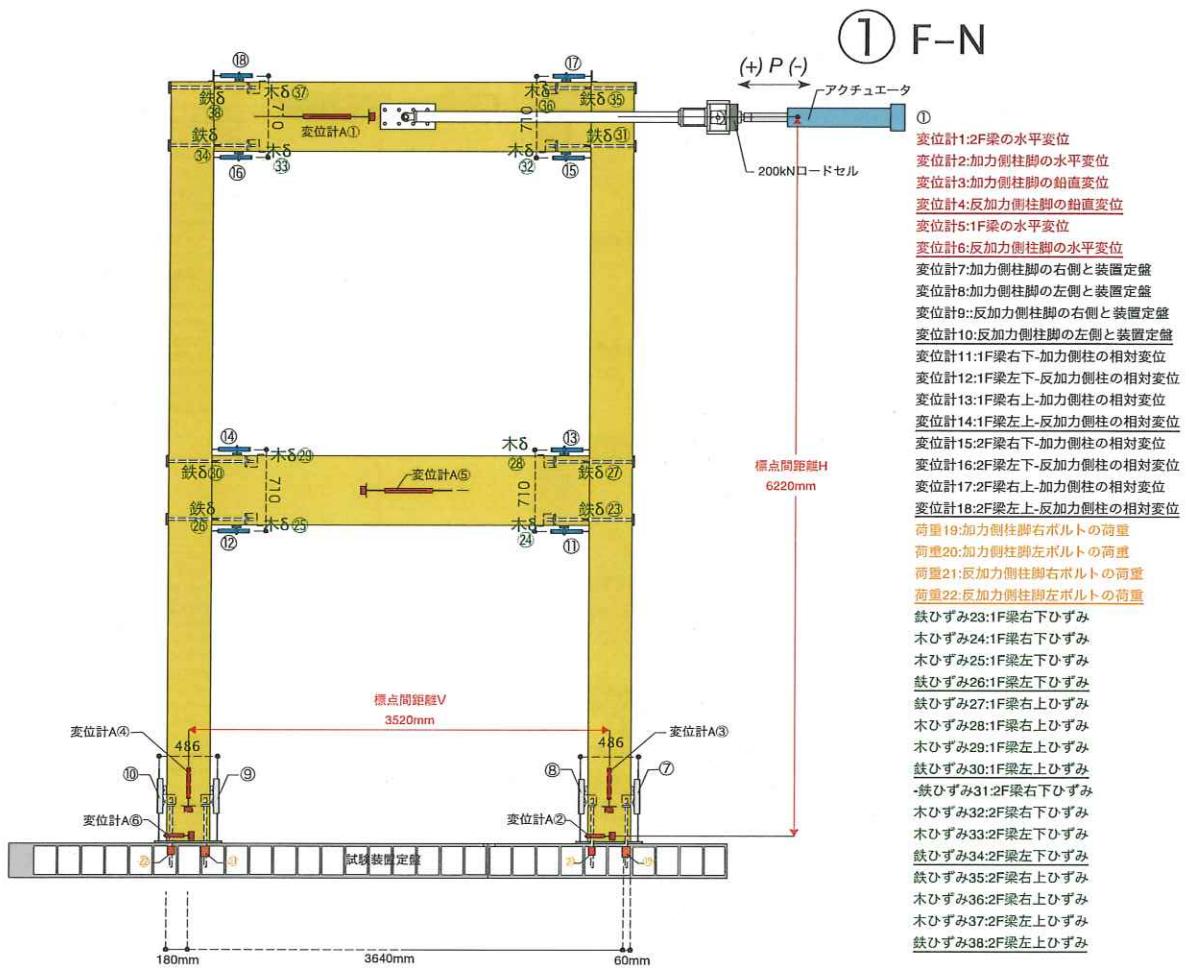


図 2.6 <F-N>計測計画

## ② F-R

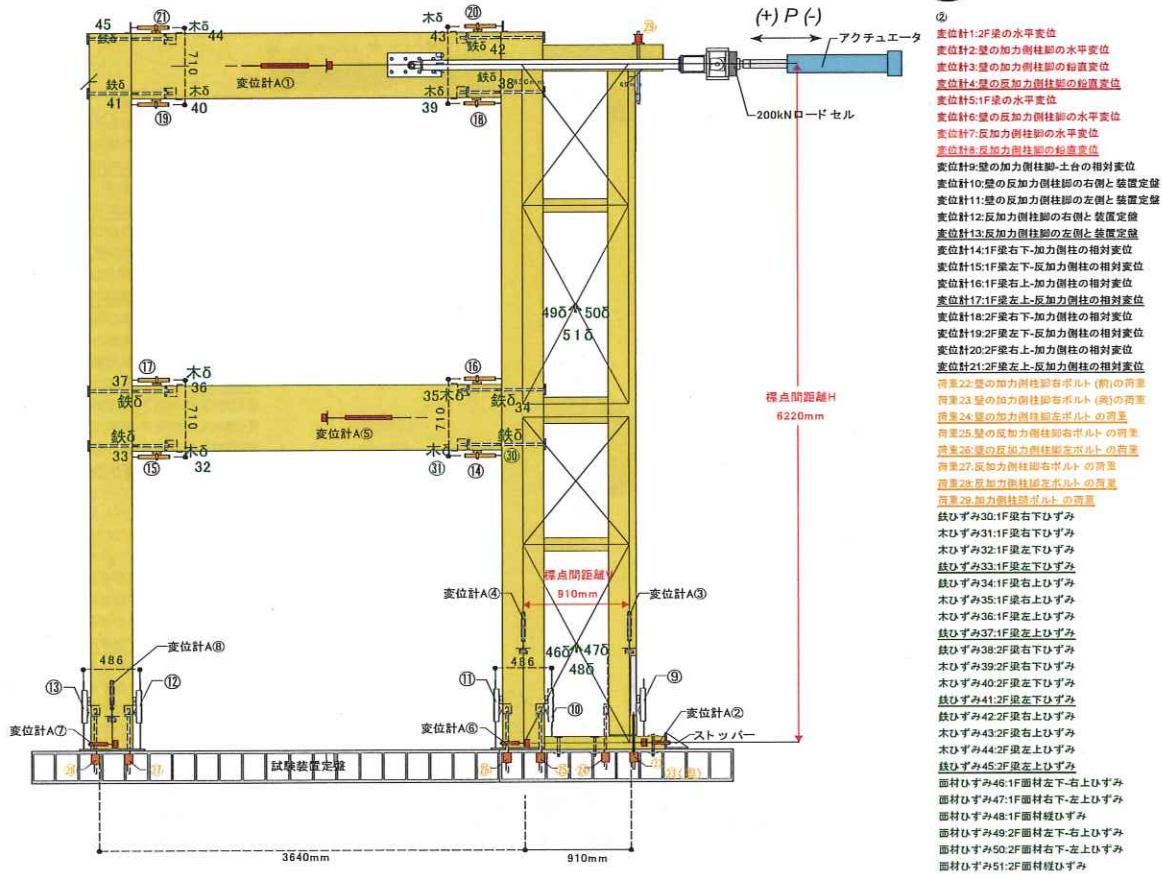


図 2.7 <F-R>計測計画

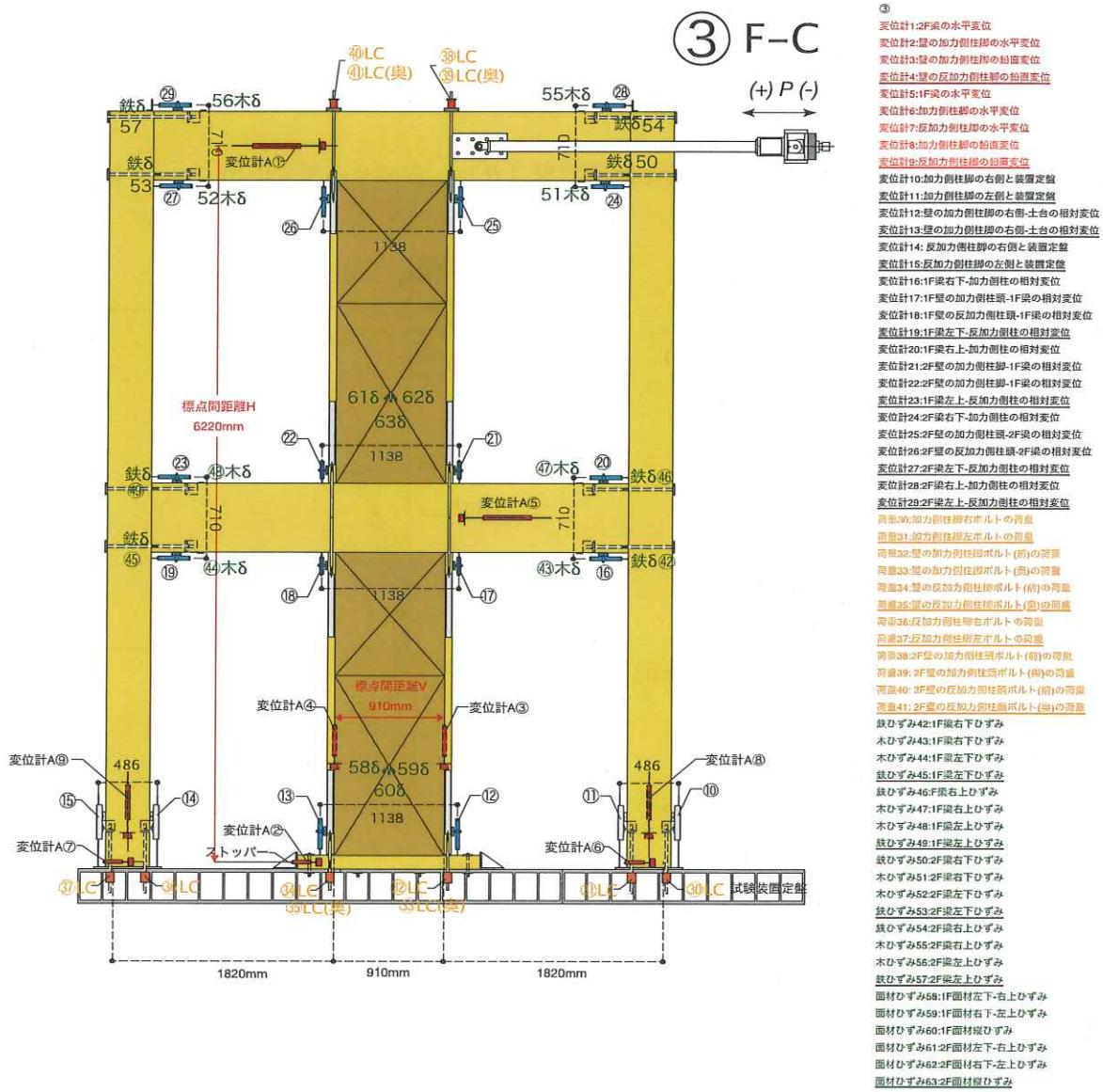


図 2.8 <F-C>計測計画

## 2.4 評価方法

### 2.4.1 せん断変形角の算出

見かけのせん断変形角( $\gamma$ )、脚部のせん断変形角 ( $\theta$ )、真のせん断変形角 ( $\gamma_0$ ) は、次式により算出する。

見かけのせん断変形角 (rad)

$$\gamma = (\delta_1 - \delta_2) / H \quad \dots \quad (1)$$

脚部のせん断変形角(回転角) (rad)

$$\theta = (\delta_3 - \delta_4) / V \quad \dots \quad (2)$$

真のせん断変形角 (rad)

$$\gamma_0 = \gamma - \theta \quad \dots \quad (3)$$

但し、

$\delta_1$  : 梁材の水平方向変位 (mm)

$\delta_2$  : 土台の水平方向変位 (mm)

H : 水平方向変位計の標点間距離 (mm)

$\delta_3$  : 柱脚部の鉛直方向変位 (mm)

$\delta_4$  : 柱脚部の鉛直方向変位 (mm)

V : 鉛直方向変位計の標点間距離 (mm)

ここで  $\delta_1$  : 変位計A①(3体共通)

$\delta_2$  : <F-N>(変位計A②+変位計A⑥)/2 <F-R><F-C>変位計A②

$\delta_3$  : 変位計③

$\delta_4$  : 変位計④ とする。

なお、 $\delta_3$ 、 $\delta_4$  は浮き上がりを正とする。

### 2.4.2 包絡線の作成

包絡線は、荷重-変形曲線より繰り返し加力のピークをできるだけ補助的な計測点を結びながら 順次作成する。

### 2.4.3 完全弾塑性モデルによる降伏耐力及び終局耐力等の算定

完全弾塑性モデルによる降伏耐力及び終局耐力等の求め方

降伏耐力  $P_y$ 、終局耐力  $P_u$ 、最大耐力  $P_{max}$  及び塑性率  $\mu$  等は、荷重-変形曲線の終局加力を行った側の包絡線より、下記の手順で求める（付図2.9参照）。

- 包絡線上の  $0.1 P_{max}$  と  $0.4 P_{max}$  を結ぶ第I直線を引く。
- 包絡線上の  $0.4 P_{max}$  と  $0.9 P_{max}$  を結ぶ第II直線を引く。
- 包絡線に接するまで第II直線を平行移動し、これを第III直線とする。
- 第I直線と第III直線との交点の荷重を降伏耐力  $P_y$  とし、この点から X 軸に平行に第IV直線を引く。
- 第IV直線と包絡線との交点の変位を降伏変位  $\delta_y$  とする。

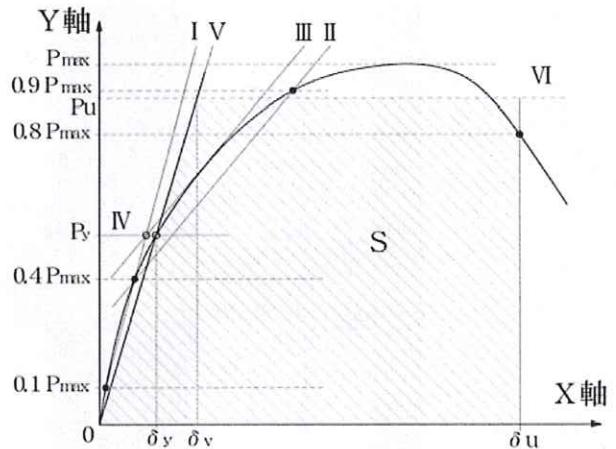


図 2.9 完全弾塑性モデルによる  
降伏耐力及び終局耐力の求め方

## 2.5 試験結果

### 2.5.1 荷重変形関係

(見かけの変形角は、頂部の梁における水平変位の計測結果より算出したもの)

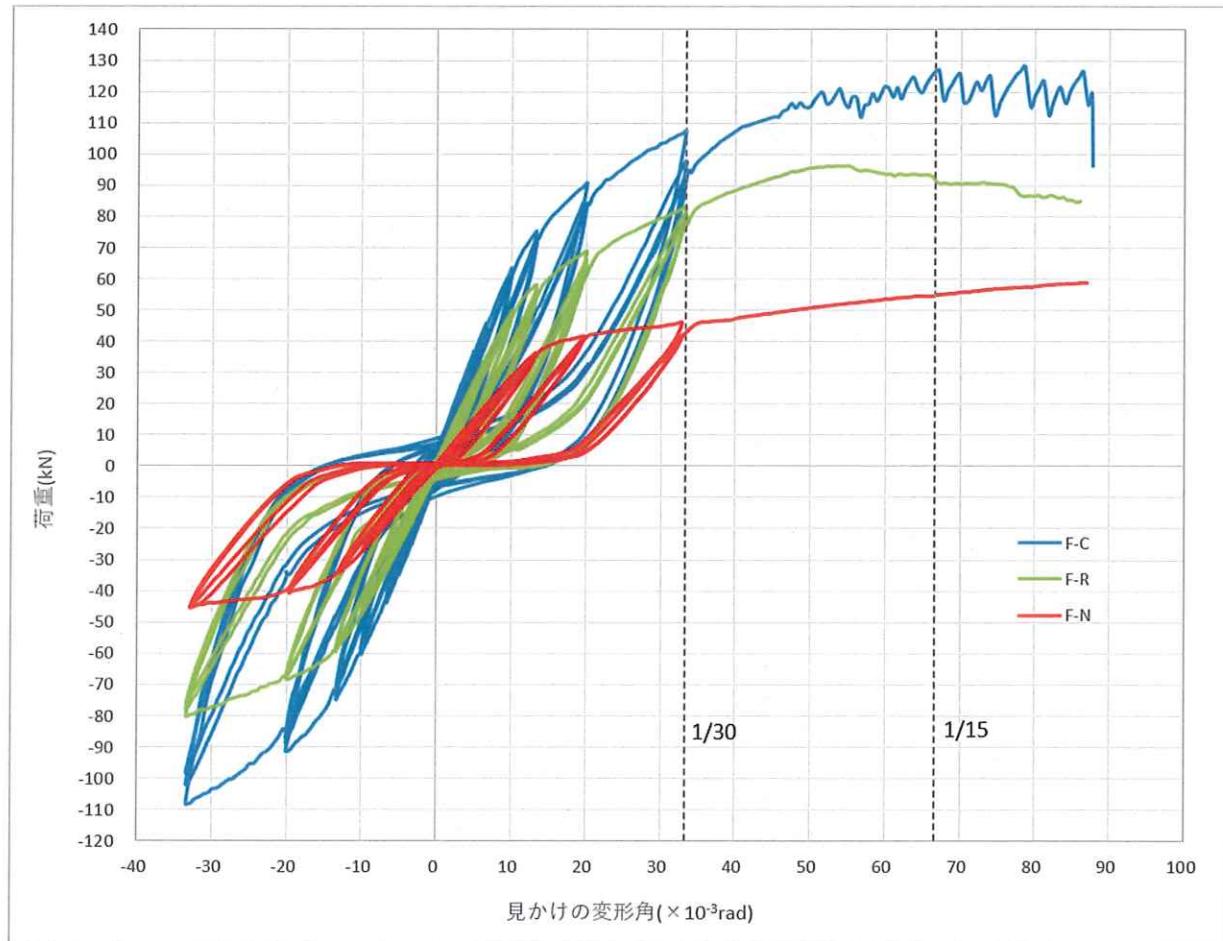


図 2.10 フレーム試験 荷重変形関係

### 2.5.2 破壊性状

<F-N> ラーメンフレームのみ

- ・目立った脆性的な破壊は見られなかったが、最上階ラーメン柱ホゾ穴上部の余長部分が割裂した。
- ・1/11まで押し切り試験終了

<F-R> ラーメン+耐力壁(片寄せ)

- ・通し柱の柱脚の HD 金物接合ビスに沿った割裂、それに伴う柱材のはらみ出し
- ・土台に打ち付けた面材釘の抜け
- ・最上階ラーメン柱ホゾ穴上部の余長部分の割裂
- ・1/11まで押切り終了

<F-C> ラーメン+耐力壁(中央)

- ・最終加力時引張側となるラーメン柱柱脚の座金余長部分の割裂
- ・1階、2階共に面材釘の抜け

- ・1/11まで押切り終了
- ・最終加力時、面材釘が抜ける際のパキパキという音が多くなった。F-R 試験体よりも大きな音だった。

### 2.5.3 特性値

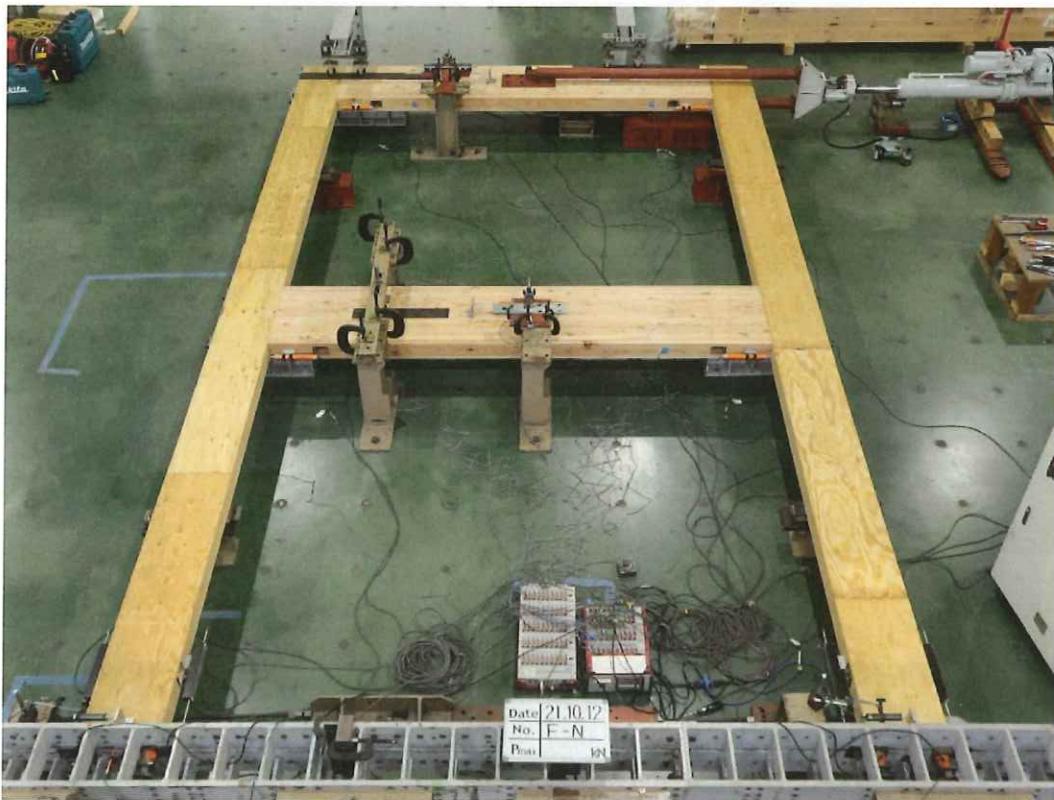
表 2.2 フレーム試験 特性値

| 試験体名     |                             |                         | F-N  | F-R  | F-C   |
|----------|-----------------------------|-------------------------|------|------|-------|
| 最大荷重     | P <sub>max</sub>            | (kN)                    | 58.7 | 96.3 | 128.0 |
| 最大荷重時変形角 | $\delta_{max}$              | ( $\times 10^{-3}$ rad) | 86.3 | 55.1 | 78.6  |
| 降伏耐力     | P <sub>y</sub>              | (kN)                    | 37.9 | 54.1 | 77.4  |
| 降伏変形角    | $\delta_y$                  | ( $\times 10^{-3}$ rad) | 14.6 | 11.6 | 14.6  |
| 初期剛性     | K                           | ( $\times 10^3$ kN/rad) | 2.59 | 4.65 | 5.29  |
| 終局耐力     | P <sub>u</sub>              | (kN)                    | 51.0 | 86.6 | 114.1 |
| 終局変形角    | $\delta_u$                  | ( $\times 10^{-3}$ rad) | 86.9 | 86.0 | 87.6  |
| 降伏点変形角   | $\delta_v$                  | ( $\times 10^{-3}$ rad) | 19.7 | 18.6 | 21.6  |
| 塑性率      | $\mu = \delta_u / \delta v$ | -                       | 4.41 | 4.61 | 4.06  |

#### 2.5.4 試験状況

<F-N>

加力前 全景



試験終了時 全景

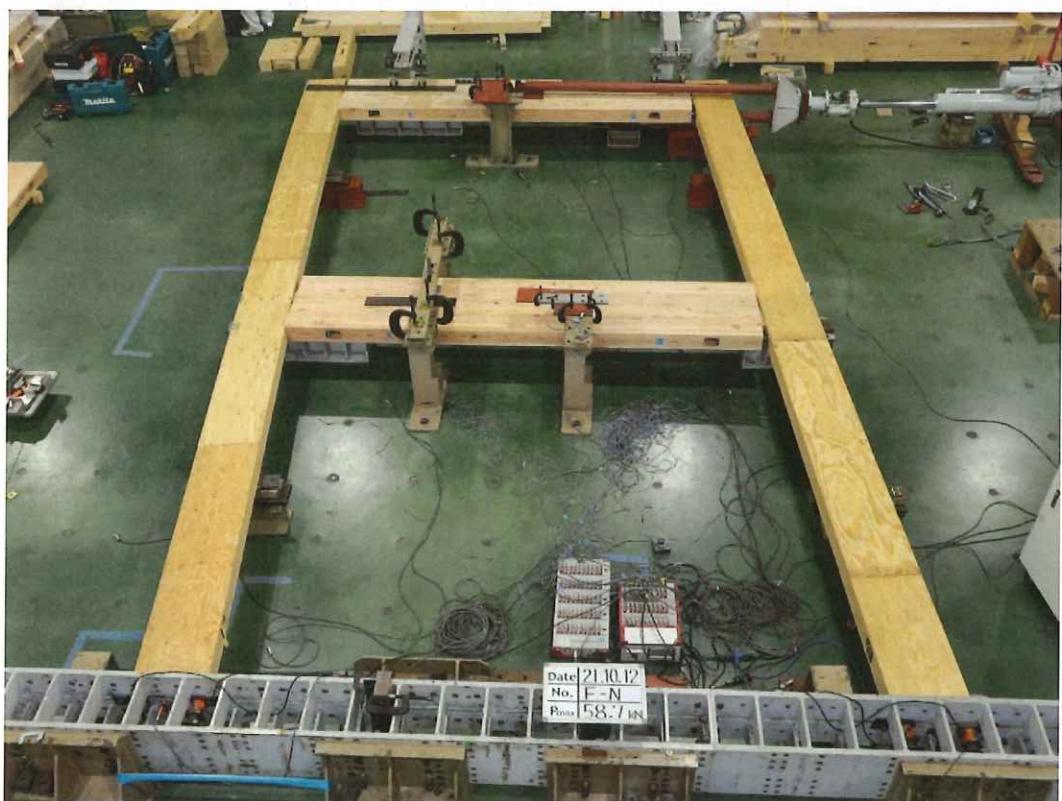


写真 2.1 <F-N>試験写真 全景

試験終了時 右下柱脚部



解体後 右下柱脚部



試験終了時 中段左 柱-梁接合部



解体後 中段右 柱-梁接合部



解体後 右上 柱頭部



写真 2.2 <F-N>試験写真 部分

<F-R>

加力前 全景



試験終了時 全景

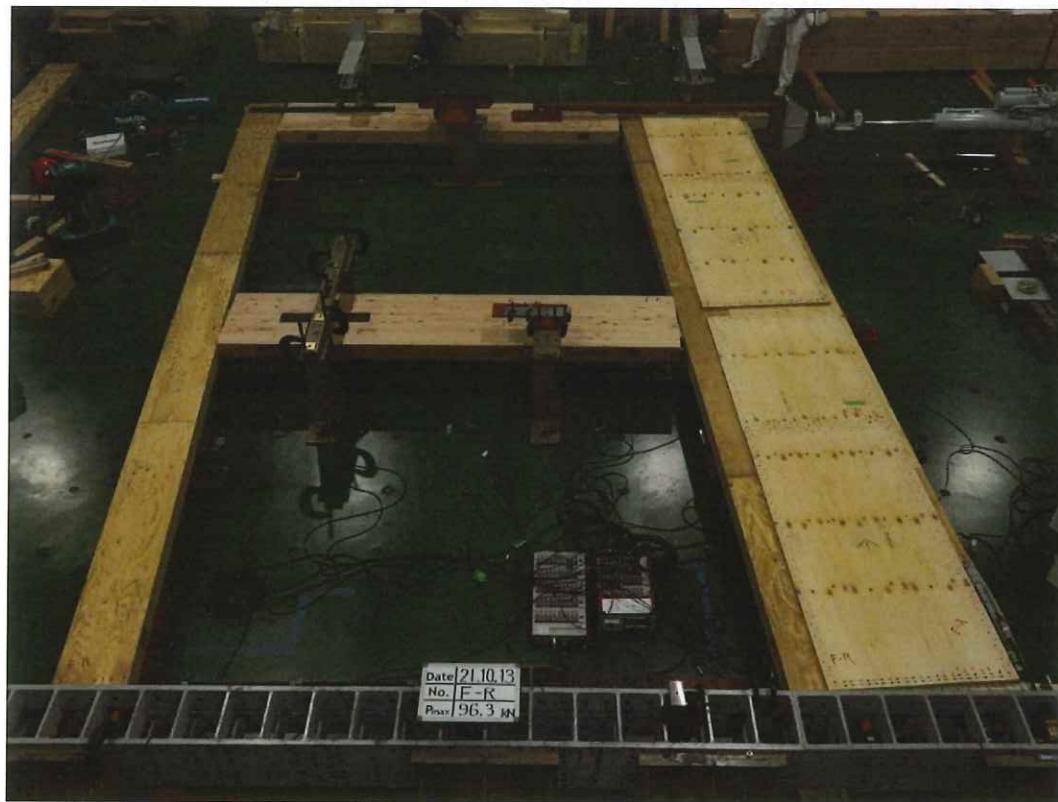


写真 2.3 <F-R>試験写真 全景

耐力壁下部



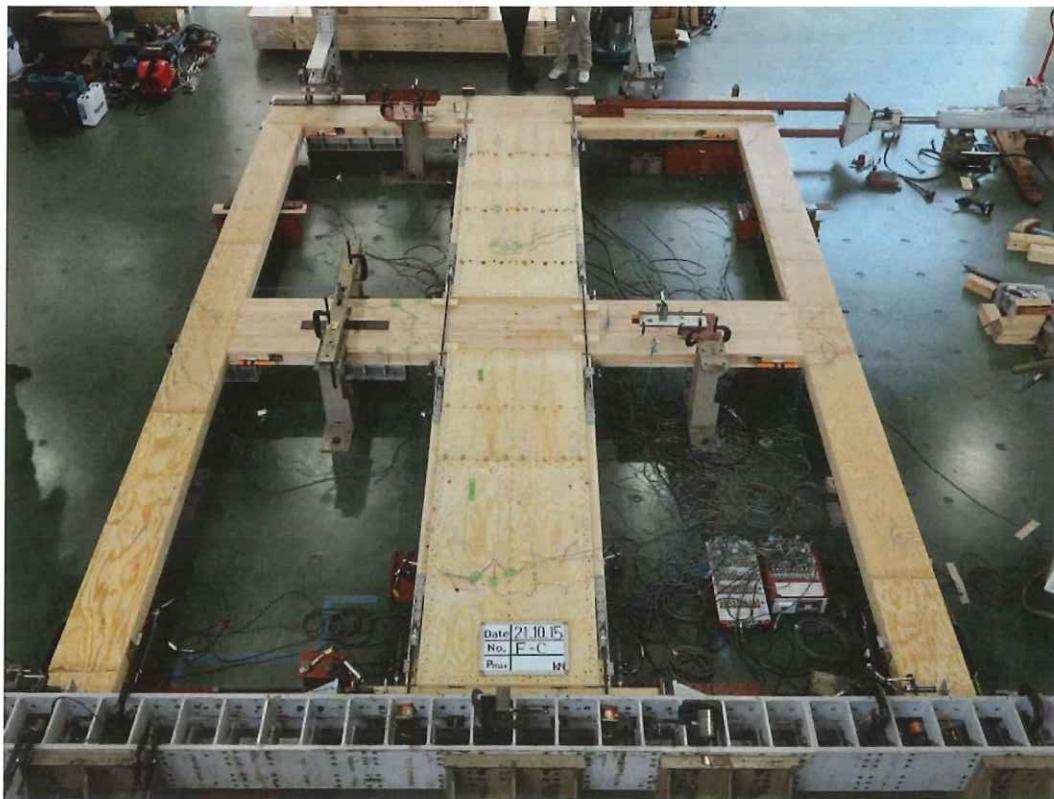
HD 金物接合部



写真 2.4 <F-R>試験写真 部分

<F-C>

加力前 全景



試験終了時 全景



写真 2.5 <F-C>試験写真 全景

耐力壁 下部



引張側ラーメン柱脚部



写真 2.6 <F-C>試験写真 部分

### 2.5.5 柱脚アンカーボルト軸力-変形関係

①～⑥は、下図に示す位置の柱脚アンカーボルト軸力を示す。F-R⑤は HD アンカーボルト 3 本の軸力の合計値、F-C⑤・F-C⑥は HD アンカーボルト 2 本の軸力の合計値とした。

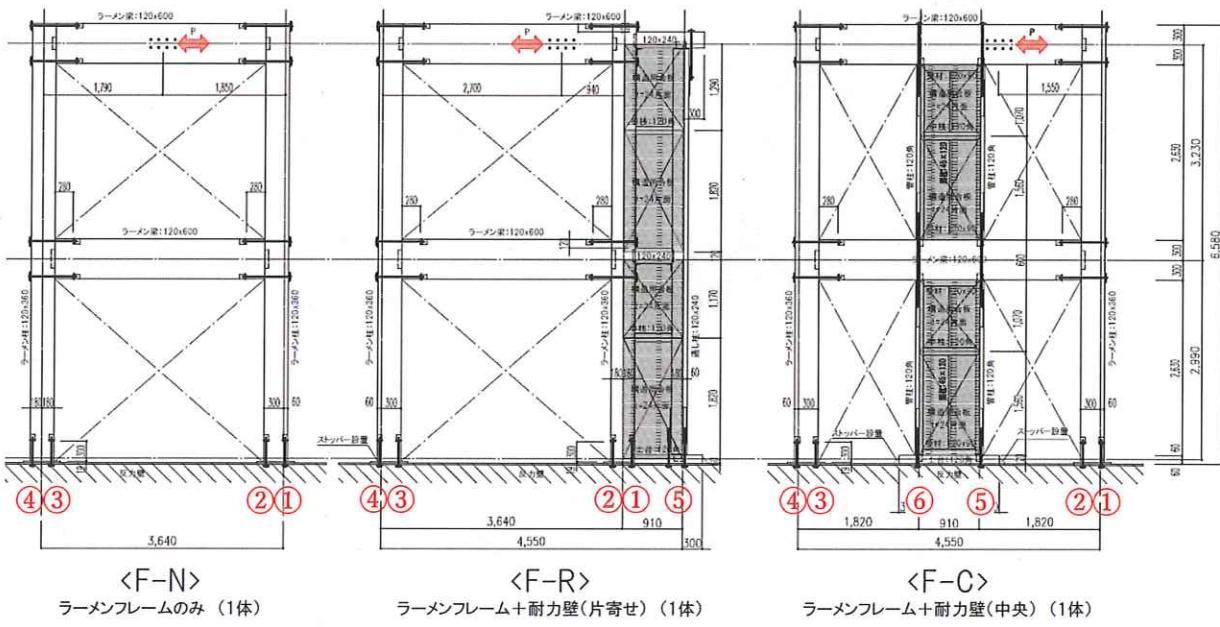


図 2.11 アンカーボルト番号

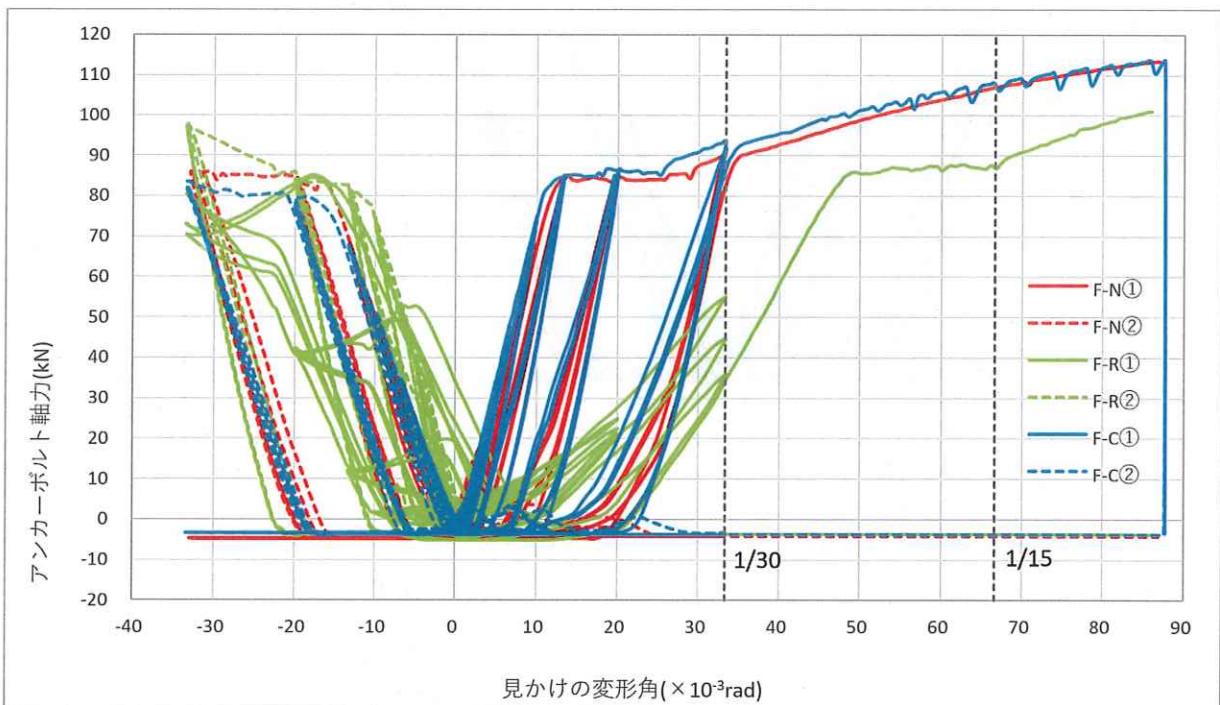


図 2.12 ①②アンカーボルト軸力

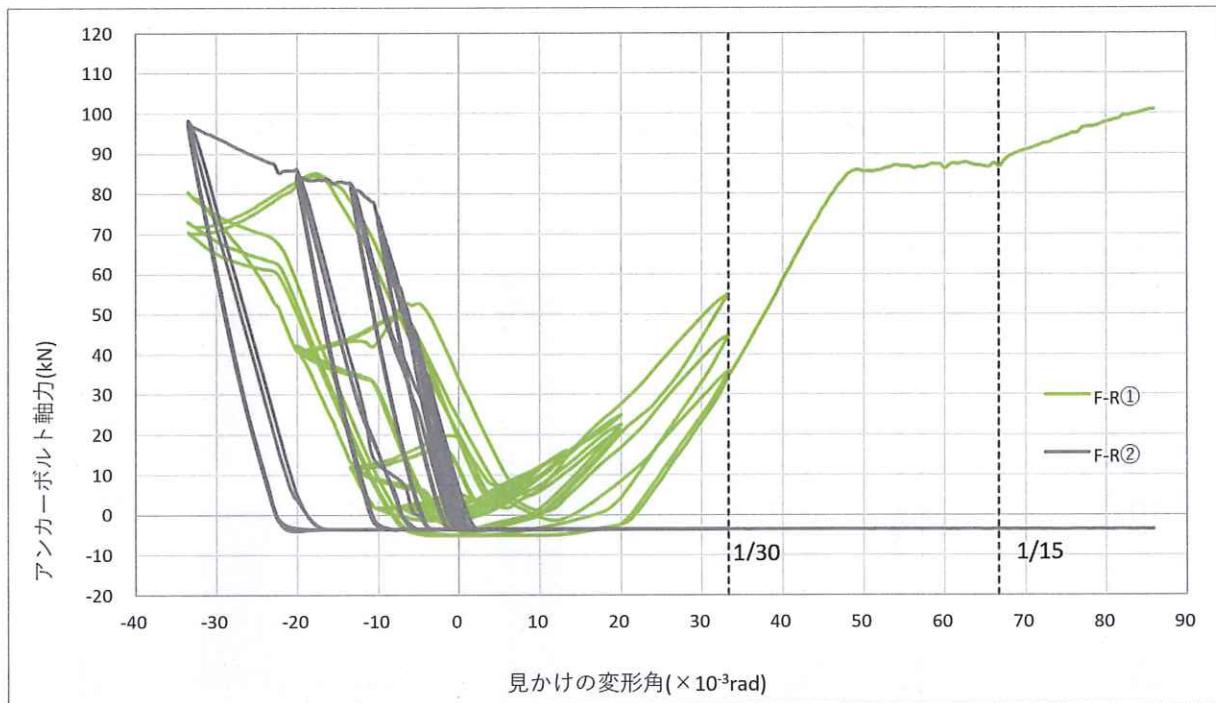


図 2.13 <F-R> ①②アンカーボルト軸力

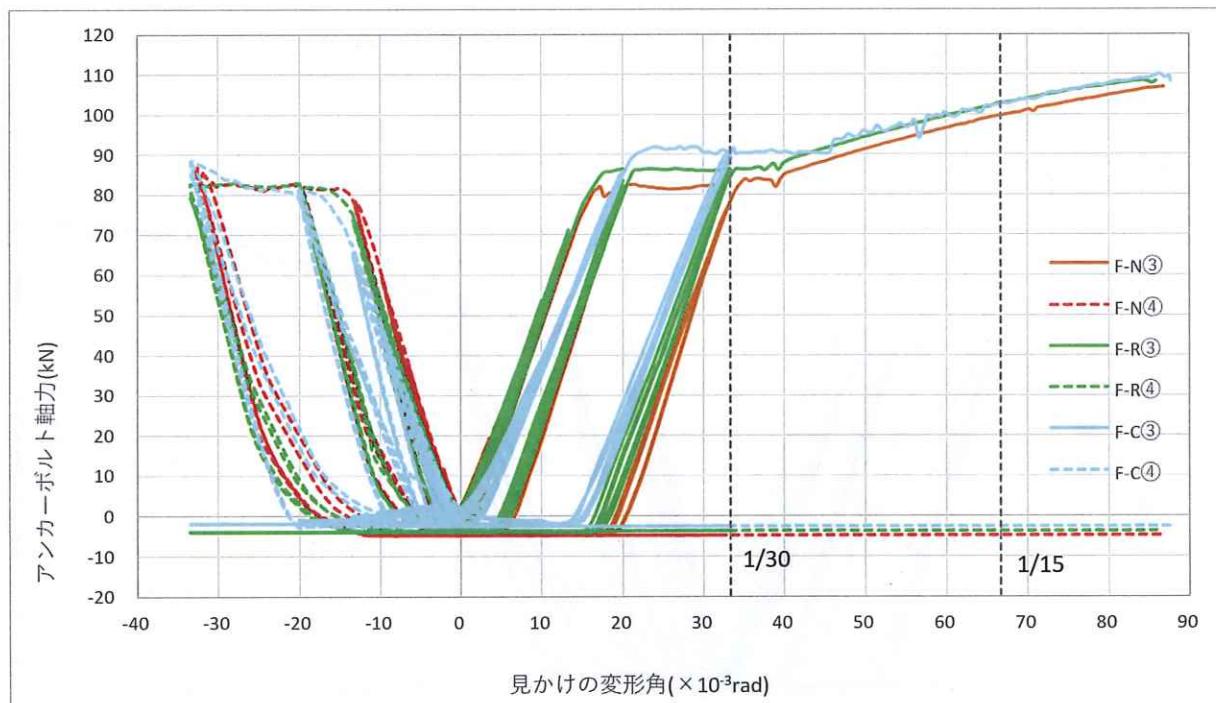


図 2.14 ③④アンカーボルト軸力

- ラーメン柱脚のアンカーボルト軸力では、F-R 試験体の①だけが他と大きく傾向が異なる（正加力時の軸力が小さく、負加力時にも軸力が生じている）。

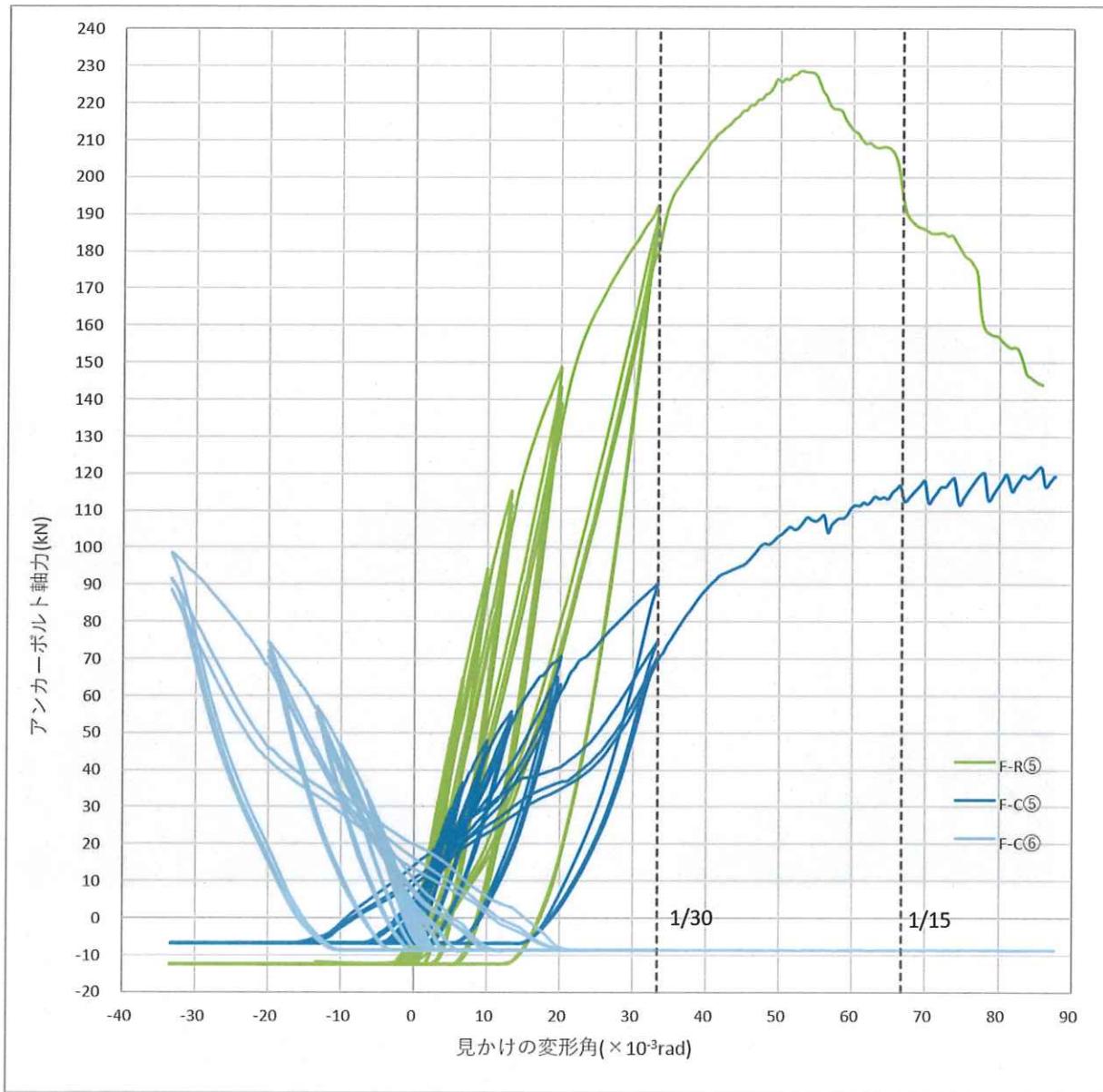


図 2.15 <F-R>⑤ <F-C>⑤⑥ アンカーボルト軸力

- 約  $1/20$  rad 以降、F-R 試験体⑤の軸力が大きく減少する。これはホールダウン金物のビス接合部の破壊によるものと考えられる。F-R 試験体のフレーム全体の荷重変形関係も、約  $1/20$  rad で  $P_{max}$  となり、その後荷重が落ちている。

### 2.5.6 面材耐力壁のせん断ひずみ

面材耐力壁(1階部分)に貼付したひずみゲージ(写真2.7)から、最大せん断ひずみを下式により計算した値と見かけの変形角との関係を図2.16に、またひずみ値( $\varepsilon_c - \varepsilon_a$ )と見かけの変形角との関係を図2.17にそれぞれ示す。

最大せん断ひずみ

$$\gamma_{\max} = \sqrt{2 \{ (\varepsilon_a - \varepsilon_b)^2 + (\varepsilon_b - \varepsilon_c)^2 \}}$$

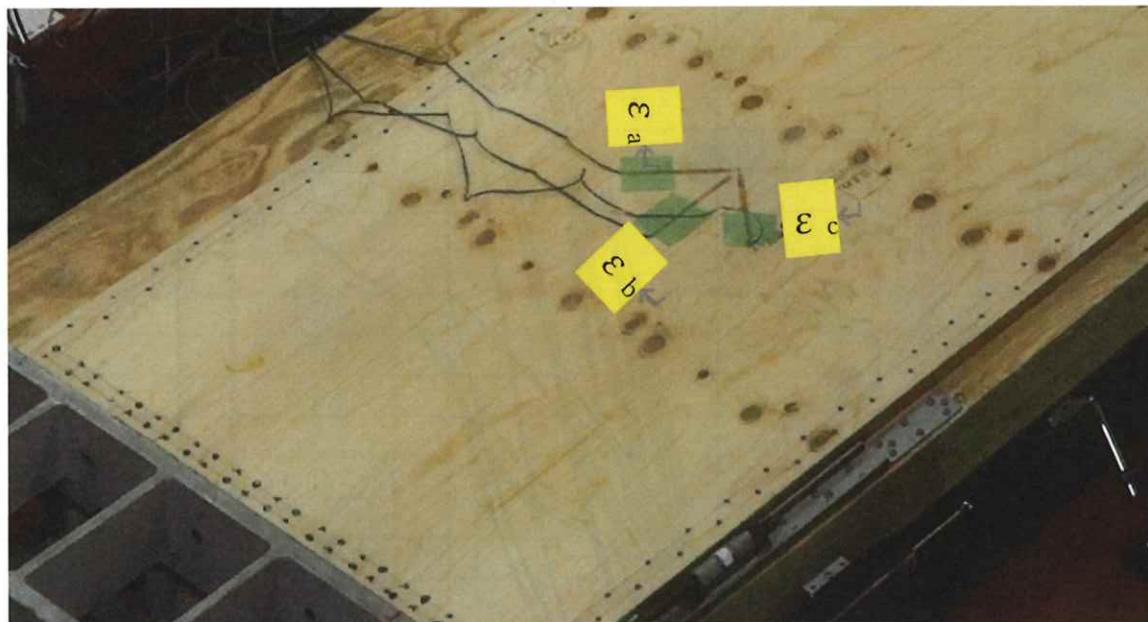


写真2.7 耐力壁のひずみゲージ番号

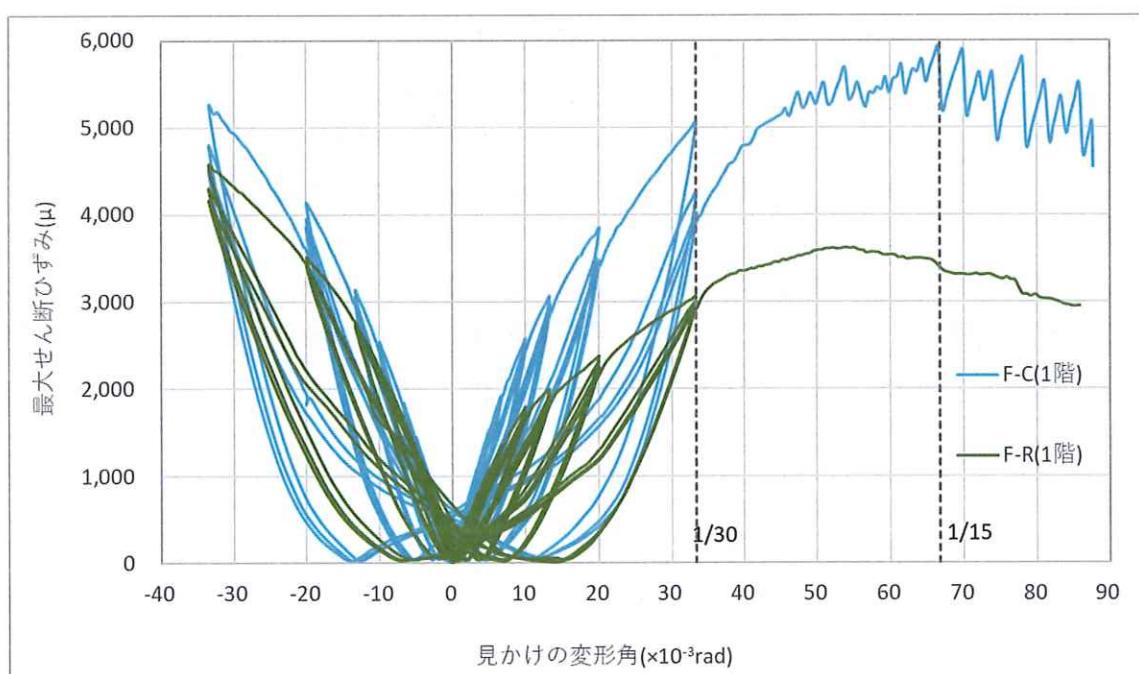


図2.16 面材耐力壁の最大せん断ひずみ

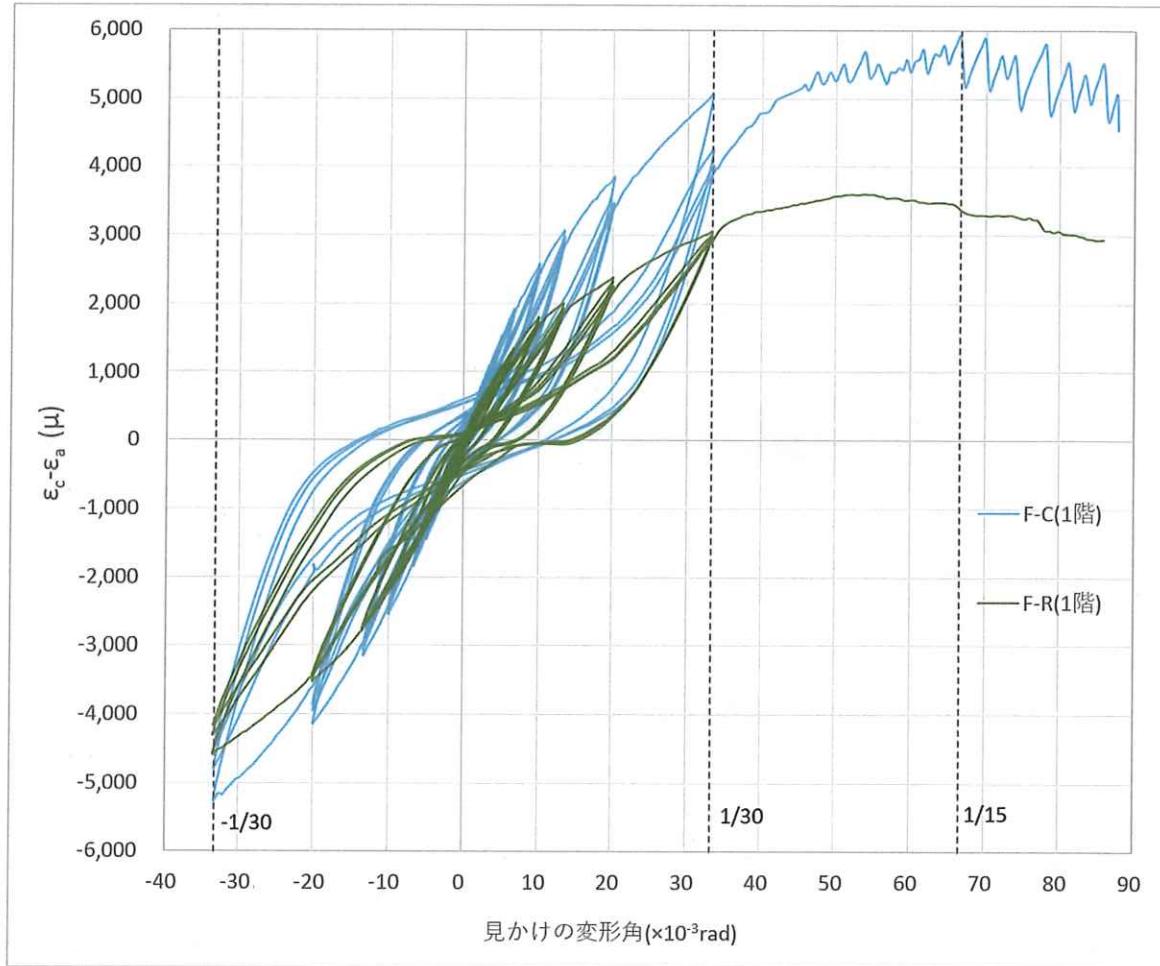


図 2.17 面材耐力壁のひずみ ( $\varepsilon_c - \varepsilon_a$ )

### 2.5.7 面材耐力壁両端柱の柱脚部の鉛直変位

面材耐力壁脚部の変位計番号を下図に示す。

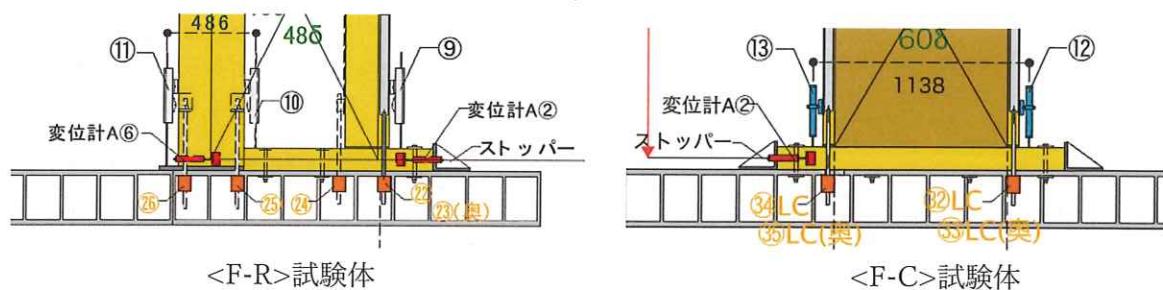


図 2.18 耐力壁柱脚部 変位計番号

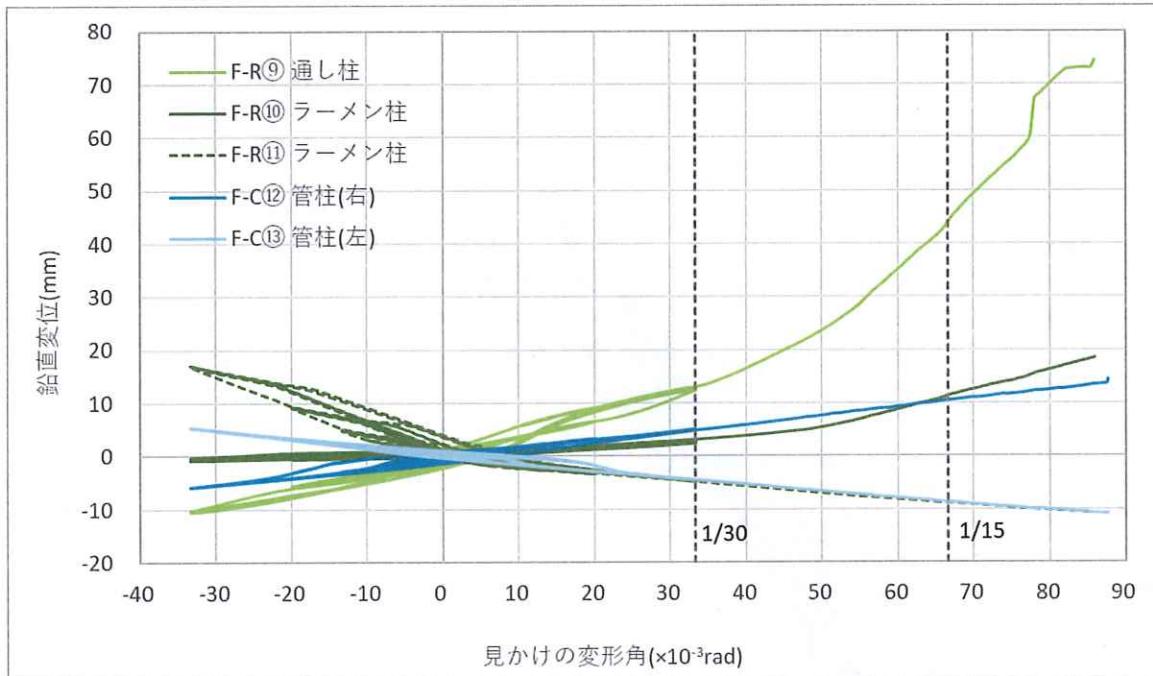


図 2.19 面材耐力壁両端柱の柱脚部の鉛直変位

- 前項の 2 つのひずみ ( $\gamma_{\max}$  と  $\varepsilon_c - \varepsilon_a$ ) - 変形関係は同様の傾向を示している。
- 2 つのひずみ-変形関係において、F-C 試験体は正負加力で対称であるが、F-R 試験体は非対称である。これは、F-R 試験体はロッキングの影響により正加力時（面材耐力壁が引張となる）の面材のせん断ひずみが他と比べて小さいためであると考えられる。
- 面材耐力壁端部柱の柱脚部の鉛直変位は、F-R 試験体のほうが F-C 試験体と比べて大きい。

## 第3章 接合部試験

### 3.1 接合部試験概要

ラーメン柱梁接合部単体及び柱脚接合部単体の荷重変形関係を得るために、接合部試験を行う。ラーメン柱梁接合部の試験体（試験体名：J-T）、ラーメン柱脚接合部の試験体（試験体名：J-B）の2種類、各3体ずつ計6体の試験を行う。本試験により得られた接合部の荷重・変形を詳細モデルによるフレーム解析に反映させる。

ラーメン柱材・ラーメン梁材、接合部はフレーム試験と同じ仕様とする（柱：120×360ダフリカカラマツA種構造用LVL特級140E、梁：120×600カラマツ構造用集成材対称異等級構成E105-F300）、接合部：引きボルトM20(ABR490)）。

### 3.2 試験体仕様

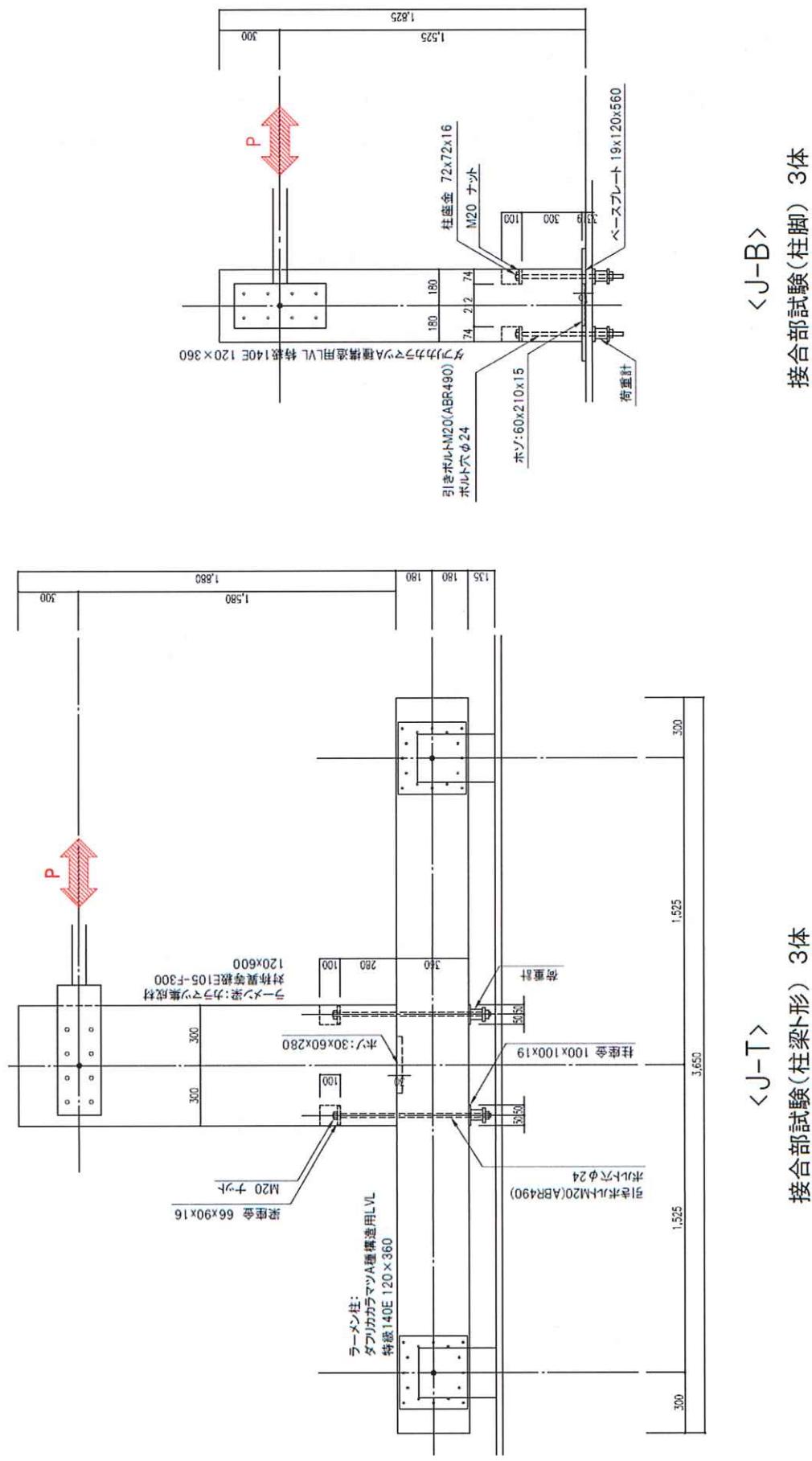


図 3.1 <J-T><J-B>試験体図

## 木材の密度と含水率

(密度は質量を体積で除して求め、含水率は高周波式含水率計により測定)

表 3.1 木材の密度と含水率

| ⑧J-T(柱-梁接合部) |                        | ⑨J-B(柱脚部) |                        |
|--------------|------------------------|-----------|------------------------|
| 柱            | 密度(g/cm <sup>3</sup> ) | 柱         | 密度(g/cm <sup>3</sup> ) |
| J-T-1        | 0.67                   | J-B-1     | 0.66                   |
| 2            | 0.66                   | 2         | 0.66                   |
| 3            | 0.68                   | 3         | 0.64                   |
| 梁            | 密度(g/cm <sup>3</sup> ) | 含水率(%)    |                        |
| J-T-1        | 0.53                   | 12.5      |                        |
| 2            | 0.56                   | 13.0      |                        |
| 3            | 0.53                   | 12.5      |                        |

## 3.3 試験方法

### 3.3.1 試験体と加力計画

J-T 試験体は、柱材の両端部をピン支持とし、梁材の端部(接合部の反対側)において加力する。J-B 試験体は、柱脚部の両側面に座堀りして柱と芯揃えで取り付けられた 2 本のアンカーボルト (M20) を架台に固定する。

繰り返し加力は同一の変形角について 3 回の繰り返しとし、試験体の変形角（次項に示す（変位計①の変位量-変位計②の変位量）を標点間距離 H で除した値(rad)）が  $1/450\text{rad}$ 、 $1/300\text{rad}$ 、 $1/200\text{rad}$ 、 $1/150\text{rad}$ 、 $1/100\text{rad}$ 、 $1/75\text{rad}$ 、 $1/50\text{rad}$ 、 $1/30\text{rad}$  の正負交番とした。加力が最大荷重に達した後、最大荷重の 80% の荷重に低下するまで加力するか、変形角が  $1/6.3\text{rad}$ (加力装置の限界)に達するまで加力する。

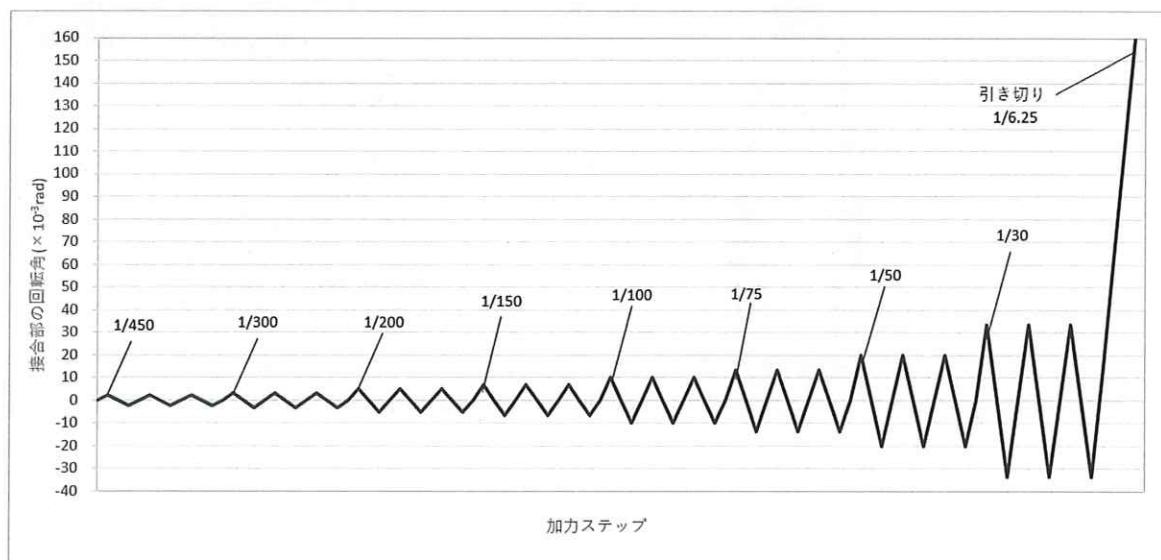


図 3.2 試験加力サイクル

### 3.3.2 変位計・荷重計配置計画

図 3.3、図 3.4 に接合部試験の計測計画を示す。

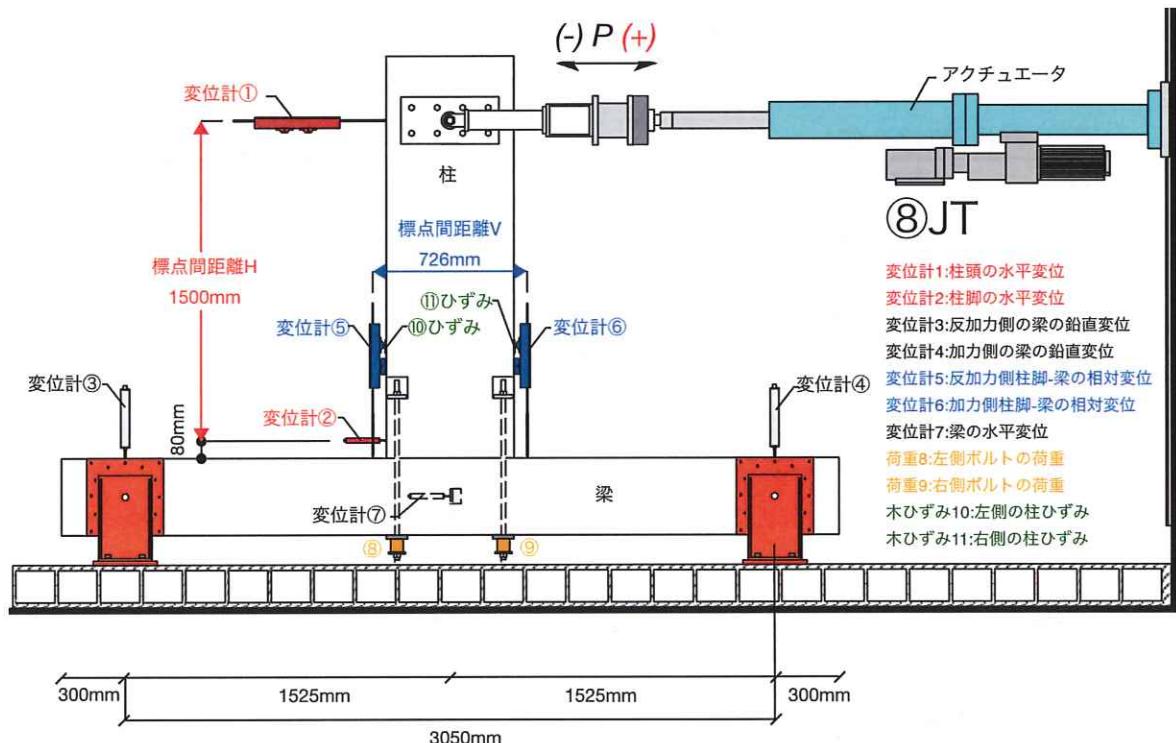


図 3.3 <J-T> 計測計画

(図中に示す「柱」と「梁」は実際のフレーム試験体における柱および梁と入れ替わっており、  
加力点がある部材は実際のフレーム試験体における梁材である。)

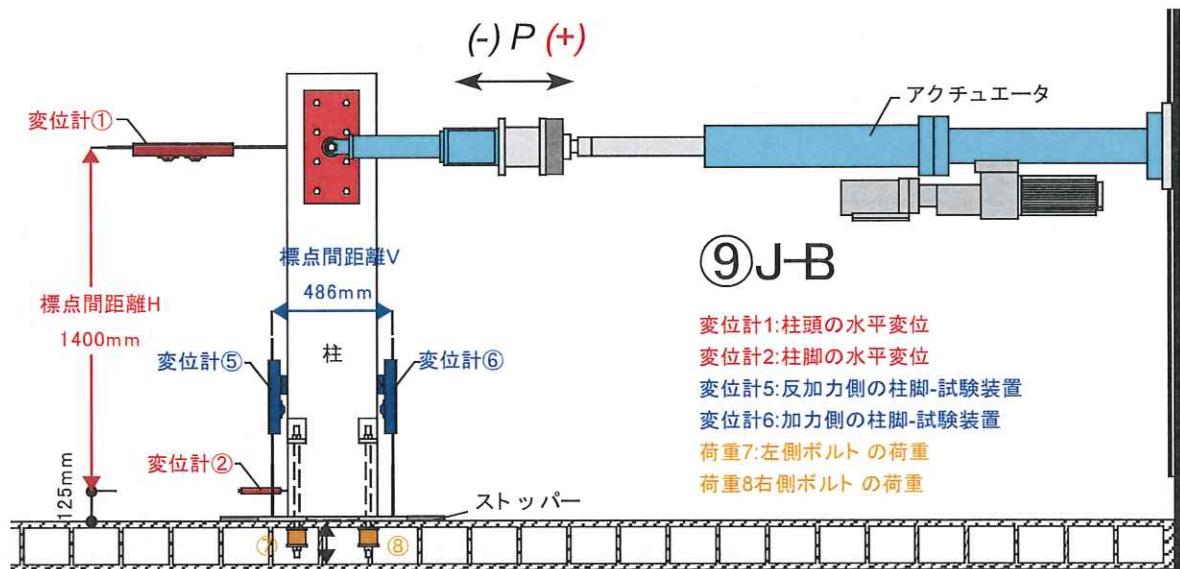


図 3.4 <J-B> 計測計画

### 3.4 評価方法

本報告書「2.4.1 セン断変形角の算出」「2.4.2 包絡線の作成」「2.4.3 完全弾塑性モデルによる降伏耐力及び終局耐力等の算定」に同じ。

ただし、 $\delta_1$ ：変位計①

$\delta_2$ ：変位計②

$\delta_3$ ：変位計⑤

$\delta_4$ ：変位計⑥ に読み替えるものとする。

### 3.5 試験結果

#### 3.5.1 モーメント-回転角関係

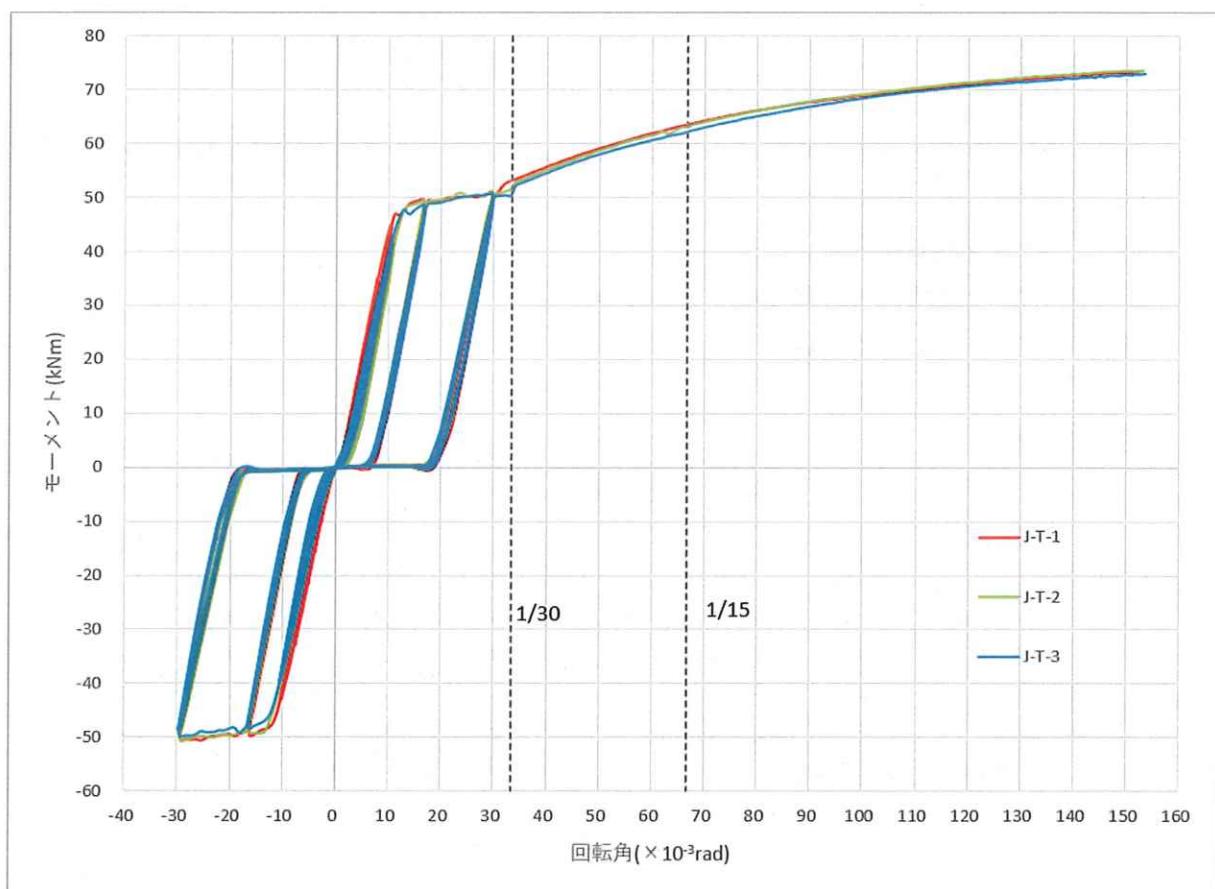


図 3.5 <J-T> モーメント-回転角

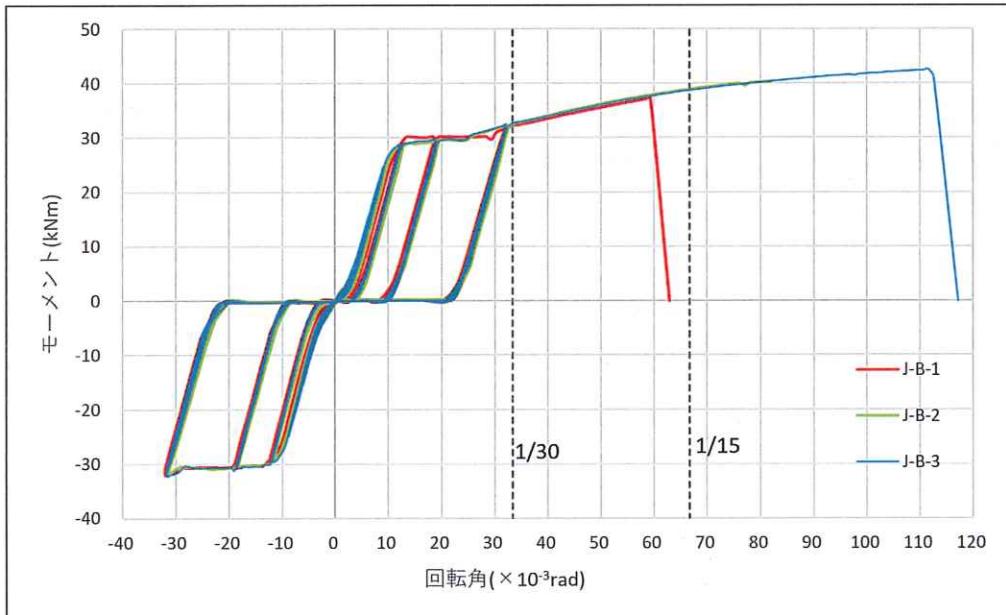


図 3.6 <J-B> モーメント-回転角

### 3.5.2 破壊性状

#### <J-T> ラーメン柱-梁 ト型接合部

- ・最終加力時圧縮側となる梁端部はめり込みによって LVL 柱の纖維が切断されていた。
- ・1/6.5 まで押し切り試験終了

#### <J-B> ラーメン柱脚接合部

- ・最終加力時引張側となる柱脚の座金余長部の割裂
- ・1/8～1/11 まで押し切り試験終了

### 3.5.3 特性値

表 3.2 接合部試験 特性値

| 試験体名 (柱梁ト型接合部) |   | J-T-1 | J-T-2 | J-T-3 | J-T 平均 | J-T CV | 計算値  | 平均/計算 |
|----------------|---|-------|-------|-------|--------|--------|------|-------|
| 最大モーメント        | Mmax (kNm)                                    | 73.4  | 73.7  | 73.1  | 73.4   | 0.4%   |      |       |
| 最大モーメント時回転角    | $\theta_{\text{max}}$ ( $\times 10^{-3}$ rad) | 152.4 | 153.0 | 153.4 | 152.9  | 0.3%   |      |       |
| 降伏モーメント        | My (kNm)                                      | 46.9  | 47.8  | 47.1  | 47.3   | 0.9%   | 42.0 | 1.12  |
| 降伏回転角          | $\theta_y$ ( $\times 10^{-3}$ rad)            | 11.0  | 13.0  | 12.4  | 12.1   | 8.1%   | 11.4 | 1.06  |
| 初期回転剛性         | K ( $\times 10^3$ kNm/rad)                    | 4.25  | 3.69  | 3.81  | 3.92   | 7.6%   | 3.67 | 1.07  |
| 試験体名 (柱脚接合部)   |   | J-B-1 | J-B-2 | J-B-3 | J-B 平均 | J-B CV | 計算値  | 平均/計算 |
| 最大モーメント        | Mmax (kNm)                                    | 37.1  | 40.2  | 42.5  | 40.0   | 6.8%   |      |       |
| 最大モーメント時回転角    | $\theta_{\text{max}}$ ( $\times 10^{-3}$ rad) | 59.4  | 82.0  | 111.6 | 84.3   | 31.0%  |      |       |
| 降伏モーメント        | My (kNm)                                      | 29.7  | 27.8  | 28.1  | 28.6   | 3.6%   | 24.0 | 1.19  |
| 降伏回転角          | $\theta_y$ ( $\times 10^{-3}$ rad)            | 13.1  | 11.4  | 11.2  | 11.9   | 9.1%   | 4.9  | 2.43  |
| 初期回転剛性         | K ( $\times 10^3$ kNm/rad)                    | 2.26  | 2.45  | 2.52  | 2.41   | 5.4%   | 4.88 | 0.49  |

降伏モーメント・降伏回転角・初期回転剛性の計算値は、LVL めりこみ試験（第 4 章）から得ためりこみ剛性を反映した値である。試験結果の平均値と計算値を比較すると、柱梁ト型接合部は剛性・耐力共近い値を示しているが、柱脚については降伏モーメントが近い値を示す一方で初期回転剛性に大きな差がある。これには、柱座金のすべり剛性値の評価と原点付近の荷重変形関係の立ち上がりの影響が考えられ、今後の検討課題として挙げられる。

### 3.5.4 試験状況

<J-T> 柱-梁（ト型）接合部

加力前 全景



試験終了時 全景

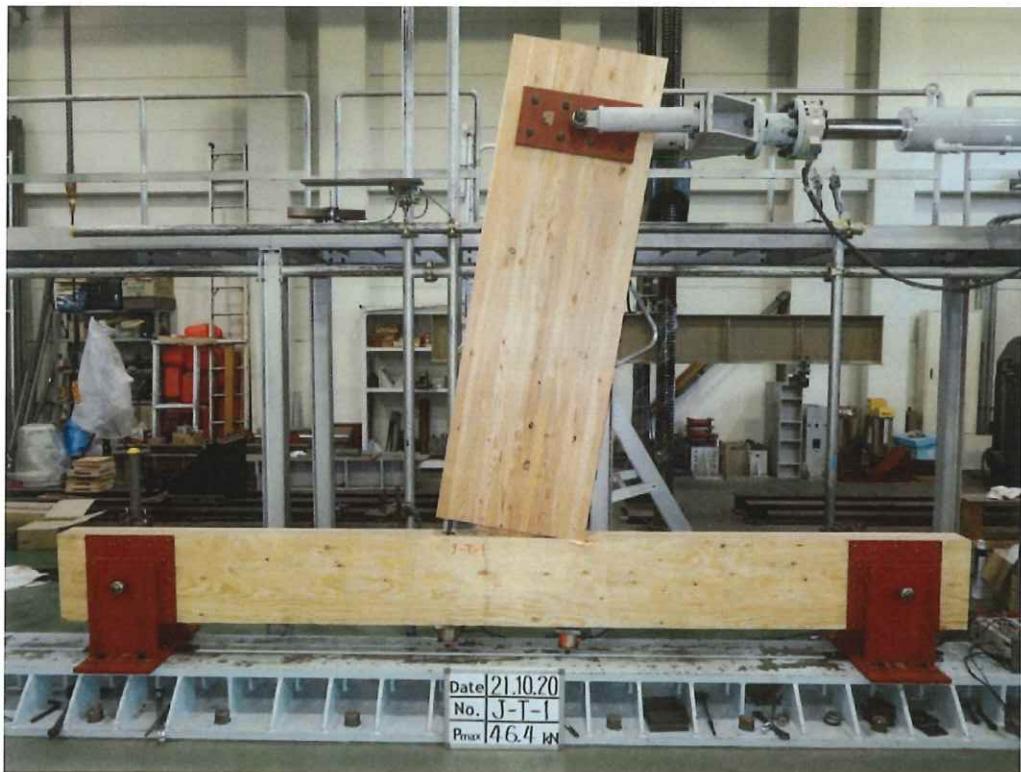


写真 3.1 <J-T>試験写真 全景

接合部



解体後 接合部

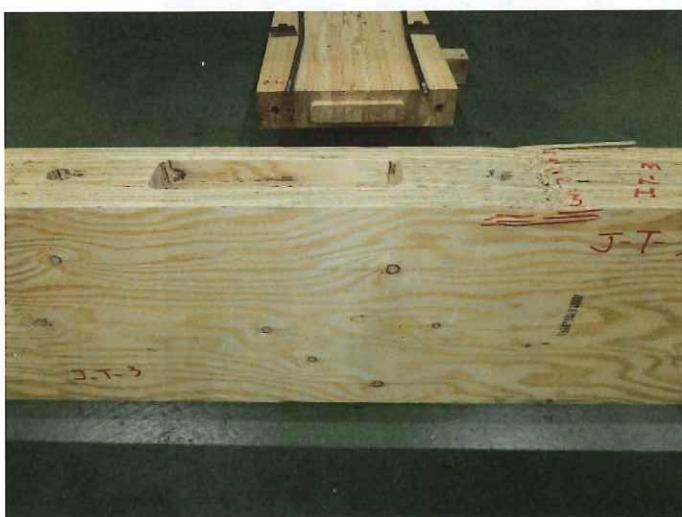
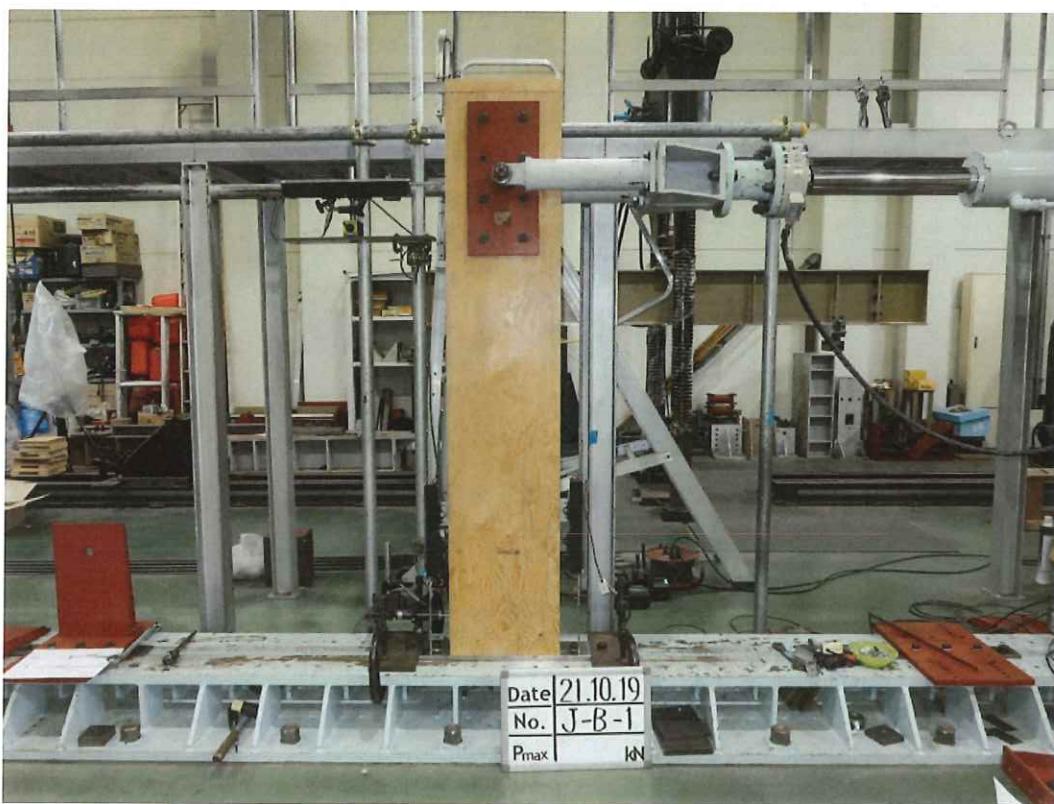


写真 3.2 <J-T>試験写真 部分

<J-B> ラーメン柱脚接合部

加力前 全景



試験終了時 全景



写真 3.3 <J-B>試験写真 全景

試験終了時柱脚部



解体後柱脚部



写真 3.4 <J-B>試験写真 部分

## 第4章 要素試験

### 4.1 LVL めりこみ試験

#### 4.1.1 試験概要

架台に置いた 120 角のダフリカカラマツ A 種構造用 LVL 特級 140E 材に対し、上方から繊維直交方向（柱梁接合部における柱側に取り付けられた座金のめり込み方向）と繊維方向（柱脚接合部における座掘り内に取り付けられた座金のめり込み方向）に載荷を行う。それぞれの試験体名は、繊維直交方向加力の部材中央位置での載荷試験体を E-L0C、部材端部での載荷試験体を E-L0E、繊維方向加力の部材中央での載荷試験体を E-L90C、部材端部での載荷試験体を E-L90E とする。各 3 体、計 12 体の試験を行う。

#### 4.1.2 試験体仕様

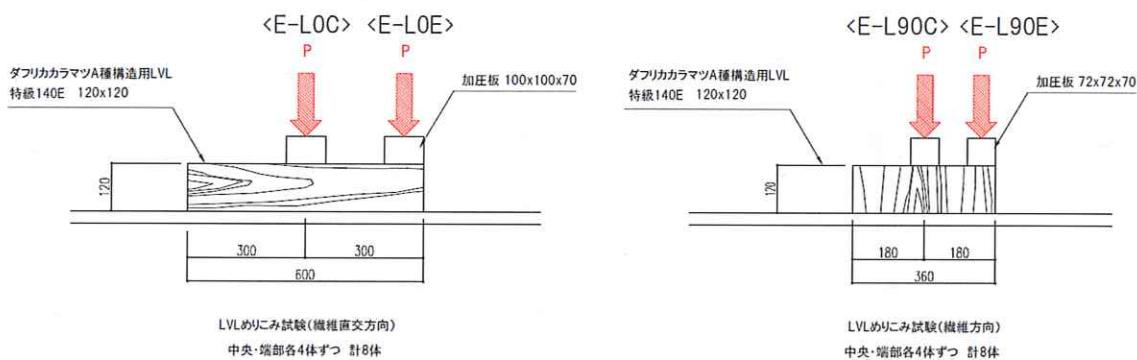


図 4.1 めりこみ試験体図

#### 木材の密度と含水率

(密度は質量を体積で除して求め、含水率は高周波式含水率計により測定)

表 4.1 木材の密度と含水率

④E-L90C (中央部)

|          | 密度(g/cm <sup>3</sup> ) |
|----------|------------------------|
| E-L90C-1 | 0.67                   |
| 2        | 0.67                   |
| 3        | 0.70                   |

⑤E-L0C (中央部)

|          | 密度(g/cm <sup>3</sup> ) |
|----------|------------------------|
| E-L90C-1 | 0.67                   |
| 2        | 0.67                   |
| 3        | 0.67                   |

④E-L90E (端部)

|          | 密度(g/cm <sup>3</sup> ) |
|----------|------------------------|
| E-L90C-1 | 0.65                   |
| 2        | 0.68                   |
| 3        | 0.69                   |

⑤E-L0E (端部)

|          | 密度(g/cm <sup>3</sup> ) |
|----------|------------------------|
| E-L90C-1 | 0.66                   |
| 2        | 0.67                   |
| 3        | 0.68                   |

#### 4.1.3 荷重変形関係

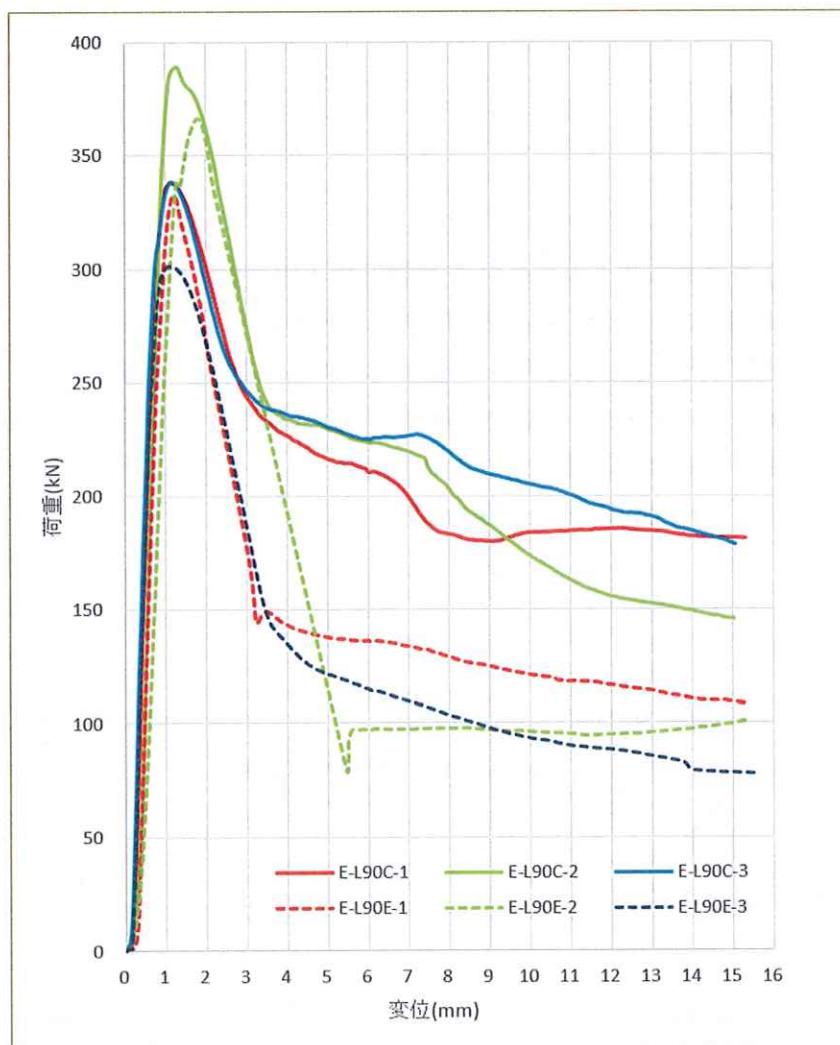


図 4.2 <E-L90> めり込み試験（繊維方向）荷重変形関係

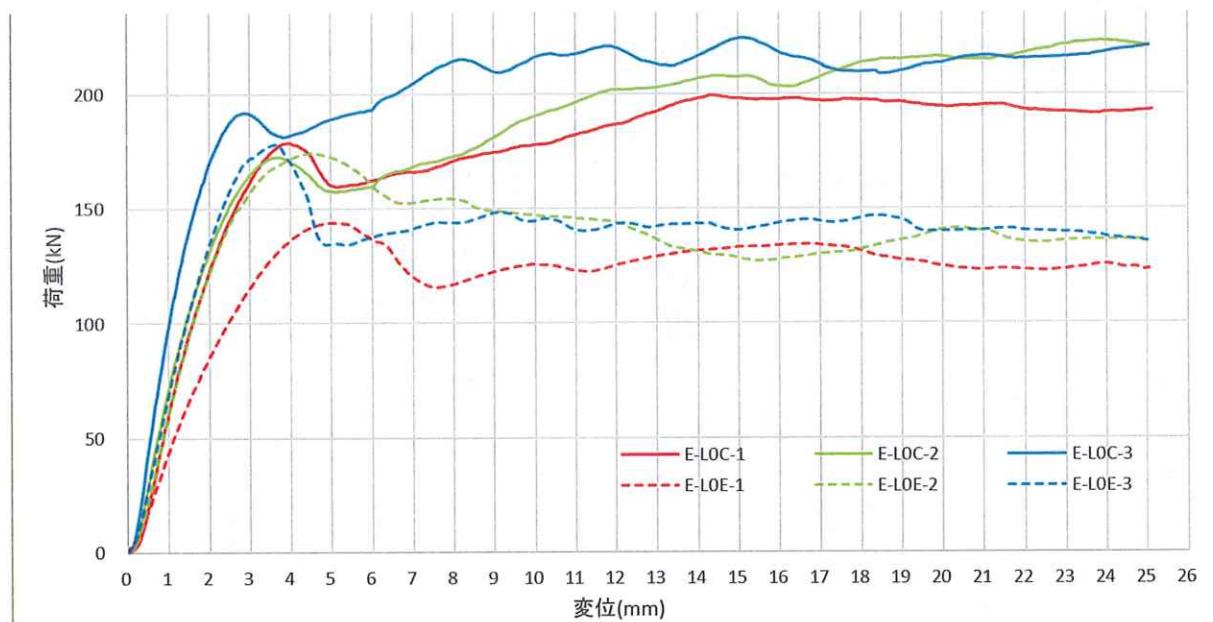


図 4.3 <E-L0> めり込み試験（繊維直交方向）荷重変形関係

#### 4.1.4 破壊性状

繊維直交方向は 25mm 程度、繊維方向は 15mm 程度の深さまでめりこみが進行したところで試験を終了した。

#### <E-L90> 繊維方向

- ・中央加力(E-L90C)：加力板の縁の所で繊維に沿った割裂（片側）
- ・端部加力(E-L90E)：加力板の縁の所で繊維に沿った割裂（両側）、断面は片側へずれ出るような斜めの割裂

#### <E-L0> 繊維直交方向

- ・中央加力(E-L0C)、端部加力(E-L0E)共：加力板の縁の所で繊維に沿った割裂、部材が両側へ押し広げられた状態

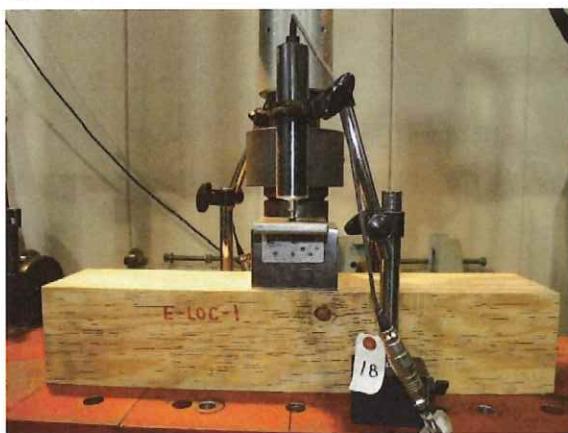
#### 4.1.5 特性値

表 4.2 LVL めりこみ試験 特性値

| 試験体名（繊維方向・中央加力）                          | E-L90C-1 | E-L90C-2 | E-L90C-3 | E-L90C 平均 | E-L90C CV |
|--|----------|----------|----------|-----------|-----------|
| 最大荷重 Pmax kN                             | 338.3    | 389.0    | 338.2    | 355.2     | 8.2%      |
| 割線剛性 (0.6mm変位時) K <sub>0.6mm</sub> kN/mm | 383.6    | 291.9    | 420.8    | 365.4     | 18.2%     |
| 試験体名（繊維方向・端部加力）                          | E-L90E-1 | E-L90E-2 | E-L90E-3 | E-L90E 平均 | E-L90E CV |
| 最大荷重 Pmax kN                             | 332.5    | 366.3    | 301.7    | 333.5     | 9.7%      |
| 割線剛性 (0.6mm変位時) K <sub>0.6mm</sub> kN/mm | 279.8    | 172.5    | 383.9    | 278.8     | 37.9%     |
| 試験体名（繊維直交方向・中央加力）                        | E-L0C-1  | E-L0C-2  | E-L0C-3  | E-L0C 平均  | E-L0C CV  |
| 最大荷重 Pmax kN                             | 199.1    | 222.9    | 224.1    | 215.4     | 6.5%      |
| 割線剛性 (2mm変位時) K <sub>2mm</sub> kN/mm     | 61.2     | 65.3     | 84.2     | 70.2      | 17.5%     |
| 試験体名（繊維直交方向・端部加力）                        | E-L0E-1  | E-L0E-2  | E-L0E-3  | E-L0E 平均  | E-L0E CV  |
| 最大荷重 Pmax kN                             | 143.9    | 174.5    | 178.2    | 165.5     | 11.4%     |
| 割線剛性 (2mm変位時) K <sub>2mm</sub> kN/mm     | 42.7     | 61.0     | 67.4     | 57.0      | 22.5%     |

#### 4.1.6 試験状況

④繊維直交方向



⑤繊維方向

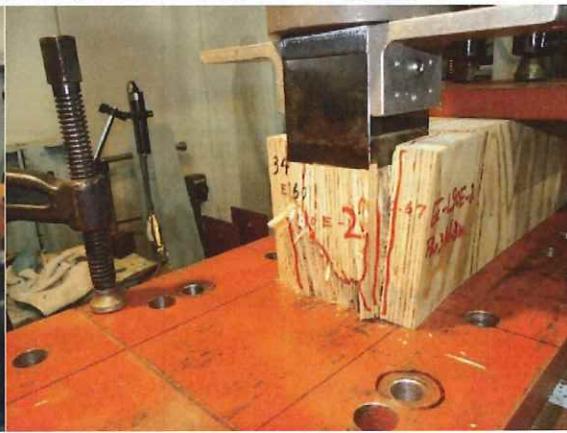
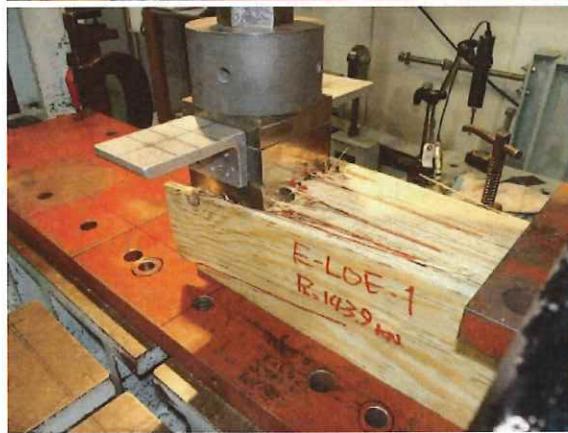
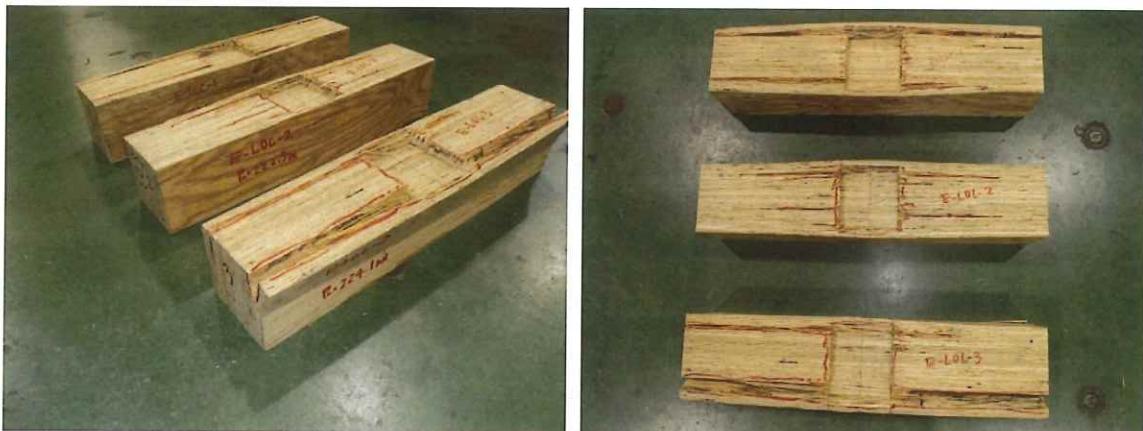
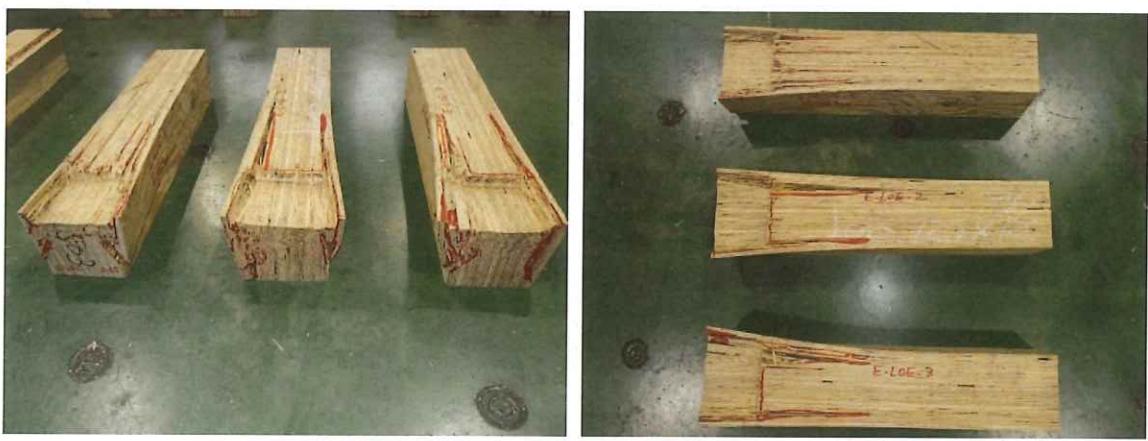


写真 4.1 めりこみ試験状況

④-1 E-L0C 繊維直交方向中央加力



④-2 E-L0E 繊維直交方向端部加力



⑤-1 E-L90C 繊維方向中央加力



⑤-2 E-L90E 繊維方向端部加力



写真 4.2 めりこみ試験終了時

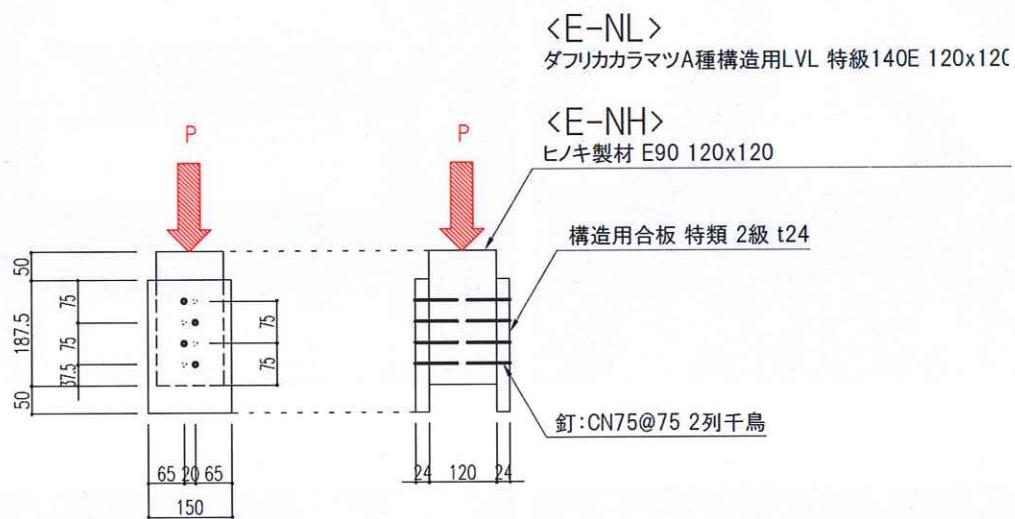
## 4.2 面材釘（一面せん断）試験

### 4.2.1 試験概要

面材と釘の仕様はフレーム試験に用いた耐力壁の仕様（構造用合板 t24、CN75 釘@75×2列千鳥配置）とする。面材を打ちつける主材は 120 角とし、F-R 試験体に採用したダフリカカラマツ A 種構造用 LVL 特級 140E（試験体名：E-NL）と、F-C 試験体に採用したヒノキ製材（試験体名：E-NH）の 2 種類で各 3 体、計 6 体の試験を行う。

主材の両側に面材を釘打ちし、主材の上面から下方へ鉛直に加力する。最大荷重の 80% 以下まで荷重が低下したことを確認し加力を終了する。

### 4.2.2 試験体仕様



面材釘試験：LVL・ヒノキ製材各4体ずつ 計8体

図 4.4 面材釘（一面せん断）試験体図

### 木材および合板の密度と含水率

（密度は質量を体積で除して求め、含水率は高周波式含水率計により測定）

表 4.3 木材の密度と含水率

| ⑥E-NL(主材-LVL、側材-構造用合板) |                        |                        |
|------------------------|------------------------|------------------------|
|                        | 主材                     | 側材                     |
|                        | 密度(g/cm <sup>3</sup> ) | 密度(g/cm <sup>3</sup> ) |
| E-NL-1                 | 0.68                   | 0.51                   |
| 2                      | 0.68                   | 0.52                   |
| 3                      | 0.69                   | 0.57                   |

| ⑥E-NH(主材-ヒノキ製材、側材-構造用合板) |                        |        |                        |
|--------------------------|------------------------|--------|------------------------|
|                          | 主材                     | 側材     |                        |
|                          | 密度(g/cm <sup>3</sup> ) | 含水率(%) | 密度(g/cm <sup>3</sup> ) |
| E-NH-1                   | 0.48                   | 12     | 0.51                   |
| 2                        | 0.49                   | 11     | 0.51                   |
| 3                        | 0.51                   | 11.5   | 0.58                   |

#### 4.2.3 荷重変形関係

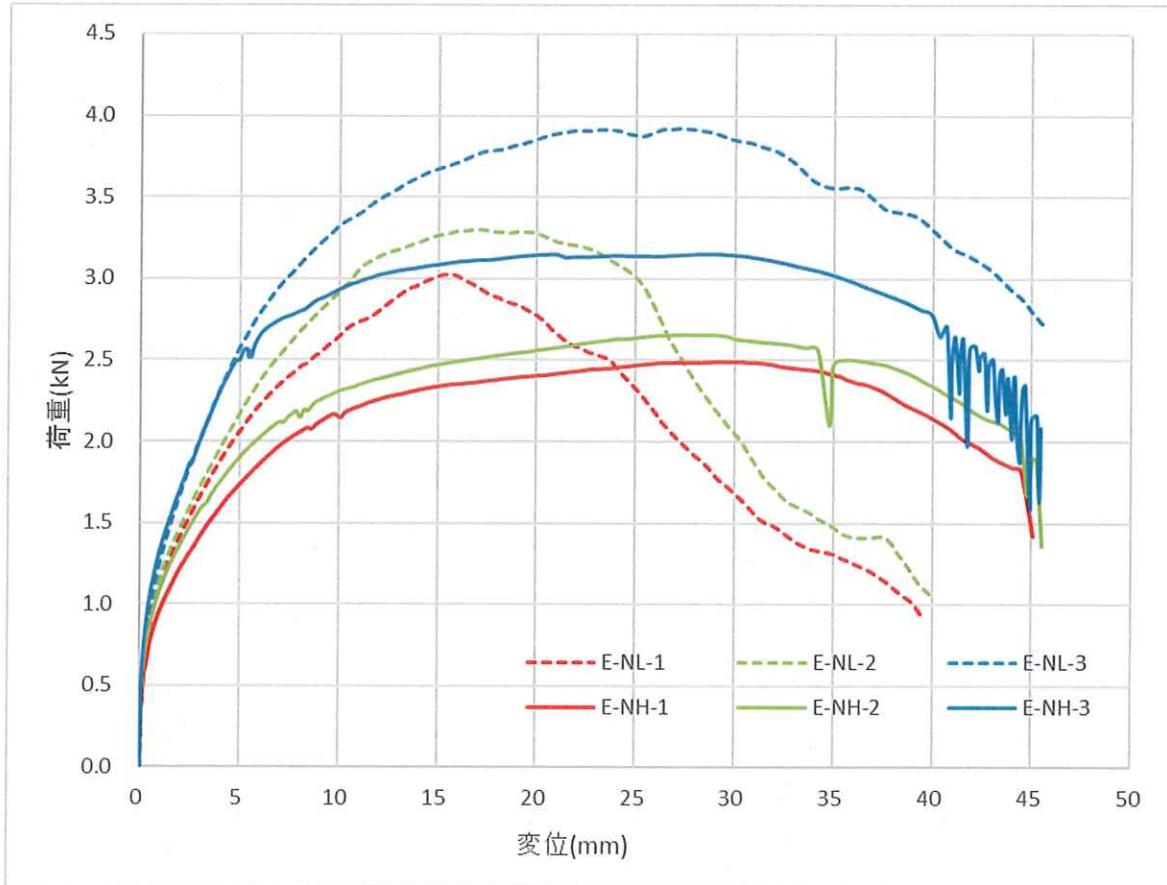


図 4.5 面材釘試験 荷重変形関係

#### 4.2.4 破壊性状

##### ⑥-1 E-NL 主材 LVL

- ・1体目と2体目は釘がくの字に曲がっているが、3体目の釘は統一性のない変形であった。
- ・最大荷重の80%以下まで荷重の低下を確認して試験終了。

##### ⑥-2 E-NH 主材ひのき製材

- ・3体共、釘はS字に曲がっていた。
- ・最大荷重の80%以下まで荷重の低下を確認して試験終了。

#### 4.2.5 特性値

表 4.4 面材釘（一面せん断）試験 特性値

| 試験体名 (主材 : LVL)   |                             |         | E-NL-1 | E-NL-2 | E-NL-3 | E-NL<br>平均 | E-NL<br>CV | グレー本<br>(参考) * |
|-------------------|-----------------------------|---------|--------|--------|--------|------------|------------|----------------|
| 最大荷重              | Pmax                        | (kN)    | 3.02   | 3.30   | 3.92   | 3.42       | 14%        |                |
| 降伏耐力              | Py                          | (kN)    | 1.55   | 1.61   | 2.16   | 1.77       | 19%        |                |
| 降伏変位              | $\delta y$                  | (cm)    | 0.25   | 0.25   | 0.35   | 0.28       | 19%        |                |
| 初期剛性              | K                           | (kN/cm) | 6.20   | 6.39   | 6.26   | 6.28       | 2%         | 10.13          |
| 終局耐力              | $\Delta Pv$                 | (kN)    | 2.68   | 3.02   | 3.63   | 3.11       | 15%        | 1.85           |
| 終局変位              | $\delta u$                  | (cm)    | 2.40   | 2.64   | 4.17   | 3.07       | 31%        | 2.14           |
| 降伏点変位             | $\delta v$                  | (cm)    | 0.43   | 0.47   | 0.58   | 0.49       | 15%        | 0.18           |
| 塑性率               | $\mu = \delta u / \delta v$ | -       | 5.55   | 5.58   | 7.21   | 6.11       | 15%        | 11.89          |
| 試験体名 (主材 : ヒノキ製材) |                             |         | E-NH-1 | E-NH-2 | E-NH-3 | E-NH<br>平均 | E-NH<br>CV |                |
| 最大荷重              | Pmax                        | (kN)    | 2.49   | 2.66   | 3.16   | 2.77       | 12%        |                |
| 降伏耐力              | Py                          | (kN)    | 1.34   | 1.48   | 1.78   | 1.53       | 15%        |                |
| 降伏変位              | $\delta y$                  | (cm)    | 0.26   | 0.25   | 0.22   | 0.24       | 8%         |                |
| 初期剛性              | K                           | (kN/cm) | 5.22   | 6.01   | 8.15   | 6.46       | 23%        |                |
| 終局耐力              | $\Delta Pv$                 | (kN)    | 2.32   | 2.45   | 2.98   | 2.58       | 14%        |                |
| 終局変位              | $\delta u$                  | (cm)    | 4.18   | 4.29   | 4.26   | 4.24       | 1%         |                |
| 降伏点変位             | $\delta v$                  | (cm)    | 0.44   | 0.41   | 0.37   | 0.41       | 10%        |                |
| 塑性率               | $\mu = \delta u / \delta v$ | -       | 9.41   | 10.52  | 11.65  | 10.53      | 11%        |                |

釘1本あたりの値を示す

\*グレー本の参考値は、「構造用合板24mmまたは28mmにCN75釘」の場合の数値を示した。

- LVL 試験体のほうが降伏荷重・初期剛性は高いが、荷重の低下も大きく、塑性率はヒノキ製材のほうが大きい結果となった。
- LVL 試験体とヒノキ試験体では釘の変形モードに違いがあり、LVL 試験体では中央付近 1 点で折れ曲がるのに対して、ヒノキ試験体では 2 点で折れ曲がりが生じている。この違いが韌性に影響しているものと考えられる。

#### 4.2.6 試験状況

<E-NH-1> 加力前

<E-NL-3> 試験終了時(45mm 変位で終了)

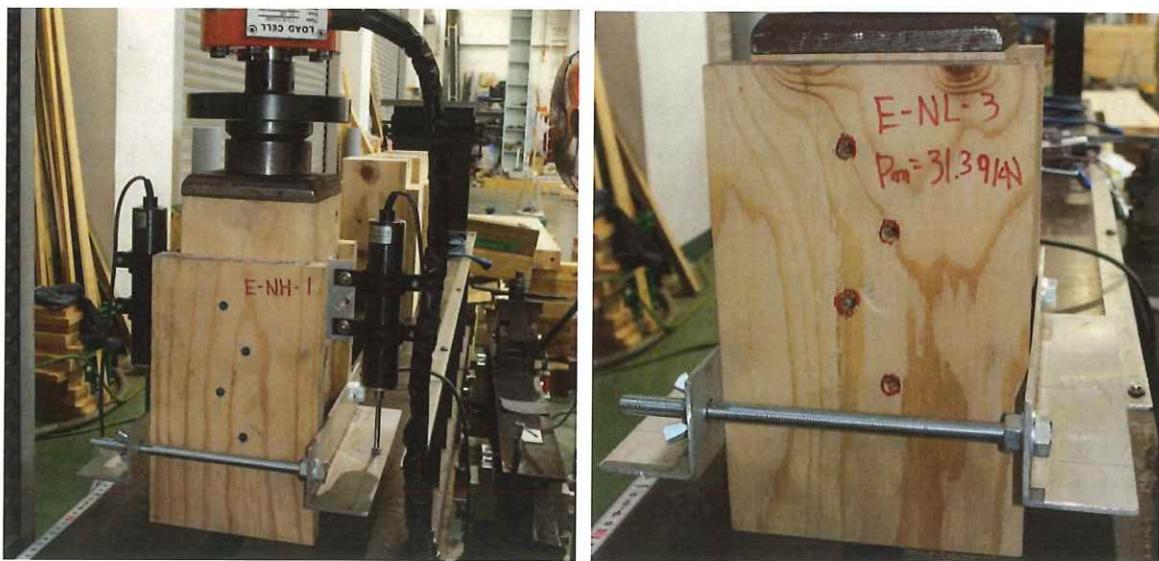


写真 4.3 面材釘試験状況

<E-NL> 主材 LVL



<E-NH> 主材ヒノキ製材

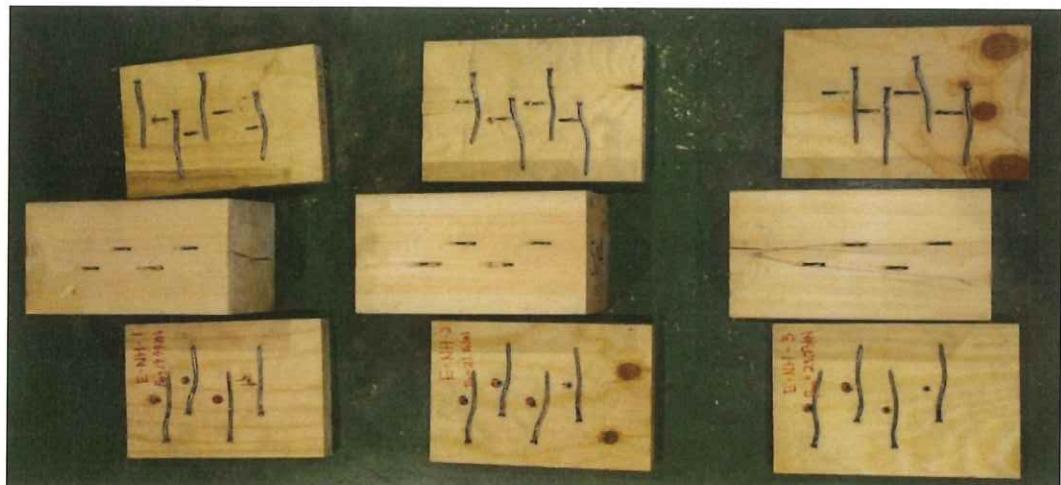


写真 4.4 面材釘試験終了時

## 4.3 ポルト引張試験

### 4.3.1 試験概要

ABR490 のボルト M18 (試験体名 : E-M18) と M20 (試験体名 : E-M20) について、鉛直に立てたボルトの上下両端を 2 重ナットを用いて装置に取り付け、固定された下端を支点として上方へ鉛直方向に引張載荷し、試験体が破断した時点で試験を終了する。各 3 体、計 6 体の試験を行う。

### 4.3.2 試験体仕様

- ボルト材質 : SNR490B  
(降伏点 325 以上 445 以下 引張強度 490 以上 610 以下 単位 : N/mm<sup>2</sup>)
- 試験体数 : M18・M20 各 3 体 計 6 体
- ナット間内法距離 : 520mm (M18・M20 共通)

#### 4.3.3 応力－ひずみ関係

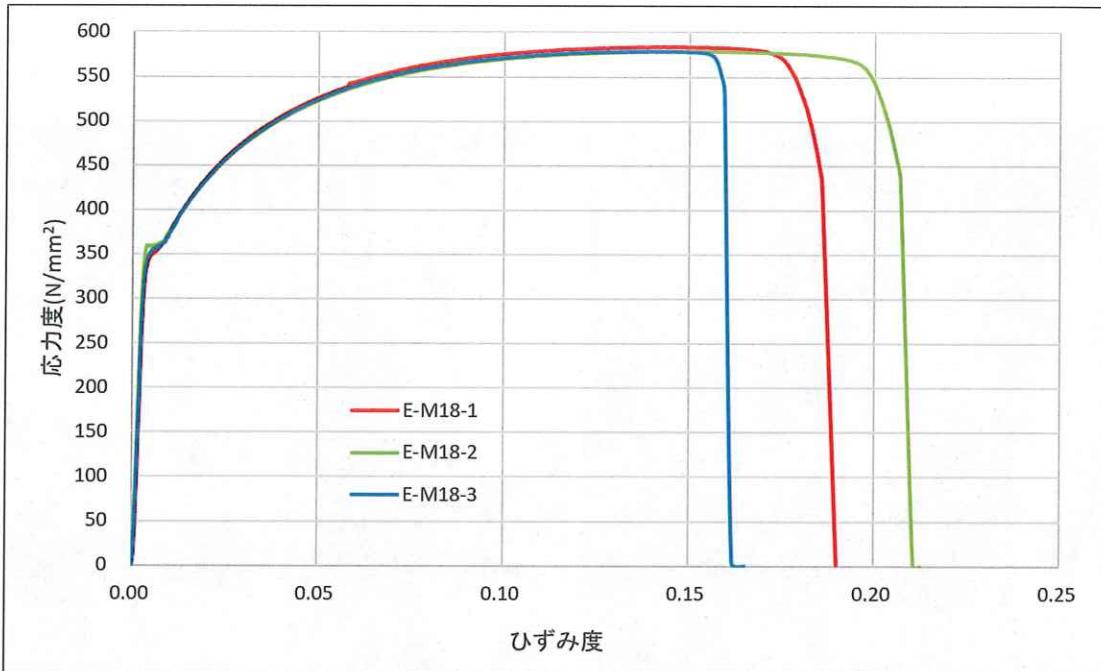


図 4.6 応力-ひずみ関係(M18)

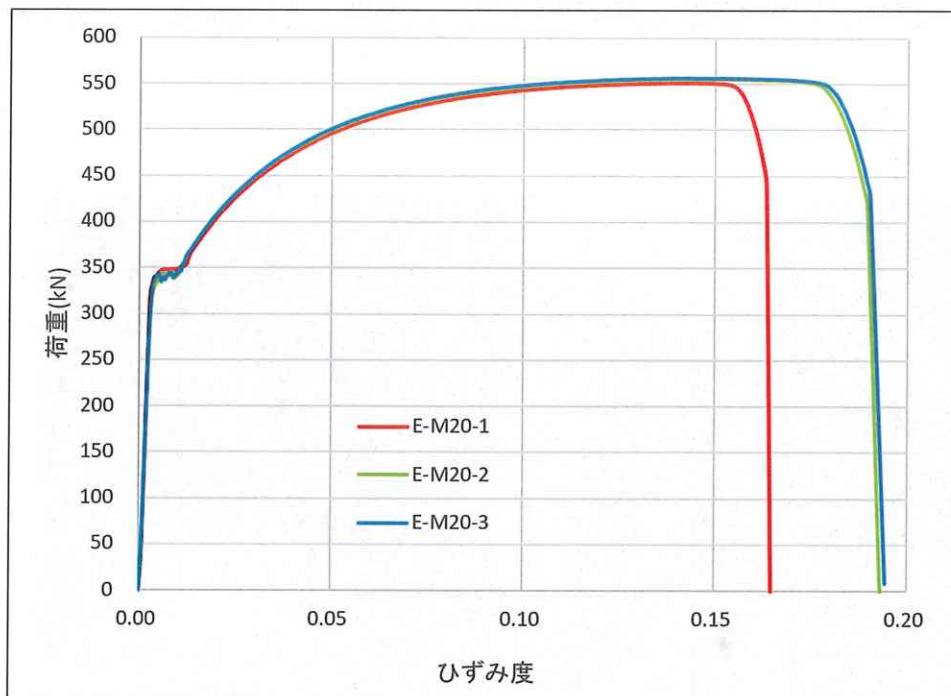


図 4.7 応力-ひずみ関係(M20)

#### 4.3.4 試験状況

- ・M18、M20 共 2 体は軸部で破断、1 体はねじ部で破断して試験終了。

加力前



写真 4.5 ポルト引張試験状況

加力後 (M18)



写真 4.6 ポルト引張試験終了時

## 第5章 考察

### 5.1 LVL のめり込み特性値

めり込みの要素試験値を用いてダフリカカラマツA種構造用LVL特級140Eのめりこみ特性値を計算により求める。

- 試験値

(中央加力) E-L0C-1とE-C0C-2の平均  $K_{2mm}=63.25 \text{ kN/mm}$ ,  $P_y=155 \text{ kN}$  程度,

2次勾配  $K_u=(200-155)/20\text{mm}=2.25 \text{ kN/mm}$ ,  $K_u/K_{2mm}=1/28$

(端部加力) E-L0E 3体の平均  $K_{2mm}=57.0 \text{ kN/mm}$ ,  $P_y=140 \text{ kN}$  程度, 2次勾配  $K_u \doteq 0$

- E-L0C から  $E_{90}$  を逆算する。

ダフリカカラマツ :  $J1 \rightarrow n=7$  とする。

$$C_x = 1 + 2z_0/3x_p \cdot (2 - e^{-\frac{3x_1}{2z_0}} - e^{-\frac{3x_2}{2z_0}}) = 1 + (2 \cdot 120)/(3 \cdot 100) \cdot (2 - 2 \cdot e^{-\frac{3 \cdot 250}{2 \cdot 120}}) = 2.53$$

$$C_y = 1 + 2z_0/3ny_p \cdot (2 - e^{-\frac{3ny_1}{2z_0}} - e^{-\frac{3ny_2}{2z_0}}) = 1 + (2 \cdot 120)/(3 \cdot 7 \cdot 100) \cdot (2 - 2 \cdot e^{-\frac{3 \cdot 7 \cdot 10}{2 \cdot 120}}) = 1.13$$

$$C_{xm} = 1 + 4z_0/3x_p = 1 + (4 \cdot 120)/(3 \cdot 100) = 2.6$$

$$C_{ym} = 1 + 4z_0/3ny_p = 1 + (4 \cdot 120)/(3 \cdot 7 \cdot 100) = 1.23$$

$$K = (x_p \cdot y_p \cdot c_x \cdot c_y / z_0) \cdot E_{90} = (100 \cdot 100 \cdot 2.53 \cdot 1.13 / 120) \cdot E_{90} = 63.25 \text{ kN/mm} \text{ より、}$$

$$E_{90} = 63.25 / 238.24 = 0.265 \text{ kN/mm}^2 \quad E_0 = 14 \text{ kN/mm}^2 \text{ として、} E_{90}/E_0 = 1/52.8$$

- E-L0C から  $F_{cv}$  を逆算する。

$$P_y = x_p \cdot y_p \cdot F_m \sqrt{\frac{c_x \cdot c_y}{c_{xm} \cdot c_{ym}}} = 100 \cdot 100 \cdot \sqrt{\frac{2.53 \cdot 1.13}{2.6 \cdot 1.23}} \cdot F_m = 9455 \cdot F_m = 155000 \text{ N} \text{ より、}$$

$$F_m = 155000 / 9455 = 16.39 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{cv} = F_m / 0.8 = 20.5 \text{ N/mm}^2$$

これより、ダフリカカラマツ A 種 LVL 特級 140E の繊維直交方向加力のめりこみ計算に用いる値は

$$E_{90} = E_0 / 50, F_{cv} = 20.5 \text{ N/mm}^2 (F_m = 0.8, F_{cv} = 16.4 \text{ N/mm}^2) \text{ とする。}$$

このとき E-L0E は

$$C_x = 1 + (2 \cdot 120)/(3 \cdot 100) \cdot (2 - e^{-\frac{3 \cdot 500}{2 \cdot 120}} - 1) = 1.80, C_y = 1 + (2 \cdot 120)/(3 \cdot 7 \cdot 100) \cdot (2 - 2 \cdot$$

$$e^{-\frac{3 \cdot 7 \cdot 10}{2 \cdot 120}}) = 1.13$$

$$C_{xm} = 2.6, C_{ym} = 1.23 \text{ より、}$$

$$K = 100 \cdot 100 \cdot 1.80 \cdot 1.13 / 120 \cdot 14 / 50 = 47.46 \text{ kN/mm} \quad \text{計算値/実験値} = 47.46 / 57.0 = 0.83$$

$$P_y = 100 \cdot 100 \cdot 16.4 \cdot \sqrt{\frac{1.80 \cdot 1.13}{2.6 \cdot 1.23}} = 130.79 \text{ kN} \quad \text{計算値/実験値} = 130.79 / 140 = 0.93$$

## 5.2 ラーメン接合部の回転剛性と降伏モーメント

前節で求めたダフリカカラマツA種構造用LVL特級140Eの繊維直交方向のめりこみ特性値  $E_{90}=E_0/50$ 、 $F_{cv}=20.5 \text{ N/mm}^2$  を用いて、ラーメン柱-梁ト型接合部の回転剛性および降伏モーメントを計算する。

表 5.1 ト型接合部の回転剛性

|   |         |  |         |
|---|---------|--|---------|
| 梁幅 $y_p$ (mm)                                     | 120     | $1 - e \times p (-3X1/2Z0)$  | 0.998   |
| 梁高 $h$ (mm)                                       | 600     | $C_y = 1 + 4Z0 / 3nY_p (1 - \exp(-3nY1/2Z0))$  | 1.000   |
| 柱幅 $y_c$ (mm)                                     | 120     | $C_y m = 1 + 4Z0 / 3nY_p$  | 1.571   |
| 柱高 $z_0$ (mm)                                     | 360     | $Cx2m = 1 + 4Z0 / 3X0$   | 5.800   |
| 柱と梁幅のちり $y_1$ (mm)                                | 0       | $Cy2 = 1 + 4Z0 / 3nY0(1 - \exp(-3ny2/2Z0))$  | 1.173   |
| 梁のヤング係数 $E$ (kN/mm <sup>2</sup> )                 | 10.5    | $Cy2m = 1 + 4Z0 / 3nY0$  | 1.686   |
| 柱のヤング係数 $E$ (kN/mm <sup>2</sup> )                 | 14      | $K1 = X0Y0Cx2mCy2E90/Z0$ (kN/mm)   | 52.94   |
| 繊維直交方向の $E90$ (kN/mm <sup>2</sup> )               | 0.28    | $K2 = EtAt/L$ (kN/mm)  | 76.47   |
| 梁の曲げ基準強度 $F_b$ (N/mm <sup>2</sup> )               | 30      | $k0 = E / (31.6 + 10.9Xb)$ (kN/mm <sup>3</sup> )   | 0.0104  |
| 柱の曲げ基準強度 $F_b$ (N/mm <sup>2</sup> )               | 45      | $K3 = XbYbk0$ (kN/mm)  | 61.59   |
| 柱の成による低減係数 (集成材のみ)                                | 0.987   | $a = YpCyE90/Z0 (1/K1 + 1/K2 + 1/K3)$  | 0.0045  |
| 梁の成による低減係数 (集成材のみ)                                | 0.96    | $b = 1 + 2*Z0/3 * (1 - e \times p (-3X1/2Z0)) * a$   | 2.078   |
| 梁のせん断基準強度 $F_s$ (N/mm <sup>2</sup> )              | 3.6     | $c = 2d$   | 1100    |
| 柱のめり込み基準強度 $F_{cv}$ (N/mm <sup>2</sup> )          | 20.5    | $Xp = (-b + \sqrt{b^2 + ac})/a$ (mm)   | 214.8   |
| 柱のめり込み降伏応力度 $F_m$ (N/mm <sup>2</sup> )            | 16.4    | $Cx = 1 + 4Z0 / 3Xp(1 - \exp(-3X1/2Z0))$   | 3.231   |
| 異方性置換係数 $n$                                       | 7       | $Cxm = 1 + 4Z0 / 3Xp$  | 3.235   |
| 梁の繊維方向の基準圧縮強度 $F_e$ (N/mm <sup>2</sup> )          | 25.4    | $Xa = Xp / 3Cx$ (mm)   | 22.16   |
| 引きボルトのボルト径  | M20     | $J = d - Xa$ (mm)  | 527.84  |
| 引きボルトの鋼材の規格                                       | SNR490B | $K\theta = Xp^2 Yp Cx(d-Xa) Cy E90 / 2Z0$ (kNm/rad)  | 3671    |
| 鋼材のヤング係数 $E_t$ (kN/mm <sup>2</sup> )              | 210     | $\textcircled{1} \Sigma N_y = Xp Yp Fm / 2\sqrt{Cx Cy Cxm Cym}$  | 168.5   |
| 鋼材の降伏応力度 $F_{ty}$ (N/mm <sup>2</sup> )            | 325     | $\textcircled{2} Ny1 = X0Y0Fm \sqrt{Cy2/Cy2m}$   | 136.8   |
| 鋼材の引張強度の下限値 $F_{tu\text{下}}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 490     | $\textcircled{3} Ty2 = AtFty$  | 79.6    |
| 鋼材の引張強度の上限値 $F_{tu\text{下}}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 610     | $Ny = \min(\Sigma Ny, Ny1, Ty2)$ (kN)  | 79.6    |
| 引きボルトの有効断面積 $A_e$ (mm <sup>2</sup> )              | 245     | $M_f = Ny * J$ (kNm)   | 42.03   |
| 引きボルトの詰部断面積 $At$ (mm <sup>2</sup> )               | 260     | $\theta_y = M_f / K\theta$ (rad)   | 0.0114  |
| 引きボルトの引張長さ $L$ (mm)                               | 714     | $Nyb = XbYbFe$ (kN)  | 150.9   |
| ボルト芯から梁の圧縮側縁まで $d$ (mm)                           | 550     | $\textcircled{4} Nyb * J$ (kNm)  | 79.64   |
| ボルト穴の径 $\odot$ (mm)                               | 24      | $L_s = \text{押しほきせん断長さ}$ (mm)  | 240     |
| 柱座金の成 $x_0$ (mm)                                  | 100     | $As = (2Xb + Yb)L_s$ (mm <sup>2</sup> )  | 63840   |
| 柱座金の幅 $y_0$ (mm)                                  | 100     | $Nus = AsF_s / 1.5$ (kN)   | 153.2   |
| 柱幅と座金幅のちり $y_2$ (mm)                              | 10      | $\textcircled{5} Nus * J$ (kNm)  | 80.87   |
| 梁座金の成 $x_b$ (mm)                                  | 90      | $\text{下限} Tu2 = AtFtu\text{下}$ (kN)   | 120.1   |
| 梁座金の幅 $y_b$ (mm)                                  | 66      | $\textcircled{6} \text{下限} Tu2 * J$ (kNm)  | 63.37   |
| 梁木口からの距離 $L_1$ (mm)                               | 280     | $\text{上限} Tu2 = AtFtu\text{下}$ (kN)   | 149.5   |
| 座金穴の深さ $X_z$ (mm)                                 | 100     | $\textcircled{7} \text{上限} Tu2 * J$ (kNm)  | 78.89   |
| 座金穴の幅 $Y_z$ (mm)                                  | 70      | $Zc = (yc - \phi)Z0^{2/6}$ (mm <sup>3</sup> )  | 2073600 |
| 梁上端から柱上端まで $x_1$ (mm)                             | 1500    | $\textcircled{8} Mcu = ZcFbc$ (kNm)  | 92.10   |
|   |         | $Zb = (Yz(h - 2Xz)^{3/2} + (Yp - Yz)h^{3/2}) / 12(h/2)$  | 4244444 |
|   |         | $\textcircled{9} Mbu = ZbFbb$ (kNm)  | 122.24  |
|   |         | $\text{終局} Mu = \min(\textcircled{4}, \textcircled{5}, \text{下限} \textcircled{6}, \textcircled{7}, \textcircled{8})$ (kNm) | 63.37   |
|   |         | $\text{終局} Mu = \min(\textcircled{4}, \textcircled{5}, \text{上限} \textcircled{6}, \textcircled{7}, \textcircled{8})$ (kNm) | 78.89   |
|   |         | $\theta_u = \min(1/15, \theta_y + (Mu - My) / (K\theta / 8))$ (rad)  | 0.0667  |
|   |         | $\mu = \theta_u / \theta_y$  | 5.82    |
|   |         | $0.2Mu\sqrt{2\mu - 1}$ (kNm)   | 41.35   |
|   |         | $\text{短期許容} sMa = \min(My, 0.2Mu\sqrt{2\mu - 1})$ (kNm)   | 41.35   |

● 計算値

$$K_{\theta} = 3671 \text{ kNm/rad}$$

$M_y$  : M20 引きボルト (SNR490B) で降伏  $M_y = 42.03 \text{ kNm}$   $\theta_y = 0.0114$

$M_u$  : M20 引きボルト (SNR490B) 引張下限値  $M_{u\text{下}} = 63.37 \text{ kNm}$  上限値  $M_{u\text{上}} = 78.89 \text{ kNm}$

$$\theta_y = 1/15 = 0.0667$$

● 実験値(3体平均)と<計算値/実験値>

$$K_{\theta} = 3920 \text{ kNm/rad} \quad <0.94>$$

$$M_y = 47.3 \text{ kNm} \quad <0.89>$$

$$\theta_y = 0.0121 \quad <0.94>$$

$$M_{\max} = 73.4 \text{ kNm} \quad <0.93> \text{(上限値)}$$

$$\theta_{\max} = 0.1529 \quad <0.44>$$

## 5.3 フレーム解析による荷重変形関係の推定

### 5.3.1 解析モデル概要

— :剛域を示す

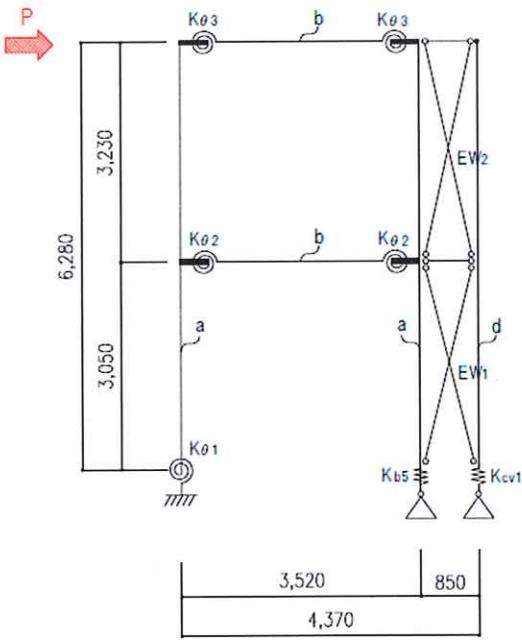
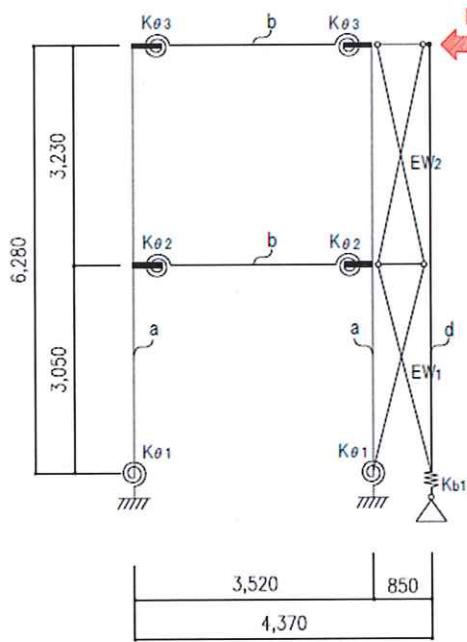
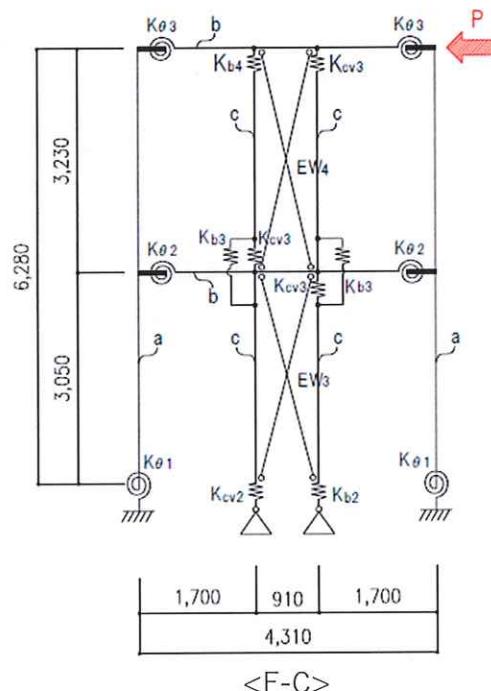
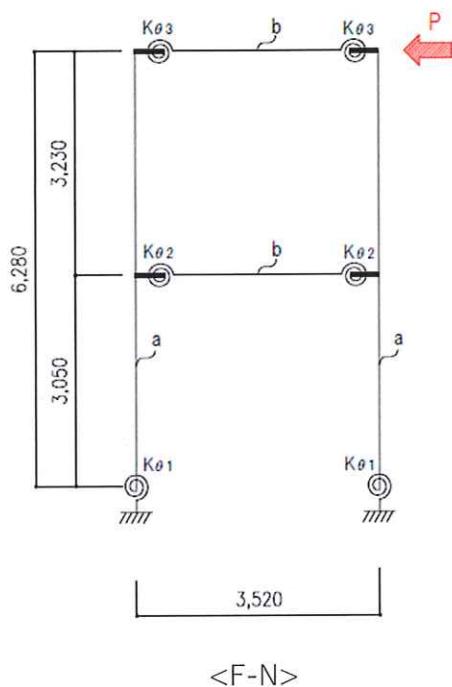


図 5.1 解析モデル図

## ● 接合部・耐力壁諸元

表 5.2 接合部・耐力壁諸元

| 符号             | 種別       | 特性値   | 対象                    |
|----------------|----------|---|-----------------------|
| $K_{\theta 1}$ | 回転バネ     | $K_{\theta}=2410 \text{kNm/rad}, M_y=28.6 \text{kNm}$ | ラーメン柱脚                |
| $K_{\theta 2}$ | 回転バネ     | $K_{\theta}=3920 \text{kNm/rad}, M_y=47.3 \text{kNm}$ | 2F梁端                  |
| $K_{\theta 3}$ | 回転バネ     | $K_{\theta}=2261 \text{kNm/rad}, M_y=39.7 \text{kNm}$ | RF梁端                  |
| $K_{b1}$       | 軸バネ(引張側) | $K=51.3 \text{kN/mm}$                                 | 通し柱柱脚HD金物             |
| $K_{b2}$       | 軸バネ(引張側) | $K=34.2 \text{kN/mm}$                                 | 1F管柱HD柱脚金物            |
| $K_{b3}$       | 軸バネ(引張側) | $K=16.9 \text{kN/mm}$                                 | 1F管柱・2F管柱両引きHD金物      |
| $K_{b4}$       | 軸バネ(引張側) | $K=17.4 \text{kN/mm}$                                 | 2F管柱柱頭HD金物            |
| $K_{b5}$       | 軸バネ(引張側) | $K=47.6 \text{kN/mm}$                                 | ラーメン柱柱脚の引きボルト         |
| $K_{cv1}$      | 軸バネ(圧縮側) | $K=161.2 \text{kN/mm}$                                | 通し柱柱脚の土台へのめりこみ        |
| $K_{cv2}$      | 軸バネ(圧縮側) | $K=80.6 \text{kN/mm}$                                 | 1F管柱柱脚の土台へのめりこみ       |
| $K_{cv3}$      | 軸バネ(圧縮側) | $K=44.6 \text{kN/mm}$                                 | 1F・2F管柱柱頭柱脚の横架材へのめりこみ |
| $EW_{1~4}$     | 等価プレース   | $K=4400 \text{kN/rad}$                                | 耐力壁                   |

各特性値の根拠を次項以降に示す。

## ● 部材諸元

a : ラーメン柱 b : ラーメン梁 c : 管柱 d : 通し柱

柱及び横架材は実断面通りの寸法の梁要素（一部トラス要素）とした。柱及び横架材は等方性材料とし、ヤング率は a 及び d :  $14,000 \text{N/mm}^2$ 、b :  $10,500 \text{N/mm}^2$ 、c :  $9,000 \text{N/mm}^2$ 、ボアソン比は 0.4（共通）とした。

### 5.3.2 耐力壁の荷重変形関係

耐力壁の荷重変形関係は、令和 3 年度の試験結果（報告書 P.171）により下記の通り設定した。

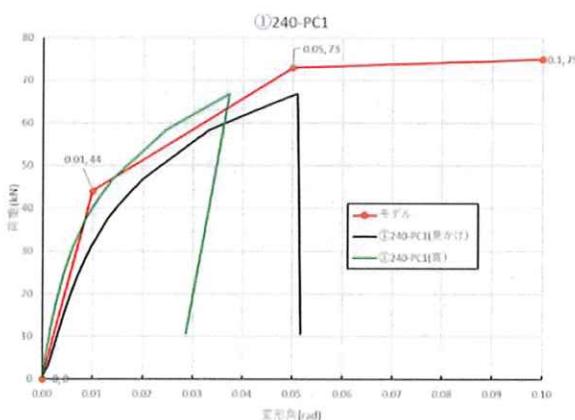


図 ①240-PC1 の耐力壁の復元力特性

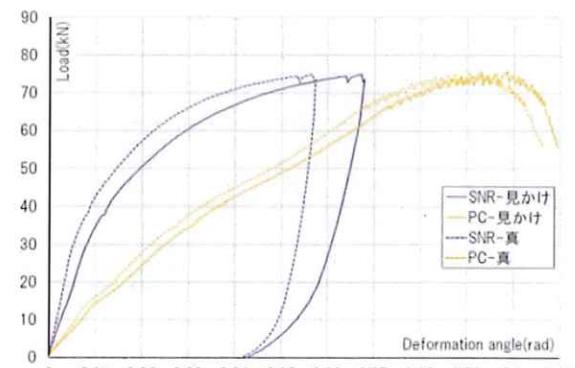


図 試験体 2A (※1) の耐力壁の復元力特性

|       |            |        |       |
|-------|------------|--------|-------|
| 初期剛性  | K0         | kN/rad | 4400  |
| 第一折れ点 | P1         | kN     | 44.0  |
|       | $\theta 1$ | rad    | 0.01  |
| 剛性低減率 | $\alpha 1$ |        | 0.165 |

|       |            |     |      |
|-------|------------|-----|------|
| 第二折れ点 | P2         | kN  | 73.0 |
|       | $\theta 2$ | rad | 0.05 |
| 剛性低減率 | $\alpha 2$ |     | 0.01 |

### 5.3.3 接合部の荷重変形関係

#### ①ラーメン梁端接合部

初期剛性  $K_0$  および降伏モーメント  $M_y$  は、ト形接合部の試験結果の平均値とした。L形接合部は、初期剛性および降伏モーメントそれぞれの計算値から L形／ト形の比率（低減係数）を求め、ト形接合部の試験結果に乘じた値とした。

骨格曲線はバイリニア型とし、ボルト鋼材のひずみ効果に合わせた二次剛性とした。

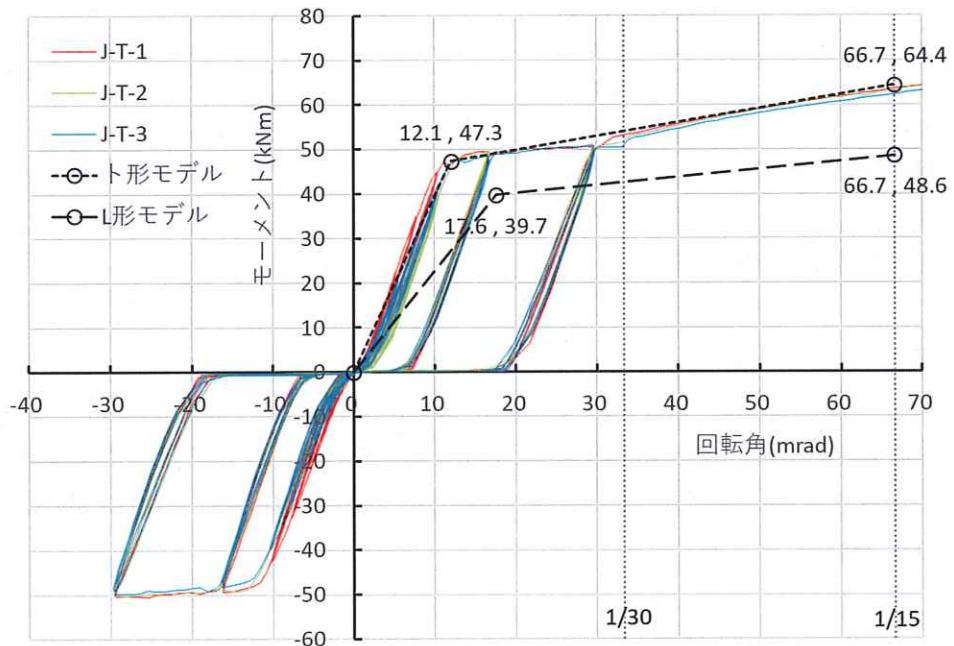


図 5.2 ラーメン梁端接合部試験結果とバイリニアモデル

表 5.3 ラーメン梁端接合部のモデル諸元

|         |            | ト形      | L形    | L形/ト形 |       |
|---------|------------|---------|-------|-------|-------|
| 初期剛性    | $K_0$      | kNm/rad | 3920  | 2261  | 0.577 |
| 降伏モーメント | $M_y$      | kNm     | 47.3  | 39.7  | 0.840 |
| 降伏変形角   | $\theta_y$ | mrad    | 12.1  | 17.6  |       |
| 剛性低減率   | $\alpha_1$ |         | 0.08  | 0.08  |       |
| 二次剛性    | $K_1$      | kNm/rad | 313.6 | 180.8 |       |

## ②-1 耐力壁が取り付かないラーメン柱脚接合部の回転バネ

初期剛性  $K_0$  および降伏モーメント  $M_y$  は、柱脚接合部の試験結果の平均値とした。  
骨格曲線はバイリニア型とし、ボルト鋼材のひずみ効果に合わせた二次剛性とした。

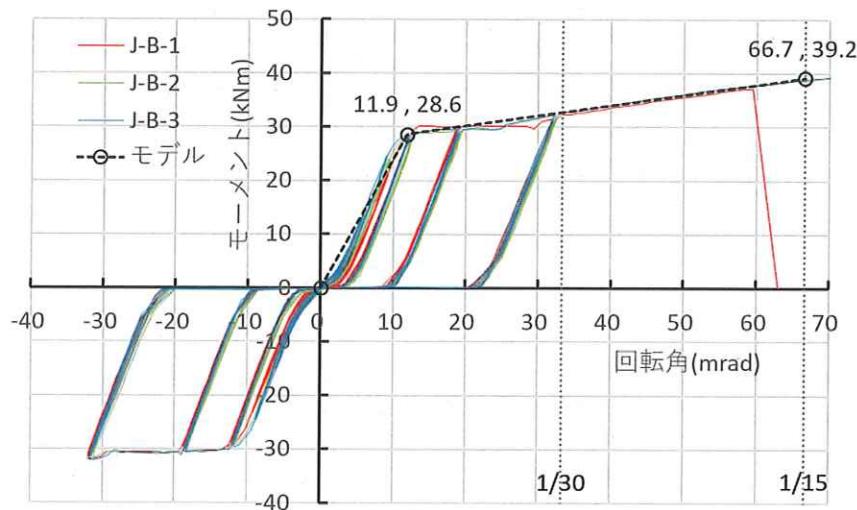


図 5.3 ラーメン柱脚接合部試験結果とバイリニアモデル

表 5.4 ラーメン柱脚接合部のモデル諸元

|         |            |         |       |
|---------|------------|---------|-------|
| 初期剛性    | $K_0$      | kNm/rad | 2410  |
| 降伏モーメント | $M_y$      | kNm     | 28.6  |
| 降伏変形角   | $\theta_y$ | mrad    | 11.9  |
| 剛性低減率   | $\alpha_1$ |         | 0.08  |
| 二次剛性    | $K_1$      | kNm/rad | 192.8 |

## ②-2 耐力壁が取り付くラーメン柱脚接合部（壁脚接合部）の軸バネ

F-R 試験体の引き側の解析においては、耐力壁が取り付く側のラーメン柱脚接合部には回転バネではなく、軸バネをモデル化した。これは、当該柱脚（壁脚）の浮き上がりによる壁のロッキングがフレーム全体の弾塑性挙動に及ぼす影響が大きいためである。

軸バネは、ラーメン柱脚の接合部試験（J-B 試験体）の結果より設定した。変位計⑤で計測した柱脚部の鉛直変位とロードセル⑦で計測したボルト軸力の関係から、下図に示すバイリニア型の骨格曲線とボルト鋼材のひずみ効果に合わせた二次剛性を設定した。

表にはモデル諸元を示す。なお、J-B-1 試験体のみ他の試験体とやや異なる結果を示していたため、初期剛性と降伏荷重は J-B-2 試験体と J-B-3 試験体の平均値とした。剛性および降伏荷重の解析モデルへの入力値は、ボルト 2 本分を考慮して 2 倍とした。

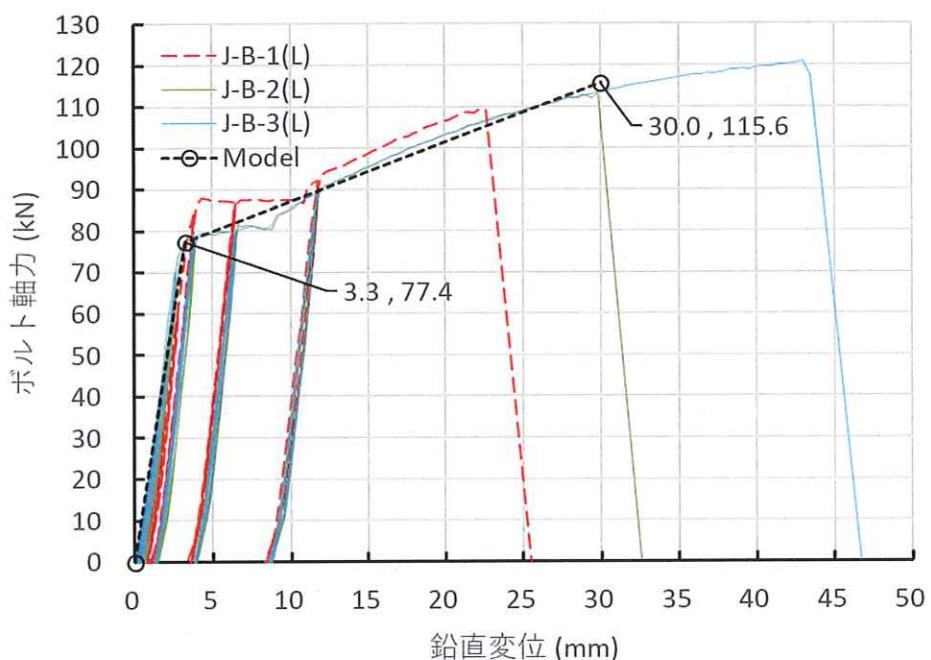


図 5.4 柱脚部の鉛直変位とボルト軸力（バイリニアモデル）

表 5.5 ラーメン柱脚接合部（軸バネ）のモデル諸元

|       |            |       |      |
|-------|------------|-------|------|
| 初期剛性  | $K_0$      | kN/mm | 23.8 |
| 降伏荷重  | $P_y$      | kN    | 77.4 |
| 降伏変形  | $\delta_y$ | mm    | 3.3  |
| 剛性低減率 | $\alpha_1$ |       | 0.06 |
| 二次剛性  | $K_1$      | kN/mm | 1.43 |

### ③耐力壁端部柱頭柱脚（ホールダウン金物）接合部

柱頭柱脚に用いるホールダウン金物接合部の剛性は、金物ビス接合部のすべり剛性  $K_j$ 、ボルトの軸剛性  $K_b$ 、座金のめり込み剛性  $K_w$ （2階柱頭のみ）の直列バネとする。令和3年度のホールダウン金物引張試験結果（図3）から金物2個あたりのビス接合部すべり剛性 ( $K_j=45.9 \text{ kN/mm}$ ) および降伏耐力 ( $P_y=133.6 \text{ kN}$ ) を算出した（参照：令和3年度報告書 P.126-127）。

骨格曲線はバイリニア型とし、ボルト鋼材のひずみ効果に合わせた二次剛性とした。

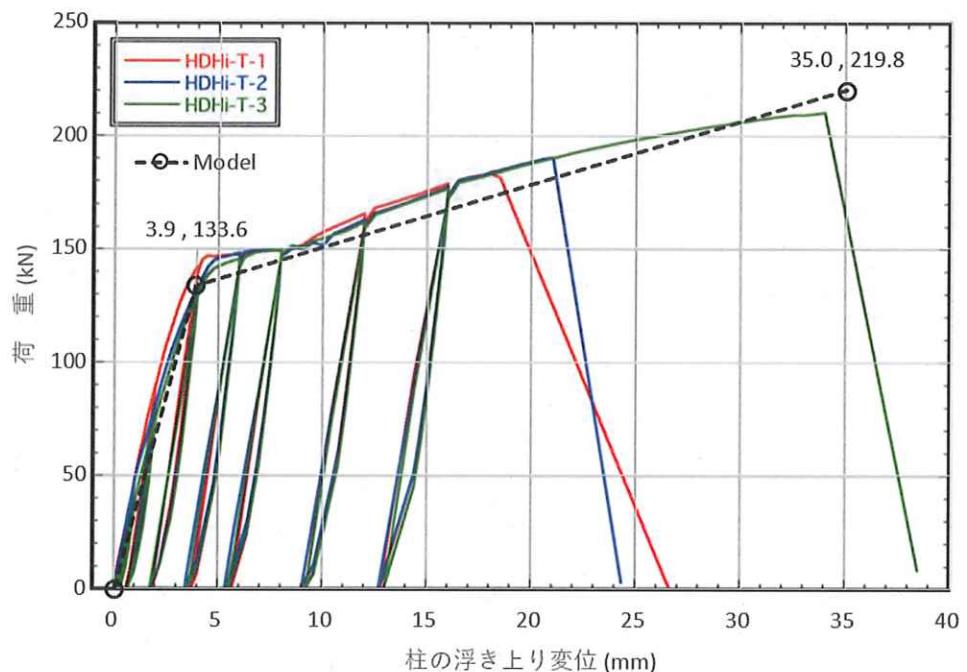


図 5.5 ホールダウン金物接合部引張試験結果とバイリニアモデル

表 5.6 ホールダウン金物接合部のモデル諸元

| 試験体  |                      | F-C   | F-C       | F-C   | F-R   |
|--|----------------------|-------|-----------|-------|-------|
| 部位   |                      | 1F柱脚  | 1F柱頭/2F柱脚 | 2F柱頭  | 1F柱脚  |
| ボルト軸断面積  | $A_b$ $\text{mm}^2$  | 412   | 412       | 412   | 618   |
| ボルト伸縮長さ  | $\ell_b$ mm          | 631   | 1326      | 1107  | 631   |
| HD金物ビス接合部の剛性                                   | $K_j$ $\text{kN/mm}$ | 45.9  | 22.9      | 45.9  | 68.8  |
| ボルト部の剛性  | $K_b$ $\text{kN/mm}$ | 133.9 | 63.7      | 76.3  | 200.8 |
| 座金のめり込み剛性（ビス補強あり）                              | $K_w$ $\text{kN/mm}$ | -     | -         | 44.6  | -     |
| HD接合部の軸剛性 $K_t = (1/K_j + 1/K_b + 1/K_w)^{-1}$ | $K_t$ $\text{kN/mm}$ | 34.2  | 16.9      | 17.4  | 51.3  |
| HD接合部の降伏耐力                                     | $P_y$ kN             | 133.6 | 133.6     | 133.6 | 200.4 |
| 降伏変位   | $\delta_y$ mm        | 3.91  | 7.92      | 7.66  | 3.91  |
| 剛性低減率  | $\alpha_1$           | 0.08  | 0.08      | 0.08  | 0.08  |
| 二次剛性   | $K_1$ $\text{kN/mm}$ | 2.73  | 1.35      | 1.40  | 4.10  |

#### ④耐力壁端部柱頭柱脚（めり込み防止プレート+ビス補強）接合部

令和3年度のめり込み試験結果より、めり込み防止プレートおよびビスにより補強された土台および桁への柱のめり込み剛性を表3の通り設定した（参照：令和3年度報告書 P.172）。

めり込みについては弾性モデルとした（塑性化が生じない範囲内での使用）。

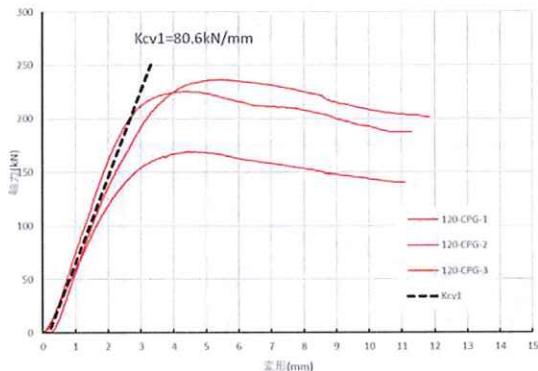


図 120 角土台めり込み試験 荷重-変位関係

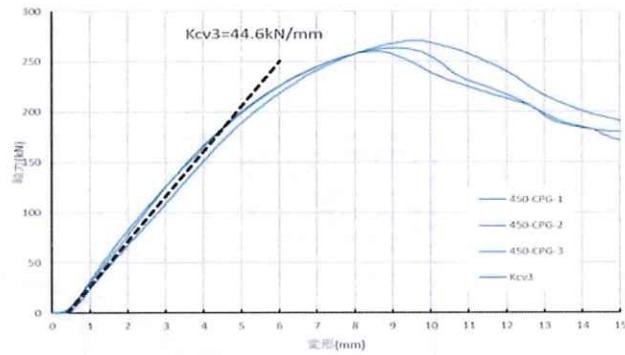


図 450 せい桁めり込み試験 荷重-変位関係

表 5.7 めり込み接合部のモデル諸元

| 試験体    | F-C       |       | F-C            |
|--------|-----------|-------|----------------|
| 部位     | 1F柱脚      |       | 1F柱頭/2F柱脚/2F柱頭 |
| めり込み剛性 | Kcv       | kN/mm | 80.6           |
| 備考     | 120-CPGより |       | 450-CPGより      |

### 5.3.4 解析結果

増分解析と試験結果による荷重変形関係(見かけの頂部変形角)の比較を図 5.6~5.8 に示す。各試験体とも、解析は試験結果の荷重変形関係をよく捉えていると考えられる。

F-R 試験体（耐力壁片寄せ配置）と F-C 試験体（耐力壁中央配置）の比較では、F-C 試験体のほうが初期剛性・降伏耐力ともに高く、かつ降伏後の荷重増加（二次剛性）も大きい結果となっている。この理由について解析結果をもとに考察すると、F-R 試験体では早期（約 60 kN 加力時）に 1F 耐力壁端部柱の脚部金物（右加力時：通し柱柱脚の HD 金物、左加力時：耐力壁側ラーメン柱脚の引きボルト）が引張降伏し耐力壁の転倒が大きくなるのに対して、F-C 試験体では梁による曲げ戻し効果によって耐力壁の転倒が抑えられ、大変形時まで面材耐力壁がせん断抵抗を続けるためと考えられる。

F-R 試験体のようにラーメン柱が耐力壁端部柱を兼用する場合は、柱脚接合部のモデル化に留意が必要である。耐力壁端部柱として大きな引張力を受ける柱脚接合部では、耐力壁のロッキング挙動を適切に評価できるように軸方向の剛性を考慮する必要がある。例として図 5.7 (F-R 解析結果) 第 3 象限の一点鎖線は、耐力壁が取り付く側のラーメン柱脚を軸方向の剛性を考慮しない回転バネでモデル化した場合の解析結果を示す。ロッキング挙動が考慮されないことによって、初期剛性、降伏荷重ともに大きくなり、危険側の評価となることが分かる。

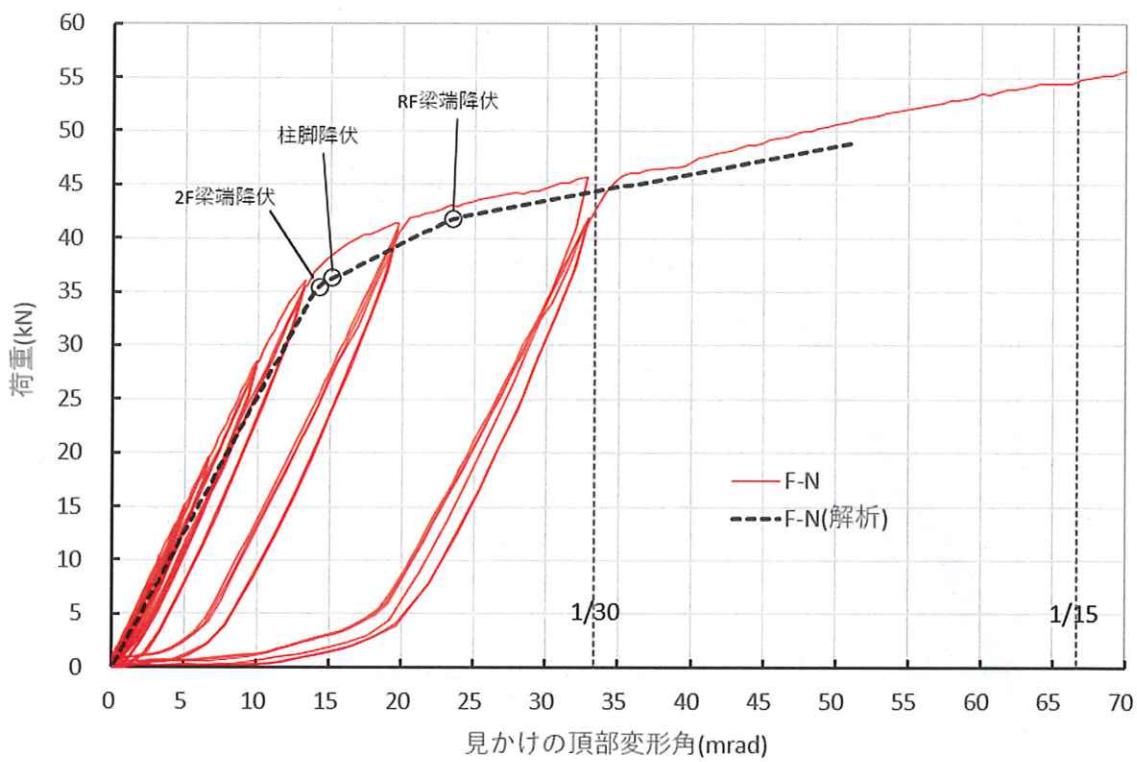


図 5.6 F-N 解析結果

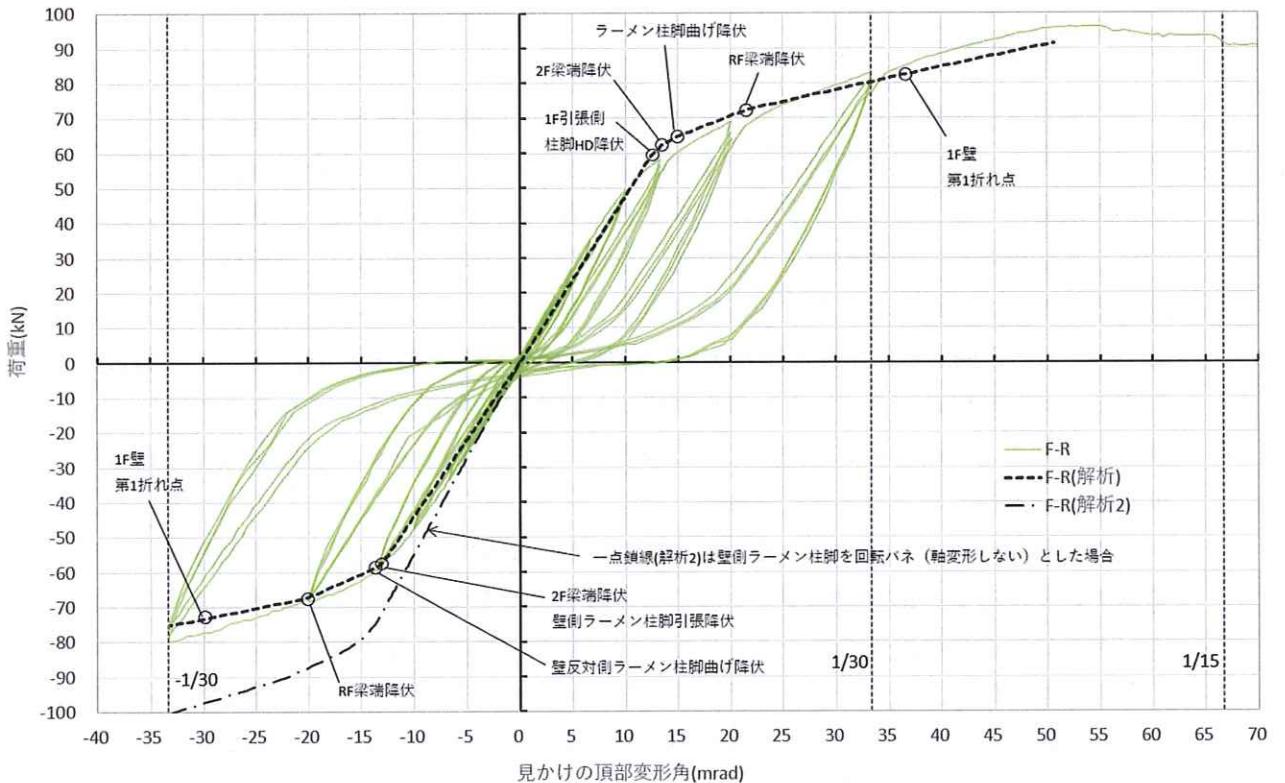


図 5.7 F-R 解析結果

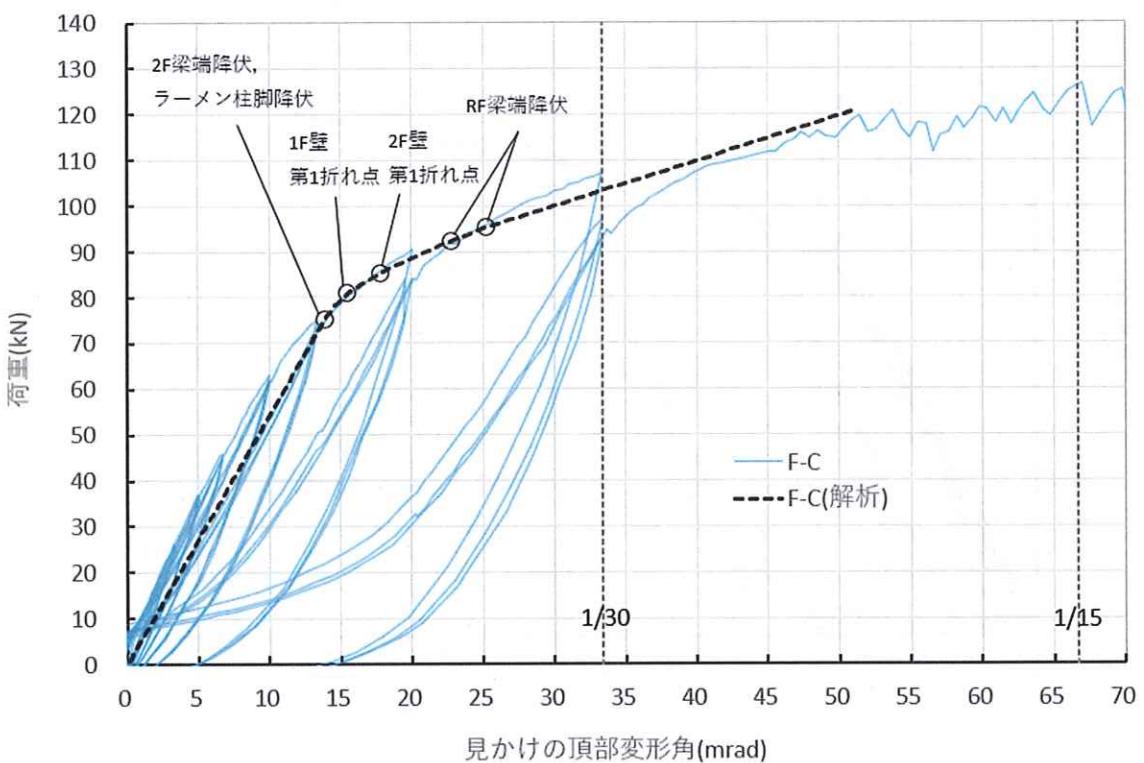


図 5.8 F-C 解析結果

#### 5.4 ラーメンフレーム・高耐力壁混在架構における加算則の考え方

耐力壁のみのモデル（図 5.9）を解析し、図 5.10 に示す荷重変形関係を得た。この結果と、F-N 試験体（ラーメンフレームのみ）の解析から得られた荷重変形関係を加算した結果を、図 5.11 に示す。

この結果から、耐力壁とラーメンフレームをそれぞれ独立して解析した結果を加算することによって得られる荷重変形関係は、F-R 試験体のそれに近いことが分かる。

また、耐力壁の解析結果からせん断変形成分のみを取り出した曲線とラーメンフレームを加算したものは、F-C 試験体の荷重変形関係とほぼ重なる。

以上より、荷重変形関係においてラーメンフレームと耐力壁の加算則は成り立つが、その際に耐力壁のロッキングの影響を適切に考慮することが重要であるといえる。

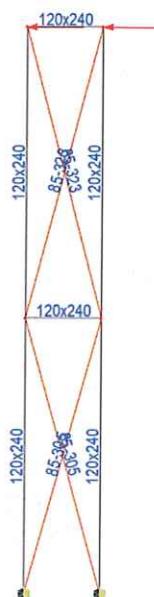


図 5.9 耐力壁のみの解析モデル

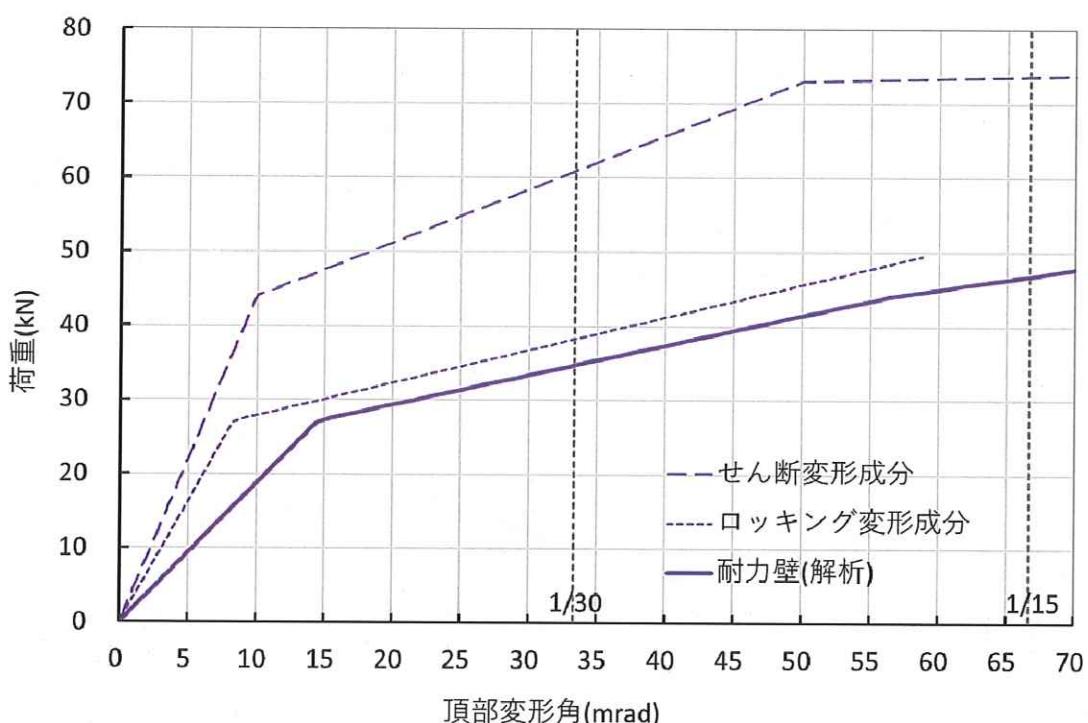


図 5.10 耐力壁モデル 解析結果

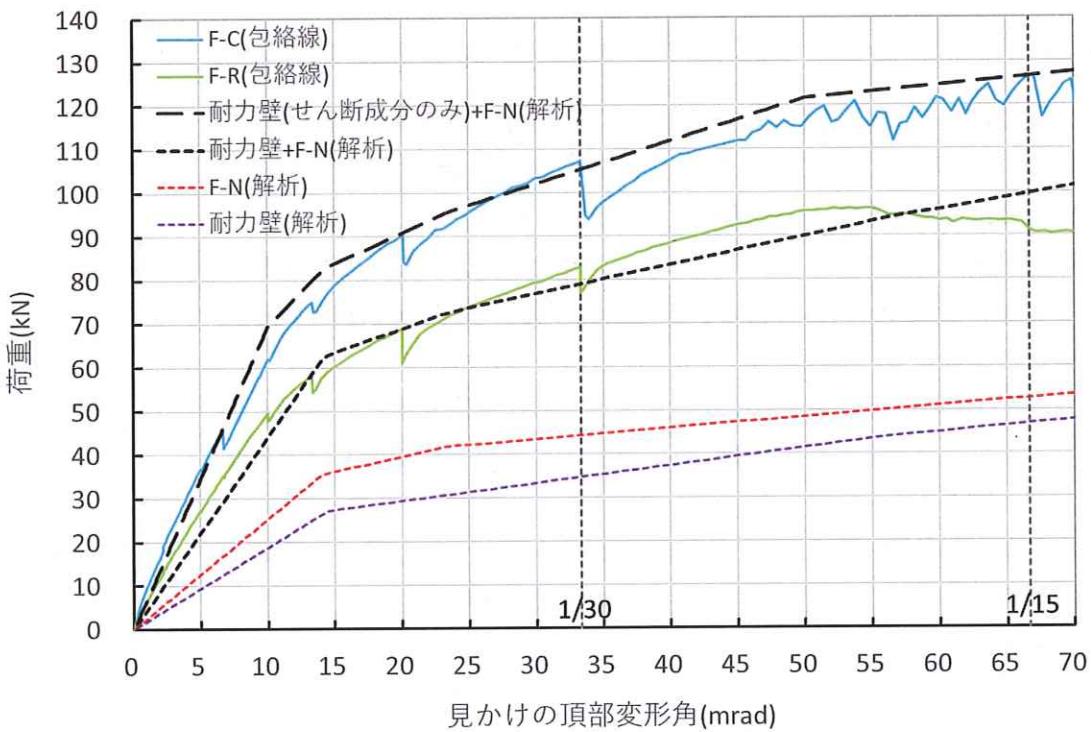


図 5.11 耐力壁モデルと F-N モデルの加算結果

F-R 試験体（右加力）の引張側となる耐力壁端部の通し柱柱脚に浮き上がりが生じない（通し柱脚部をバネ支持ではなくピン支持）とした場合の解析結果（図 5.12）は、F-C 試験体の荷重変形関係に近いものとなった。この結果からも、耐力壁片寄せ配置タイプと耐力壁中央配置タイプの差は耐力壁のロッキング挙動から生じていることが確認でき、これを適切に評価するモデル化が必要であることが分かる。

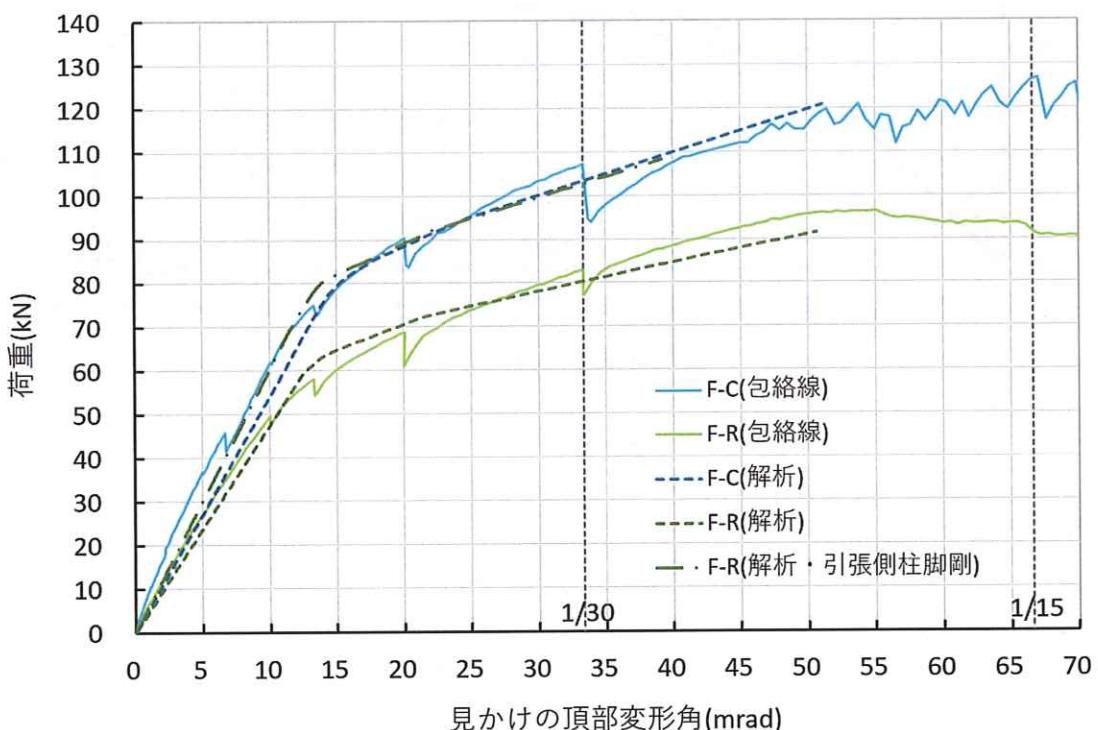


図 5.12 F-R 試験体の耐力壁端部の浮上りが生じないとした場合の解析結果

## 5.5 等価粘性減衰定数

フレーム試験の荷重変形関係から文献<sup>1)</sup>を参考に、(5.1)式により求めた等価粘性減衰定数  $h$  を算出する。変形はフレーム頂部とした。

$$h \equiv \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\text{ループ ABCDA の面積}}{\Delta OAE + \Delta OCF} \equiv \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \quad \dots \dots (5.1)\text{式}$$

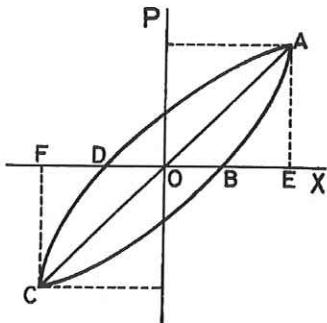


図 5.13 履歴曲線からの等価粘性減衰定数の算出

F-N、F-R、F-C 各フレーム試験体の各変形角時点での等価粘性減衰定数を、1回目と3回目のループ面積から算出し図 5.14 に示す。また  $1/30\text{rad}$  時の荷重一見かけの変形角関係を図 5.15～5.17 に示す。引きボルト方式ラーメン構造の特徴として、1回目のループと比べて2回目・3回目のループは面積が大きく減少するが、F-R 試験体および F-C 試験体では面材耐力壁が加わることによってこの傾向が緩和されている。

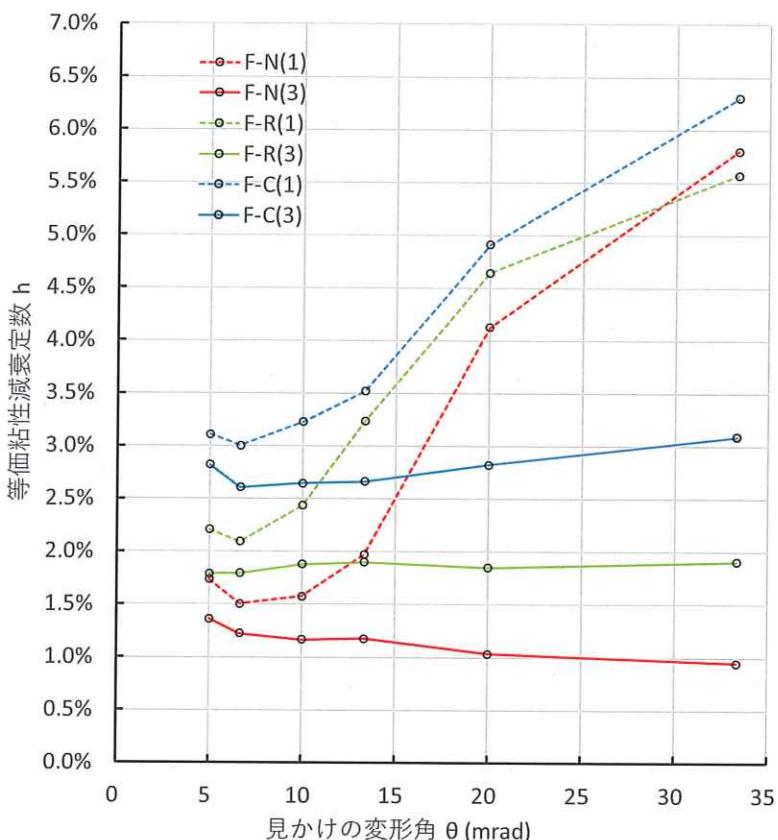


図 5.14 各試験体の等価粘性減衰定数

(1)は1回目のループから、(3)は3回目のループから算出した等価粘性減衰定数を示す。

なお F-R 試験体と F-C 試験体を比較すると、等価粘性減衰定数は F-R 試験体のほうが小さい。これは、F-R 試験体はホールダウン金物接合部の降伏が比較的早期に生じることによって F-C 試験体と比べてループ面積が小さくなるためと考えられる。

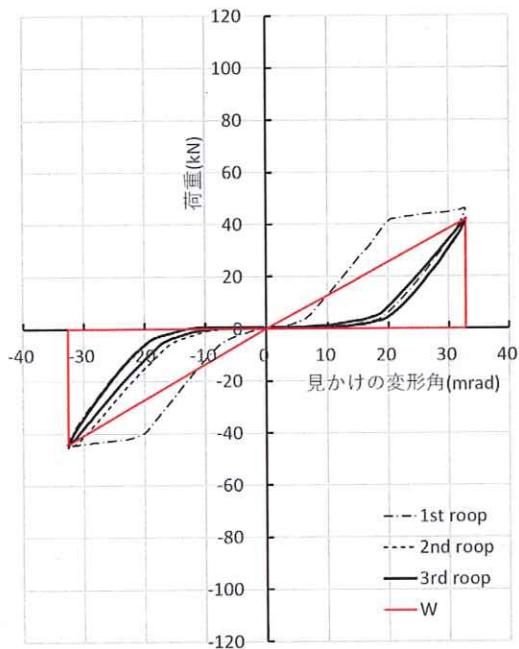


図 5.15 F-N 1/30 ループ

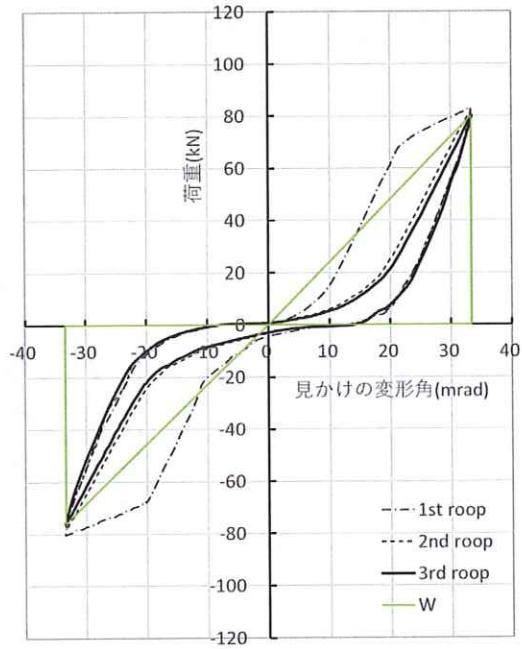


図 5.16 F-R 1/30 ループ

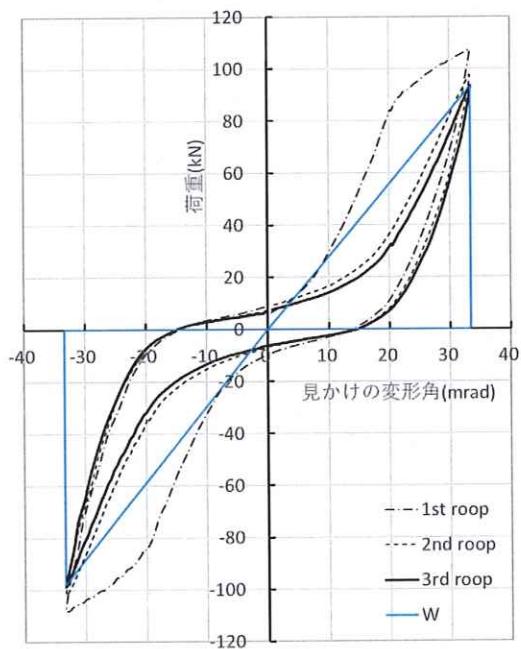


図 5.17 F-C 1/30 ループ

#### 参考文献

- 1) 若林實, 構造物の減衰とエネルギー吸収能力について, 京都大学防災研究所年報, 第 17 号 A, pp27-47, 1974.4

## 第6章 まとめ

本委員会では、中大規模木造建築物のルート3による構造設計法の基本的な考え方を整理し、実際の実務での使用を想定した設計法案を作成することを目的として検討を行ってきた。中大規模木造建築物では、4階以上などのように高層化する場合や、低層の場合でも大きな空間に対する平面計画の自由度確保などの観点から、小規模木造建築物で設計してきたものと比較して、高耐力・高剛性の耐震要素が用いられる機会が多い。

高倍率の耐力壁架構においては、柱や横架材など周辺部材の影響が耐力壁の変形性能に大きく影響することから、昨年（令和2年）度は柱頭柱脚接合部のアンカーボルトが先行降伏するタイプの高倍率耐力壁架構を中心とした保有水平耐力計算方法の検討を行った。昨年度の構造試験においても、24mm合板を用いた高倍率耐力壁（試験結果による壁倍率：17.2倍～19.2倍）を用いた架構を対象とし、脆性破壊を防ぐ補強を行うなど解析精度の高いモデル化ができる仕様の耐力壁の面内せん断試験を実施した。

今年度の委員会では、ルート3による木造ラーメン架構の構造設計を中心とした検討を行った。木造ラーメンの構造設計では、モーメント抵抗接合部の脆性破壊を避け、鋼材の降伏や木材のめり込みなど韌性が十分に発揮される接合部を設計することが、保有水平耐力を確保する上で重要となる。また実際の木造中高層建物では、純ラーメンではなく、耐力壁とラーメンの併用のものが多くなることが予想される。以上を考慮して、今年度の構造試験は引きボルト方式ラーメンと耐力壁を併用した連層架構の実験とし、脆性破壊を生じることなく想定した接合部変形性能が確保されていることの確認に加え、ラーメン・耐力壁併用架構における荷重変形関係の確認を行った。本試験から得られた知見を以下にまとめる。

- フレーム試験では、ラーメンフレームのみ（F-N 試験体）、ラーメンフレーム+片寄せ耐力壁配置（F-R 試験体）、ラーメンフレーム+耐力壁中央配置（F-C 試験体）の順で架構の変形性能及びせん断耐力が高い結果となった。
- F-R 試験体と F-C 試験体の比較では、F-C 試験体のほうが初期剛性・降伏耐力ともに高く、かつ降伏後の荷重増加（二次剛性）も大きい結果となっている。この理由は、梁による曲げ戻し効果の有無と、それに伴う耐力壁側柱柱脚の降伏性状（耐力壁のロッキング挙動）の違いによるものと考えられる。
- F-R 試験体のように、ラーメン柱が耐力壁端部柱を兼用し大きな引張力を受けるラーメン柱脚接合部においては、耐力壁のロッキング挙動を適切に評価できるように、柱脚接合部のモデル化（軸方向の剛性や耐力評価）に留意が必要である。
- F-R 試験体の耐力壁面材の面内ひずみ-変形関係において、右加力時（面材耐力壁が引張となる）の面材の負担せん断力が逆加力時や F-C 試験体と比べて小さくなることは、F-R 試験体においては耐力壁のロッキングが支配的となることの影響と考えられる。

- めり込み試験結果からダフリカカラマツ A 種 LVL 特級 140E のめり込み物性値を算出し、その値を用いた引きボルト式柱梁ト型接合部の計算値と実験値を比較すると、めり込み式を用いた引きボルト式接合部の計算結果は実験結果をよく捉えていることが確認できた。
- 耐力壁とラーメンフレームを併用する架構の設計に際しては、荷重変形関係においてラーメンフレームと耐力壁の加算則は成り立つが、その際に耐力壁のロッキングの影響を適切に考慮することが重要であるといえる。
- F-N、F-R、F-C 各フレーム試験体の各変形角時点での等価粘性減衰定数を、1 回目と 3 回目のループ面積から算出すると、引きボルト方式ラーメン構造の特徴として、1 回目のループと比べて 2 回目・3 回目のループは面積が大きく減少するが、F-R 試験体および F-C 試験体では面材耐力壁が加わることによってこの傾向が緩和されていることがわかる。
- F-R 試験体と F-C 試験体を比較すると、等価粘性減衰定数は F-R 試験体のほうが小さい。これは、F-R 試験体は耐力壁のロッキング挙動が支配的となるため、架構全体の荷重変形関係において、耐力壁のそれが占める割合が F-C 試験体と比べて低くなるためと考えられる。

## 付録



様々な復元力特性をもつ一自由度系の必要保有水平耐力を、時刻歴応答解析により調査した文献(2019AIJ)をレビュー

一自由度系のため、必要ベースシア係数=構造特性係数 $D_s$ となる

本資料では、既往手法の精査、エネルギー一定則が妥当とみなせる適用範囲、階数の影響、減衰の影響、スペクトル形状の影響、を分析する

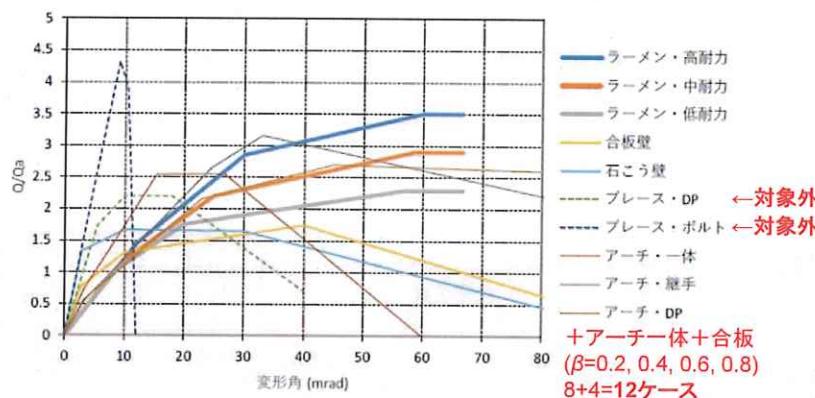
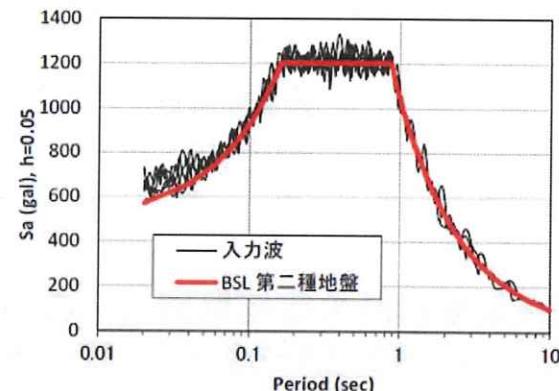


図5 構造要素単体の復元力モデル骨格曲線



令82条の5第五号および平12建告第1457号第10第1項に基づく第二種地盤の加速度応答スペクトルに適合する継続時間60秒の人工地震波。調整係数 $p=0.8$ を乗じる。

植木敬大, 三宅辰哉 :異なる構造特性を有する構造を混用した構造の構造特性係数の評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp.493-494, 2019.7

## $D_s$ の傾向

$D_s$ (時刻歴): 時刻歴応答解析で求まる $D_s$  vs

$D_s$ (E一定): 完全弾塑性置換とエネルギー一定則で求まる $D_s$  ( $=1/\sqrt{2\mu-1}$ )

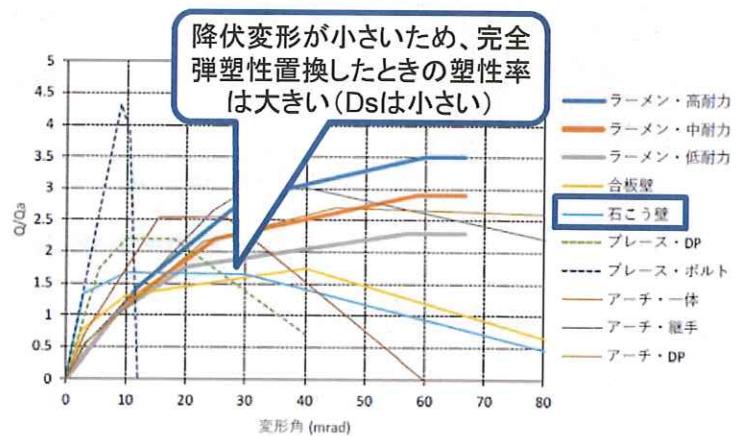
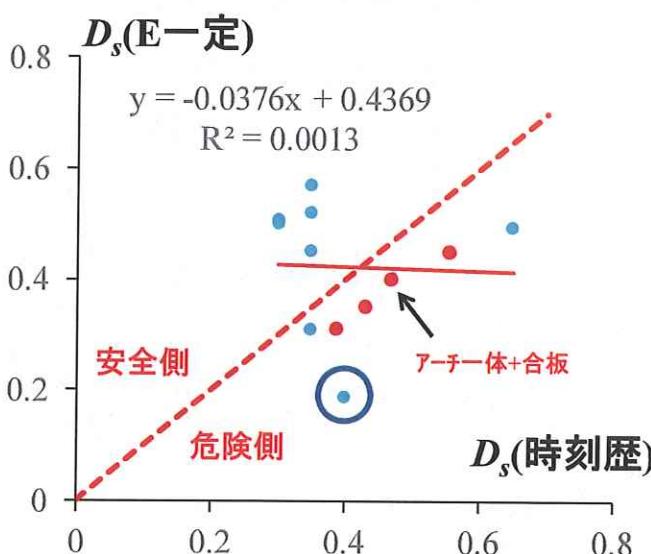
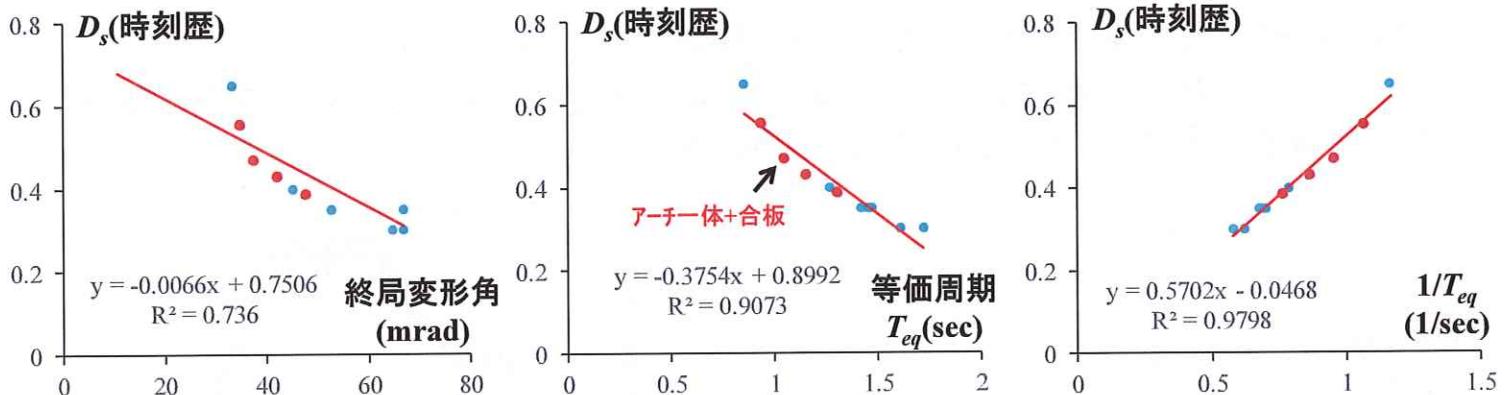


図5 構造要素単体の復元力モデル骨格曲線

エネルギー一定則が安全側のケースもあれば危険側のケースもある  
 $\rightarrow D_s$ (時刻歴)と $D_s$ (E一定)の間に明確な相関なし

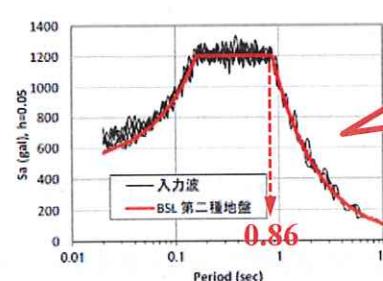
## D<sub>s</sub>の傾向

D<sub>s</sub>(時刻歴)は何で決まるのか?



D<sub>s</sub>は終局変形時の等価周期T<sub>eq</sub>との相関が強い(つまり、終局変形の設定が極めて重要)

等価減衰も影響するはずであるが、一般的な木造の復元力特性であれば特に区別する必要なし? (つまり、塑性率の影響は比較的小さい)



2種地盤のコーナー周期(0.86秒)を超える周期帯では、加速度が周期に反比例

## JSCAの手法

限界耐力計算に基づく応答計算から求まるD<sub>s</sub>(以下、D<sub>s</sub>(JSCA法))

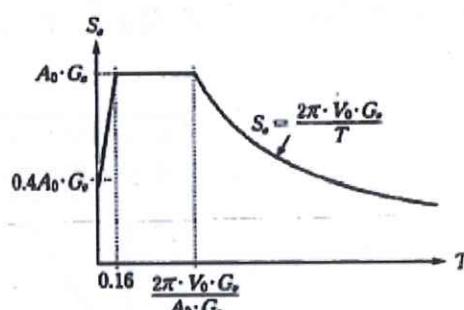


図 11.2 地震動の加速度応答スペクトル

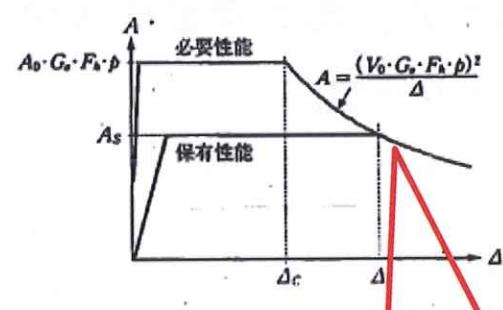


図 11.3 必要性能曲線と保有性能曲線

最大変形時の応答せん断力を求めているので、いわゆる完全弾塑性置換したときの終局耐力とは若干異なるが、ほぼ同じ

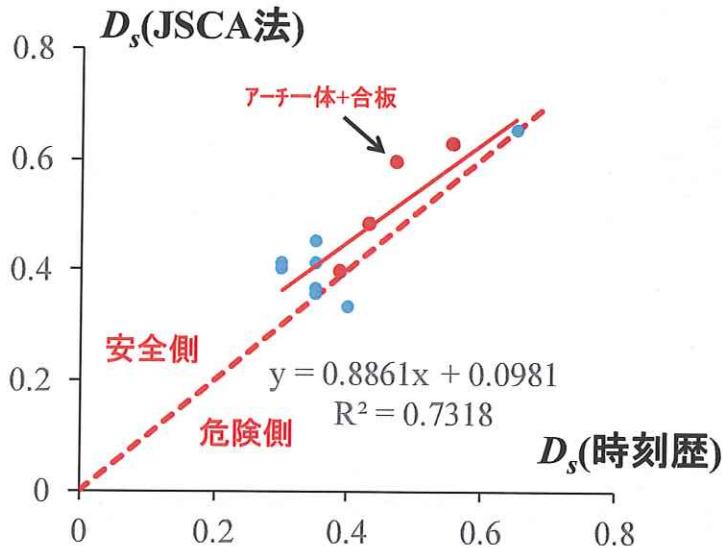
$$D_s = \min \left[ A_0 G_a F_h p, \frac{(V_0 G_v F_h p)^2}{\Delta_s} \right] \cdot \frac{R_m}{g \cdot R_t}$$

加速度一定      速度一定

$\Delta_s$ : 等価一自由度系の代表変位 (=終局変位)  
 $F_h$ : 減衰による加速度低減率 (等価一自由度系の減衰定数による)  
 $p$ : 階数による調整係数  
 $R_t$ : 昭55建告第1793号による振動特性係数  
 $R_m$ : 安全限界時の有効質量比  
 $A_0, V_0, G_a, G_v$ : 地盤種別に応じた係数  
 $g$ : 重力加速度

## JSCA法の予測精度の確認

$D_s(\text{時刻歴})$  vs  $D_s(\text{JSCA法})$



減衰定数は平12建告第1457号  
第9に規定される下式を用いた

$$h_{eq} = 0.2 \left( 1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) + 0.05$$

危険側のケースも一つ見られるが、概して安全側かつ相関良好  
以降では、JSCA法をもとに分析を進める

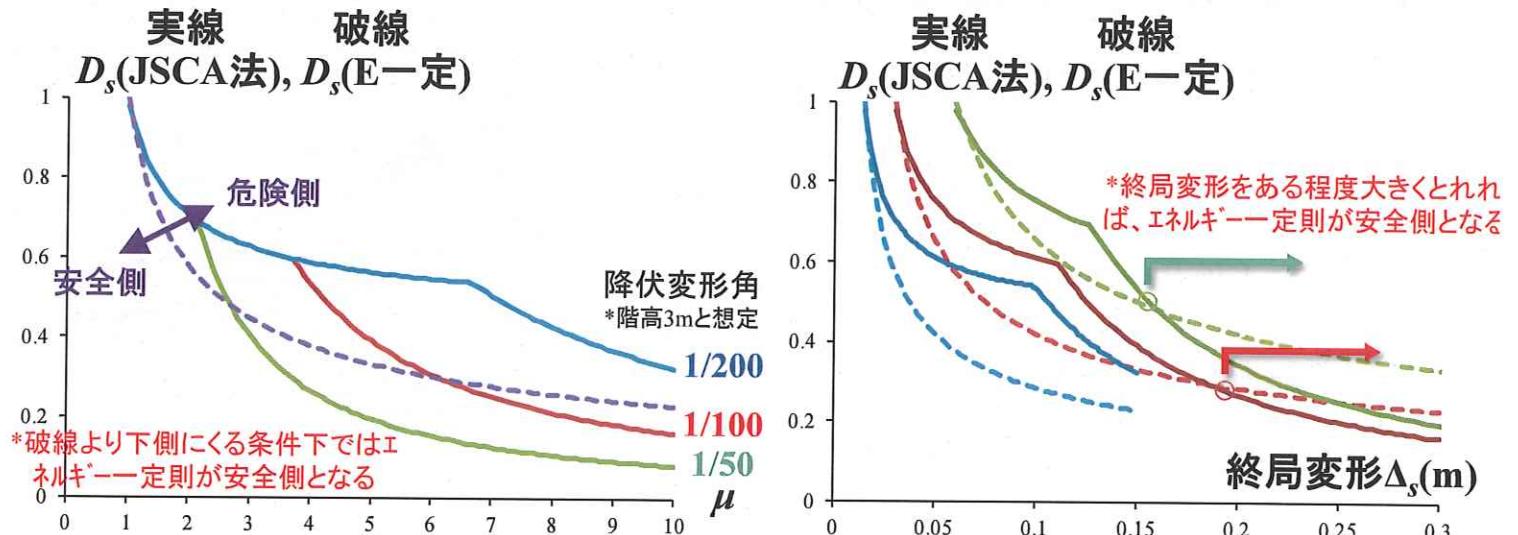
## エネルギー一定則の適用範囲の分析

6/12

エネルギー一定則で求まる  $D_s = 1/\sqrt{2\mu - 1}$  が安全側となる条件を JSCA 法で逆算

$$\Delta_s \geq \sqrt{\frac{0.0316(2\mu - 1)}{1.21\mu + 2.32}} \quad \left( = \frac{1}{D_s(E\text{一定})} \sqrt{\frac{0.0316}{1.21\mu + 2.32}} \right)$$

\*「0.0316」は2種地盤の場合で、地盤種別により変わる  
\*「1.21」、「2.32」は減衰定数が告示式に従う場合( $\mu=3 \sim 10$ に対応するよう、一部近似計算を用いている)



塑性率に応じて、終局変形(代表変位)に適用範囲を設ける必要がある

例:  $\mu=3 \rightarrow \Delta_s=163\text{mm}$ ,  $\mu=4 \rightarrow \Delta_s=176\text{mm}$ ,  $\mu=6 \rightarrow \Delta_s=190\text{mm}$ ,  $\mu=8 \rightarrow \Delta_s=199\text{mm}$

\*ただし、右上のグラフの交点付近での勾配は緩いため、この条件を多少満たしていないても直ちに危険になるわけではなさそう

## 階数の影響

\*各階の水平変位の比率を $a$ とする

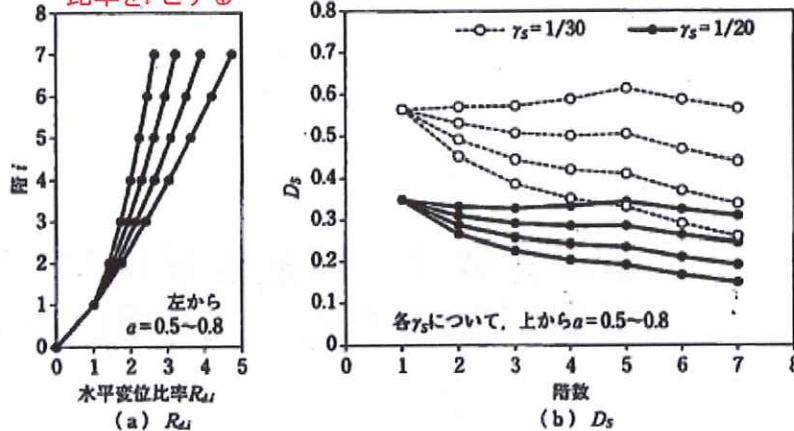


図 11.4 多層構造物の  $D_s$

階数や変形モードに応じて  $D_s$  が変化する

(等価一自由度系の代表変位  $\Delta_s$ , 有効質量比  $R_m$ , 階数による調整係数  $p$ , 減衰効果係数  $F_h$ )

階数が多い  $\rightarrow D_s$  低下、変形が均一  $\rightarrow D_s$  低下

(比較的均一な変形モード ( $a \approx 1$ ) であれば、一自由度系の  $D_s$  を用いておけば安全側になる)

一般社団法人 日本建築構造技術者協会(JSCA) 編: JSCA版 木造建築構造の設計(第2版), オーム社, p424, 2021.5

## 階数の影響

一自由度系(SDOF)の  $D_s$  から、多自由度系(MDOF)の  $D_s$  は推定可能か？

( $\Delta_s$ ,  $R_m$ ,  $F_h$  の変化を考慮すればよい)

各階の階高・質量・降伏変形角が一様であると仮定し、  
 $\Delta_s$ ,  $R_m$ ,  $F_h$  の変化を定式化(ただし  $F_h$  の変化は近似計算に基づく推定式)

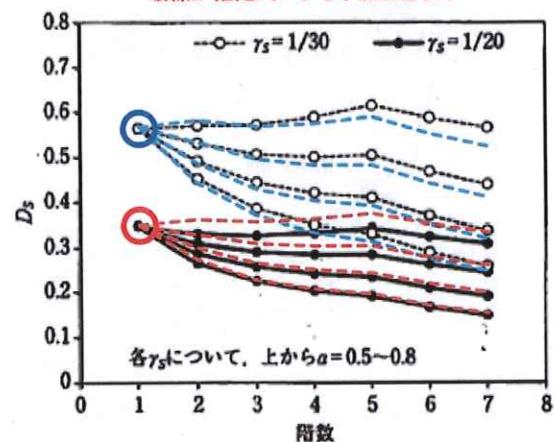
$$D_s(MDOF) = \begin{cases} \sqrt{c} \frac{p}{0.8} \frac{2a+1}{(a+1)^2} \frac{D_s(SDOF)}{R_t} & \text{for const. } S_{pa} \\ \frac{c}{N^a} \frac{p^2}{0.8^2} \frac{(2a+1)^2}{(a+1)^3} \frac{D_s(SDOF)}{R_t} & \text{for const. } S_{pv} \\ \rightarrow \frac{1.76}{N} \frac{D_s(SDOF)}{R_t} & (\text{when } a \rightarrow 1, p \rightarrow 1) \end{cases}$$

均一な変形モード、階数5以上

$$c = \sqrt{\frac{1.21\mu + 2.32}{1.82 \frac{a+1}{2a+1} N^{a-1} \mu + 2.32}}$$

$\sqrt{c}$  が  $F_h$  の変化を表す。  
 $\mu = 3 \sim 10$  で有効。  
 $a \rightarrow 1$  のとき、 $c \rightarrow 1$  となる。

\*○で示す一自由度系の  $D_s$  に対し、  
破線が推定式による予測値を表す



上式により SDOF の  $D_s$  から階数  $N$  のときの  $D_s$  を推定可能

変形モードがある程度均一 ( $a \approx 1$ ) であれば、式がより簡素化できる

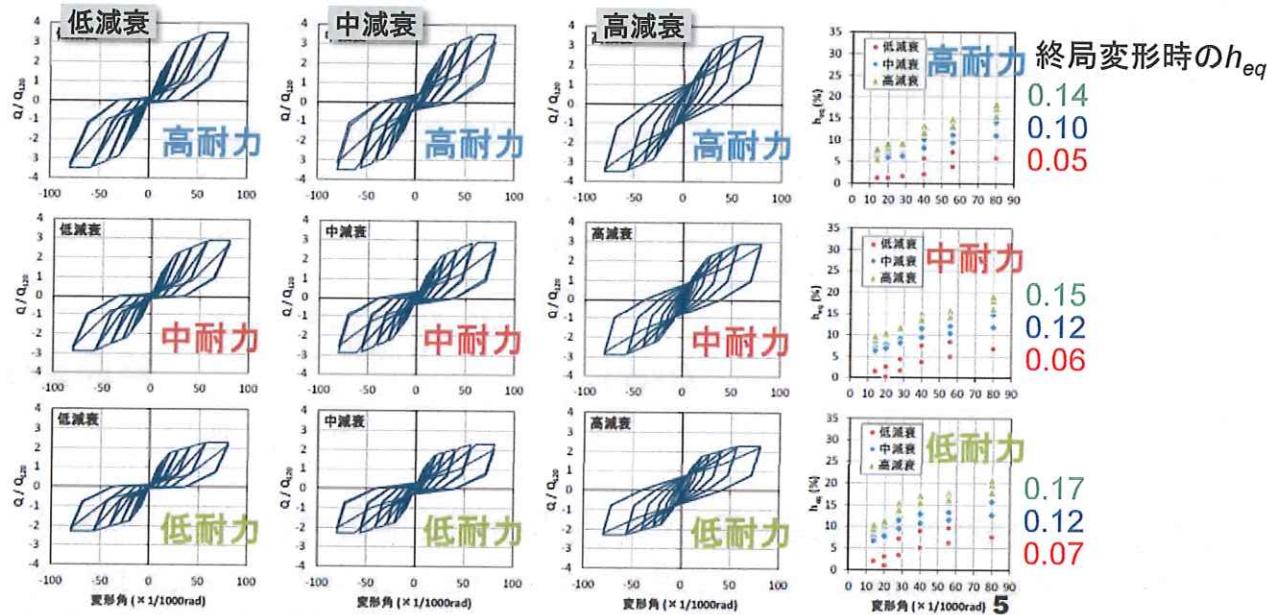
一般社団法人 日本建築構造技術者協会(JSCA) 編: JSCA版 木造建築構造の設計(第2版), オーム社, p424, 2021.5

## 減衰の影響

中減衰を基準として、高減衰／低減衰のときの $D_s$ を予測可能か？

$$D_s(\text{減衰補正}) = D_s(\text{中減衰}) \times [(1+10h_{eq}(\text{中減衰})) / (1+10h_{eq})]^n$$

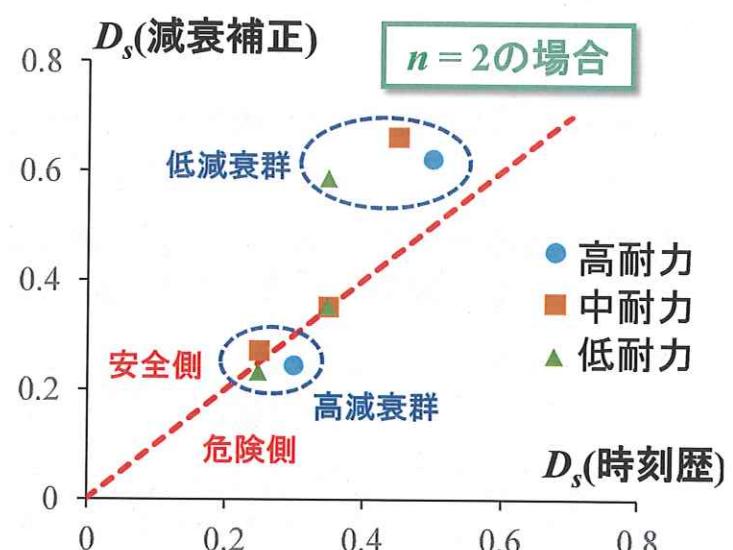
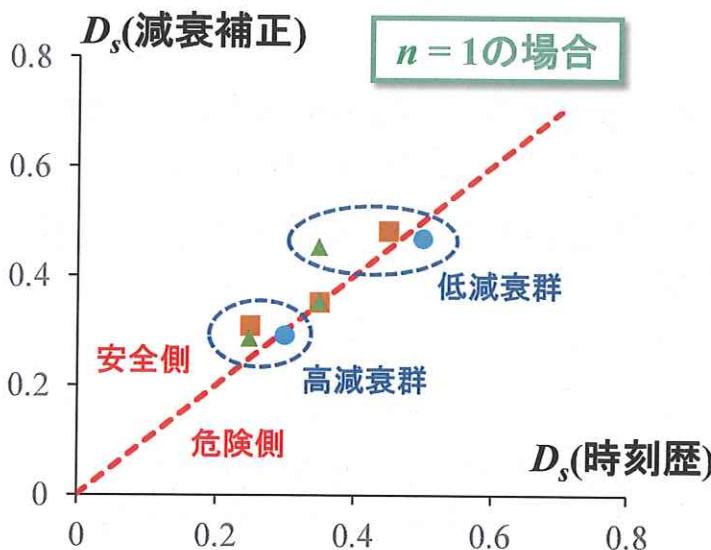
$F_h$ の比率で減衰の影響を補正。 $n = 1$ (加速度一定領域),  $2$ (速度一定領域)



植本敬大, 三宅辰哉 :異なる構造特性を有する構造を混用した構造の構造特性係数の評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp.493-494, 2019.7

## 減衰の影響

### $D_s(\text{減衰補正})$ の精度検証



検証モデルは速度一定領域のため、本来は $n=2$ が理屈に合うが、低減衰群で過大評価している。 $n=1$ の方が適合性が良好(減衰の影響を大きく見過ぎない)

→ $F_h$ の比率で減衰の影響を補正するアイデアは妥当と思われる

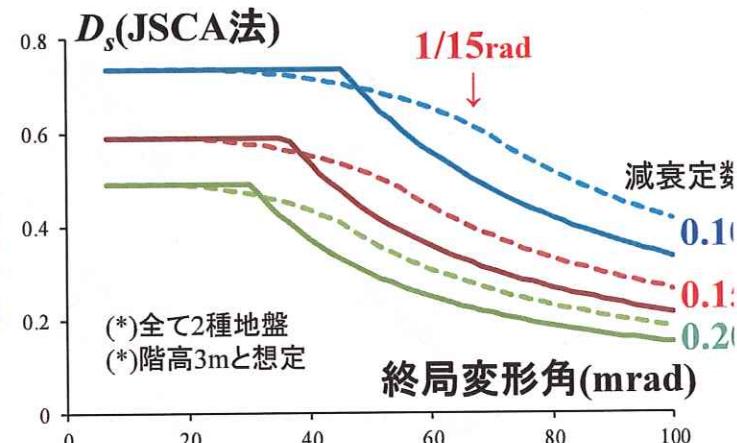
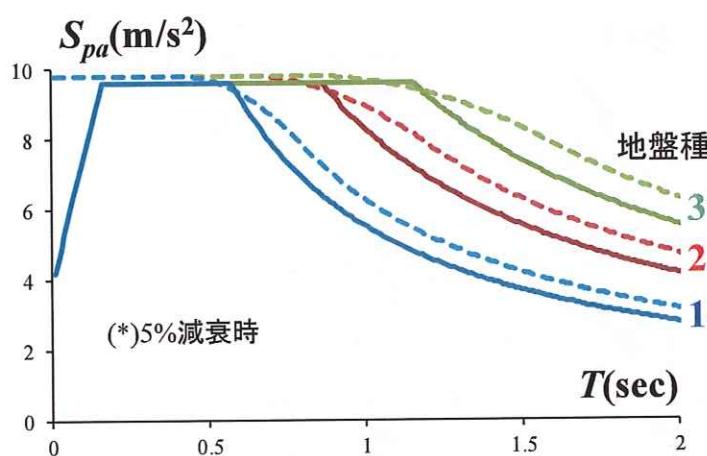
基準となる減衰(告示式と同程度の減衰性能のもの?)に対し、大きく外れるものが補正対象となる

## スペクトル形状の影響

実線: 限界耐力計算(平屋として $p=0.8$ を考慮)

破線: 保有水平耐力計算( $R_f=1$ のとき $9.8\text{m/s}^2$ に基準化)

JSCA法において考慮するスペクトル形状を変化させ、求まる $D_s$ の傾向を分析



限界耐力計算と保有水平耐力計算では、長周期側で地震力レベルが一致しない

( $R_f$ は設計用固有周期( $T=0.03H$ , 弹性固有周期?)に基づくもので、そもそも比較すべきものではないかもしれない)

保有水平耐力計算レベルに合わせるとしたら、1/15rad時には $D_s$ が0.05~0.1程度高くなる

## まとめ

- 1) 様々な降伏・終局変形角をもつ一自由度系を対象とすると、時刻歴応答解析で求まる $D_s$ と、エネルギー一定則で求まる $D_s$ の間には、明確な相関がみられない。
- 2) 時刻歴応答解析で求める $D_s$ は、終局変形時の等価周期 $T_{eq}$ との相関が強く、終局変形の設定が極めて重要である。塑性率の影響は比較的小さい。
- 3) エネルギー一定則の適用にあたっては、塑性率に応じて終局変形(多自由度系であれば代表変位)に適用範囲を設ける必要がある(P6の条件式が目安)。
- 4) 一自由度系の $D_s$ から階数 $N$ のときの $D_s$ を推定可能である(P7の推定式)。また、比較的均一な変形モードを示す構造であれば、多自由度系であっても一自由度系の $D_s$ を用いておけば安全側になる。
- 5) 一般的な要素より減衰が大きい／小さい場合に、 $F_h$ の比率で $D_s$ を補正する方法は妥当と思われる(P9の補正式で $n=1$ とする)。