

令和4年度 森林・林業・木材産業グリーン成長総合対策補助金等
C L T ・ L V L 等の建築物への利用環境整備事業のうち
C L T 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5年3月

公益財団法人 日本住宅・木材技術センター

令和4年度 森林・林業・木材産業グリーン成長総合対策補助金等
C L T・L V L等の建築物への利用環境整備事業のうち
C L T建築物等の設計者等育成事業 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案（その2）

第1章 事業概要

1.1 事業の目的.....	7
1.2 実施概要	7
1.3 実施体制	7

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	10
2.2 本書で扱う木造ルート3の適用範囲.....	11
2.3 木造建築物の破壊形式の整理	13
2.4 保有水平耐力の算定方針.....	20
2.4.1 保有水平耐力の算定.....	20
2.4.2 保証設計.....	21
2.5 必要保有水平耐力の算定方針	22
2.5.1 必要保有水平耐力の算定	22
2.5.2 木質構造のDs算定	22
2.5.3 特別な調査研究に基づくDsの算定方法	24
2.5.4 等価一自由度系の安全限界変位に基づくDsの算定方法.....	28
2.5.5 架構性状の違いによるDsの検討.....	34

第3章 モデルプランによる保有水平耐力の計算例

3.1 各階の完全弾塑性モデルの塑性率から求めたDsによる保有水平耐力計算例	44
3.1.1 建物および架構概要.....	44
3.1.2 保有水平耐力計算.....	53
3.2 等価一自由度系の安全限界変位に基づく方法による保有水平耐力計算例	57
3.2.1 架構概要.....	57
3.2.2 耐力壁併用モデルの検討 その1	65
3.2.3 耐力壁併用モデルの検討 その2	71

第Ⅱ部 試験報告書

第1章 試験目的

74

第2章 試験報告書

2.1 構造用合板張り高耐力壁の面内せん断試験報告書	76
2.1.1 構造用合板張り高耐力壁(片面 13 倍相当)の面内せん断試験報告書.....	76
2.1.1.1 試験概要	76
2.1.1.2 試験体仕様	81
2.1.1.3 試験方法	88
2.1.1.4 評価方法	94
2.1.1.5 耐力壁試験結果.....	96
2.1.1.6 考察.....	114
2.1.2 構造用合板張り高耐力壁(片面 20 倍相当)の面内せん断試験報告書.....	124
2.1.2.1 試験概要	124
2.1.2.2 試験体仕様	125
2.1.2.3 試験方法	128
2.1.2.4 評価方法	130
2.1.2.5 耐力壁試験結果.....	131
2.1.2.6 考察.....	144
2.2 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	153
2.2.1 試験概要.....	153
2.2.2 試験体仕様	154
2.2.3 試験方法.....	159
2.2.4 評価方法.....	163
2.2.5 試験結果.....	164
2.2.6 考察	178
2.2.6.1 フレーム解析による荷重変形関係の推定	178
2.2.6.2 ラーメンフレーム・高耐力壁混在架構における加算側の考え方	187
2.2.6.3 等価粘性減衰定数.....	189
2.3 高耐力柱脚接合金物の試験報告書.....	191
2.3.1 試験概要.....	191
2.3.2 試験体仕様	191
2.3.3 試験方法.....	193
2.3.4 評価方法.....	194
2.3.5 試験結果.....	195
2.3.6 考察	214
2.4 接合具等の要素試験報告書	217
2.4.1 柱頭柱脚接合部の要素試験.....	217

2.4.1.1 試験概要	217
2.4.1.2 試験体仕様	218
2.4.1.3 試験状況	222
2.4.1.4 試験結果	237
2.4.1.5 土台めり込み試験結果に対する検討.....	245
2.4.1.6 面外 HD 接合部の考察	248
2.4.2 ラーメン接合部の接合部試験.....	249
2.4.2.1 接合部試験概要.....	249
2.4.2.2 試験体仕様	250
2.4.2.3 試験方法	252
2.4.2.4 評価方法	253
2.4.2.5 試験結果	253
2.4.2.6 ラーメン接合部の回転剛性と降伏モーメント	259
2.4.3 LVL めり込み試験	261
2.4.3.1 試験概要	261
2.4.3.2 試験体仕様	261
2.4.3.3 荷重変形関係	262
2.4.3.4 破壊性状	263
2.4.3.5 特性値.....	263
2.4.3.6 試験状況	264
2.4.3.7 LVL のめり込み特性値.....	266
2.4.4 面材釘（一面せん断）試験	267
2.4.4.1 試験概要	267
2.4.4.2 試験体仕様	267
2.4.4.3 荷重変形関係	268
2.4.4.4 破壊性状	268
2.4.4.5 特性値.....	269
2.4.4.6 試験状況	270
2.4.5 ボルト引張試験	271
2.4.5.1 試験概要	271
2.4.5.2 試験体仕様	271
2.4.5.3 応力-ひずみ関係	272
2.4.5.4 試験状況	273
第3章 まとめ	274
付録1 木造ルート3計算における検討項目リスト	280

**第Ⅰ部 木造軸組工法による中大規模木造建築物の
構造設計指針案(その2)**

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、高耐力壁(壁倍率15倍相当)を採用した、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案(その2)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

本事業においては、構造計算ルート3の検討を要する木造建築物に対する構造計算指針の作成を目的とし、破壊形式の整理、保有水平耐力計算方法の提示、ならびにモデルプランによる計算方法の例示を行っている。

今年度については、20倍相当の高耐力壁の面内せん断試験や高耐力柱脚接合金物の要素試験を実施しながら、過去に行った成果も含め、取りまとめを行なった。

第I部第2章においては、保有水平耐力計算の基本的な考え方をまとめている。第I部第3章においては、第2章で解説した木造建築物のルート3の構造設計法に準じて、4~5階建ての中層木造建築物のモデルプランを想定して行った保有水平耐力の計算例を示している。第II部については、これまでの試験を整理してまとめ行っている。

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・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
稻山 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
樋本 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 國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 研究専門員
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 熊谷 有理 林野庁林政部木材産業課木材製品技術室 木材専門官
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
高梨 潤 国土交通省住宅局住宅生産課木造住宅振興室 課長補佐

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 研究技術部技術主幹

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

(順不同、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
	樋本 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 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 研究技術部技術主幹

第2章 木造建築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。

令和2年度では、保有水平耐力計算の基本的な考え方として、木造建築物の破壊形式、ルート3の構造計算が必要なケース、保有水平耐力・必要保有水平耐力の算出の基本方針を整理した。保有水平耐力計算例は、4層の耐力壁構造、2層の平面混構造の2モデル行った。

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され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、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。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。

令和3年度は、ルート3木造の構造設計において構造特性係数Ds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-θ特性と建物のDsを紐付けることを目指して、検討を行った。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-θ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Ds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Ds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Ds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Ds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-θ実験結果を収集し、等価粘性減衰定数の傾向や、韌性の高い接合部と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、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、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、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、引きボルト方式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した。

本年度は、これまでの保有水平耐力の考え方や算出方法、Ds値の算出方法を整理した。

保有水平耐力計算例は、下部1層RC造上部4層木造の立面混構造のモデルに対し、エネルギー一定則を利用した計算、4層の純ラーメンモデル及び4層ラーメン+耐力壁併用に対し、等価一自由度系安全限界変位に基づく方法による計算をモデルケースとしている。高層になると高倍率の耐力壁が必要となると同時に、柱脚部に大きな引抜力も作用する。今年度は高倍率の面材耐力壁と高耐力の引抜性能をもつ柱脚を組合せた場合の耐力壁試験を行い、実務上使用可能な仕様を検討した。また、これまでの耐力壁・接合部の試験結果もまとめている。

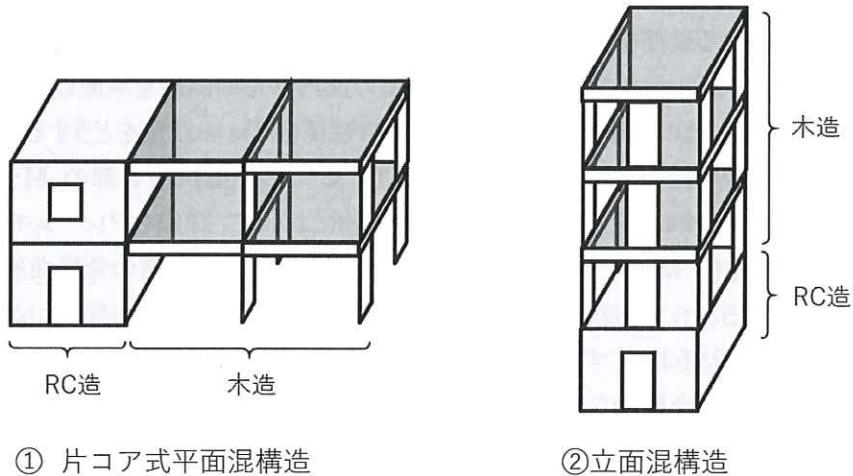
2.2. 本書で扱う木造ルート3の適用範囲

本書で扱う木造耐震設計ルート3の適用範囲は以下とする。

- ・木造部分に関しては施行令3章3節に該当する軸組工法系の木造のみとする。

・1階がRC造やS造との立面混構造の建物

一般的にルート3となる可能性の高い建物として、偏心率の規定値を超える片コア式の平面混構造や剛性率が規定値を超える立面混構造を考えられる。片コア式の平面混構造は水平構面の変形についても考慮する必要があるため、本書で扱う適用範囲外とする。立面混構造については、設計事例も多く立面方向の変形のみを考慮すれば良いため、適用範囲とする。下階の剛性が木造部に比べて極端に高い場合は別途の規定に基づいてルート2で設計できることが考えられるので、本書では適用範囲外とする。



・直交座標系にのる整形な多層多スパン建物

一般的な建物を想定し、直交座標系にのる整形な多層多スパン建物を適用範囲とする。

ただし、直交座標系に乗らないいわゆる不整形な建物については、本書の記述に加えて不整形な建物特有の問題を考慮したうえで適用する。

・剛床仮定が成立する水平構面を有する建物

剛床仮定は水平構面が変形しないことを保証するものであるが、一般の構造設計においては、剛床仮定に基づく応力解析を行った上で、その後に水平構面の耐力の検定を行うことで剛床仮定の妥当性を確認することが多い。しかし、木質構造においては、鉛直構面の降伏変形角と水平構面の降伏変形角が同程度のことが多く、水平構面より鉛直構面が先行降伏することを確認しても、水平構面が降伏変形角以内で変形することを許容していることになる。そのため、スパンが長く平面規模が大きな建物では、水平構面の変形角が限界変形角以下であっても、その両端の鉛直構面の変形差は大きくなり得るため、注意が必要である。したがって、水平構面を剛床とみなせるか否か、すなわち剛床と呼べるクライテリアは、耐力だけでなく剛性に基づく条件も加えて判断することが望ましい。

木質構造では床倍率に基づいて剛床とみなせるか否かが議論されることが多いが、床倍率を指標とすることは直感的理解としては分かりやすいものの、床倍率はあくまで仕様で決まる数値のため、鉛直構面の強度が高い場合には水平構面も相応の強度であるべきことや、耐力壁線間距離の影響等も勘案しなければならない。また、水平構面の面内剛性が不十分であると、鉛直構面の剛性偏心によって生じる捩れモーメントが的確に伝達されないため、捩れ振動が生じやすくなることが分かつており、そのような動的特性への影響をなるべく小さくする観点からも、水平構面は剛床とみなせるほど十分高い剛性を有していることが望ましい。

2.3. 木造建築物の破壊形式の整理

ルート3(保有水平耐力計算)の構造設計は、構造物の弾性域の挙動に加えて、塑性域の挙動までを計算に考慮するため、ルート2以下の場合と比べて破壊形式の適切な把握が設計上より重要となる。

木造建築物の破壊は、用いられる耐震要素や接合部の種類・耐力の組合せによって、様々な状態が存在する。ここではまず、想定される面材耐力壁とラーメンの典型的な破壊状態を整理し、その上で本WGが主な対象とする範囲について述べる。

①面材耐力壁の破壊

主な破壊形式：釘の引抜け・パンチングアウト・縁切れ（端抜け）、面材のせん断破壊・座屈

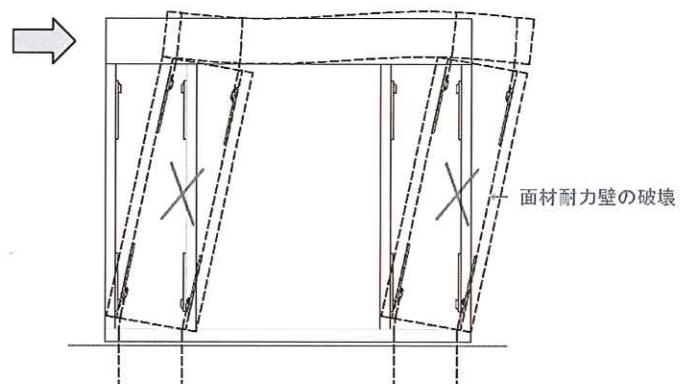


図 2.3-1 面材耐力壁の破壊

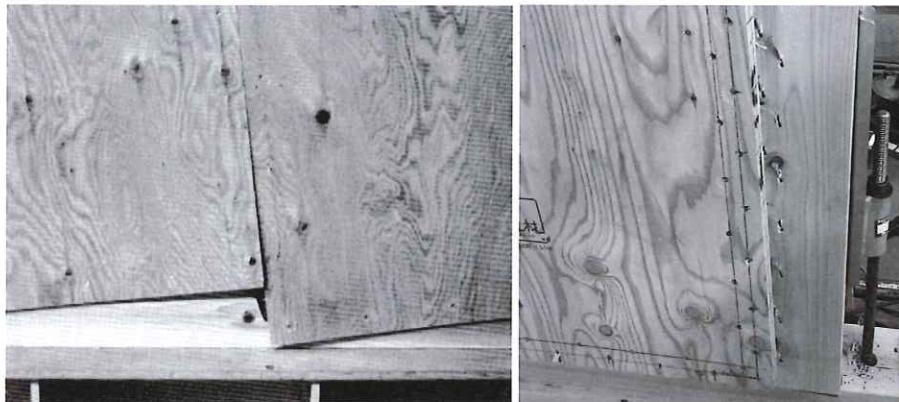


写真 2.3-1 (左)合板隅部の釘の一面せん断による引抜け¹⁾ (右)釘のパンチングアウト

②柱頭柱脚接合部の破壊

主な破壊形式: アンカーボルトの引張降伏、ホールダウン金物のビス抜け・金物本体の折損、金物取り付け部付近での柱の曲げ引張破壊、ドリフトピンの曲げ降伏、ドリフトピン接合部の割裂、圧縮側柱の土台へのめり込み

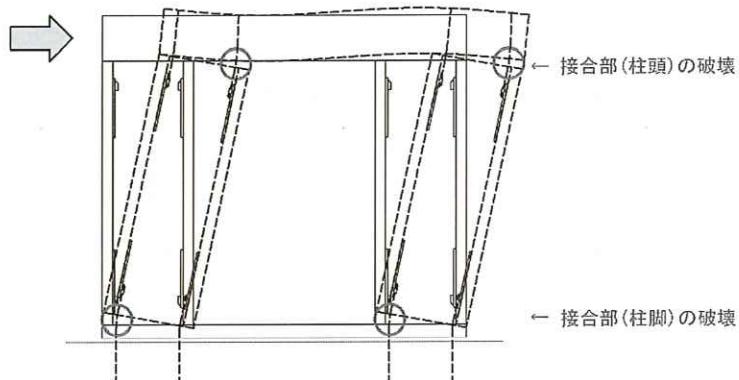


図 2.3-2 柱頭柱脚接合部の破壊



写真 2.3-2 アンカーボルトの降伏による柱脚の引張破壊(浮き上がり)

令和 2 年度のWGでは②柱頭柱脚接合部の破壊を中心とした検討を行った。ルート3の設計を必要とする木造建築物は、中大規模用グレーベンの適用範囲を超える壁倍率 15 倍超の高耐力壁が採用される場合が多く、次に示すような破壊形が生じると想定されるためである。

つまり、壁倍率 15 倍超の高耐力壁では、耐力壁が終局耐力に至るまで接合部が終局に達しないようにするという従来の設計法では、接合部の軸力が大きくなりすぎて設計が困難となるケースがあることが想定される。そのような場合には、柱頭柱脚接合部を先行降伏させる設計のほうが容易であることに加え、韌性確保の観点からも有効である(cf. CLT 小幅パネル工法)。

③筋交い端部の破壊

主な破壊形式: 筋交いプレートのビスの破断・端抜け・パンチングアウト・柱からの引抜け、筋交い端部の割裂・集合型せん断破壊

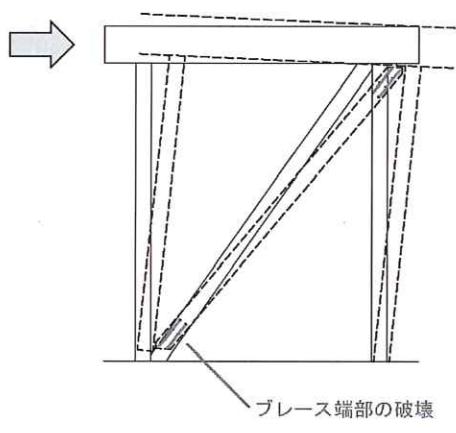


図 2.3-3 筋交い端部の破壊

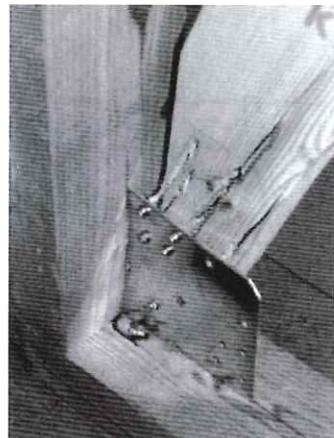


写真 2.3-3 引張側筋交いのプレートのビス

面せん断破壊¹⁾

④木造ラーメン接合部の破壊

木造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、柱梁には構造用木材ではなく、構造用集成材を用いた事例が多い。

また、従来の〈耐力壁量加算則モデル〉が適用できないことに留意が必要である。

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、纖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纖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、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。

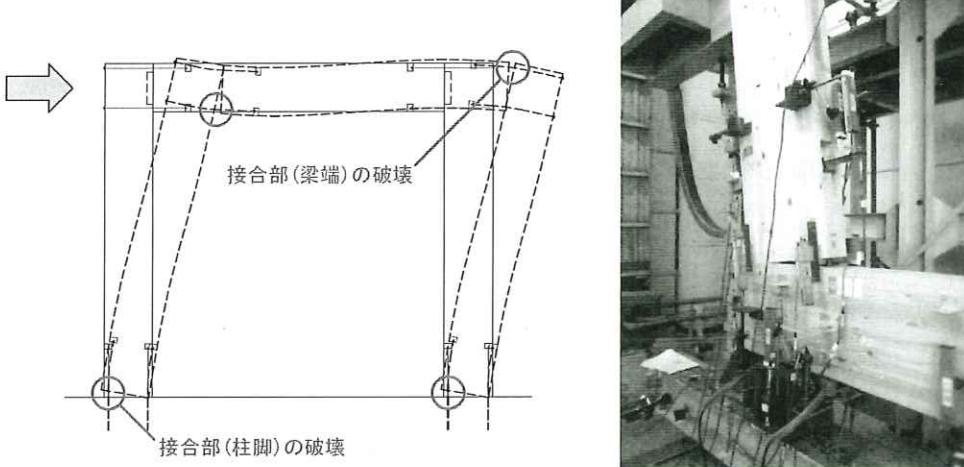


図 2.3-4 木造ラーメン接合部の破壊

写真 2.3-4 引きボルト式柱－梁接合部の曲げ破壊¹⁾

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）どうしの緊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、繊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 周辺の木材の繊維方向の割裂が一気に生じる脆性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、繊維方向に用いた 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。

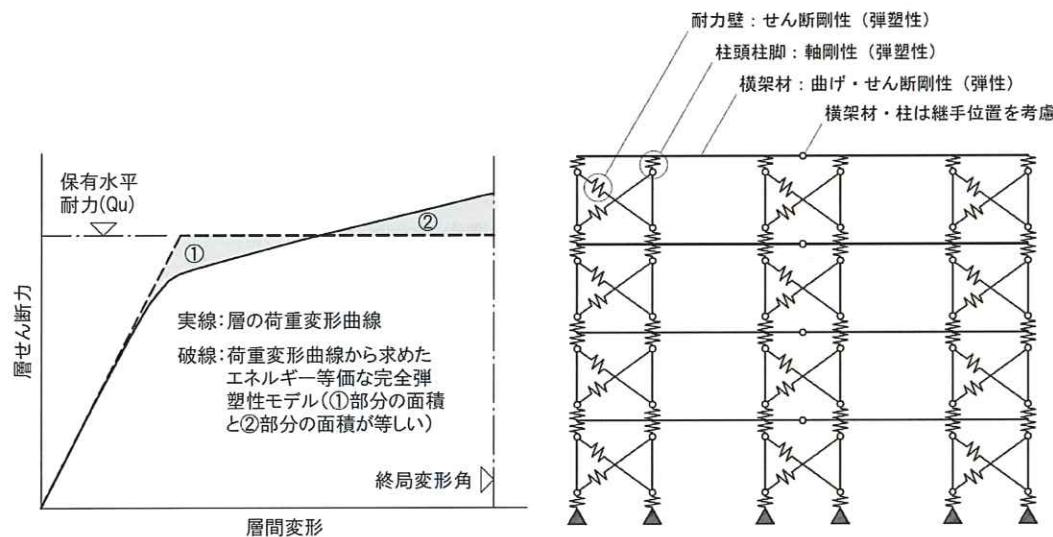
2.4. 保有水平耐力の算定方針

2.4.1 保有水平耐力の算定

保有水平耐力の算定は、建物が終局状態(崩壊メカニズム)に達する時点までの各層の荷重変位包絡線を求め、そこから得られるエネルギー等価な完全弾塑性モデルの終局耐力を各階の保有水平耐力(Q_u)とする(図 2.4-1)。荷重変位包絡線を求める方法は耐力壁量加算則モデルでも任意フレームモデルの増分解析でもいずれでもよい。フレームモデルは、接合部の弾塑性バネを適切に評価したものでなければならない。耐力壁量加算則モデルは、接合部の終局耐力／耐力壁の終局耐力による耐力低減係数を乗じるとともに、ロッキングによる見かけの剛性低減を考慮する。

加えて、より簡易な保有水平耐力計算法(静的増分解析によらずに耐力壁の終局耐力と D_s を略算的に求める方法)によることも将来的には考えられる。

- 建物のモデル化は、接合部も含めた弾塑性挙動を不足なく把握できるように行う。図 2.4-2 に一例として保有水平耐力算定用モデルのイメージを示す。本図では在来軸組構法による耐力壁が配置された架構であり、梁勝ちの納まりをイメージしているが、柱勝ちの場合には曲げモーメントを伝達する通し柱としてモデル化するなど実状に応じたモデルとする。
- 建物の減衰定数は、告示による算出式、あるいは既存のデータ等から導いた値を用いる。
- 建物の終局状態は、使用する耐力壁の終局変形角(原則として $1/30 \text{ rad}$ を限度とする)や、柱頭柱脚接合部の終局変形量等を適切に考慮して定める。
- 一般に、階高の $1/30$ を超える大変形時には、 $P\cdot\Delta$ 効果が顕著に現れるおそれがあることや通常の二次元解析では考慮されない変形や破壊のおそれも生じるため、この影響を適切に考慮する。



(左) 図 2.4-1 保有水平耐力の算定模式図

(右) 図 2.4-2 保有水平耐力算定用モデルのイメージ

2.4.2 保証設計

保有水平耐力の算出にあたり、柱・梁の鉛直荷重負担能力が失われる脆性破壊が生じないように部材あるいは接合部に対して、以下の保証設計を行う。崩壊メカニズム時の部材・接合部が生じる応力に対して、各基準強度を超えないことを確認する。例えば、柱頭柱脚接合部付近での柱の(曲げ)引張破壊および割裂破壊や、耐力壁境界梁の曲げ破壊(折損)等がこれに相当する。

(1) 部材の保証設計

・部材の検討

梁及び柱部材及び耐力壁が、崩壊メカニズム時に生じる応力に対して、基準強度以内であることを確認する。大断面集成材等建物で、告示により D_s を定め、柱・梁の部材群としての種別を FA とする場合、基準強度の $2/3$ 以内であることを確認する必要がある。

・パネルゾーンの検討

柱一梁仕口のパネルゾーンが、崩壊メカニズム時において生ずる応力に対して、脆性破壊しないことを確認する。接合部に鋼材を用いる場合、鋼材の最大強度を考慮するなど適切な応力を設定する必要がある。

(2) 接合部の保証設計

・接合部の検討

柱一梁接合部、柱脚及び柱継手接合部が、崩壊メカニズム時における応力に対して安全であることを確認する。韌性を期待する箇所が、接合部か接合部以外の部材・耐力壁かによって、検討応力は変わるので適切に設定する必要がある。

・アンカーボルトの検討

耐力壁の側柱やラーメン柱の柱脚において、コンクリートと緊結するアンカーボルトが崩壊メカニズム時ににおける引張力に対して安全であることを確認する。例として以下の様な検討を行う。

①アンカーボルトの引張力に対するコンクリートのコーン状破壊の検討

②RC 立ち上げ部縁辺の検討

・接合部ボルトの引張破断に対する検討

ラーメン構造の接合部に鋼材ボルトを使用する場合、接合部の変形角が、鋼材のひずみに大きく影響する。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。

2.5. 必要保有水平耐力の算定方針

2.5.1. 必要保有水平耐力の算定

各階の必要保有水平耐力(Q_{un})は、施行令第82条の3より、下式により算定する。

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud}$$

$$Q_{ud} = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 \cdot \sum W$$

地震時層せん断力 Q_{ud} は令88条にもとづき、外力分布は A_i 分布とし、 $C_0 \geq 1.0$ として求める。

なお、上部が木造の立面混構造において、下部構造の剛性が上部構造に比べて極端に大きな場合、 F_{es} を考慮しなくてもよいことが検討されている。

2.5.2. 木質構造の D_s の算定

D_s の算定方法としては、法令に基づく方法(昭55建告第1792号第1・第2第1項)と特別な調査または研究に基づく方法(昭55建告第1792号第1・第2第2項)に分けられる。

(1) 法令に基づく方法

昭55建告1792号第2第2項の木造の表から D_s を定める方法である。

大断面集成材等建物では、表1に示す接合部の構造方法から決まる接合部の種別、架構形式により表2に示す数値以上とする。大断面集成材等建物以外の壁式建物では、 D_s は0.55以上の値とする。

表 2.5.1 接合部の構造方法と種別(第1項第二号)

	接合部の構造方法	接合部の種別
(一)	木材のめりこみにより破壊する接合部（接合部に木材のめりこみの材料強度に相当する応力が作用する場合において、当該接合部に割裂き、せん断等による破壊が生じないものに限る。）	SA
(二)	(一)に掲げるもの以外のもので、接合する木材の厚さが当該接合に用いるボルトその他これに類する接合具（以下この表において「ボルト等」という。）の径の12倍以上である接合部（ボルト等の降伏時に木材部分に割裂き、せん断等による損傷が生じないものに限る。）	SB
(三)	(一)及び(二)に掲げるもの以外のもので、接合する木材の厚さが当該接合に用いるボルト等の径の8倍以上である接合部（ボルト等の降伏時に木材部分に割裂き、せん断等による損傷が生じないものに限る。）	SC
(四)	(一)から(三)までに掲げるもの以外の接合部	SD

表 2.5.2 大断面集成材等建物の Ds(第 1 項第四号)

	(い)	(ろ)	(は)	(に)
	部材群としての種別	架構の形式		
	柱及びはりの部材群としての種別	接合部の部材群としての種別	剛節架構又はアーチ架構で筋かいを設けない構造とした場合	(ろ)欄及び(に)欄に掲げる架構以外の架構の場合 $\beta_u \geq 0.7$ の場合
(一)		SA	0.25	0.3
(二)	FA	SB	0.3	0.35
(三)		SC	0.35	0.4
(四)	柱及びはりの部材群としての種別が FC である場合又は接合部の部材群としての種別が SD である場合		0.4	0.45
この表において、 β_u は、筋かいの水平耐力の和を保有水平耐力の数値で除した数値を表すものとする。				

(2)特別な調査または研究に基づく方法(昭 55 建告第 1792 号第 1・第 2 第 2 項)

ここでは Ds の算出には、昭 55 建告 1792 号第 1 にある「特別な調査又は研究の成果に基づき当該建物の振動に関する減衰性及び当該階の韌性を適切に評価して算出することができる場合においては、当該算出によることができる」というただし書きを用いる。大断面集成材等建物以外の壁式建物については、表 3 に示す数値以上の値とする。

表 2.5.3 大断面集成材等建物以外の壁式建物の Ds(第 2 項)

架構の性状	架構の形式	(い)	(ろ)
		(ろ)欄に掲げる架構以外の架構	各階に生ずる水平力の大部分を当該階の筋かいによつて負担する形式の架構
(一)	架構を構成する部材に生ずる応力に対して割裂き、せん断破壊等の耐力が急激に低下する破壊が著しく生じ難いこと等のため、塑性変形の度が特に高いもの	0.3	0.35
(二)	(一)に掲げるもの以外のもので架構を構成する部材に生ずる応力に対して割裂き、せん断破壊等の耐力が急激に低下する破壊が生じ難いこと等のため、塑性変形の度が高いもの	0.35	0.4
(三)	(一)及び(二)に掲げるもの以外のもので架構を構成する部材に塑性変形を生じさせる応力に対して当該部材に割裂き、せん断破壊等が生じないこと等のため、耐力が急激に低下しないもの	0.4	0.45
(四)	(一)から(三)までに掲げるもの以外のもの	0.45	0.5

・ただし、表 3 における架構の性状に関する文言は、ラーメン架構においても理解しやすいため、大断面集成材等建物であるか否かにかかわらず、((1)・塑性変形の度が特に高いもの:0.3～(4):0.45、筋かいは+0.05)との紐付けを行う。

2.5.3. 特別な調査または研究に基づく D_s の算定方法

特別な調査または研究に基づく D_s の算定方法として下記の 4 つの方法が考えられる。

- (1) エネルギー一定則を適用し、各階の完全弾塑性モデルの塑性率から各階の D_s を算定する方法
- (2) 等価一質点系モデルにエネルギー一定則を適用し、全体の D_s を算定する方法
- (3) 等価一自由度系の安全限界変位に基づき、全体の D_s を算定する方法
- (4) 耐力壁単体の D_s から各階の D_s を算定する方法

他構造において算定される D_s の算出方法は(1)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、(2)・(3)の方が論理的合理性は高いと考えられる。

(2)・(3)の等価一自由度系モデルを用いる方法は、1 階柱脚接合部が先行破壊するケースや、ラーメン構造等で各層の梁端部に降伏が生じて全体崩壊形となるような場合には適している。しかし、2 階以上から破壊が生じる場合や、1 階が崩壊形に達した時点で脆性破壊をするような未崩壊層も崩壊寸前だった場合などを考えると、等価一自由度系モデルを用いる方法が必ずしも安全側とは言えないケースもある。そのような場合には(1)の方法によることや、安全側の評価となる外力分布を採用するなど、適切な設計判断が必要である。

- (1) エネルギー一定則を適用し、各階の完全弾塑性モデルの塑性率から D_s を算定する方法

エネルギー一定則完全弾塑性モデルを用いた増分解析によって求めた各階の塑性率 μ 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。

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

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

δ_v, δ_u : エネルギー的に等価な完全弾塑性バイリニアモデルの降伏変位、終局変位

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

h : 減衰定数

ただし、建物が終局状態に達した時点において終局状態に達していない階(未崩壊層)については、保有水平耐力算定用モデルから直接 D_s を算定することは適当ではない。

このようなケースで各階の D_s を算定するためには、下記の方法によることが考えられる。

- ① 終局状態に達した階の鉛直構面および柱頭柱脚接合部が、仮想的に耐力を失わないとしたモデル(図2に破線で示した復元力特性を用いる)に変更し、増分解析を行う。
- ② これによって新たに終局状態に達した階について、完全弾塑性モデルを作成して D_s を求める。その際の δu は、建物の終局状態ではなく、 D_s を求める階の終局状態から決定する。
 - ② 未崩壊層がなくなるまで①②を繰り返す。

上記の方法によることで、仮想的な応力状態を前提としたものではあるが、下層のロッキングによる影響も考慮しながら、各層の D_s を評価することが可能となる。なお、未崩壊層の保有耐力に十分な余裕がある場合には上記の方法によらず、未崩壊層の外力分布を割り増した Q_{un} 分布により静的増分解析を行うなどの方法によることも可能である。その場合は、上記のように複数のモデルを作成して未崩壊層を破壊させる計算を行う必要は無い。 Q_{un} 分布は最初に A_i 分布によって算出した D_s 値に基づいて算出し、次にこの Q_{un} 分布によって算出した D_s 値に基づいて、 Q_{un} 分布を再設定する。このようにして収れん計算を行って最終的な Q_{un} 分布と D_s 値を求めることが考えられる。

(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ー層間変位関係をもとに、等価一自由度系の加速度 A ー代表変位 Δ 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、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。

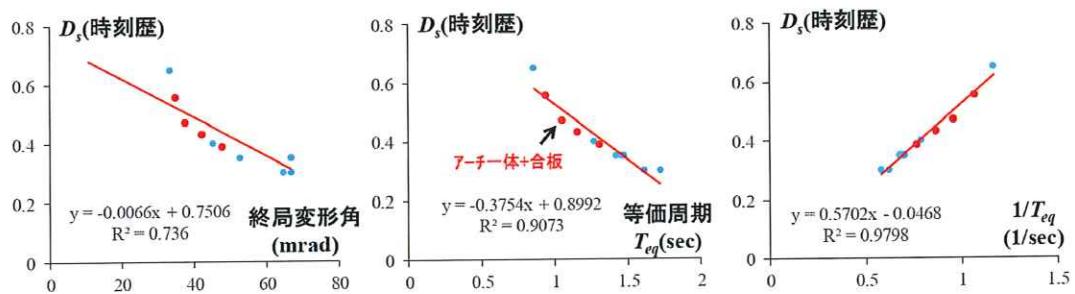


図 2.5.1 Ds の傾向(R3/8/11 第 3 回 WG 資料 3/ 建築研究所 山崎)

(3) 等価一自由度系の安全限界変位に基づき、全体の Ds を算定する方法

2.5.4 に示す。

(4) 耐力壁単体の Ds から各階の Ds を算定する方法

既往の研究・実験で確認されている各種耐力壁の Ds をもとに¹⁾、せん断力の負担割合等を勘案して階の Ds を算術的に求める方法である。高倍率の耐力壁を使用せず、接合部の先行破壊が生じないケースで用いることができる。この方法による場合は、柱頭柱脚金物の一次設計法としてロ)またはハ)の方法で安全性を確認する。簡易な方法のため、安全を考慮し Ds 値を 0.05 度割り増しておくことが考えられる。

また、各階の耐力壁が独立して挙動するせん断系の建物であることが前提となるため、通し柱が配置されている場合や、塔状建物等で曲げ系の建物となる場合などには適用できないことに注意する。

この方法の詳細は、静的増分解析によらない保有水平耐力計算(簡略法)と併せて検討することとし、今後の課題とする。

表 2.5.4 標準的な仕様の耐力壁の構造特性係数¹⁾

仕様	構造特性係数 D_s	
2つ割(45×90mm 以上)筋かいで以下の条件(壁倍率 2.0 倍の性能を確保できる仕様 ^{※1)} を満たすもの ① 内法対角長さ(筋かい部材の有効長さ)が 2700mmまでの筋かいで断面は 45×90mm ② 内法対角長さ(筋かい部材の有効長さ)が 2700mm 以上 3000mm 以下の場合 は、45×90mmと同等以上の座屈検定比になる断面	片筋かい	0.45
	たすき掛け	0.5
柱同寸(90×90mm 以上)筋かいで以下の条件(壁倍率 3.0 倍の性能を確保できる仕様 ^{※1)} を満たすもの ① 内法対角長さ(筋かい部材の有効長さ)が 2700mmまでの筋かいで断面は 90×90mm ② 内法対角長さ(筋かい部材の有効長さ)が 2700mm 以上 3000mm 以下の場合 は、90×90mmと同等以上の座屈検定比になる断面	片筋かい	0.55
柱同寸(90×90mm 以上)筋かいで以下の条件(壁倍率 5.0 倍の性能を確保できる仕様 ^{※2)} を満たすもの 【1段筋かいの場合】 ① 内法対角長さ(筋かい部材の有効長さ)が 2700mmまでの筋かいで断面は 90×90mm ② 内法対角長さ(筋かい部材の有効長さ)が 2700mm 以上の場合、90×90mm と同等以上の座屈検定比になる断面 【2段筋かいの場合】 ① 内法対角長さ(筋かい部材の有効長さ)が 1500mmまでの筋かいで断面は 90×90mm ② 内法対角長さ(筋かい部材の有効長さ)が 1500mm 以上の場合、90×90mm と同等以上の座屈検定比になる断面 ③ ①もしくは②かつ中間材は M16 ボルトの通しボルト	たすき掛け	0.6
昭 56 建告第 1100 号の面材耐力壁で壁倍率 2.5 倍の仕様	大壁	0.3
	大壁床勝ち 真壁	0.35
昭 56 建告第 1100 号の面材耐力壁で壁倍率 2.5 倍超の仕様	大壁	0.4
	大壁床勝ち 真壁	0.45

※1 筋かい端部の接合方法は、平 12 建告第 1460 号に適合する仕様で、かつ、内法対角長さ 3000mm 以下に限定

※2 筋かい端部及び交差部は、図 2.5.1-8 に示す仕様とする

※3 表中の壁倍率の表記は、組み合わせた後の壁倍率(例えば、壁倍率 2.0 倍 + 3.0 倍 = 5.0 倍)ではなく、単体での壁倍率を示す。

1) 参考文献:耐力壁の構造特性係数 D_s /小谷竜城

2.5.4. 等価一自由度系の安全限界変位に基づくDs の算定方法

(1) 算定方法

「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Ds 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。

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

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 $C_g = 0.494$

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

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

$d_{S,i}$: 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 Ds を設定することは合理的である。時刻歴の Ds に対しても相関が高く、かつ安全側の傾向がある。

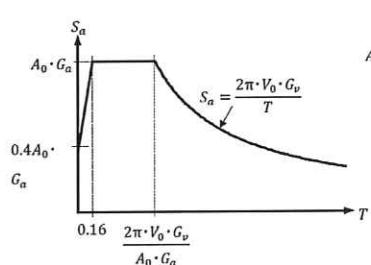


図 5.7.2.1 地震動の加速度応答スペクトル

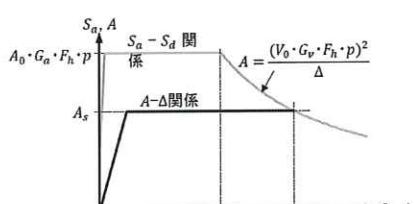


図 5.7.2.2 $S_a - S_d$ 関係と $A - \Delta$ 関係

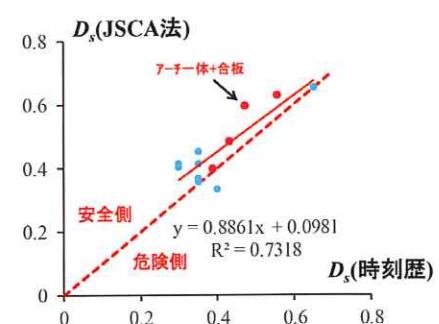


図 2.5.2: JSCA 法の考え方(JSCA 版)

図 2.5.3:Ds の傾向(R3/8/11 第 3 回 WG 資料 3)

(2) 各階の水平変位の比率と安全限界時変形角が 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。

- ・安全限界時変形角 γ_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、 γ_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、 γ_s は $1/30$ 以下とする。

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

一方、階数が 4 層以上だと安全限界時変形角が $1/30$ 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 を採用すれば安全限界時変形角が $\gamma_s=1/30$ 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ることも考えられる。

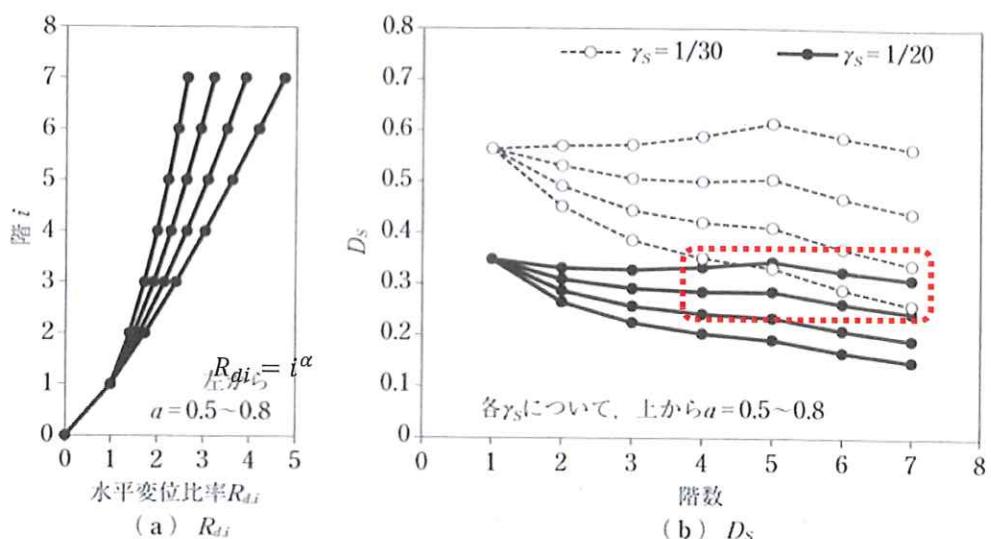


図 2.5.4 多層構造物の D_s (JSCA 版)

(3) 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、 $n=2$ とすると低減率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)

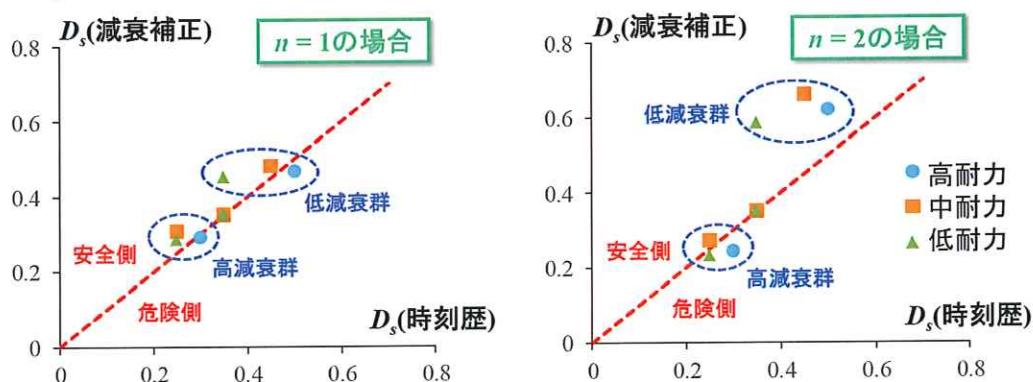


図 2.5.5 減衰補正を行った場合の JSCA 法 D_s の精度(R3/8/11 第 3 回 WG 資料 3)

(4) 木造モーメント抵抗接合部の等価粘性減衰定数(heq)

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(heq)

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、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 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)

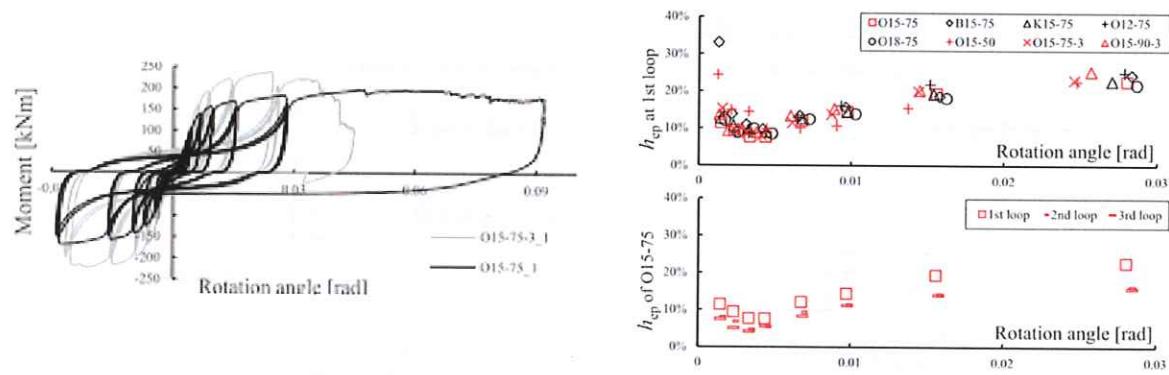


図 2.5.6 鋼板挿入ドリフトピン式モーメント抵抗接合部の等価粘性減衰定数(heq)

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 0.3~0.5%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 13.4~13.8%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、heq が 1 回目の値の 10%程度に低下した。

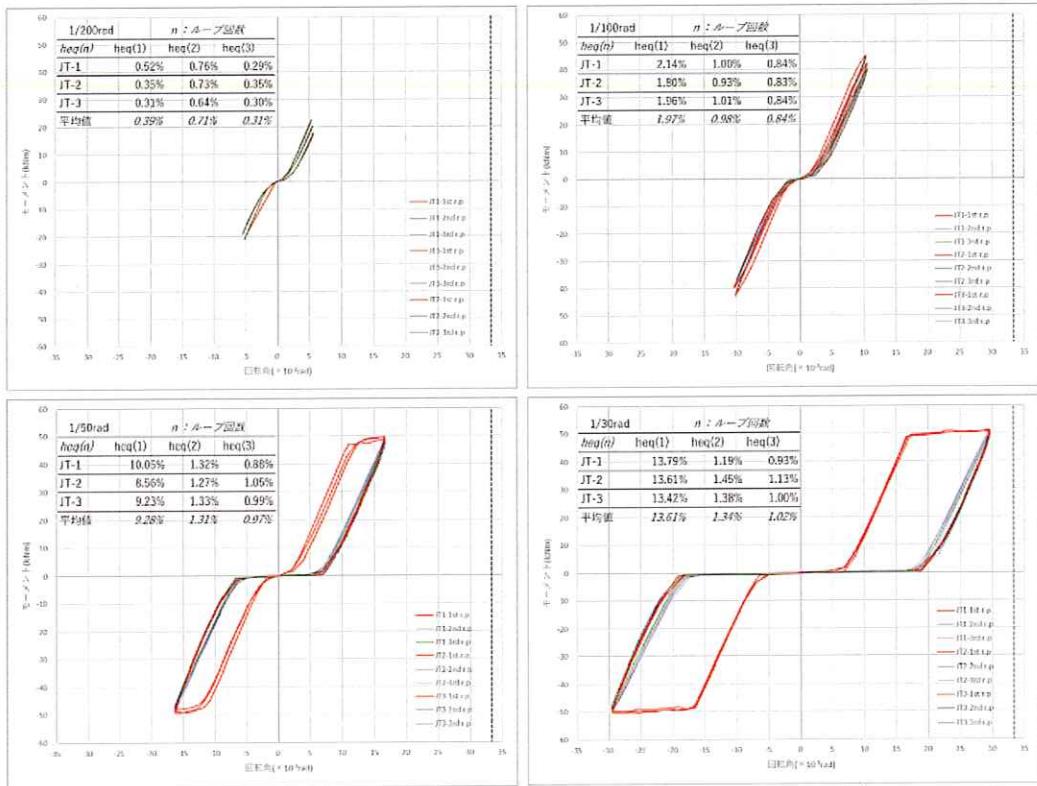


図 2.5.7 引きボルト式モーメント抵抗接合部の変形角毎の荷重－回転角関係

表 2.5.5 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)

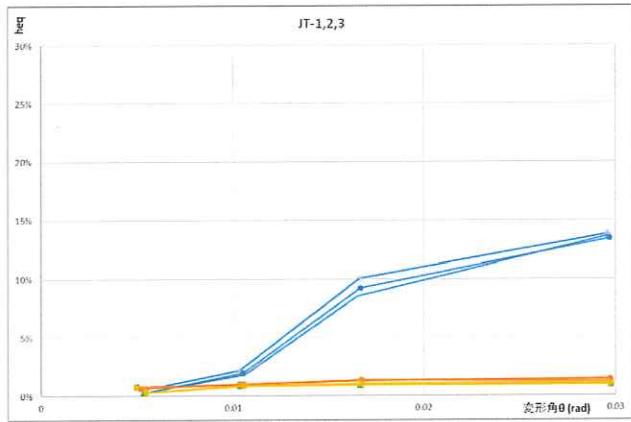


図 2.5.8 引きボルト式モーメント抵抗接合部の等価粘性減衰定数(heq)

heq: 等価粘性減衰常数 (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 2.5.6. 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 圧縮側 引張側	端あき 面材 中心間	
		heq1	heq2	heq3	heq1	heq2	heq3	heq1	heq2	heq3	heq1	heq2	heq3	heq1	heq2	heq3	強度等級	柱	梁			
2013/2/22 ~2/28*	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 240×180× 600×750× 3600 2500	55mm
		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 3600 1950 Φ25, 4本 Φ25, 4本	60mm
		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					
	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 240×240× 600×600× 1950 1650	Φ25, 4本 Φ25, 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 1950 1650	60mm
		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					
2013/11/18 ~11/26	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-1 240×180× 600×600× 1950 1650	Φ25, 4本 Φ25, 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-1 240×180× 600×600× 3600 2500	60mm
		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。

2.5.5. 架構性状の違いによる Ds の検討

(1) 検討方針

建物全体が全体崩壊形となる理想的な条件をもとづいた場合の Ds 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 次設計時に生ずる各部の応力は短期許容応力度以下とする。

　Ai 分布に基づいた外力分布に対する各層の 1 次設計時の層間変形角は 1/200 以下とする。

・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。

・告示の規定に基づいた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、Ds 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。

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

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

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

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 Ds 値も検討する。また、Ds 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-Δ 効果の影響を考慮する必要がある。P-Δ 効果を考慮した増分解析を行いつ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 2.5.7 断面・接合部諸元表(モデル4A)

カラマツ 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 曲げ耐力	断面	バネ符号	回転剛性	短期許容 曲げ耐力	降伏曲げ 耐力
		本	本	kNm/rad	kNm			kNm/rad	kNm	kNm
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
	4F	120x600	4	2	15,344	25.5	240x600	KG4	30,688	51.0
	3F	120x600	4	2	21,700	43.8	240x600	KG3	43,400	87.6
	2F	120x600	4	2	21,700	43.8	240x600	KG2	43,400	131.4

表 2.5.8 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	ΣW	Ci	Qi	Cui	Qui	W	ΣW	Ci	Qi	Cui	Qui	W	ΣW	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。

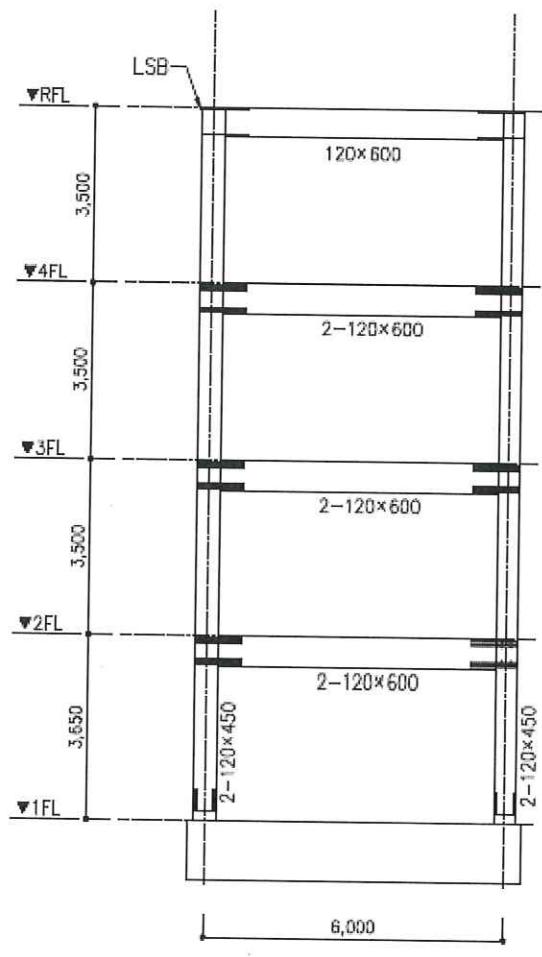
モデル8Cは剛性及び降伏耐力をモデル8Aの1.5倍とした。

表 2.5.9 断面・接合部諸元表(モデル8A)

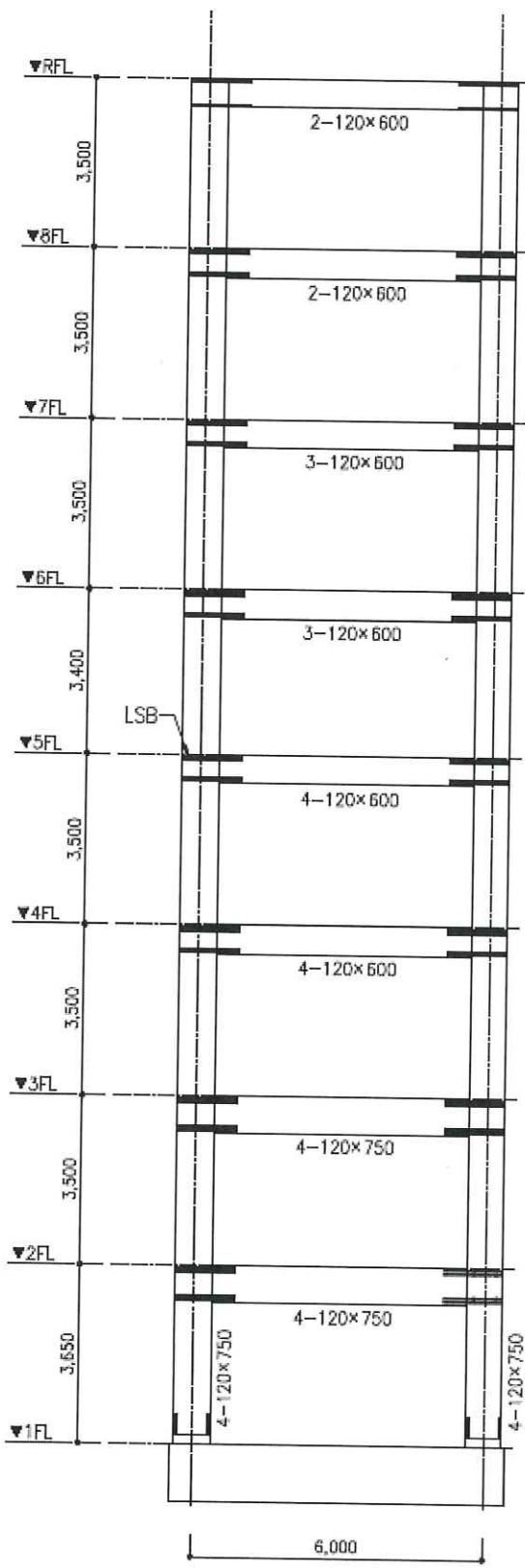
カラマツ 集成材	断面	LSB本数	列数	一列当たり		入力				
				回転剛性	短期許容 曲げ耐力	断面	バネ符号	回転剛性	短期許容 曲げ耐力	降伏曲げ 耐力
				本	本					
柱	120x750		4	14,888	40.0	480x750	KC	59,552	160.0	240.0
梁	RF 120x600	2	2	17,708	25.5	240x600	KGR	35,416	51.0	76.5
	8F 120x600	4	2	24,949	43.8	240x600	KG8	49,898	87.6	131.4
	7F 120x600	4	3	24,949	43.8	360x600	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

表 2.5.10 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	ΣW	Ci	Qi	Cui	Qui	W	ΣW	Ci	Qi	Cui	Qui	W	ΣW	Ci	Qi	Cui	Qui
	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 2.5.9 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

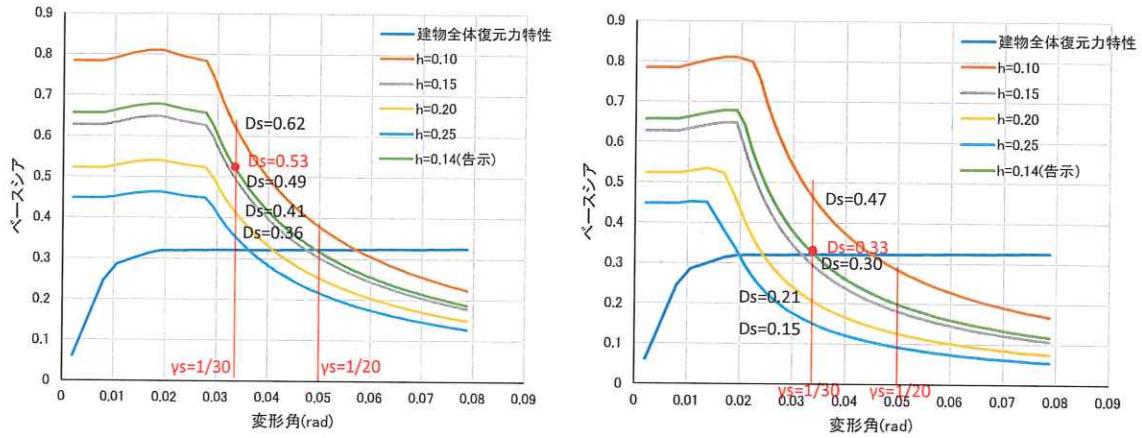
- ・減衰による加速度低減率 F_h の乗数に対する D_s 値の比較

F_h の乗数が $n=1$ と、 $n=2$ の場合

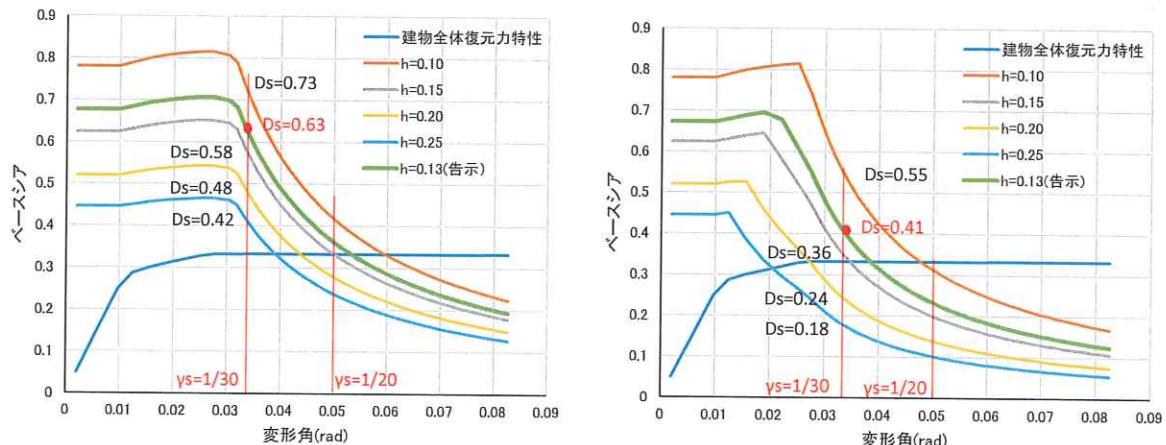
- ・終局変形角に対する D_s 値

終局変形角 $\gamma s = 1/30$ と $1/20$

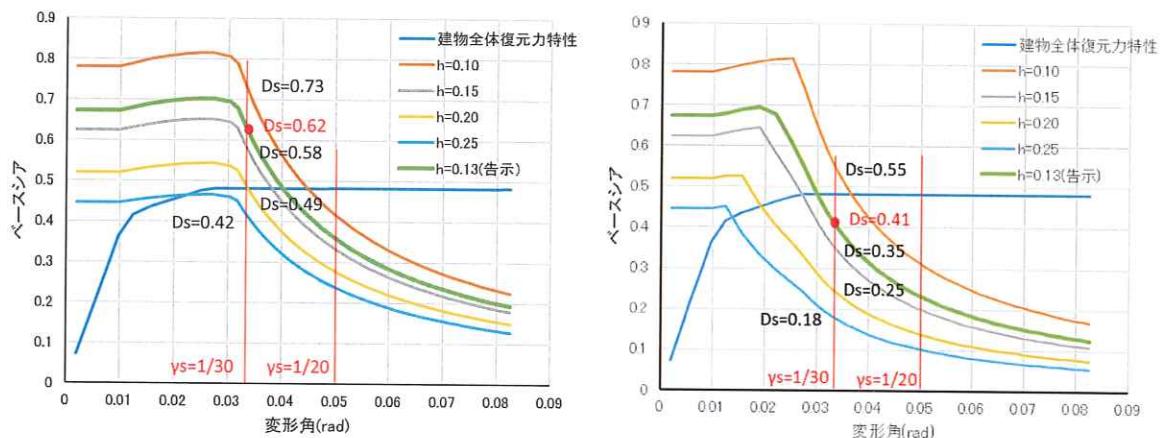
- ・P—Δ 解析との比較



モデル 4A(F_h の乗数左:n=1,右 n=2)

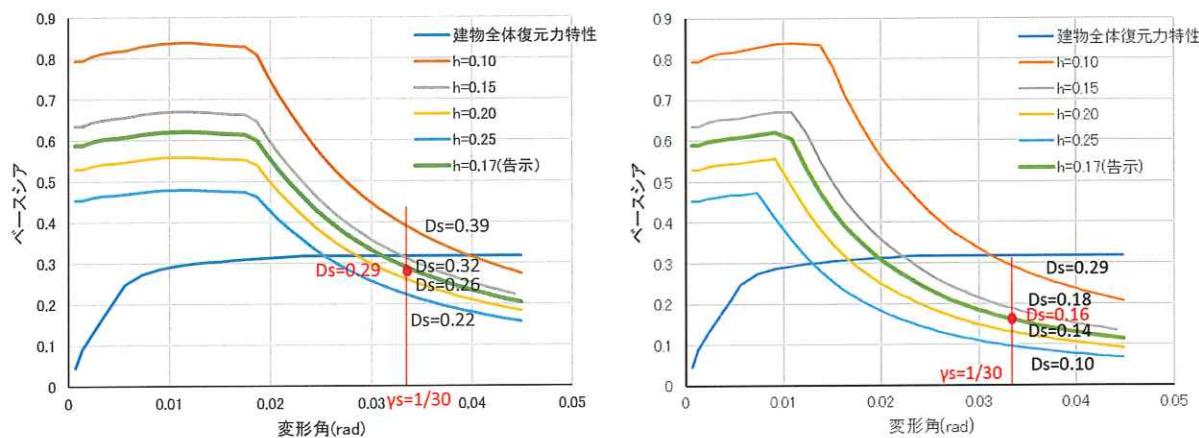


モデル 4B(F_h の乗数左:n=1,右 n=2)

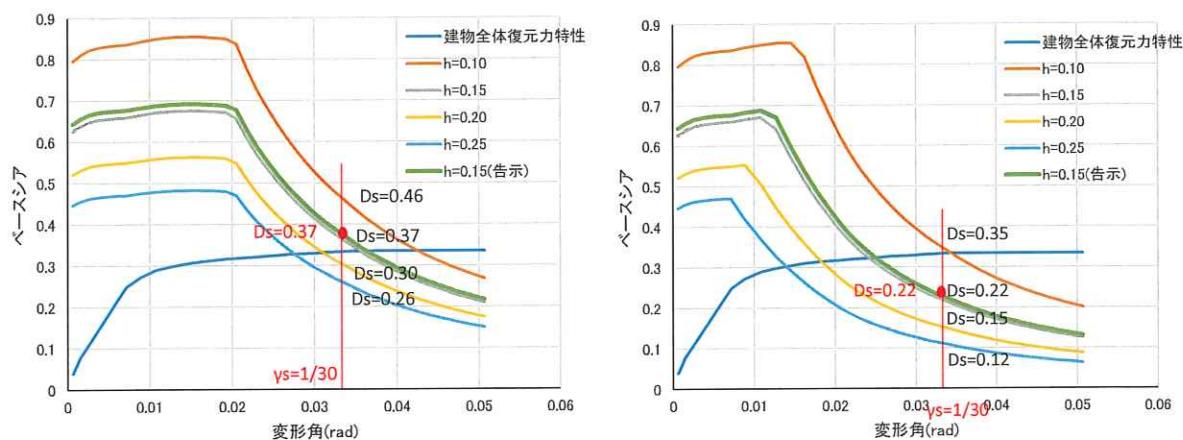


モデル 4C(F_h の乗数左:n=1,右 n=2)

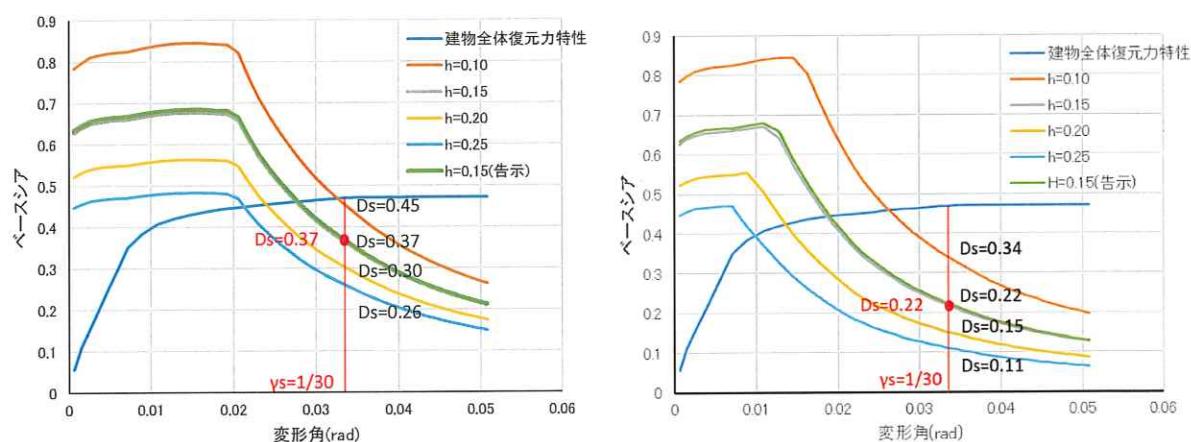
図 2.5.10 4 層モデルの F_h の乗数による比較



モデル 8A(F_h の乗数左:n=1,右:n=2)

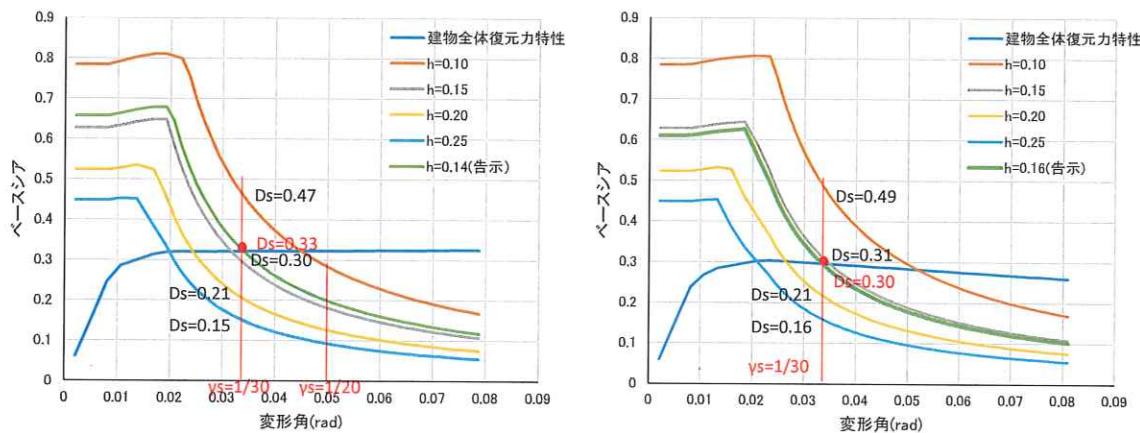


モデル 8B (F_h の乗数左:n=1,右:n=2)

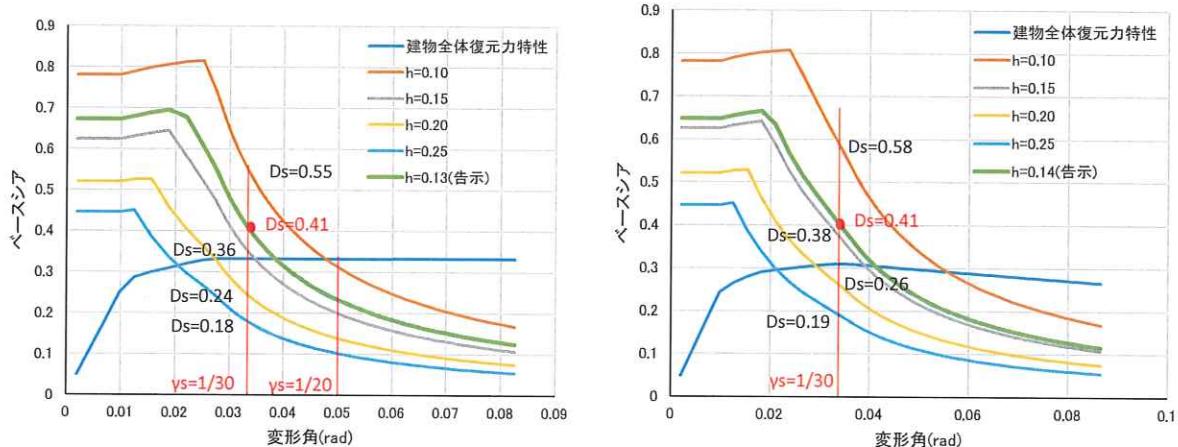


モデル 8C(F_h の乗数左:n=1,右:n=2)

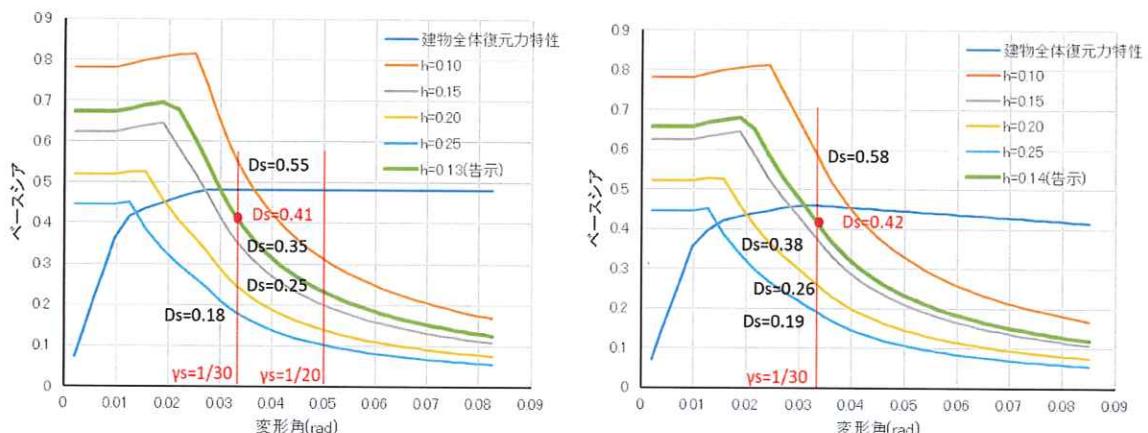
図 2.5.11 8層モデルの F_h の乗数による比較



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

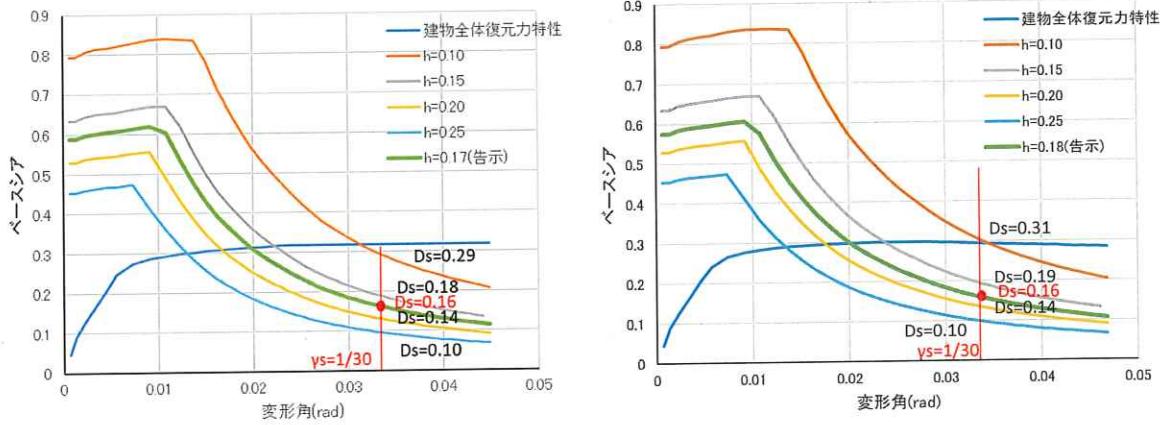


モデル 4B (F_h の乗数 $n=2$ 左:通常,右: $P\cdot\Delta$ 解析)

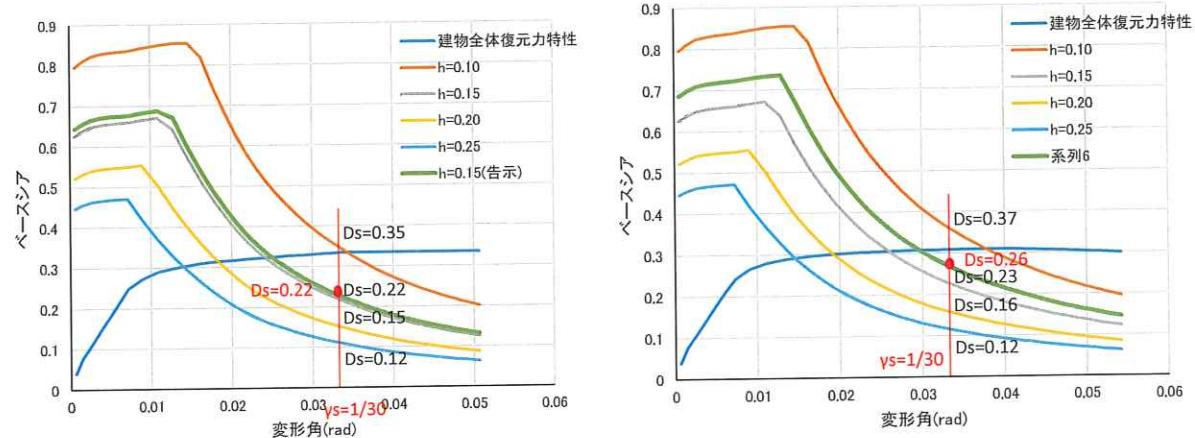


モデル 4C(F_h の乗数 F_h の乗数 $n=2$ 左:通常,右: $P\cdot\Delta$ 解析)

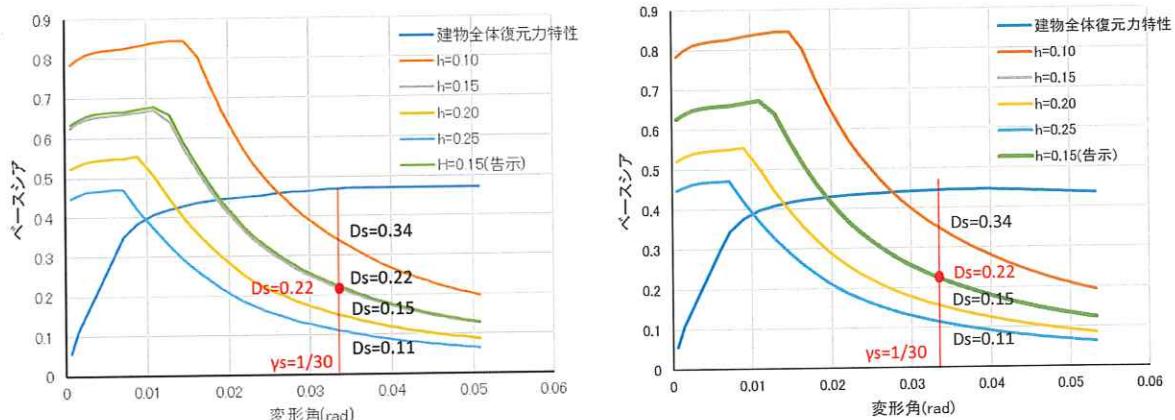
図 2.5.12 4 層モデルの $P\cdot\Delta$ 解析との比較



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 2.5.13 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。

・安全限界時変形角に対する 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。

第3章 モデルプランによる保有水平耐力の計算例

本章では、第2章で解説した木造建築物のルート3の構造設計法に準じて、4～5階建ての中層木造建築物のモデルプランを想定して行った保有水平耐力の計算例を示す。

3.1の計算例では、モデルプランとして張間方向に木質ラーメンと高耐力壁を用いた立面混構造の5階建て建物を想定した。また、エネルギー一定則を適用し、各階の完全弾塑性モデルの塑性率から各階のDsを算定する方法により保有水平耐力計算を行った。

3.2の計算例では、木造4階建て建物のモデルプランを想定した。そのうち3.2.2は耐力壁を併用しない4層の木質ラーメン架構とした。3.2.3のモデルプランでは、耐力壁を併用した木質ラーメン架構とした。保有水平耐力計算では、等価一自由度系の安全限界変位に基づき、全体のDsを算定した。

3.1 各階の完全弾塑性モデルの塑性率から求めたDsによる保有水平耐力計算例

本節の計算例では、モデルプランとして、1階が鉄筋コンクリート造、2階より上が木造の立面混用構造の整形な矩形平面の5階建て建物を想定した。木造階の水平力抵抗要素としては、桁行方向では耐力壁を主体とし、張間方向では木質ラーメン構造と耐力壁を併用した。木質ラーメン構造の柱梁仕口および柱脚は、引きボルト式モーメント抵抗接合部とした。

保有水平耐力計算におけるDs値は、エネルギー一定則を適用して各階の完全弾塑性モデルの塑性率から各階のDsを算定する方法を用いた。具体的には、先ず、任意形状3次元立体解析プログラムを用いて、線材置換した各部材や回転剛性や軸剛性を設定した接合部のね要素等によって、架構を比較的忠実に再現して作成した3次元フレーム立体解析モデルによる静的荷重増分解析を行って、崩壊メカニズム時の全体崩壊形の形成を確認した。次に、静的荷重増分解析の結果から得られた各層の層せん断力ー層間変形角関係曲線を、エネルギー等価な完全弾塑性モデルに置換して求めた各層の塑性率からDs値を算出し、保有水平耐力を求めた。塑性率の終局変形角は、1/30radとした。

3.1.1 建物および架構概要

1) 建物概要

主要用途:事務所・店舗／用途地域:商業地域(防火地域)

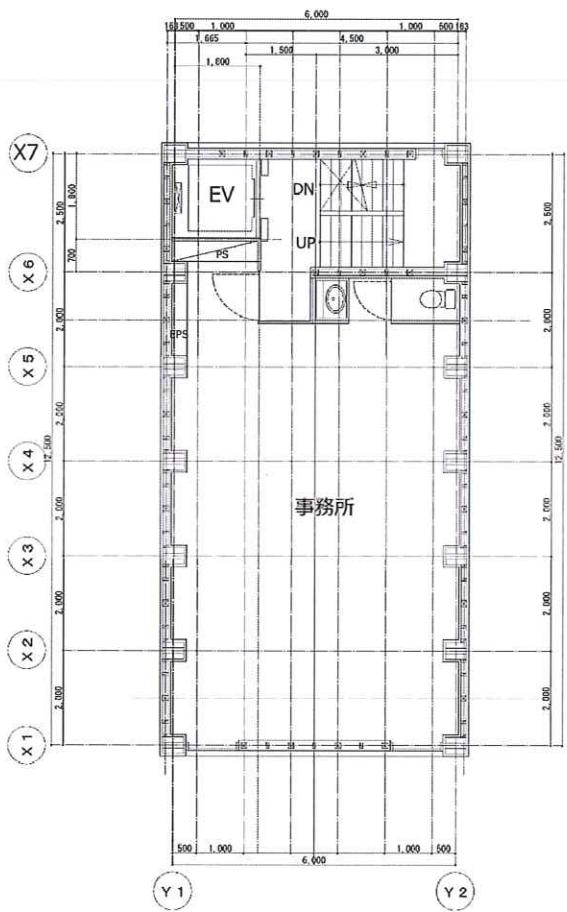
建築面積:約89m²／延床面積:約445m²／最高高さ:GL+16.8m／最高軒高:GL+16.3m

階 高:1階_3.5m、2～5階_3.2m／構造種別:1階_鉄筋コンクリート造、2～5階_木造

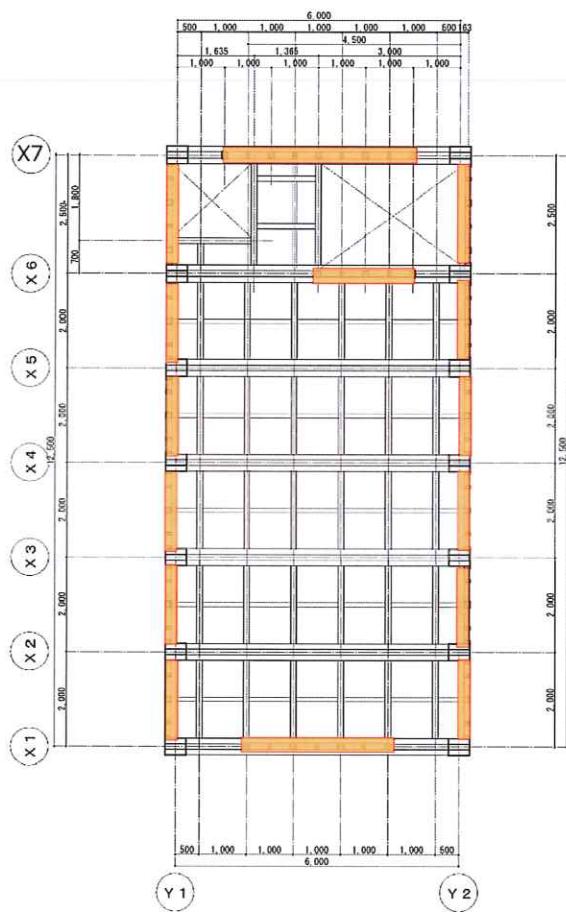
架構形式:1階_張間方向、桁行方向共に、耐震壁付きラーメン架構

2～5階_張間方向:構造用合板張り高耐力壁+木質ラーメン架構

桁行方向:構造用合板張り高耐力壁+軸組架構

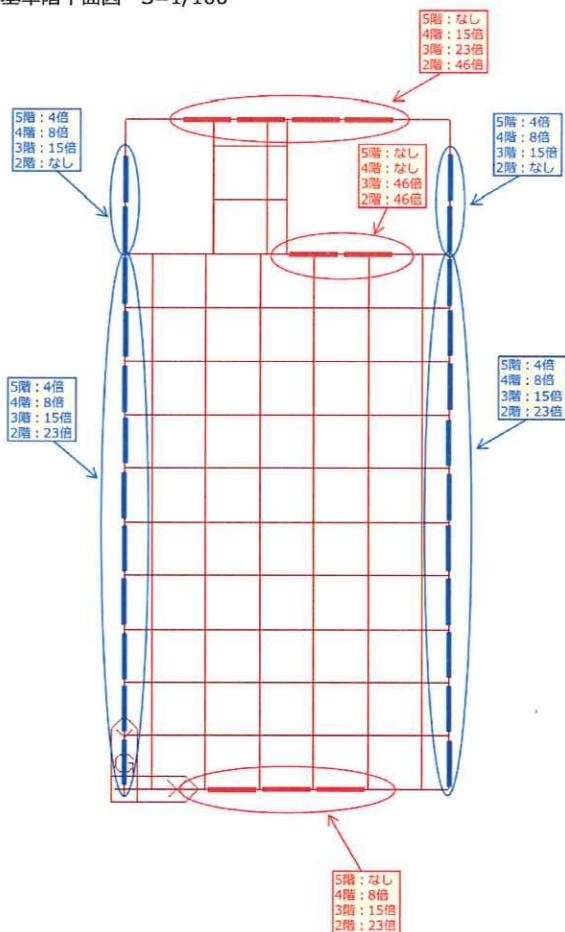


基準階平面図 S=1/100



基準階(木造階) 伏図 S=1/100

(図中、色付き部分は耐力壁)



耐力壁配置は上図のとおりとする。

2) 構造計画概要

- ・構造種別は、1階を鉄筋コンクリート造、2階から最上階までを木造とする。
- ・架構形式は、1階は耐震壁付きラーメン架構とする。2階から最上階は、張間方向を木質ラーメン架構と高耐力構造用合板張り面材耐力壁等を併用する。桁行方向は高耐力構造用合板張り面材耐力壁等を用いた軸組架構とする。
- ・床構面は24mm構造用合板張り(四周釘打ち・日の字打ち、床倍率7倍相当)とする。
- ・2階～最上階の張間方向の木質ラーメン架構は、引きボルト式モーメント抵抗接合部による半剛接合の柱梁仕口とし、通し柱を用いた柱勝ちの構成とする。柱および梁はそれぞれ2丁合わせて用い、2m間隔で配置する。
- ・2階～最上階の桁行方向の軸組架構には、高耐力構造用合板張り面材耐震壁等を配置する。
- ・面材耐力壁の柱柱と横架材の仕口および柱柱の柱脚は、金物を用いた斜めビス柱脚接合部とする。
- ・木造階の軸組架構の柱は、2階床レベルの鉄筋コンクリート部材の上部にアンカーボルトによって緊結した、半剛接合の柱脚接合部とする。

3) 構造計算方針

- ・耐震設計ルートは木造ルート3とする。

(1次設計)

長期および中地震時を想定した地震時短期に各部材や接合部に生じる応力度が、許容応力度以下であることを確認する。また、地震時の層間変形角が1/200を超えないことを確認する。

(2次設計)

- ・各層の架構の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。
- ・応力と変形解析および、荷重増分解析は、市販の任意形状フレーム解析ソフト(midas iGen)を用いて作成した、3次元立体解析モデルによって検討する。
- ・解析モデルでは、柱梁を線材置換し、耐力壁および床構面はプレース置換とする。
- ・張間方向の木質ラーメン架構の梁端部と柱脚接合部は、半剛接合の回転バネを設ける。
また、柱梁仕口のパネルゾーンには剛域を設ける。
- ・耐力壁の柱柱と梁の接合部は、斜めビス柱頭柱脚接合部の引張剛性による軸バネと、斜めビス柱脚接合部の金物を緊結するアンカーボルトの引張剛性による軸バネを、直列に設ける。
- ・各接合部の回転バネ、軸バネに用いる復元力特性は、実験値から得られたバイリニアタイプの骨格曲線とする。
- ・耐力壁はプレース置換する。置換プレースは、実験で得られた耐力壁の荷重一回転角関係曲線から求めたバイリニアの骨格曲線を用いる。

4) 設計荷重

・固定荷重および積載荷重

・基準階

固定荷重		N/m ²
床仕上げ	タイルカーペット フリーアクセスフロア コンクリート 厚100 強化石膏ボード 厚21+21 構造用合板 厚24	(比重) 24.0 0.9 0.6
天井	野縁 40×40@303 強化石膏ボード 厚25+21 天井仕上げ	60 420 100
予備荷重		90
	合計	3900
床合計		3900

種別	床・小梁	架構	地震
D. L 固定荷重	3900	3900	3900
L. L 積載荷重	2900	1800	800

・屋根

固定荷重		N/m ²
屋根仕上げ	金属板葺き+下地(防水含む)+垂木 母屋+束 断熱グラスウール 構造用合板 厚24	(比重) 400 100 50 0.6
天井	野縁 40×40@303 強化石膏ボード 厚15+12.5 天井仕上げ	60 250 100
予備荷重		90
	合計	1200
床合計		1200

種別	床・小梁	架構	地震
D. L 固定荷重	1200	1200	1200
L. L 積載荷重	490	300	200
T. L 床荷重	1690	1500	1400

<外壁>

w-1 壁仕上げ材		100
胴縁		10
透湿防水シート		10
強化石膏ボード	厚21+21	380
構造用合板	厚12×2	150
断熱材		30
壁軸組		150
強化石膏ボード	厚21+21	380
壁仕上げ材		100
		↓
単位面積あたり合計		1,310 N/m ²
入力値		1,400 N/m ²

・地震荷重

設計用一次固有周期	T=	0.454
地域係数	Z=	1.0
標準層せん断力係数	C0=	0.20
振動特性係数	Rt=	1.0

階	各階重量 Wi (kN)	重量計 $\sum Wi$ (kN)	αi	Ai	層せん 断力係数 Ci	層せん 断力 Qi (kN)
5	251.4	251.4	0.073	2.394	0.479	120.4
4	603.2	854.6	0.248	1.676	0.335	286.5
3	604.9	1459.5	0.424	1.427	0.285	416.7
2	612.2	2071.7	0.602	1.264	0.253	523.8
1	1370.9	3442.6	1.000	1.000	0.200	688.5

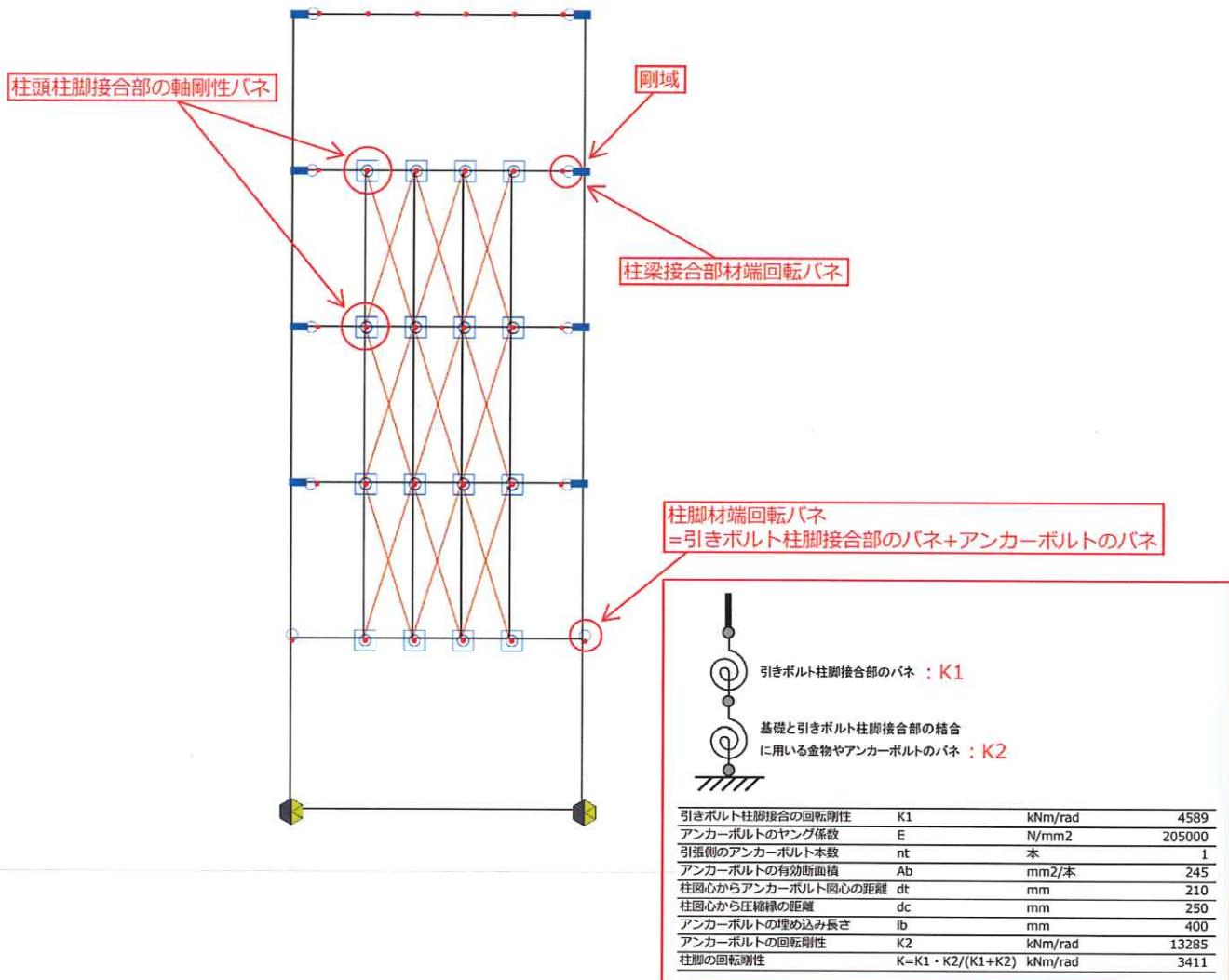
5) 架構モデル

(架構モデルの方針)

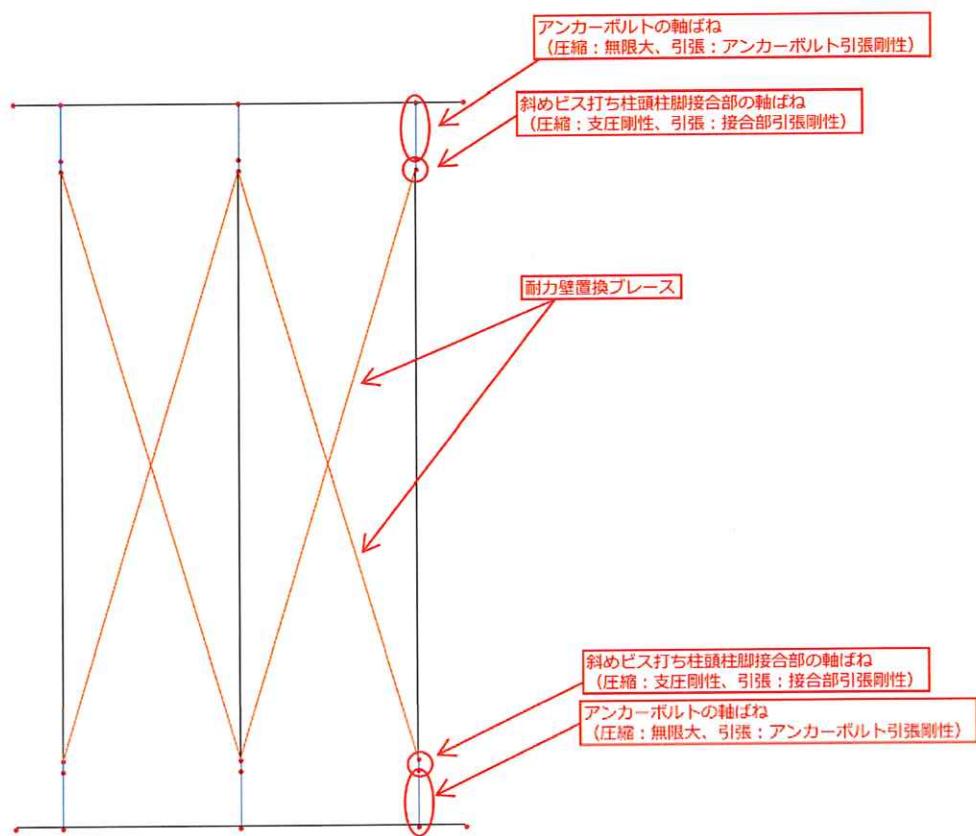
- 柱梁を線材に置換し、半剛接合と仮定した各部材の接合部には、計算式または実験値等から得られたバイリニア型の回転ばね、または軸ばねを入力する。
- 張間方向の柱勝ちの木質ラーメン架構の柱梁接合部は、梁端部に剛域を設け、梁端部に回転ばねを設ける。
- 張間方向の木質ラーメン架構の柱脚接合部は、引きボルト式柱脚接合部と、鋼構造の露出型柱脚の回転剛性の算定式により求めたアンカーボルト接合部の2つの回転剛性を直列ばねとした回転ばねを設ける。
- 耐力壁の柱柱の柱頭柱脚接合部は、斜めビス打ち接合部の引張剛性による軸ばねと、アンカーボルトの引張剛性による軸ばねとを柱の材端に直列に配置する。
- 耐力壁はプレース置換によりモデル化を行う。増分解析における耐力壁の復元力特性は実験結果から得られた特性値によるバイリニア型とする。

1) 架構モデル略図

- 張間方向の架構のモデル化:木質ラーメン架構と耐力壁の併用



- ・耐力壁および柱柱、横架材のモデル化（全共通）



2) 接合部の復元力特性

・木質ラーメン架構の柱梁接合部

木質ラーメン架構の接合部の特性値(材1本あたり)

	降伏		終局		計算値(※)
	θ (rad)	M(kN·m)	θ (rad)	M(kN·m)	
柱梁L型	0.0082	27.26	0.0667	41.07	計算値(※)
柱梁ト形	0.0065	28.42	0.0667	43.48	計算値(※)
柱脚	0.0058	33.31	0.0667	33.31	計算値(※)

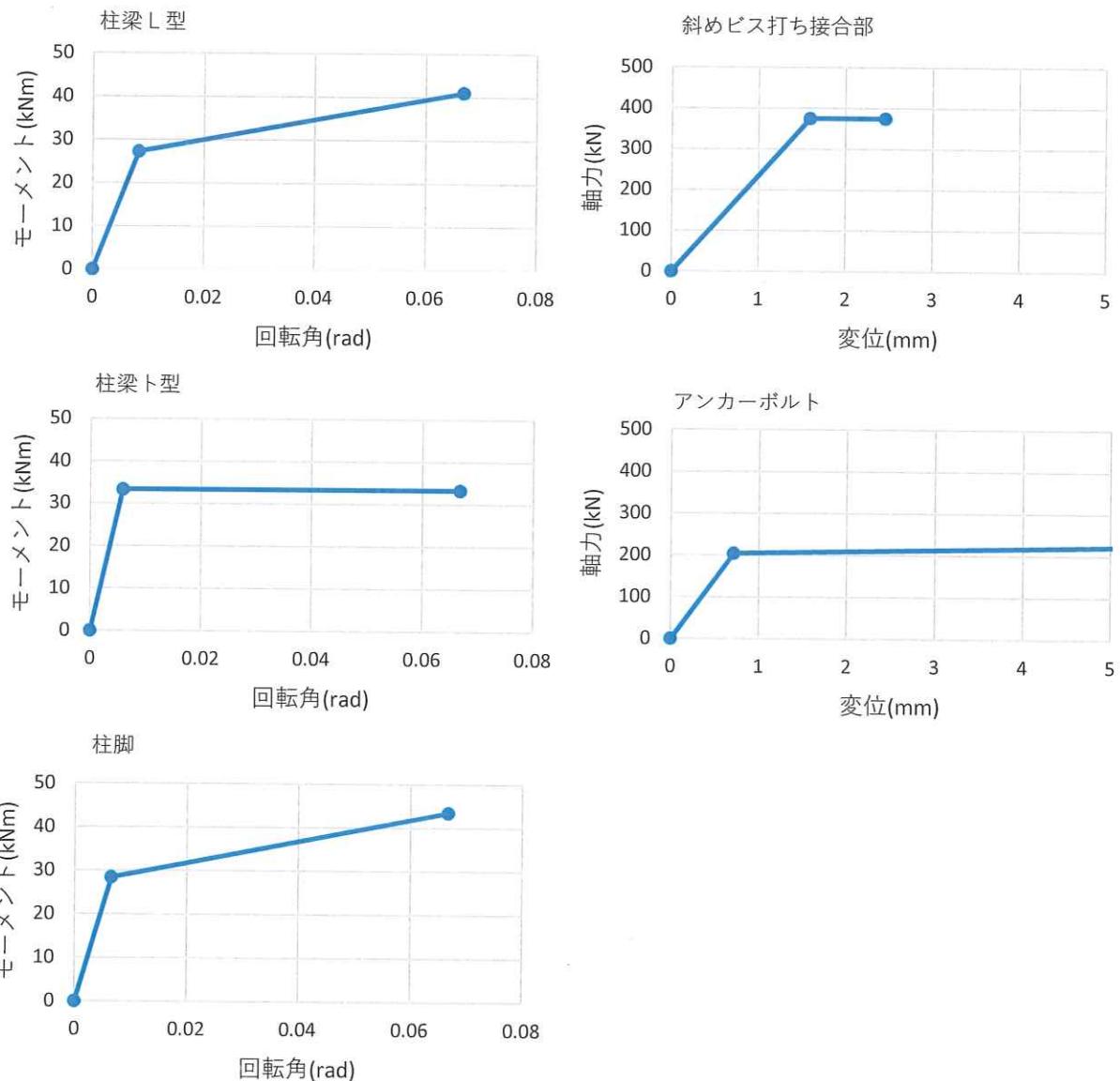
(※出典 Ki 中層大規模木造研究会 設計支援情報データベース <https://www.ki-ki.info/>)

・耐力壁枠柱の柱梁接合部

耐力壁枠柱の柱脚接合部の特性値(材1本あたり)

	降伏		終局		実験値(※) 計算値
	δ (mm)	N(kN)	δ (mm)	N(kN)	
斜めビス打ち接合部	1.58	374.6	2.45	374.6	実験値(※)
アンカーボルト	0.71	204.2			計算値

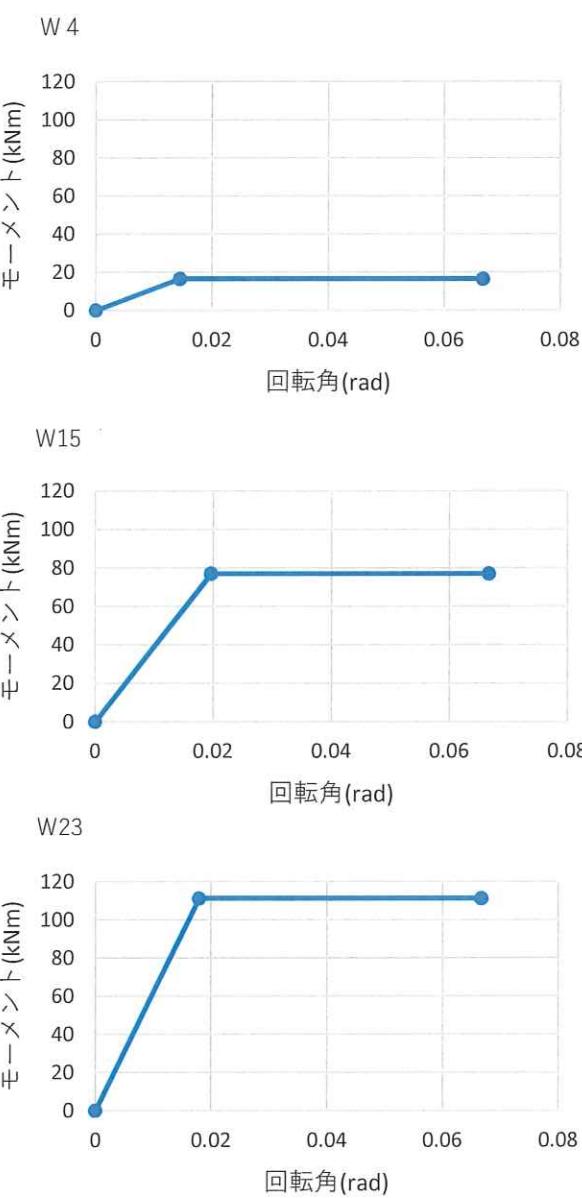
(※第4章 斜めビス柱脚接合部の実験データによる)



3) 耐力壁の復元力特性

耐力壁の特性値

	降伏		終局		壁倍率相当
	θ (rad)	M(kN · m)	θ (rad)	M(kN · m)	
W4	0.0145	16.5	0.0667	16.5	壁倍率4倍相当
W15	0.0196	76.9	0.0667	76.9	壁倍率15倍相当
W23	0.0179	111.2	0.0667	111.2	壁倍率23倍相当



3.1.2 保有水平耐力計算

1) 層間変形角・偏心率・剛性率・形状係数

・層間変形角

層間変形角 (1次設計時 Co=0.2)

層	階高 mm	X方向(張間方向)		Y方向(桁行方向)	
		層間変位 mm	層間変形角	層間変位 mm	層間変形角
5	3200	10.3	1/311	12.8	1/249
4	3200	13.2	1/241	14.1	1/226
3	3200	13.3	1/240	12.0	1/266
2	3200	13.1	1/243	11.6	1/276
1	3500	1.6	1/2126	0.1	1/57078

(RC/木平均=8.2) (RC/木平均=224.2)

・偏心率

層	偏心率		Fe
	X	Y	
5	0.09	0.02	1.00
4	0.01	0.01	1.00
3	0.11	0.01	1.00
2	0.15	0.01	1.00
1	0.01	0.00	1.00

・剛性率

層	X方向(張間方向)		Y方向(桁行方向)	
	剛性率	Fs	剛性率	Fs
5	0.49	1.18	0.01	1.98
4	0.38	1.36	0.01	1.99
3	0.38	1.37	0.01	1.99
2	0.39	1.36	0.01	1.99
1	3.36	1.00	5.04	1.00

・各層の形状係数 Fes

層	X方向(張間方向)			Y方向(桁行方向)		
	Fe	Fs	Fes	Fe	Fs (※)	Fes
5	1.00	1.18	1.18	1.00	1.00	1.00
4	1.00	1.36	1.36	1.00	1.00	1.00
3	1.00	1.37	1.37	1.00	1.00	1.00
2	1.00	1.36	1.36	1.00	1.00	1.00
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

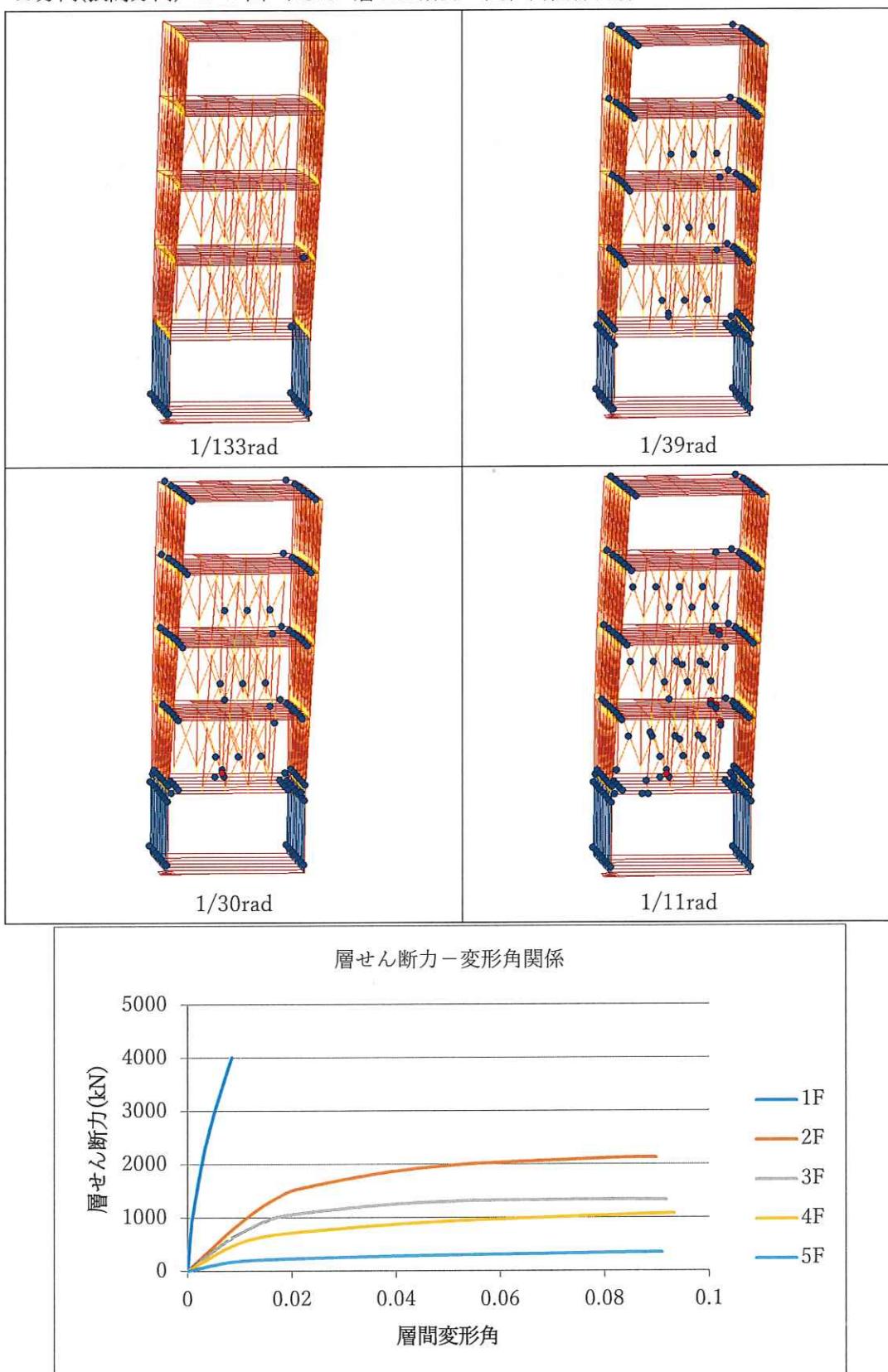
※RC階層間変形角の逆数を木造階の層間変形角の平均の逆数で除した値が15を上回るためFs=1.0とする。

(※ 参考文献：「併用構造や特殊な鉄骨造等の建築物における高さ等によって異なる構造計算ルート等の合理化に関する検討（S37）」一般社団法人 日本建築防災協会)

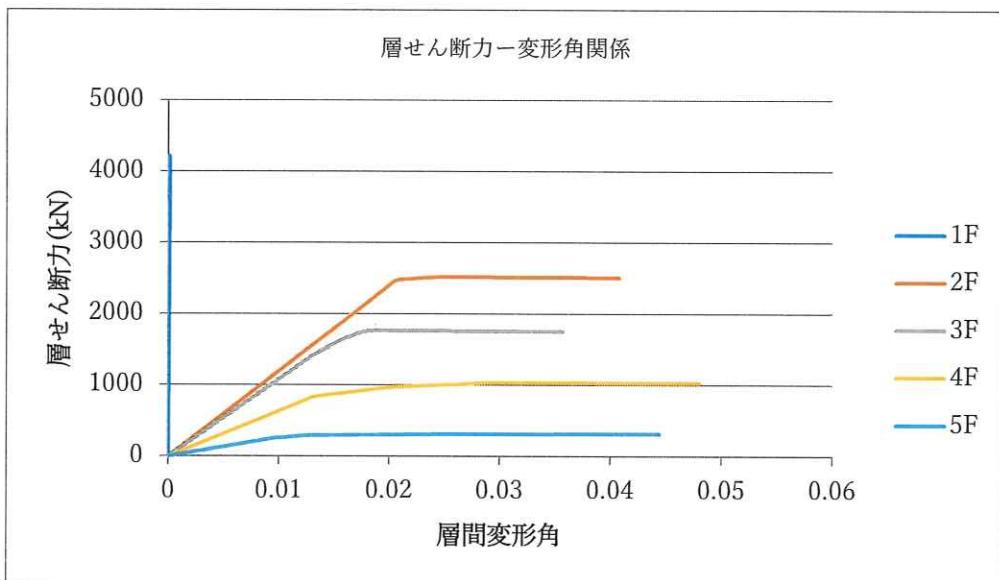
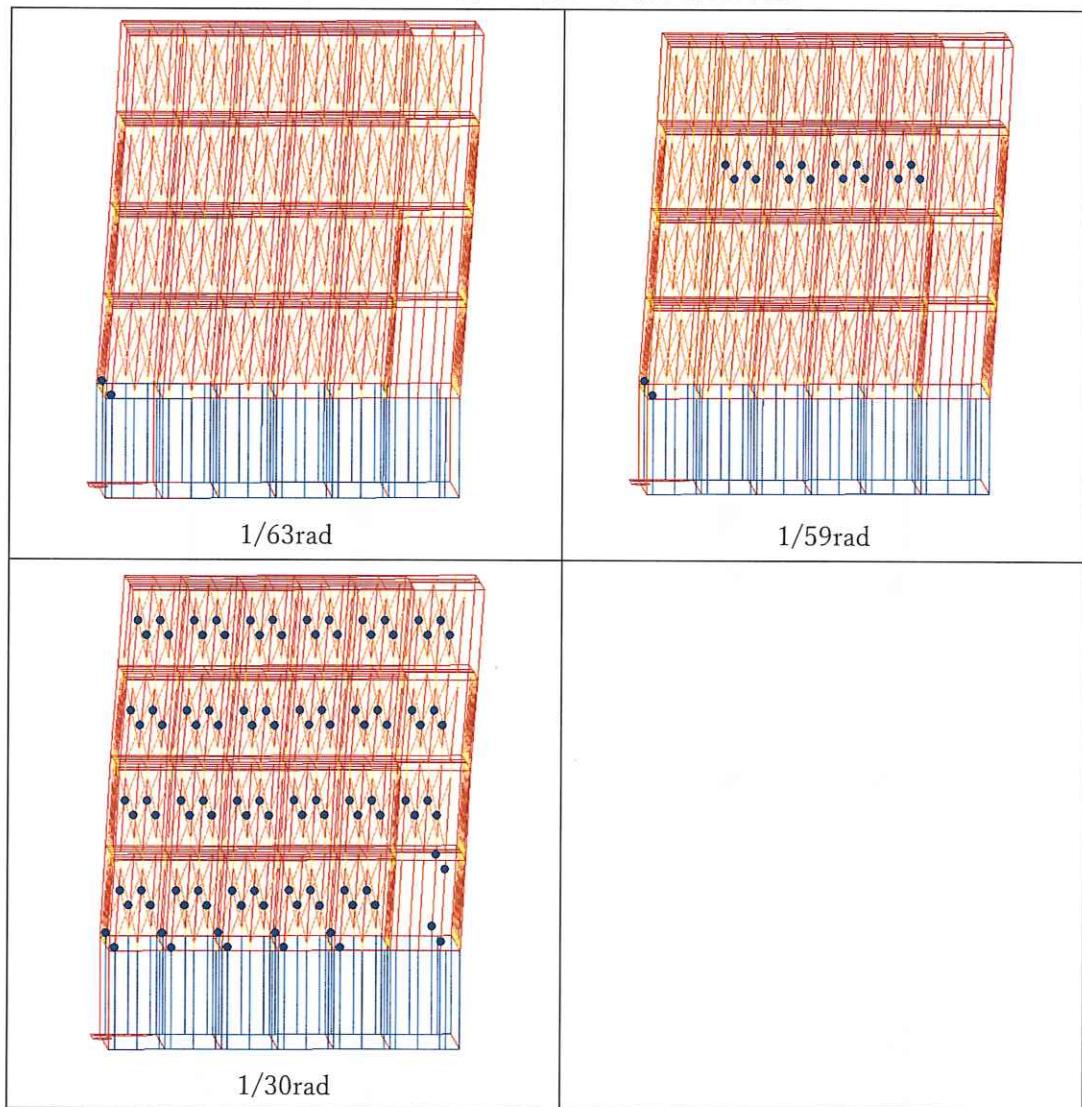
2) 静的増分解析結果

解析終了時に十分に塑性ヒンジが形成され、全体崩壊形となることを確認する。静的増分解析における外力分布は、必要保有水平耐力に基づく外力分布(Qun 分布)とする。

・X 方向(張間方向) ヒンジ図 および 層せん断力一回転角関係曲線



・Y 方向(桁行方向) ヒンジ図 および 層せん断力一回転角関係曲線



3) 保有水平耐力

・Ds 値および保有水平耐力を算出する際の終局変形角は $1/30 \text{ rad}$ とする。

X方向(張間方向)

層	建物重量 kN	Ai	Qud kN	Fes	μ (1/30時)	Ds (1/30時)	Qun kN	Qu N(1/30時)	Qu/Qun
5	251	1.00	251	1.18	2.90	0.46	135	246	1.82
4	855	1.00	855	1.36	2.39	0.51	599	807	1.35
3	1460	1.00	1460	1.37	2.10	0.56	1114	1186	1.06
2	2072	1.00	2072	1.36	1.78	0.63	1759	1768	1.01
1	3443	1.00	3443	1.00					

Y方向(桁行方向)

層	建物重量 kN	Ai	Qud kN	Fes	μ (1/30時)	Ds (1/30時)	Qun kN	Qu N(1/30時)	Qu/Qun
5	251	1.00	251	1.00	2.92	0.45	114	310	2.72
4	855	1.00	855	1.00	2.14	0.55	472	1033	2.19
3	1460	1.00	1460	1.00	2.04	0.57	830	1763	2.12
2	2072	1.00	2072	1.00	1.58	0.68	1413	2516	1.78
1	3443	1.00	3443	1.00					

以上より、全層において、保有水平耐力が必要保有水平耐力を上回ることを確認した。

3.2 等価一自由度系の安全限界変位に基づく方法による保有水平耐力計算例

本節の計算例では、モデルプランとして、整形な矩形平面の4階建て建物を想定した。3.2.1では、耐力壁を併用せず、木質ラーメン架構のみを水平力抵抗要素としたモデルについて計算を行った。3.2.2では、木質ラーメン架構と耐力壁を併用したモデルとし、最上階を除く全ての層で、張間方向の両妻面に連層耐力壁を配置した。また、本節の各モデルの木質ラーメン架構の柱梁接合部および柱脚接合は、ラグスクリューボルト(LSB)を用いたモーメント抵抗接合部とした。

本節の保有水平耐力計算におけるDs値の算出においては、等価一自由度系に置き換えて、架構全体のDsを求めるものであり、エネルギー一定則を適用した場合と安全限界変位に基づく方法によって算出している。

3.2.1 純ラーメンモデルの検討

(1) モデル1 架構概要

柱:同一等級構成集成材(E105-F345,カラマツ)、

梁:対称異等級構成集成材(E105-F300,カラマツ)

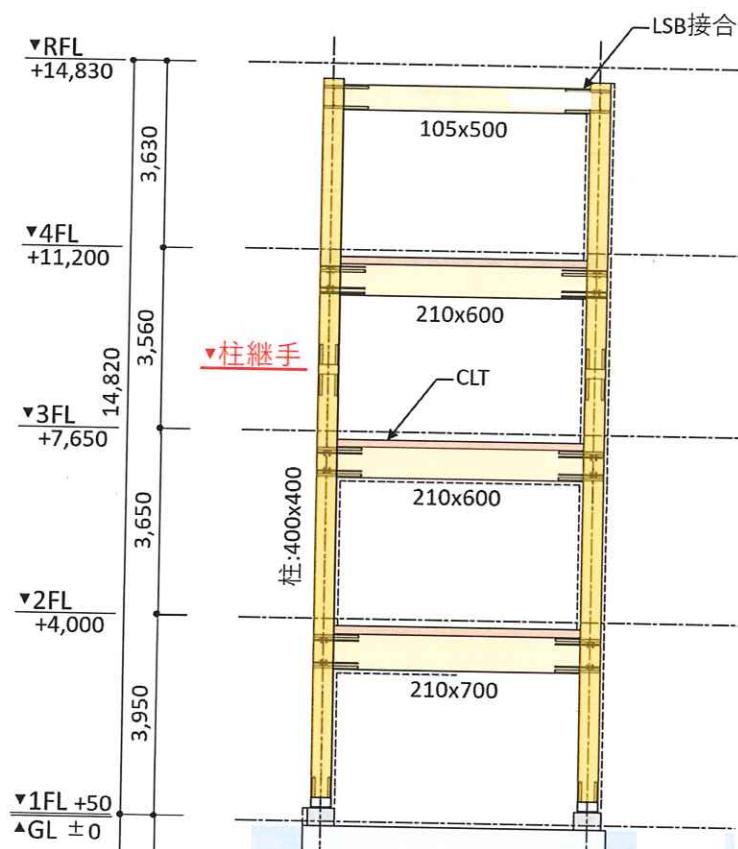


図 3.2.1 モデル1 構造軸組図

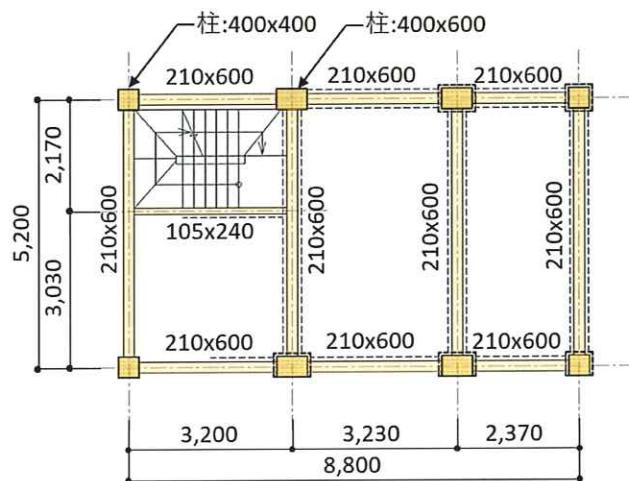


図 3.2.2 構造伏図（3FL）

(2) 接合部概要

柱及び梁側に LSB を埋め込んでおき、LSB と柱梁接合金物を変形性能の高い内部ボルト (SNR490B 材)を LSB 内部に所定の長さで貫通させて緊結し、柱及び梁両者の接合金物を上下の 節合部とドリフトピンによって緊結し接合部を一体とする。また、せん断抵抗用に梁木口及び柱側面にせん断シャフト及びせん断キーを使用する。各接合部の曲げ耐力や回転剛性は既に評価された計算方法によって算出する

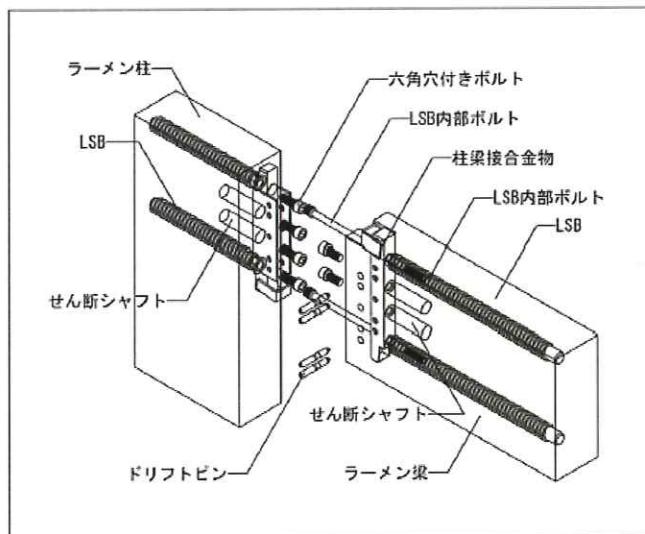


図 3.2.3 接合詳細概要 1

(3) 設計荷重

表 3.2.1 設計荷重

階	荷重部位	固定荷重(D.L)				設計荷重		
		内訳	厚さ mm	重量 N/m ²	計 N/m ²	床用 N/m ²	架構用 N/m ²	地震用 N/m ²
2F-4F	店舗	CLT床	150	750	1586 ↓ 1600	LL用途	商店の売場	
		床下地_GB-F厚25+21	46	368		LL		
		床仕上_鋼製床下地		100				
		天井下地_GB-F厚25+21	46	368		2900	2400	1300
		天井仕上	0.3	0		T.L		
		仕上げ重量		1586		4500	4000	2900
RF	屋上	断熱材厚35	35	10	1415.2 ↓ 1500	LL用途	-	
		屋根仕上		150		LL		
		天井下地_LGS		50				
		天井下地_GW-F厚155	155	37.2		0	0	0
		天井仕上_GB-S厚12.5	12.5	100		T.L		
		屋根下地_GB-F厚25+21	46	368		1500	1500	1500
		設備ならし		700				
		仕上げ重量		1415.2				
				1500				

(4) 地震力

表 3.2.2 地震時層せん断力

階	各階重量 Wi (kN)	重量計 ΣWi (kN)	αi	Ai	層せん 断力係数 Ci	層せん 断力 Qi (kN)
4F	196.3	196.3	0.158	1.887	0.377	74.1
3F	335.7	532.0	0.429	1.413	0.283	150.4
2F	359.9	891.9	0.719	1.173	0.235	209.3
1F	348.6	1240.5	1.000	1.000	0.200	248.1

(5) 架構モデル

- 各接合部には、計算式に準じて算出した回転ばねを入力する。
- 回転ばねは柱と梁の境界面及び柱脚とRCとの境界面に設ける。
- 柱脚部はRC立上り天端までを剛域とする。
- 梁端部は柱フェイス位置までを剛域とし、柱はLSBに囲まれた部分を剛域とする。
- 増分解析においては、回転ばねにバイリニア置換した復元力特性を与える。

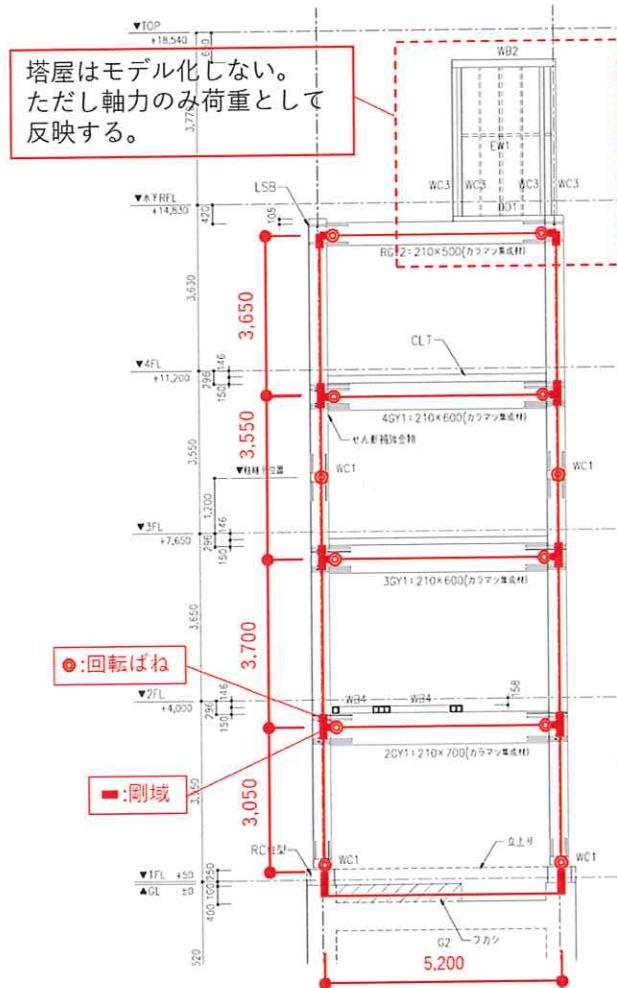


図 3.2.4 モデル化概要軸組図

表 3.2.3 接合部の完全弾塑性モデル

接合部 No.	接合部							部材断面							完全弾塑性モデル		接続ボルト						
	接合形式	形状	方向	位置	コネクタ セット数	LSB		柱			はり			Mu	θv								
						間隔 [mm]	本数/ コネクタ	符号	柱向き	幅 [mm]	せい [mm]	符号	幅 [mm]	せい [mm]	[kNm]	[rad]	呼び径 (L=伸び代)	仕様					
1	柱一梁	ト	梁間	2F床	2	大	520	4	WC1 WC2	横層 方向	400 600	400	2GY1	210	700	163.4	0.0026	M18	SNR490B (L=192)				
2		ト		3F床	2		420	4	WC1 WC2	横層 方向	400 600	400	3GY1 4GY1	210	600	132.0	0.0029	M18	SNR490B (L=161)				
4		L		RF床	1		400	2	WC1 WC2	横層 方向	400 600	400	RGY1	105	500	31.4	0.0030	M18	SNR490B (L=192)				
4'		L		RF床	2		400	2	WC1 WC2	横層 方向	400 600	400	RGY2	210	500	62.8	0.0030	M18	SNR490B (L=192)				
13	基礎一柱							1	梁間	1F	1	—	300	4	WC1 WC2	横層 方向	400 600	400	/	49.8	0.0064	M18	SNR490B (L=360)

(6) 保有水平耐力計算

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 3.8.2 に示す。完全弾塑性置換においては、初期剛性は変更せず、終局変形角を $1/30\text{rad}$ 以下とした場合の弾塑性仕事が等価となるようにした。安全限界時はいずれかの階の変形角が $1/30$ となる時点とした。

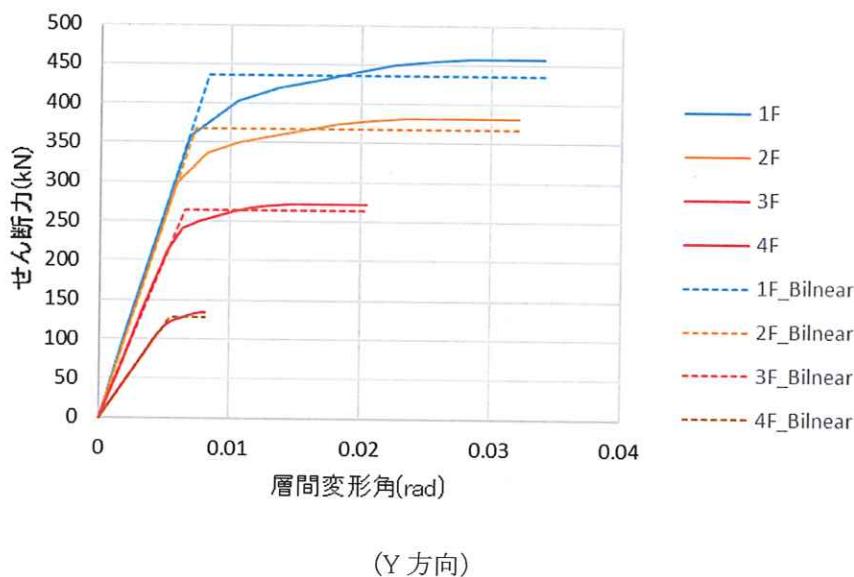


図 3.2.5 各階荷重-変形関係及び完全弾塑性モデル(モデル 1)

下表に損傷限界時層間変位と安全限界時層間変位を示す。層ごとにエネルギー一定則を用いて D_s 値を算出する場合、下層階が安全限界時変位に達した時、高層階がまだ変形が充分に進んでいないため、 D_s 値は大きくなる傾向がある。

表 3.2.4 損傷限界時層間変位及び安全限界時層間変位(モデル 1)

方向	階	損傷限界時 層間変位 δ_{di} (mm)	安全限界時 層間変位 δ_{si} (mm)	塑性率	各階の構造 特性係数
				μ	D_{si}
Y	4	19.0	28.6	1.50	0.71
	3	19.0	62.1	3.27	0.43
	2	23.1	106.6	4.61	0.35
	1	26.7	127.8	4.79	0.34

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 Δ_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。

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

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 $C_g = 0.494$

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

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

$d_{S,i}$: 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

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

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

$$h_{e,i} = \gamma_1 \left(1 - \sqrt{\frac{\delta_{d,i}}{\delta_{S,i}}} \right) : \text{各階の減衰定数(粘性減衰を除く)}$$

$Q_{S,i}$: 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

γ_1 : 部材の構造形式に応じた減衰特性を現す係数

ここでは「部材を構成する材料及び隣接する部材との接合部が緊結された部材」に該当するため、

$\gamma_1=0.25$ とする。

【Y 方向地震時の Ds】(モデル 1)

表 3.2.6 Ds 算定表

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	各階の減衰定数	i階の安全限界時層せん断力		
	Wi kN	m _i t	δ _{si} m	H _i m	d _i m	m _i d _i	m _i d _i ²	m _i d _i H _i	δ _{di} m	h _{ei} m	Q _{Si} kN	h _{ei} Q _{Si} δ _{si}	Q _{Si} δ _{si}
4F	196.8	20.1	0.029	14.46	0.325	6.53	2.12	94.4	0.019	0.05	128.28	0.17	3.66
3F	332.8	34.0	0.062	10.95	0.297	10.07	2.99	110.3	0.023	0.10	264.72	1.60	16.44
2F	364.1	37.2	0.107	7.4	0.234	8.71	2.04	64.5	0.027	0.12	367.95	4.90	39.24
1F	375.8	38.3	0.128	3.75	0.128	4.90	0.63	18.4	0.031	0.13	435.17	7.04	55.61
	$\sum m_i$					$\sum m_i d_i$	$\sum m_i d_i^2$	$\sum m_i d_i H_i$			$\sum h_{ei} \alpha_{si} \delta_{di}$	$\sum Q_{Si} \delta_{si}$	
	129.5					30.2	7.8	287.5			13.72	114.95	

地盤に応じた係数(2種地盤)	調整係数	振動特性係数
C _g = 0.278	p= 0.95	R _t = 1

有効質量	有効質量比	代表変位	減衰定数	減衰による低減率	Ds算出				Ds
					M _u	R _m	Δ	h	
117.3	0.91	0.26	0.169	0.56	0.30	0.65	0.91	0.27	0.273

以下に各方向の等価一自由度の骨格曲線と Ds 値の関係を示す。また、参考に等価一自由度系にエネルギー一定則を適用した場合の Ds*も併記する。終局変形角が $1/30\text{rad}$ となり塑性率が頭打ちとなるため、小さいラーメン構造のような初期剛性が小さい建物は Ds 値が大きく算出される。一方、安全限界変形角による算出方法は応答に近い値となる。

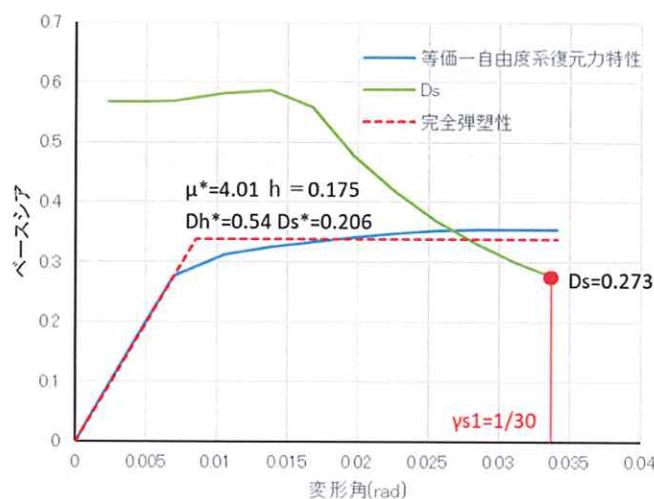


図 3.2.6 Ds-変形角関係(モデル 1)

※ γ_{s1} は安全限界変形角時の 1 層目の変形角

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。Ds 値はY方向 0.27 と算出されたが、第 2 号第 2 項の表との紐づけを考慮して、0.30 として保有水平耐力を算出する。このときの保有水平耐力は必要保有水平耐力を満たす。

表 3.2.7 保有水平耐力と必要保有水平耐力（モデル 1）

方向	階	保有水平耐力	地震力によって各階に生ずる水平力 Qud	Ds	形状係数 Fes	必要保有水平耐力	Qu/Qun
		Qu (kN)				Qu(kN)	
Y	4	134.5	373.6	0.30	1.00	112.1	1.20
	3	272.0	755.2	0.30	1.00	226.6	1.20
	2	381.0	1057.9	0.30	1.00	317.4	1.20
	1	457.2	1269.5	0.30	1.00	380.9	1.20

3.2.2 耐力壁併用ラーメンモデルの検討

(1) モデル 2 架構概要

両妻面の連層耐力壁とラーメンフレームで地震力を負担する耐力壁+ラーメンモデルを検討する。

モデル 1 と同様の接合部のラーメンフレームと耐力壁からなる架構を両妻面に配置する。耐力壁は構造用合板による面材耐力壁とし、1・2 階は片面 5 倍を両面貼り、3 階には片面貼りとした。

妻面以外の梁間方向のフレームは梁端をピン接合として、水平力の負担がない状態としている。

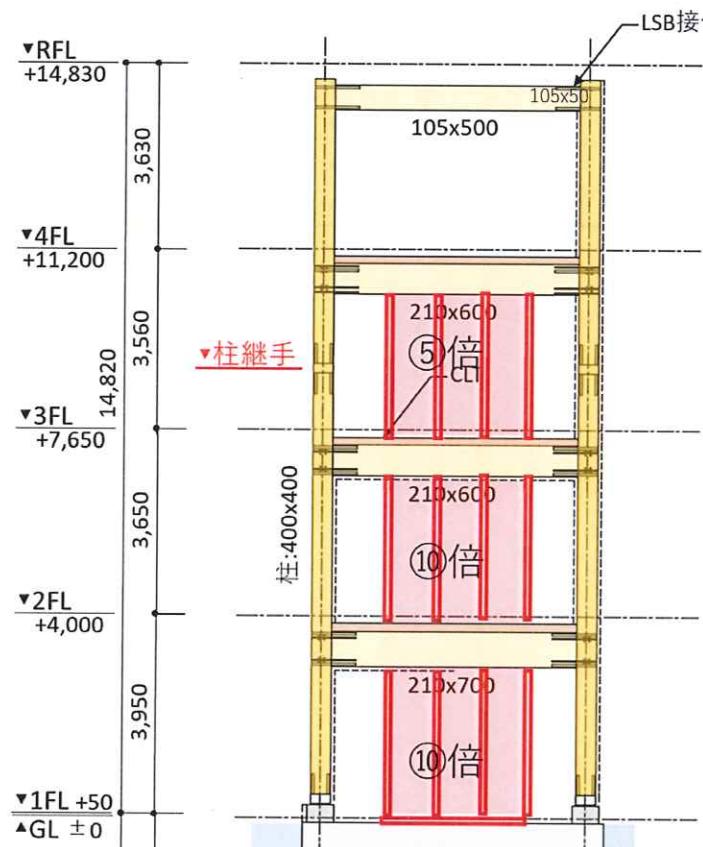


図 3.2.7 構造軸組図

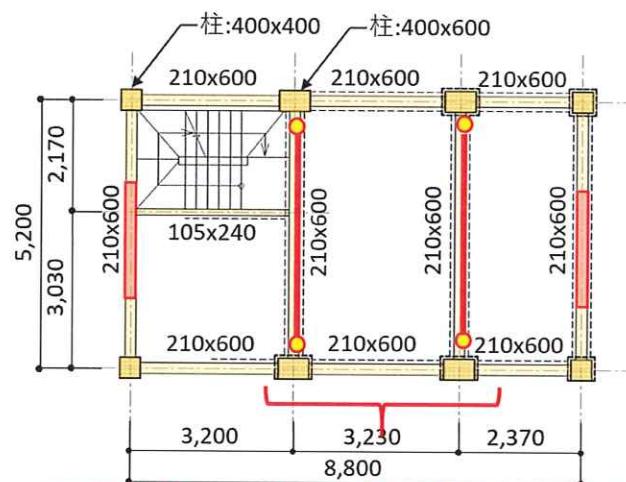


図 3.2.8 構造伏図 (3FL)

(2) 解析モデル

- ・ラーメン梁端部及びラーメン柱の柱脚部にはモデル 1 と同じ復元力特性をもつ弾塑性ヒンジを設ける。
- ・耐力壁はバイリニア型の復元力特性とし、プレース置換によってモデル化する。
- ・耐力壁の側柱の柱頭・柱脚部はホールダウンやボルト、土台・桁材上下面に対するめり込みによる軸方向の弾性バネを設定する。

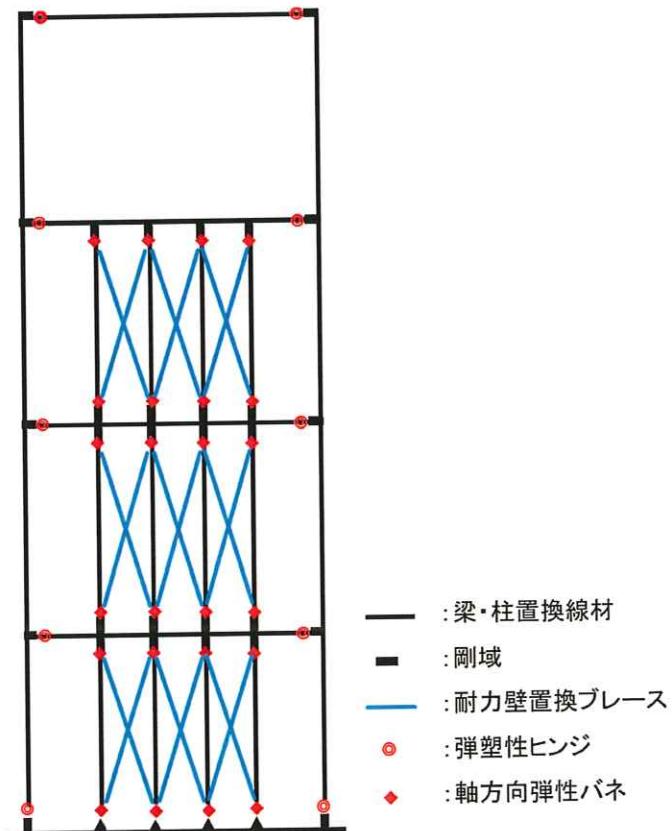


図 3.2.9 解析モデル（モデル 2）

(3) 耐力壁の復元力特性

・耐力壁の復元力特性は詳細計算法により算出したバイリニア関係の M_u を最大耐力、 θ_v を降伏回転角として設定する。モデル化においては、同等の値となるように線材にプレース置換を行う。

表 3.2.8 プレース置換表算定表

壁倍率	倍	5	10
耐力壁面内剛性 $K = K_0/H$	kN/rad	1764.3	3528.5
壁長さ L	m	0.91	0.91
壁高さ H	m	3	3
プレース等価EA	kN/m ² *m ³	10940	21881
部材入力ヤング係数E	N/mm ²	10500	10500
必要断面積A	mm ²	1041.9	2083.9
必要部材の1辺D	mm	32.3	45.6
プレース角度	°	73.1	73.1
終局モーメント M_u (詳細計算法より)	kN*cm	4186	4186
終局せん断力 $Q_u = M_u/H$	kN	14	14
プレース1本あたりの降伏軸力 $N_y = Q_u \cos \theta$	kN	24.0	24.0

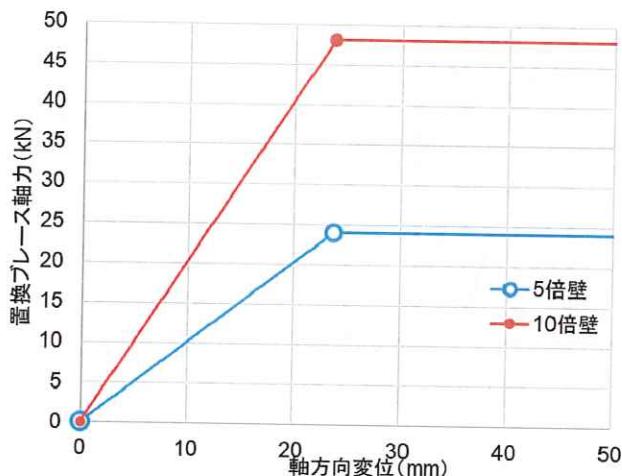


図 3.2.10 置換プレースの復元力特性

(4) 耐力壁側柱柱頭柱脚部の弾性バネ

(1) 1階柱脚部引張側の初期剛性

1階柱脚部引張側には2組のホールダウン金物とボルトM16(L=600)を配置し、これらの直接配置による軸方向バネを設定する。

1箇所あたりのHD+ボルトの引張剛性(ボルト長L=600)

ボルト長L=600のボルト部の剛性:

$$K_{b60} = AE/l = (16^2 \times 3.14/4) \times 205/600 = 68.6 \text{ kN/mm}$$

ボルト長L=900のボルト部の剛性:

$$K_{b90} = AE/l = (16^2 \times 3.14/4) \times 205/900 = 45.8 \text{ kN/mm}$$

1箇所あたりのHD接合部の剛性: $K_J = 128.3 \text{ kN/mm}$ (令2報告書)

2組のHD+ボルトの引張剛性(ボルト長L=900):

$$K_{t90} = 2/(1/K_J + 1/K_{b90}) = 2/(1/128.3 + 1/68.8) = 89.6 \text{ kN/mm}$$

(2) 2~4階柱頭柱脚部の引張剛性

1階柱脚部引張側には2組のホールダウン金物とボルトM16(L=1000)を配置し、これらの直接配置による軸方向バネを設定する。

1箇所あたりのHD+ボルトの引張剛性(ボルト長L=1000)

ボルト長L=1000のボルト部の剛性:

$$K_{b90} = AE/l = (16^2 \times 3.14/4) \times 205/1000 = 41.2 \text{ kN/mm}$$

1箇所あたりのHD接合部の剛性: $K_J = 128.3 \text{ kN/mm}$

2組のHD+ボルトの引張剛性(ボルト長L=1000):

$$K_{t90} = 2/(1/K_J + 1/K_{b90}) = 2/(1/128.3 + 1/41.2) = 62.4 \text{ kN/mm}$$

上階柱脚及び下階柱頭に $2K_{t90}$ を振り分ける。

(3) 1階柱脚部の圧縮剛性: $K_{bc} = 80.6 \text{ kN/mm}$ (令2報告書)

(4) 2~4階柱頭柱脚部の桁梁上面に対するめり込み剛性:

・桁梁せい600~700の場合 $K_{uc24} = 40 \text{ kN/mm}$ (令2報告書を参考に仮定)

(5) 保有水平耐力計算

① 静的増分解析結果

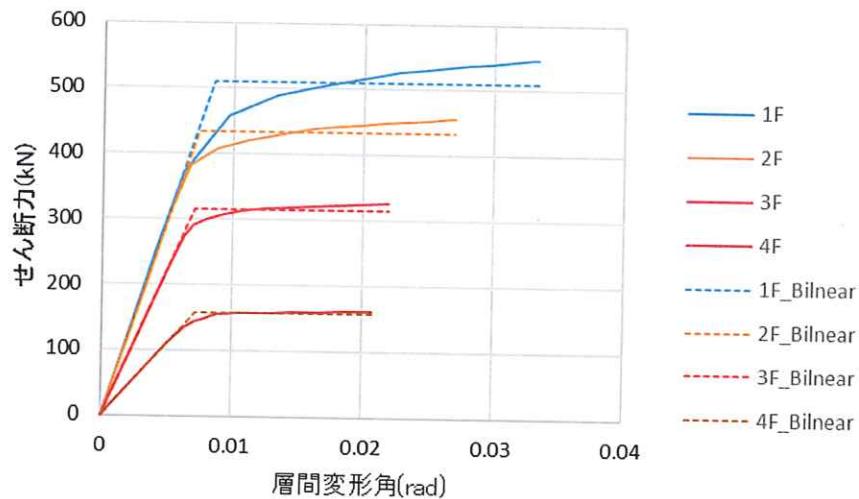


図 3.2.11 各階荷重-変形関係及び完全弾塑性モデル（モデル 2）

② Ds の算定

③ 表 3.2.9 Ds 算定表

【Y 方向地震時の Ds】（モデル 2）

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	各階の減衰定数	i階の安全限界時層せん断力		
	Wi kN	m _i t	δ _{si} m	H _i m	d _i m	m _i d _i	m _i d _i ²	m _i d _i H _i	δ _{di} m		h _{ei} m	Q _{Si} kN	h _{ei} Q _{Si} δ _{si}
4F	196.8	20.1	0.073	14.46	0.374	7.51	2.81	108.6	0.025	0.102	156.59	1.16	11.38
3F	332.8	34.0	0.078	10.95	0.301	10.23	3.08	112.1	0.025	0.107	315.30	2.63	24.57
2F	364.1	37.2	0.098	7.4	0.223	8.30	1.85	61.4	0.027	0.119	434.02	5.09	42.71
1F	375.8	38.3	0.125	3.75	0.125	4.79	0.60	18.0	0.032	0.124	509.10	7.86	63.64
$\sum m_i$						$\sum m_i d_i$	$\sum m_i d_i^2$	$\sum m_i d_i H_i$			$\sum h_{ei} Q_{Si} \delta_{si}$	$\sum Q_{Si} \delta_{Si}$	
129.5						30.8	8.3	300.1			16.75	142.30	

地盤に応じた係数(2種地盤)		調整係数		振動特性係数	
C _a = 0.278		p=	0.95	R _t =	1

有効質量	有効質量比	代表変位	減衰定数	減衰による低減率	Ds算出			
					F _h	C _g (F _h p) ² /Δ	1.224F _h p	R _m /R _t
M _u 113.9	R _m 0.88	Δ 0.27	h 0.168	F _h 0.56	C _g (F _h p) ² /Δ 0.29	1.224F _h p 0.65	R _m /R _t 0.88	Ds 0.256

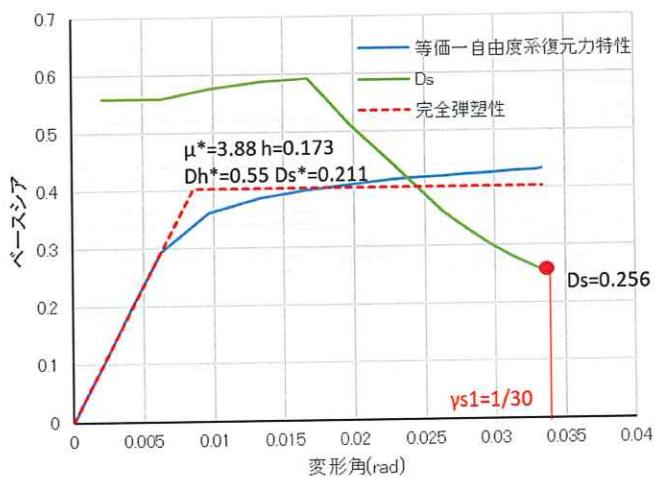


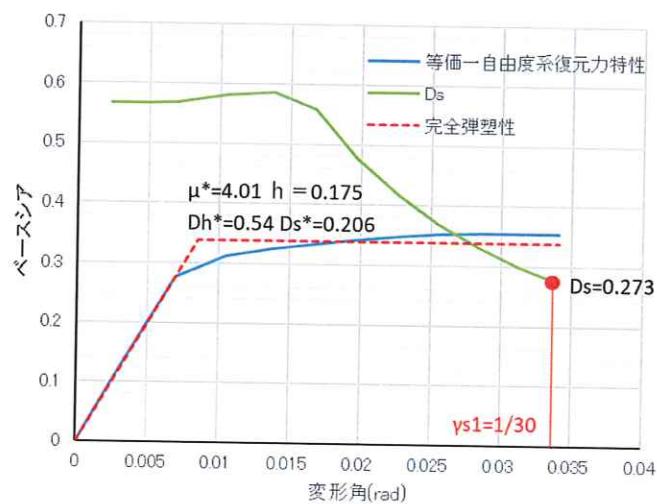
図 3.2.12 Ds-変形角関係(モデル 2)
※ γ_{s1} は安全限界変形角時の 1 層目の変形角

表 3.2.10 保有水平耐力と必要保有水平耐力 (モデル 2)

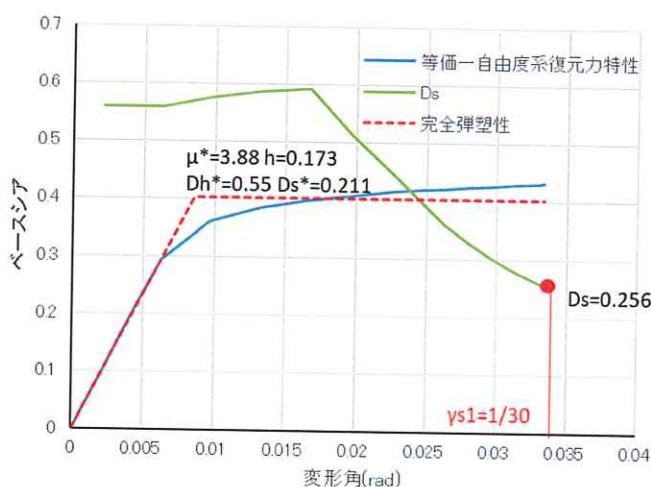
方向	階	保有水平耐力		Ds	形状係数	必要保有水平耐力 Qu(kN)	Qu/Qu
		Qu (kN)	地震力によって各階に生ずる水平力 Qud				
Y	4	161.2	373.6	0.30	1.00	112.1	1.44
	3	325.7	755.2	0.30	1.00	226.6	1.44
	2	456.2	1057.9	0.30	1.00	317.4	1.44
	1	547.4	1269.5	0.30	1.00	380.9	1.44

3.2.3 Ds-変形角関係まとめ

本節では、木質架構の純ラーメン（モデル1）と耐力壁併用ラーメン（モデル2）の二つのモデルに対して検討を行った。建物を等価一自由度系に置き換えて、エネルギー一定則の方法（方法②）及び安全限界変位に基づく方法（方法③）によってDsを算出した。モデル1とモデル2とも塑性率が4前後となり、Ds値は両者とも算出方法に関わらず0.3を下回った。また、方法②の場合、減衰による低減が大きいため、Dsが方法③に比べて大きく下がる結果となった。



純ラーメン（モデル1）



ラーメン+耐力壁(モデル2)

図 3.2.13 Ds-変形角関係

※ γ_{s1} は安全限界変形角時の1層目の変形角

第Ⅱ部 試験報告書

第1章 試験目的

本事業においては、構造計算ルート3の検討を要する木造建築物に対する構造計算指針の作成を目的とし、破壊形式の整理、保有水平耐力計算方法の提示、ならびにモデルプランによる計算方法の例示を行っている。

ルート3の検討を要する木造建築物には、高層の場合、混構造の場合、偏心が大きい場合など様々なケースが想定されるが、特に高層の場合には壁倍率7倍を超える高耐力壁に対する需要が今後増えてくることが予想される。

これらの構造計算を行う上で必要となるデータの取得を目的として、本事業では壁倍率片面13倍相当および20倍相当の高耐力壁の面内せん断試験を実施した。また、高耐力壁を含む架構においては、耐力壁周辺部材の挙動が耐力壁の変形性能に大きく影響するため、高耐力柱脚接合金物や、土台へのめり込み防止プレート等の柱頭柱脚接合部についての要素試験も実施した。

上記に加えて、木造ラーメン構造、および、実務上採用される機会が多いと予想される木造ラーメンフレームと高耐力壁が併用されるタイプの架構についても、保有水平耐力計算を行う際のデータ取得を目的としたフレーム試験ならびに要素試験を実施した。

以下、本事業で実施したそれぞれの試験について、試験目的を整理する。

1 構造用合板張り高耐力壁の面内せん断試験

壁倍率片面13倍相当および20倍相当の高耐力壁を対象に、保有水平耐力計算を行う際の増分解析に必要となる荷重-変形関係を精度良く検証できるように、各部で脆性破壊が起きにくい工夫を試みた試験体によって試験を行った。各接合部において、柱脚の曲げ剛性によって柱に生ずる曲げ、柱頭・柱脚部におけるめり込み、土台・桁に留めつけた釘による割裂破壊などの影響をできるだけ排除することで、解析モデルにおいてこれらの影響を小さくした。

2 ラーメンフレーム・耐力壁併用架構の面内せん断試験

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についての、実験的裏付けを目的として計画・実施した。

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単独のケースに加え、ラーメンフレームと耐力壁を併用したケースも含む2層の試験とした。

3 高耐力柱脚接合金物の試験

4~5階建ての建物に高耐力の連層耐力壁を用いる場合を想定し、斜めビス接合を用いた短期許容引張耐力200kN超えの高耐力柱脚金物を設計し要素試験を行った。

4 接合具等の要素試験

面材耐力壁を含む架構の保有水平耐力計算モデルを作成する際に必要となるデータ取得を目的として、ホールダウン金物を用いた柱頭柱脚接合部の要素試験、および、めり込みプレートによって補強された柱木口の土台及び桁梁のめり込み試験を行った。

また、高耐力壁を想定した面材釘仕様について、面材釘（一面せん断）試験も実施した。

ラーメンフレームの保有水平耐力計算モデルを作成する際に必要となるラーメン接合部の荷重変形関係を得るために、接合部試験を行った。ラーメン柱梁接合部の試験体とラーメン柱脚接合部の試験体の2種類の試験を実施した。また、ラーメン柱-梁接合部の回転剛性および降伏モーメントを計算により算出するために必要となるLVLのめり込み特性値を求める要素試験、ならびに、ラーメンフレーム柱脚に用いるアンカーボルトを対象にボルトの引張試験を実施した。

2章 試験報告書

2.1 構造用合板張り高耐力壁の面内せん断試験報告書

2.1.1 構造用合板張り高耐力壁(片面 13 倍相当)の面内せん断試験報告書

2.1.1.1 試験概要

(2020 年度に実施の試験報告書)

耐震計算ルート 3 の検討を要する木造建築物に対して構造計算指針の作成を目的とし、破壊形式の整理や保有水平耐力計算の方法を提示している。モデルプラン 1 では 4 層の耐力壁モデル、モデルプラン 2 では偏心が大きいモデルについての設計方法の検討を行っている。いずれも変形性能を有する場合を想定し、層の骨格曲線から D_s を決定し、保有水平耐力を算出する。一方で、特に高倍率の耐力壁架構においては、周辺部材の影響が耐力壁の変形性能に大きく影響する。昨年度の耐力壁試験では、周辺部材（桁梁・柱脚金物・アンカーボルト材質）をパラメータとして検証を行っているが、計算値は実験値と一致するまでには至っていない。

保有水平耐力計算を想定した変形性能が高い耐力壁について、増分解析により荷重一変形関係を精度良く推測できるように、各部で脆性破壊が起きにくい工夫を試みた試験体によって試験を行う。各接合部において、柱脚の曲げ剛性によって柱に生ずる曲げ、柱頭・柱脚部におけるめり込み、土台・桁に留めつけた釘による割裂破壊などの影響をできるだけ排除することで、解析モデルにおいてこれらに影響を小さくする。具体的には柱頭柱脚金物の曲げ剛性が小さくなるようにホールダウン金物を使用し、さらに面外配置とすることでできるだけ偏心がない状態とした。ただし、柱頭柱脚金物の面外配置は、実際の納まりが悪いことから、より現実的な配置となる面内配置とした場合と前年度に使用した高耐力柱脚金物を使用した場合を追加し比較する。柱頭柱脚部にはめり込み防止対策を施し、土台・桁と面材間は受材を介して接合するようにした。

耐力壁は柱頭柱脚部が引張破断しない仕様とし、耐力壁面の降伏・破壊を先行させるのが一般的であり、このタイプの耐力壁試験は多く行われている。一方でモデルプラン 1 においては、柱脚部のボルトを降伏させたタイプの耐力壁モデルを検討対象としているため、今回の試験もこれに関連付けられる試験とし、ボルトを先行降伏させるタイプとした。これにより、面材周辺の脆性破壊が抑えられるため、増分解析の計算と一致しやすいのではないかと推測する。

ボルトの降伏を許容する場合耐力壁の回転が起きやすくなるため、桁梁が大きい場合だと柱頭ボルトの降伏が先行し、桁梁が小さい場合だと桁梁の曲げ破壊が先行することが考えられる。試験においては 2 つの耐力壁を配置し、耐力壁間隔を 1800mm 空けることで、桁梁端部に曲げモーメントが生じるようになり、上記の状態が起こりやすくなるようにする。また、桁梁が 240mm と 450mm の 2 つの場合について試験を行う。

試験体のパラメータは、桁梁せい、柱頭柱脚 HD 金物配置（面内・面外）、柱頭柱脚金物種別とする。これに加え耐力壁の基本性能を把握しておくため、通常の柱脚固定式の耐力壁試験を行う。

試験体は 1P（長さ 900mm）の壁 2 構面を 1800mm の間隔を空けて設け、集成材（RW,E105-F330）の桁梁で繋いだ試験体（4 体）と、1P の壁が単独で設置されている試験体（1 体）の計 5 体とする。試験

体の共通事項として、耐力壁部分は構造用合板 t24 による大壁（接合：CNZ75@75 2列千鳥打ち）、壁倍率約 15 倍の仕様とする。面材は土台及び桁梁に直接釘で留めつけず、受材 90x90 を介して接合する。受材は、耐力壁柱脚が浮き上がった際に釘による合板縁端部の割裂破壊を防止するため、Z マークビスにより土台中央に集中配置して留め付ける。柱と桁梁・土台の接合部はめり込みによる影響を極力排除するため、土台・桁側にフルスレッドビス（パネリード X PX8）を打ち、柱木口面にめり込み防止用鋼板 t12 を挟んでいる。

試験体①240-SNR1 及び②450-SNR1 では、柱頭柱脚 HD 金物を壁構面の面外に 2箇所配置することで、ボルトによる回転剛性を小さくし、架構に対する影響を減らす納まりとしている。桁梁せいは① 240mm、②450mm の 2 種類とし、ボルト降伏と桁梁の曲げ破壊の起こる順序が変わることを想定し、架構の変形・耐力に与える影響を考察する。

試験体③450-SNR2 は、②450-SNR1 の柱頭柱脚 HD 金物を面内に配置し固定度を考慮することで、耐力壁の側柱に曲げモーメントが作用する仕様としている。これは①が面外に金物が出ると納まりが悪いいため、より現実的な納まりとしたタイプを検討対象としている。②450-SNR1 と③450-SNR2 を比較することで柱頭柱脚金物設置による柱に生ずる曲げモーメントが架構の韌性・耐力に与える影響を考察する。

試験体④450-HDD9 は、③450-SNR2 の柱脚金物を HD から柱割り込み式ドリフトピン接合金物 HD-D9 に変更した仕様である。当該柱脚金物は前年度の耐力壁試験に用いられた金物であり、引張試験においてはビス止め形式の HD 金物よりも耐力・剛性のばらつきが最も小さかったため、高倍率の耐力壁への適用が検討されている。ただし、鋼材面が面内と平行となり、固定度が大きくなるため、その影響が大きい可能性が報告がされている。また、前年度の試験を取りまとめた中さんがこの柱脚の要素試験（曲げ試験）を行うということであるため、その試験結果を参考とする。②450-SNR1③450-SNR2 と④450-HDD9 を比較することで、柱脚金物の固定度が耐力壁の挙動に与える影響を確認する。

試験体⑤240-PC1 は耐力壁 1P の試験体である。柱頭柱脚金物は①240-SNR1 と同様に HD 形式金物を面外に配置しているがボルトを PC 鋼棒に変更し伸びにくい仕様として、通常の耐力壁の仕様のとしての剛性・耐力を確認する。最初に試験を行い、耐力壁の性状を確認する。

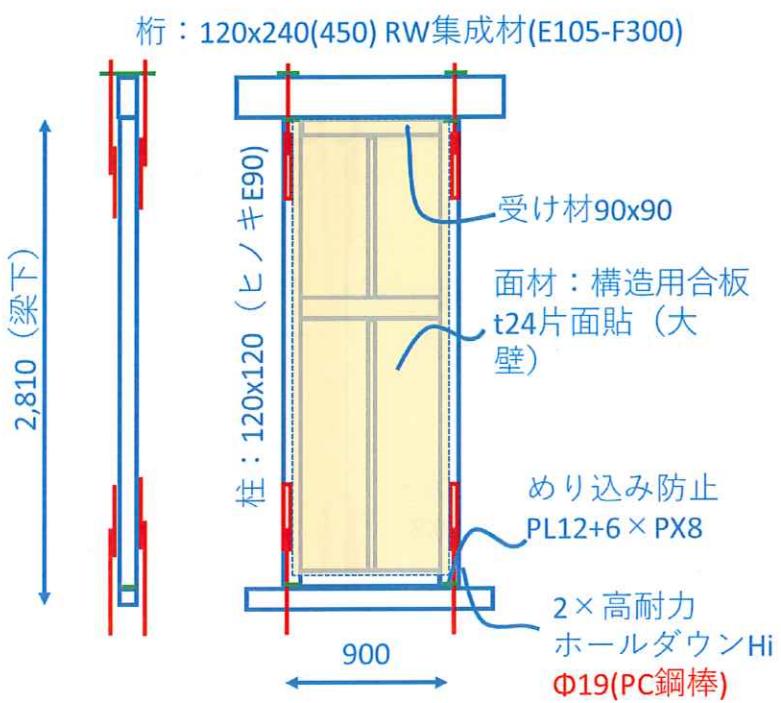


図 2.1.1.1 240-PC1 試験体概要

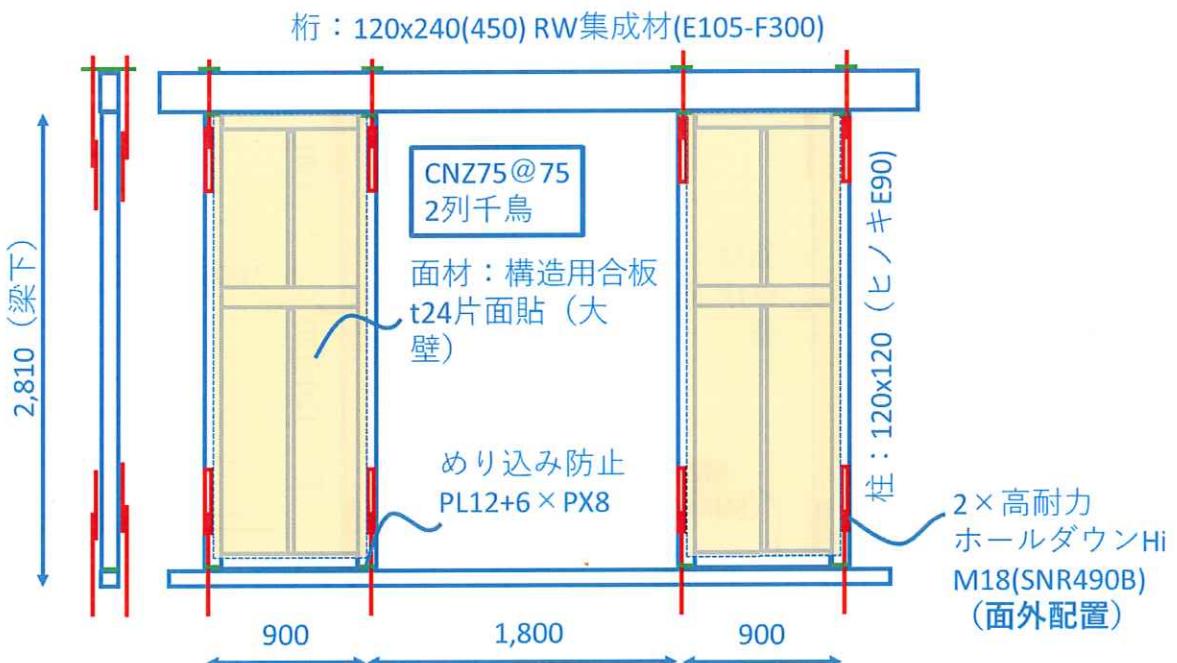


図 2.1.1.2 240-SNR1,450-SNR1 試験体概要

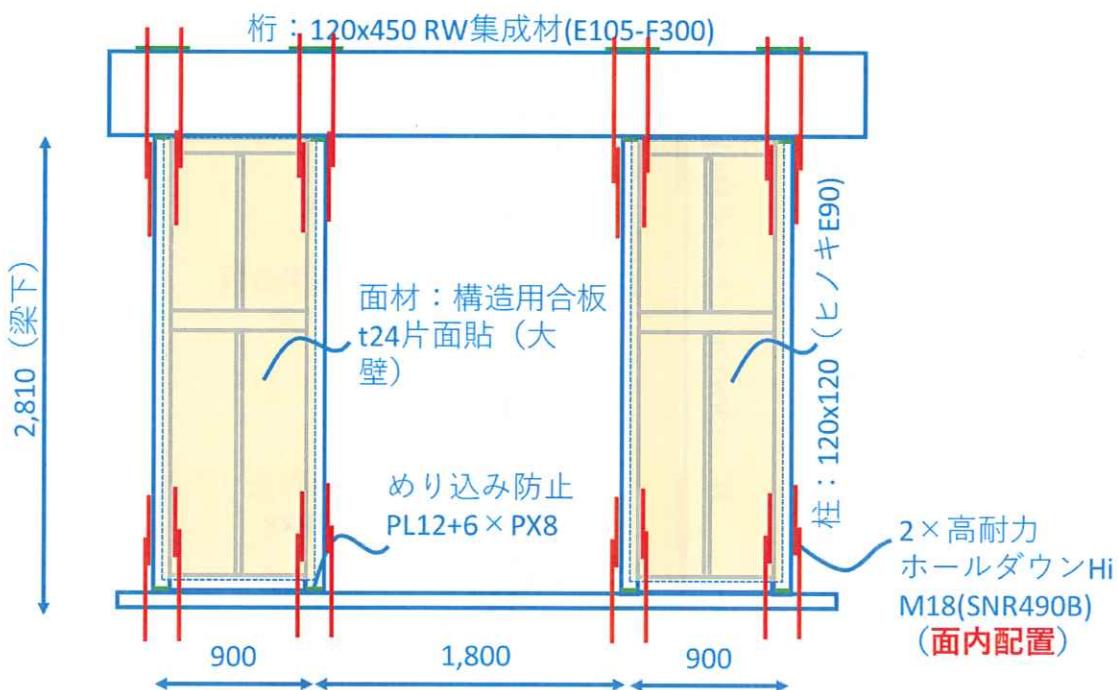


図 2.1.1.3 240-SNR1,450-SNR1 試験体概要

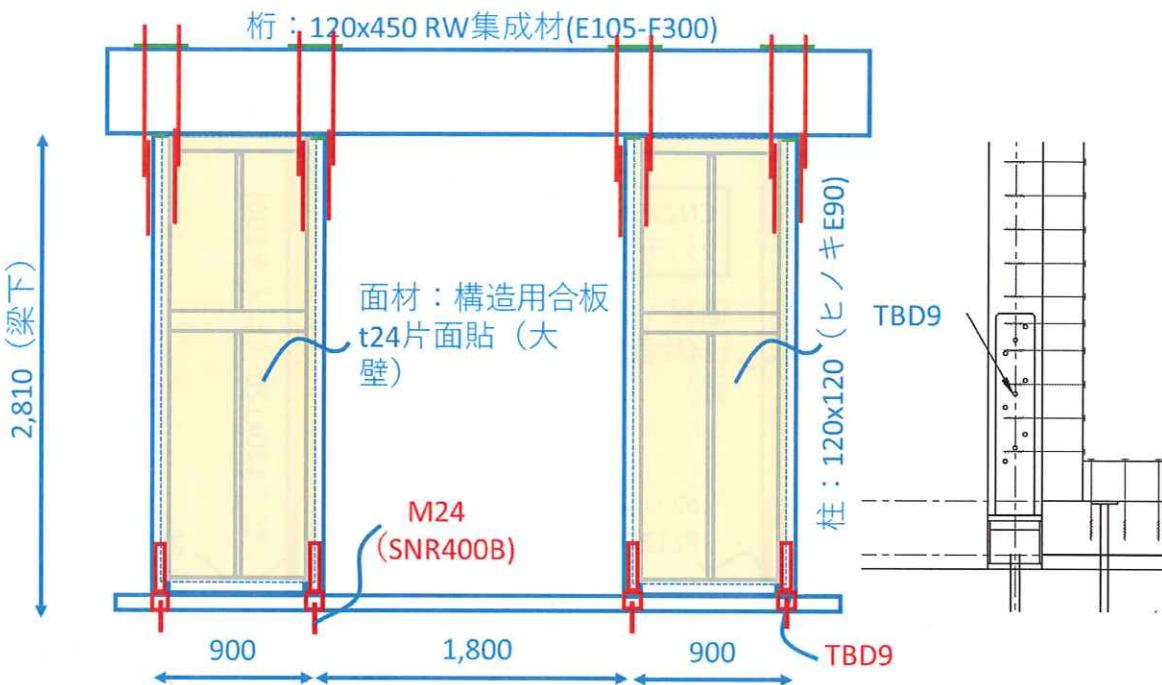


図 2.1.1.4 450-TBD9 試験体概要

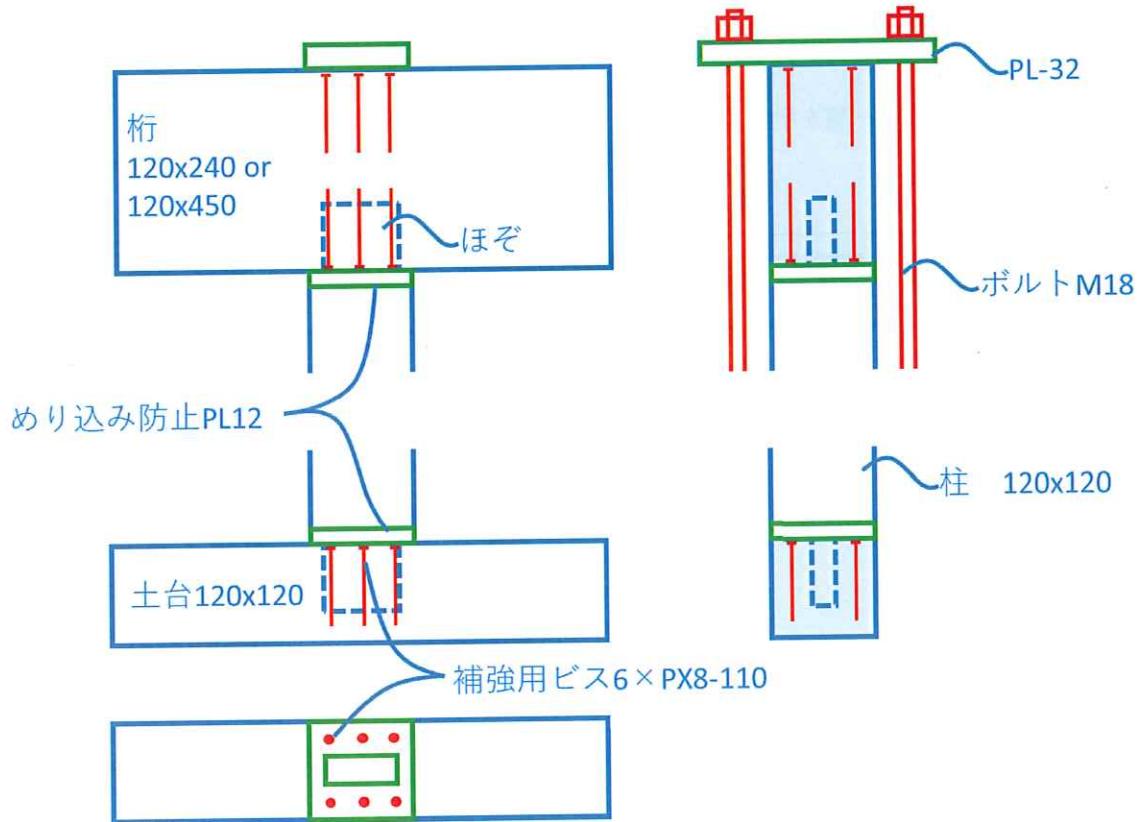


図 2.1.1.5 めり込み補強概要図

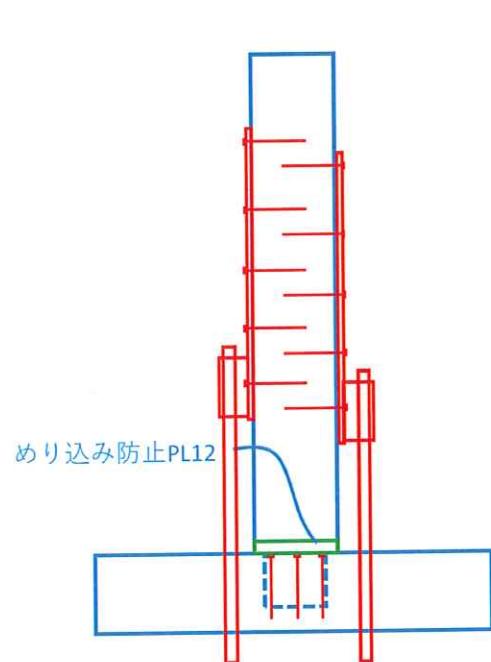


図 2.1.1.6 HD 面内配置概要図

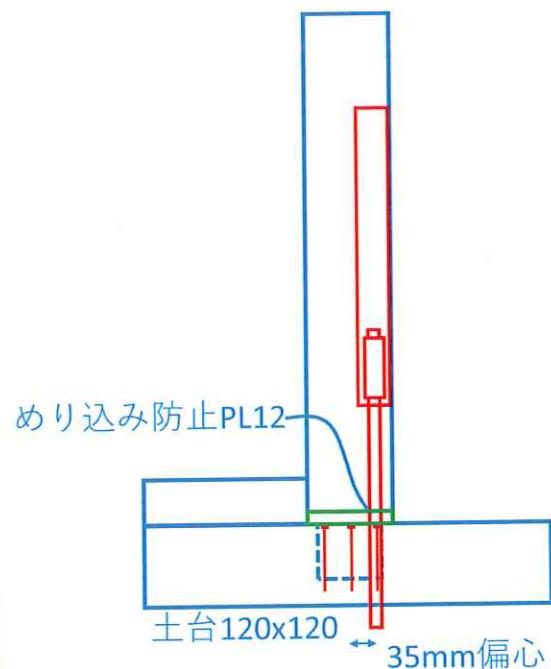


図 2.1.1.7 HD 面外配置概要図

2.1.1.2 試験体仕様

表 2.1.1.1 に耐力壁試験一覧を示す。

表 2.1.1.1 耐力壁試験一覧

試験体番号	試験体名	試験体形式	梁せい	柱頭柱脚金物		HD金物配置	HD金物用ボルト	試験体数
				柱脚	柱頭			
①	240-PC1	1P 240 1P+1P 450	240	高耐力ホール ダウンHi(在来用)	面外	2-φ19(PC鋼棒)	各一体	
②	240-SNR1						2-M18 (SNR490B)	
③	450-SNR1				面内			
④	450-SNR2			HD-D9	高耐力 ホール ダウンHi (在来用)	-	柱頭: 2-M18 (SNR490B)	
⑤	450-TBD9						柱脚: 1-M24 (SNR400B)	

(1) 耐力壁の詳細

図 2.1.1.8~2.1.1.12 に各耐力壁試験体図を示す。

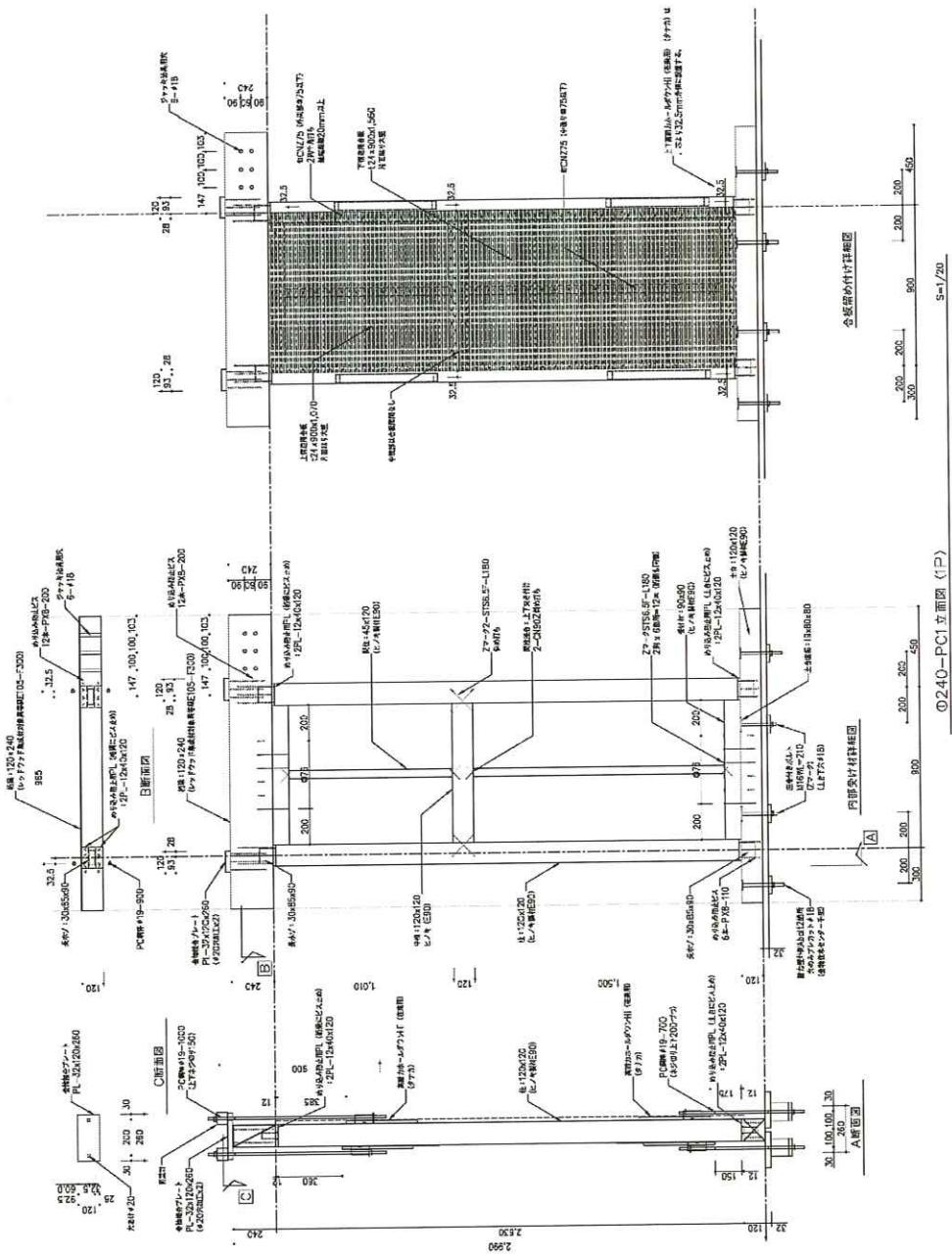


図 2.1.1.8 耐力壁試験体図(240-PC1)

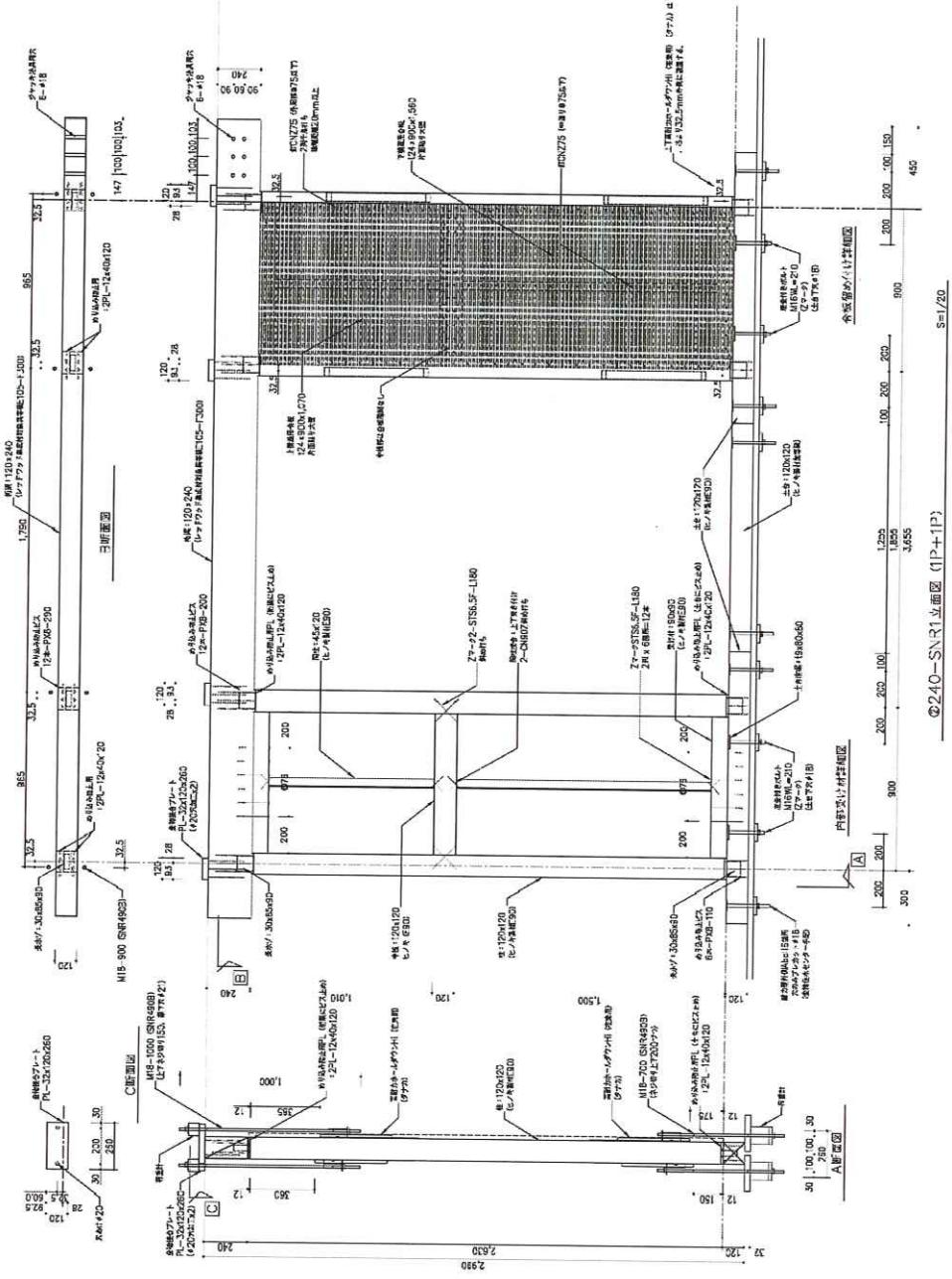


図 2.1.1.9 耐力壁試験体図(240-SNR1)

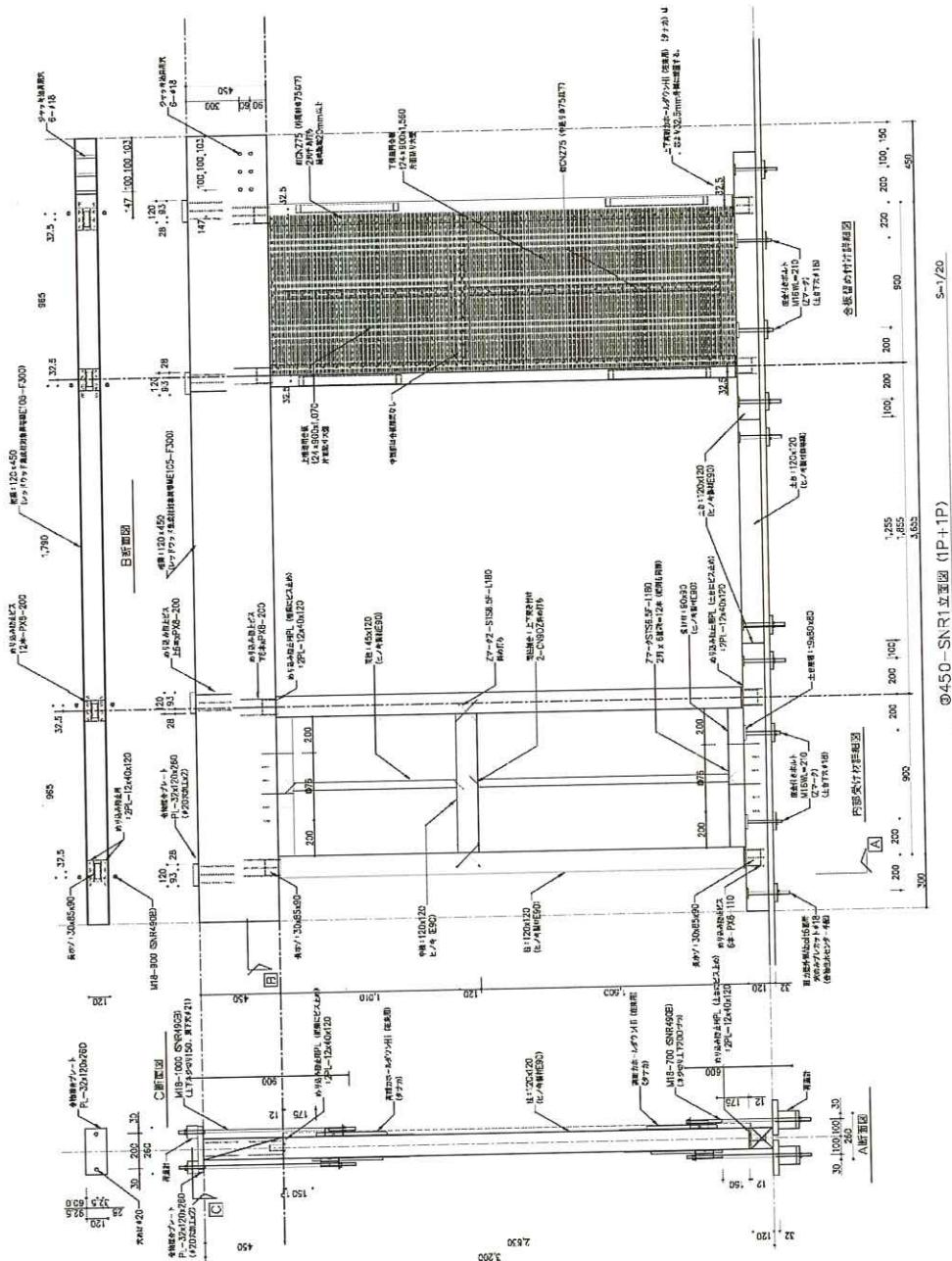


図 2.1.1.10 耐力壁試験体図(450-SNR1)

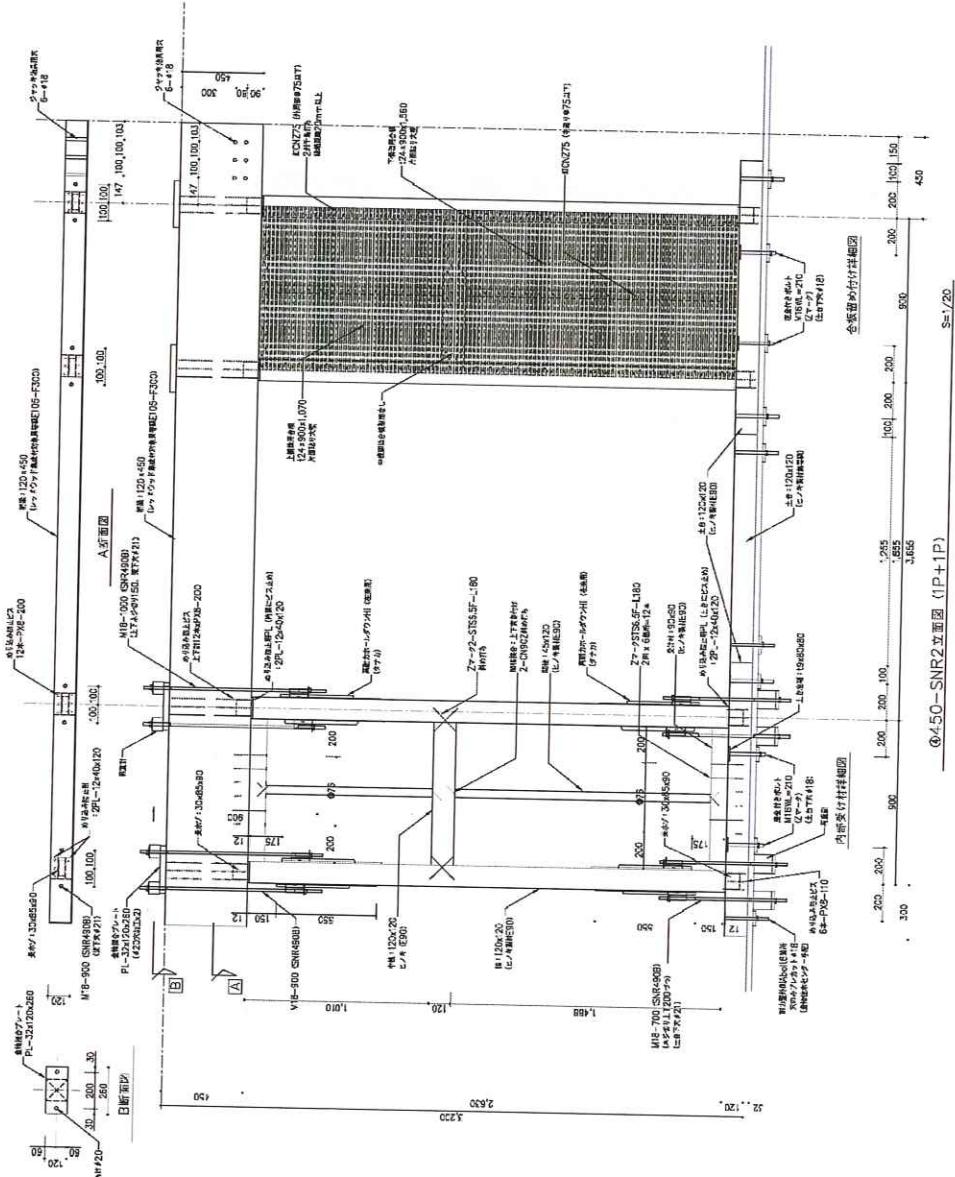


図 2.1.1.11 耐力壁試験体図(450-SNR2)

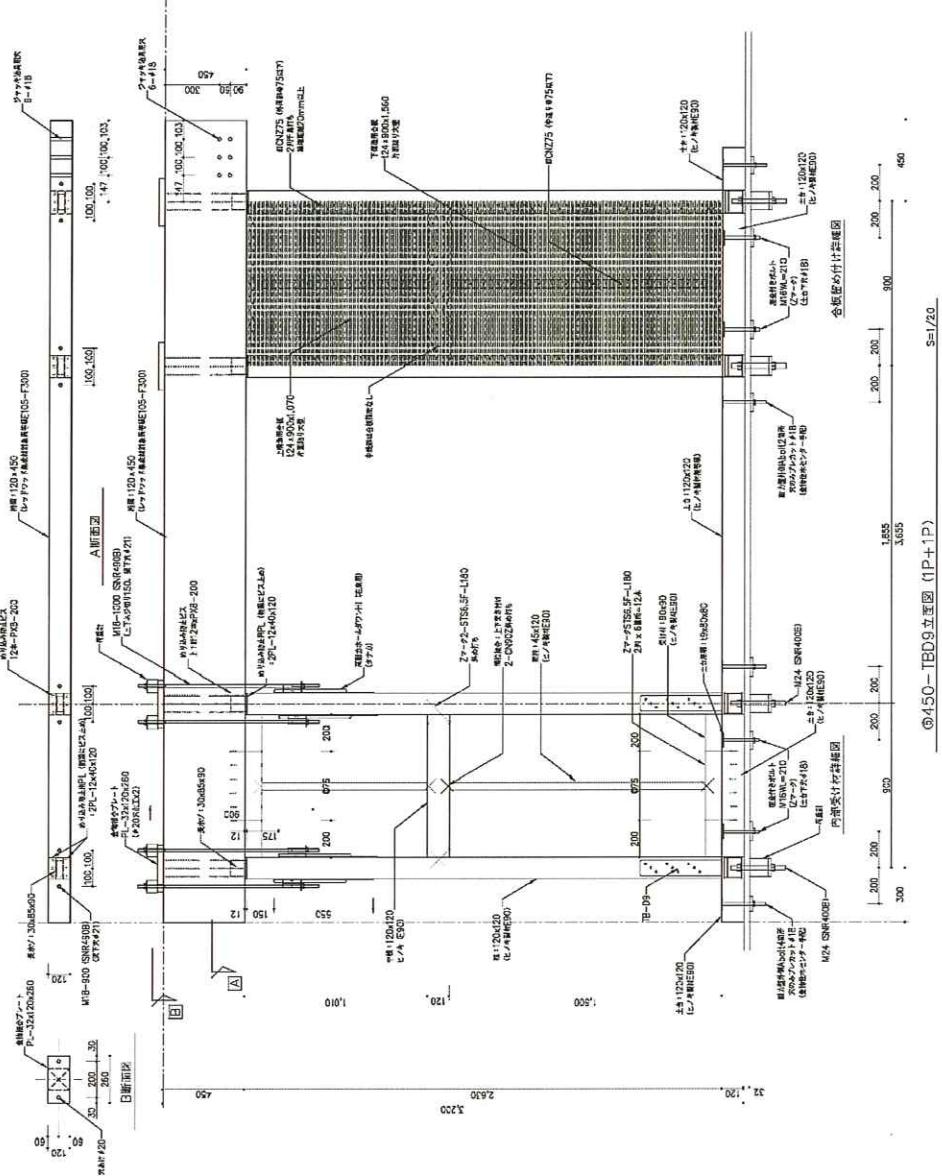


図 2.1.1.12 耐力壁試験体図(450-TBD9)

(2) 木材の密度と含水率

試験体の木材の密度と含水率を示す。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した。

表 2.1.1.2 耐力壁試験体の木材の密度と含水率

●240-PC1

	密度(g/cm ³)	含水率(%)
梁	0.53	15.5
土台	0.44	10.0
右柱	0.45	10.0
左柱	0.51	11.0
間柱(上)	0.54	12.5
間柱(下)	0.49	15.0
受材(上)	0.49	11.0
受材(下)	0.48	11.5
胴つなぎ	0.45	10.0
合板(上)	0.44	—
合板(下)	0.43	—

●240-SNR1

	密度(g/cm ³)	含水率(%)
梁	0.48	10.5
右側の壁		
土台	0.47	9.0
右柱	0.46	8.5
左柱	0.48	9.0
間柱(上)	0.53	12.0
間柱(下)	0.48	9.0
受材(上)	0.58	14.0
受材(下)	0.59	14.0
胴つなぎ	0.46	9.0
合板(上)	0.42	—
合板(下)	0.44	—
左側の壁		
土台	0.50	10.0
右柱	0.42	8.0
左柱	0.47	8.0
間柱(上)	0.59	10.0
間柱(下)	0.48	9.0
受材(上)	0.59	15.0
受材(下)	0.58	15.0
胴つなぎ	0.49	12.0
合板(上)	0.41	—
合板(下)	0.44	—

●450-SNR1

	密度(g/cm ³)	含水率(%)
梁	0.53	13.5
右側の壁		
土台	0.44	8.0
右柱	0.49	8.5
左柱	0.50	9.0
間柱(上)	0.54	10.5
間柱(下)	0.44	11.0
受材(上)	0.54	13.0
受材(下)	0.56	11.5
胴つなぎ	0.47	8.0
合板(上)	0.44	—
合板(下)	0.44	—
左側の壁		
土台	0.44	8.5
右柱	0.49	10.5
左柱	0.54	9.0
間柱(上)	0.52	12.5
間柱(下)	0.52	12.0
受材(上)	0.54	11.5
受材(下)	0.54	12.5
胴つなぎ	0.43	8.0
合板(上)	0.42	—
合板(下)	0.45	—

●450-SNR2

	密度(g/cm ³)	含水率(%)
梁	0.52	10.0
右側の壁		
土台	0.5	12.5
右柱	0.53	9.0
左柱	0.49	9.5
間柱(上)	0.54	12.5
間柱(下)	0.49	12.5
受材(上)	0.57	14.0
受材(下)	0.53	12.0
胴つなぎ	0.5	12.5
合板(上)	0.4	—
合板(下)	0.45	—
左側の壁		
土台	0.48	9.0
右柱	0.43	8.5
左柱	0.45	9.5
間柱(上)	0.53	13.0
間柱(下)	0.48	12.5
受材(上)	0.54	12.0
受材(下)	0.52	12.5
胴つなぎ	0.46	9.0
合板(上)	0.42	—
合板(下)	0.44	—

●450-TBD9

	密度(g/cm ³)	含水率(%)
梁	0.50	9.5
右側の壁		
土台	0.47	9.0
右柱	0.47	9.5
左柱	0.48	10.0
間柱(上)	0.50	11.0
間柱(下)	0.48	12.0
受材(上)	0.55	12.0
受材(下)	0.54	12.5
胴つなぎ	0.45	8.0
合板(上)	0.44	—
合板(下)	0.44	—
左側の壁		
土台	0.46	10.0
右柱	0.50	9.5
左柱	0.45	8.5
間柱(上)	0.54	12.5
間柱(下)	0.47	13.0
受材(上)	0.55	12.0
受材(下)	0.55	12.5
胴つなぎ	0.44	8.0
合板(上)	0.43	—
合板(下)	0.43	—

2.1.1.3 試験方法

試験は「木造軸組み工法住宅の許容応力度設計（2017年版）（日本住宅・木材技術センター企画発行）の第4章（試験法と評価方法）に準拠する。

試験方法は無載荷式（柱脚固定式）の面内せん断試験とする。

(1) 試験体の固定法

①240-PC1, 240-SNR1, 450-SNR1（HD 面外取付）

試験体の固定法は、各柱芯から両側 200mm の位置に、固定用ボルト M16 と角座金 80×厚 9mm を用い、土台を固定する。2 本の HD 金物用のボルトは、柱芯から面外に両側 100mm の位置に固定する。また、HD 接合部と合板との干渉をさけるため、ボルトは面内方向外側に 32.5mm 偏心させる。

②450-SNR2（HD 面内取付）

試験体の固定法は、各柱芯から両側 200mm の位置に、固定用ボルト M16 と角座金 80×厚 9mm を用い、土台を固定する。2 本の HD 金物用のボルトは、柱芯から面内に両側 100mm の位置に固定する。

③450-SNR2（柱脚 TBD9 使用）

試験体の固定法は、各柱芯から両側 200mm の位置に、固定用ボルト M16 と角座金 80×厚 9mm を用い、土台を固定する。TBD9 はボルト M24 により、柱芯位置に固定する。

(2) 加力計画

繰り返し加力は同一步骤で3階の繰り返しとし、見かけのせん断力が $1/450, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, 1/75, 1/50, 1/30$ [rad] ($1/30$ radのみ1回) 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 $1/10$ radに達するまで加力する。

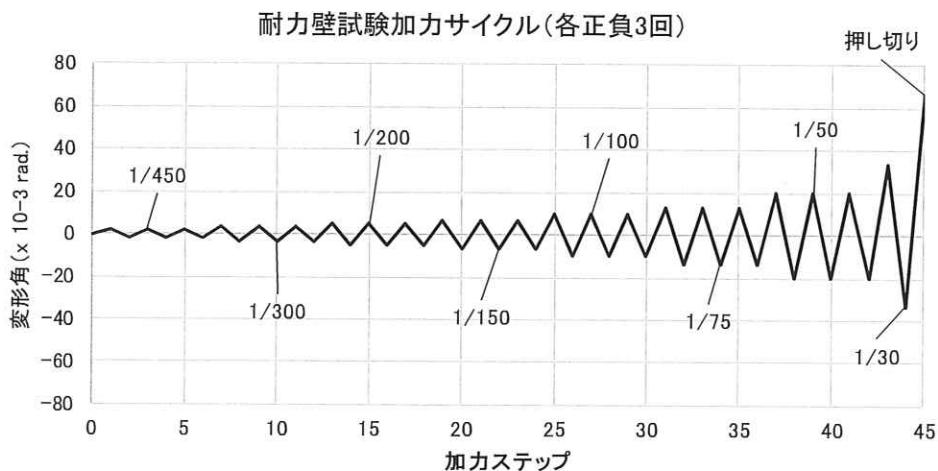


図 2.1.1.13 耐力壁試験加力サイクル(変形角基準)

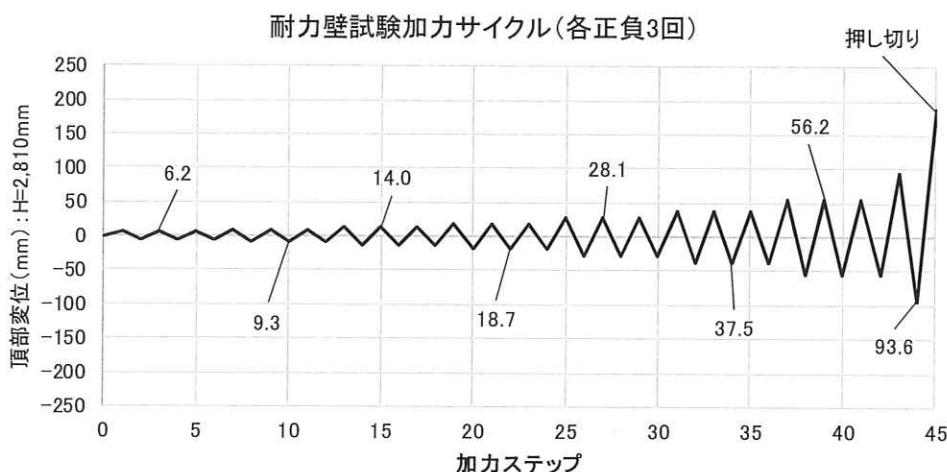


図 2.1.1.14 耐力壁試験加力サイクル(頂部変位基準)

(3) 計測に用いた機器

計測に用いた機器の詳細は次の通りである。

ロードセル：容量 100kN、200kN

変位計：容量 500mm,出力 $20 \times 10^{-6}/\text{mm}$ 、容量 300mm,出力 $33 \times 10^{-6}/\text{mm}$ 、容量 100mm,出力 $100 \times 10^{-6}/\text{mm}$

ひずみゲージ：ゲージ長さ 20mm

(4) 変位計配置計画

図 2.1.1.15～図 2.1.1.18 に各試験の変位計配置図を示す。

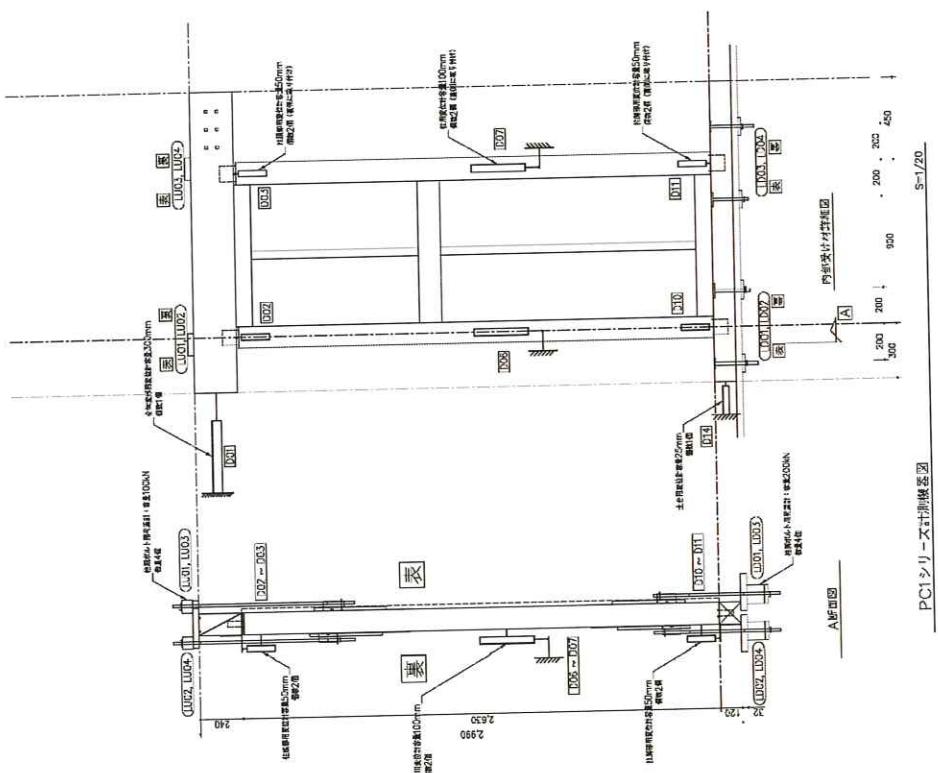


図 2.1.1.15 変位計配置図(240-PC1)

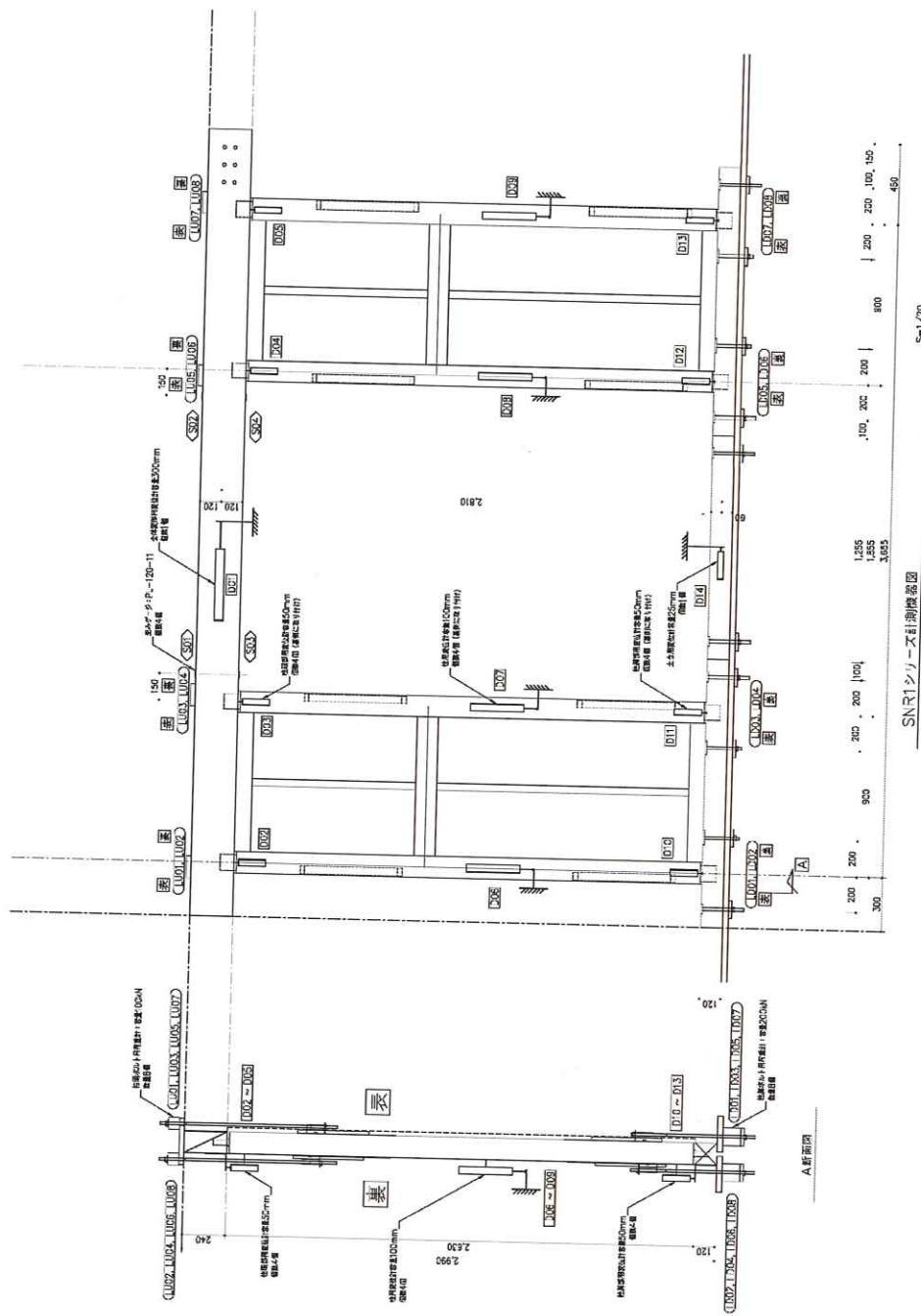


図 2.1.1.16 変位計配置図(240-SNR1,450-SNR1)

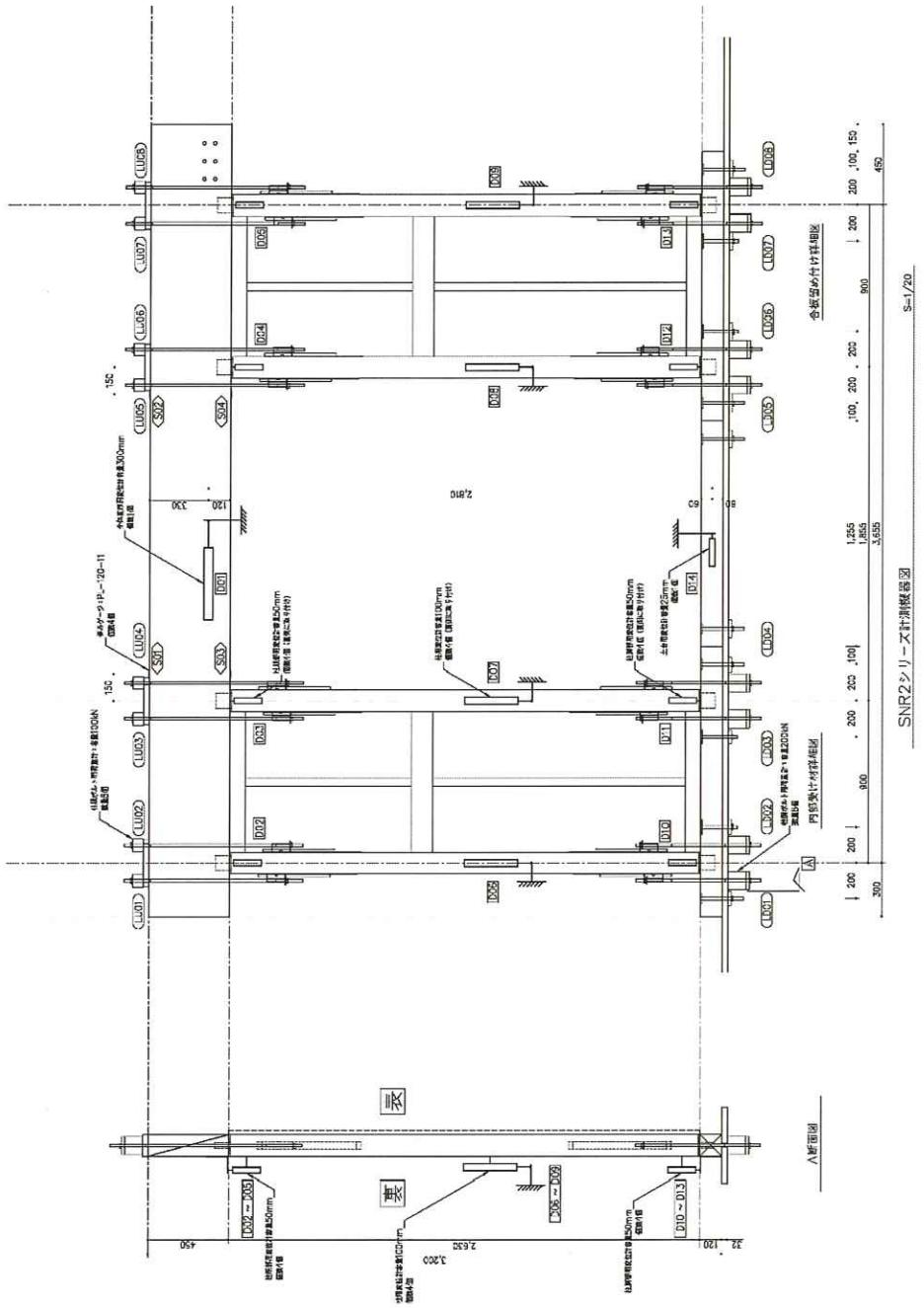


図 2.1.1.17 変位計配置図(450-SNR2)

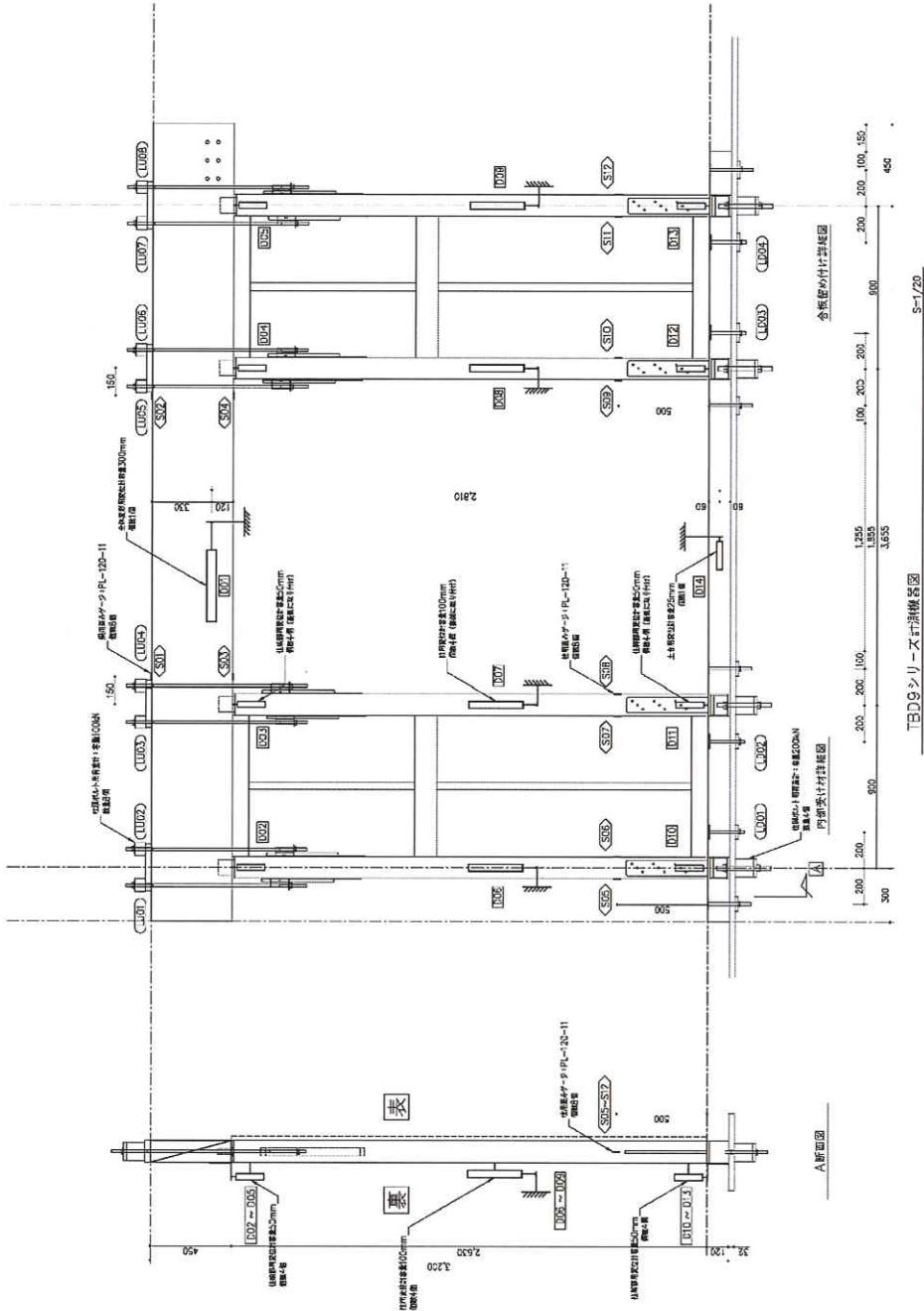


図 2.1.1.18 変位計配置図(450-TBD9)

2.1.1.4 評価方法

(1)せん断変形角の算出

見かけのせん断変形角(γ)、脚部のせん断変形角 (θ)、真のせん断変形角 (γ_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、

δ_1 : 梁材の水平方向変位 (mm) (変位計 H_1)

δ_2 : 土台の水平方向変位 (mm) (変位計 H_2)

H : 変位計 H_1 と H_2 の間の標点間距離 (mm)

δ_3 : 柱脚部の鉛直方向変位 (mm) (変位計 V_3)

δ_4 : 柱脚部の鉛直方向変位 (mm) (変位計 V_4)

V : 変位計 V_3 と V_4 の間の標点間距離 (mm)

なお、 δ_3 及び δ_4 は浮き上がりを正とする。

(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。

(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 μ 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（図 2.1.1.19 参照）。なお、短期基準せん断耐力の算定では、変位を変形角と読み替える。

- 包絡線上の $0.1P_{max}$ と $0.4P_{max}$ を結ぶ第I直線を引く。
- 包絡線上の $0.4P_{max}$ と $0.9P_{max}$ 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 δ_y とする。
- 原点と (δ_y, P_y) を結ぶ直線を第V直線とし、それを初期剛性 K と定める。

- g) 最大荷重後の $0.8P_{max}$ 荷重低下域の包絡線上の変位又は特定変位 $1/15\text{rad}$ (又は 30mm) のいずれか小さい変位を終局変位 δ_u と定める。
- h) 包絡線と X 軸及び δ_u で囲まれる面積を S とする。
- i) 第V直線と δ_u と X 軸及び X 軸に平行な直線で囲まれる台形の面積が S と等しくなるように X 軸に平行な第VI直線を引く。
- j) 第V直線と第VI 直線との交点の荷重を完全弾塑性モデルの終局耐力 P_u と定め、そのときの変位を完全弾塑性モデルの降伏点変位 δ_v とする。
- k) 塑性率 $\mu = (\delta_u / \delta_v)$ とする。
- l) 試験体の変形角が $1/15\text{rad}$ (又は 30mm) を超えて最大荷重に達しない場合には、 $1/15\text{rad}$ の荷重を最大荷重 P_{max} とする。

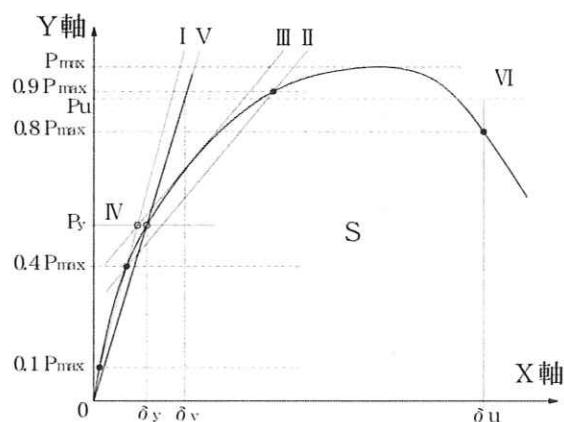


図 2.1.1.19 完全弾塑性モデルによる降伏耐力及び終局耐力の求め方

(4) 短期基準せん断耐力の算定

短期基準せん断耐力 P_0 及び軸組フレームの短期基準せん断耐力 F_P0 は、下記の(a)～(d)で求めた耐力の平均値に、それぞれのばらつき係数を乗じて算出した値のうち最も小さい値とする。なお、本試験は各一体の実施のため、ばらつき係数は考慮しないものとする。

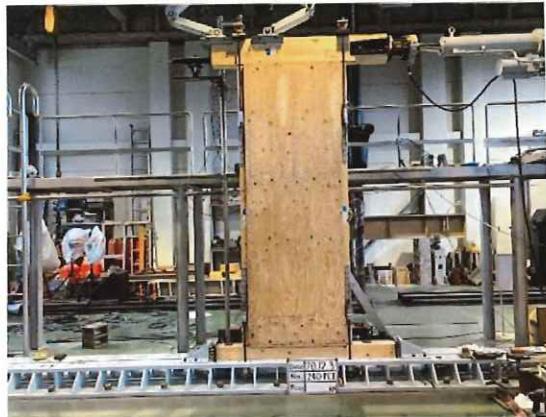
また、単体耐力壁(240-PC1)は真のせん断変形角 $1/150\text{rad}$ とするが、複数耐力壁 (240-PC1 以外) については、それぞれの真のせん断変形角を有するため、見かけのせん断変形角 $1/120\text{rad}$ によって評価する。なお、複数耐力壁は桁梁の押さえ込み効果により、単体耐力壁よりも曲げ変形が小さくなるため、安全側の評価となる。

- (a) 降伏耐力 P_y
- (b) 終局耐力 P_u に $(0.2 / \sqrt{(2\mu - 1)})$ を乗じたもの
- (c) 最大耐力 P_{max} の $2/3$
- (d) 特定変形時の耐力 (柱脚固定式単体壁：真のせん断変形角 $1/150\text{rad}$, 柱脚固定式複数壁：見かけのせん断変形角 $1/120\text{rad}$)

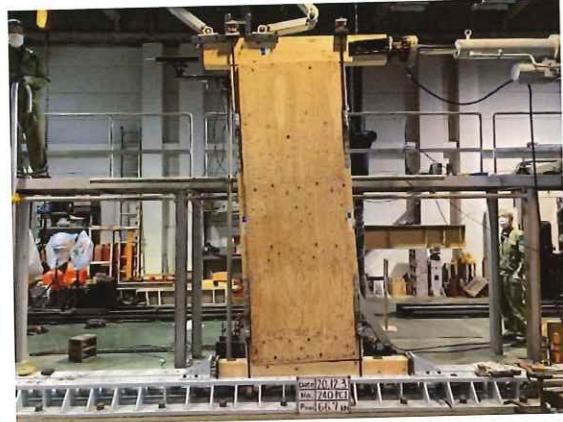
2.1.1.5 耐力壁試験結果

2.1.1.5.1 耐力壁試験状況

(1) 240-PC1



試験体設置時



加力終了時



HD 接合部付近の柱の曲げ引張破壊(裏)



HD 接合部付近の柱の曲げ引張破壊(表)

試験状況:

最終加力 1/20 の時点で、引張側柱脚のホールダウン接合部で、柱の木部が破壊して、急激に耐力が低下して試験を終了した。2 本のボルトの最大軸力の平均値は約 90kN であった。HD の短期基準接合耐力は 68.1kN であるため、最大軸力としては小さめであるが、これは柱の外面側に偏心して取り付いているためであり、曲げ引張の影響が大きいと考えられる。

(2) 240-SNR1



試験体設置時



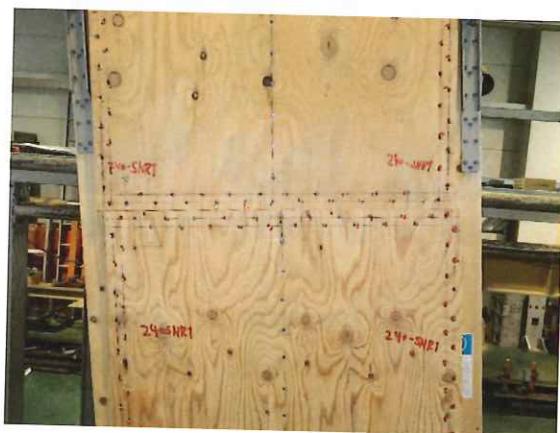
加力終了時



右側耐力壁の柱頭部
(桁は変形するが破壊に至らず)



左壁圧縮側柱頭部
(めり込み小さい)



合板継目部状況



引張側アンカーボルト(メッキが剥れあり)



右側耐力壁の脚部



右側耐力壁の引張側柱脚部



右側耐力壁の引張側柱脚部



右側耐力壁の圧縮側柱脚部

試験状況:

1/10まで押し切ったが、特に脆的な破壊は見られなかった。面外に取り付けたホールダウン金物は柱の外側に配置され、曲げ引張の影響が懸念されたが、破壊は見られなかった。引張が最も生じる右側壁のアンカーボルトは加力終了時にはメッキがはがれており、十分伸びていることが確認できた。ボルトは軸力 70kN/本で降伏し、1/10における最大軸力でも約 80kN/本と試験①で確認できた HD の最大耐力 90kN に比べて小さいことがわかる。240 せいの桁梁は曲げ破壊には至らなかった。めり込み補強した部分について、鉛直めり込みは最終的にも 2.5mm 程度で、あり三角形めり込みの最大最小変位が±6mm 程度となった。

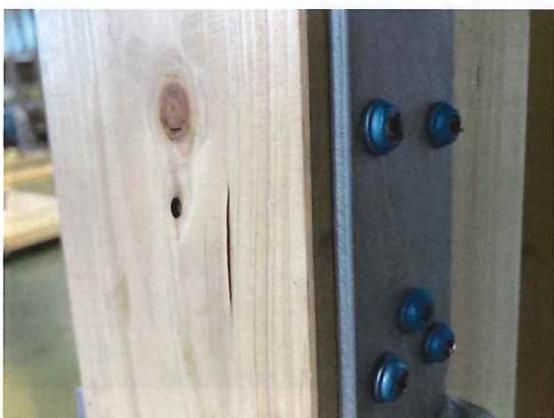
(3) 450- SNR 1



試験体設置時



加力終了時



HD 接合部(やや側面の隆起あり)



右側耐力壁の柱頭部(裏面)



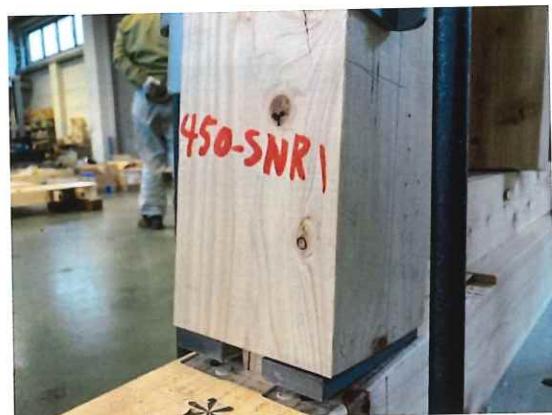
右側耐力壁の引張側柱脚部



右側耐力壁の合板継目部



右側耐力壁の圧縮柱脚部



右側耐力壁の引張柱脚部



右側耐力壁の引張柱脚部

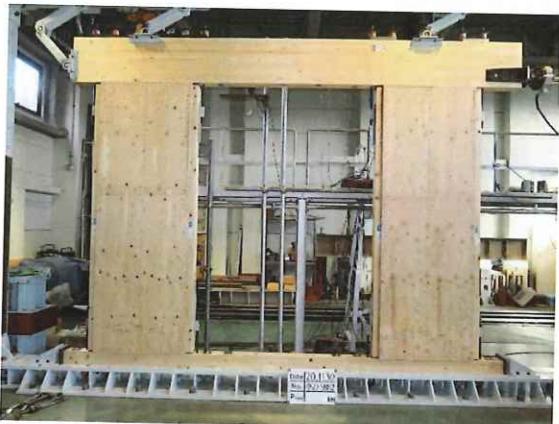


右側耐力壁の圧縮柱脚部

試験状況:

剛性がやや高い程度で、右側引張柱脚部のアンカーボルトの伸びており（メッキが剥がれにより確認）、目立った破壊は見られずほぼ②240-SNR1と同様の状況だった。柱頭・柱脚部のめり込みは圧縮縁で1~2mm程度であり、めり込み補強の効果が目視でも確認できた。

(4) 450- SNR 2



試験体設置時



加力終了時



右側耐力壁の柱頭部



右側耐力壁の圧縮側柱頭部



左側耐力壁の合板継ぎ目部



右側耐力壁の柱頭部(裏側)



右側耐力壁の柱脚部
(ボルトの伸び、HD接合部破壊なし)



右側耐力壁の柱脚部
(釘頭貫通、ボルトの伸び、)



右側耐力壁引張側柱脚部
(HD接合具に沿った割れ、釘頭貫通)



右側耐力壁引張側柱脚のHD接合部
(HD接合具に沿った割れ、ボルトメッキ剥落)



右側耐力壁引張側柱脚部(HD 上部での破断)



右側耐力壁引張側柱脚部(面材側 HD)



解体後右側壁フレーム

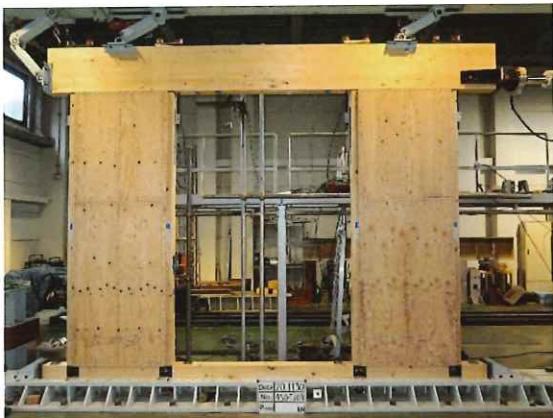


解体後右側壁右柱脚部

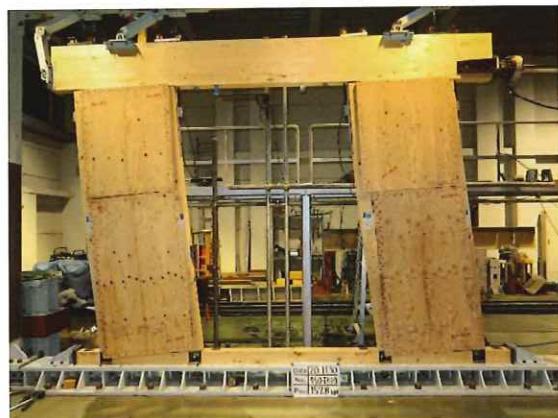
試験状況:

最終加力において、引張力が最大となる左側壁の柱脚 HD 金物部分で、破壊が生じたが、耐力は保ったまま 1/10 まで変形して終了した。破壊したのは、外側の HD であり、破壊時の軸力は 85.7kN であった。面外配置だと HD の軸力が不均衡になり、片側の軸力が大きくなり、試験体①と同様に曲げ引張の影響で破壊したと考えられる。

(5) 450-TBD9



試験体設置時



加力終了時



柱脚金物接合 TBD9



左側耐力壁の圧縮側柱脚部



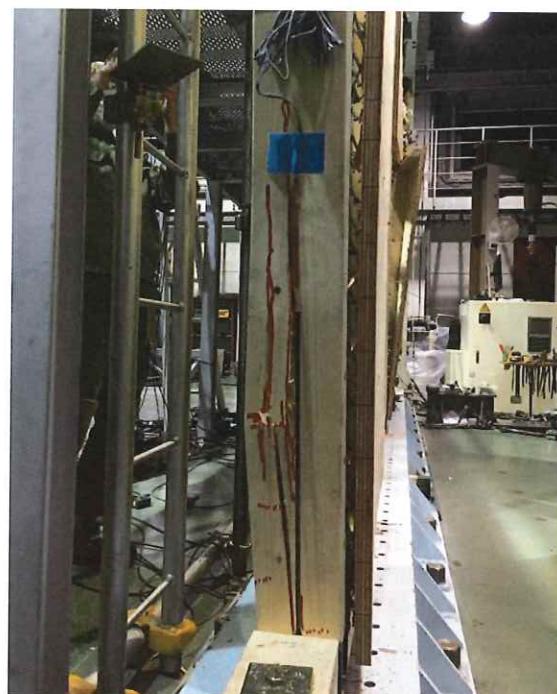
右側耐力壁合板継ぎ目(中棧割裂破壊)



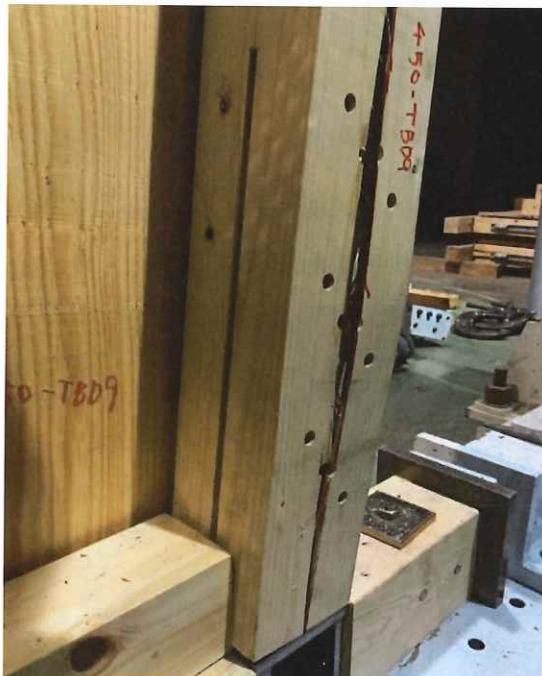
右側耐力壁の圧縮側柱脚部



右側耐力壁の下部(合板剥離)



左側耐力壁の圧縮側柱脚部(柱割裂)



左側耐力壁の圧縮側柱脚部(裏)
(DP 沿い柱割裂)



右側耐力壁の引張側柱脚部
(DP 沿い柱割裂)

試験状況:引張側の柱脚金物の剛性は HD (SNR490)よりも大きいため、圧縮柱側に変形が生じた。この影響で、右側下部合板が外れた。最終加力時に圧縮側柱の柱脚金物中央列 DP 部分に沿って割裂が起き、徐々に耐力を減少させながら終了した。

2.1.1.5.2 耐力壁試験結果

(1) 240-PC1

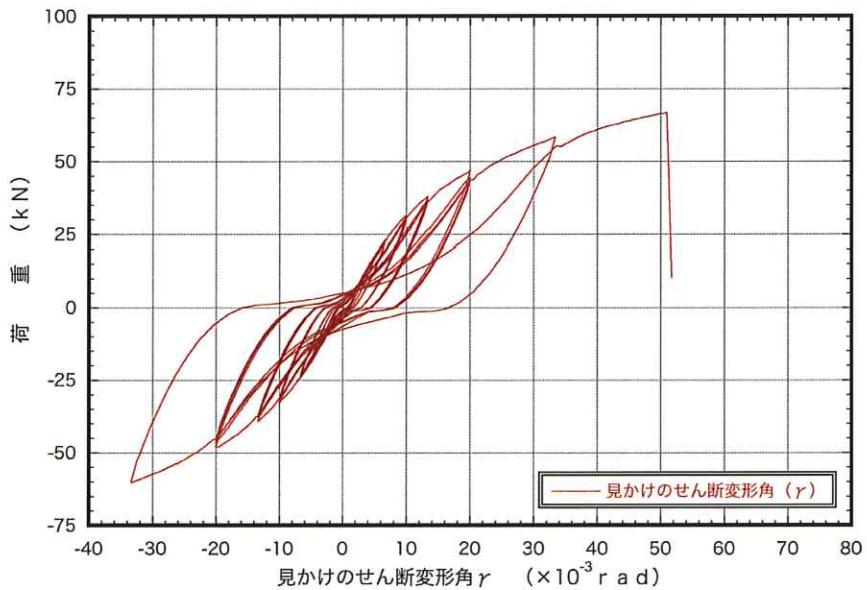


図 2.1.1.20 :240-PC1 荷重一見かけのせん断変形角曲線

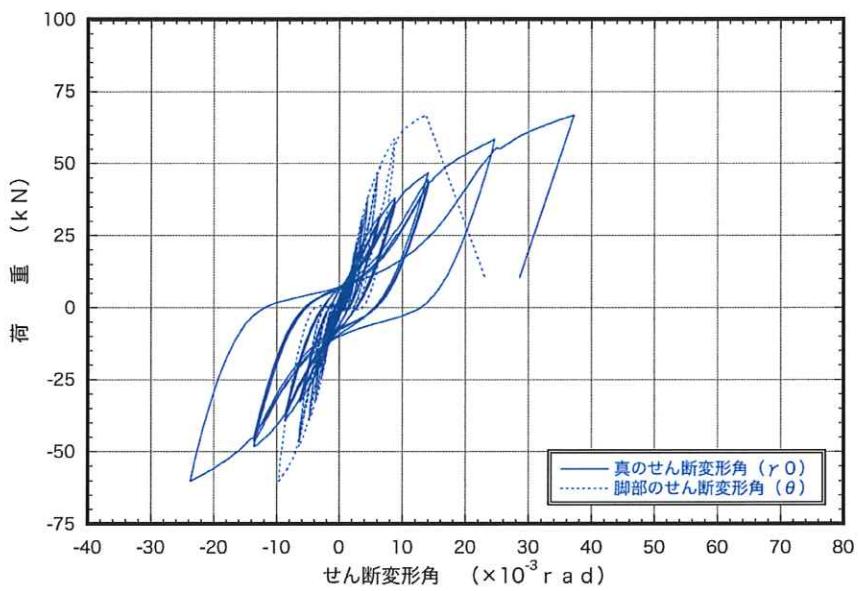


図 2.1.1.21 :240-PC1 荷重一真のせん断変形角曲線

(2) 240-SNR1

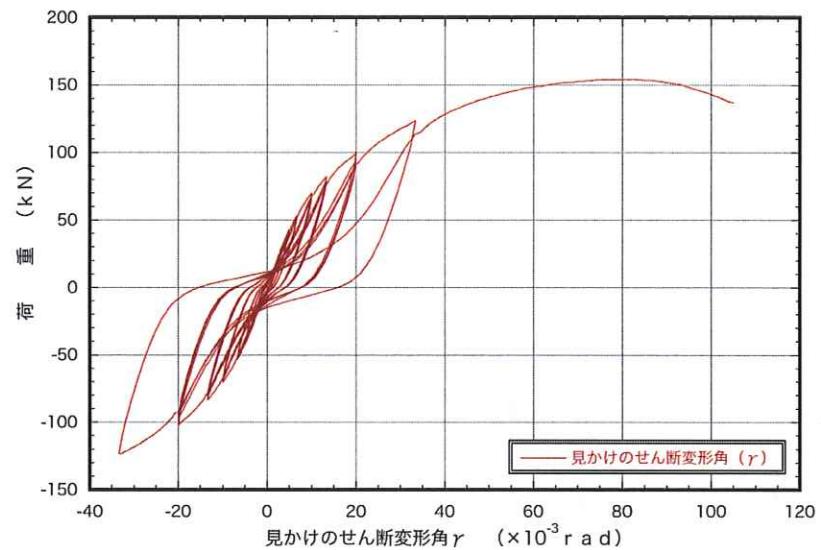


図 2.1.1.22 :240- SNR1 荷重一見かけのせん断変形角曲線

(3) 450-SNR1

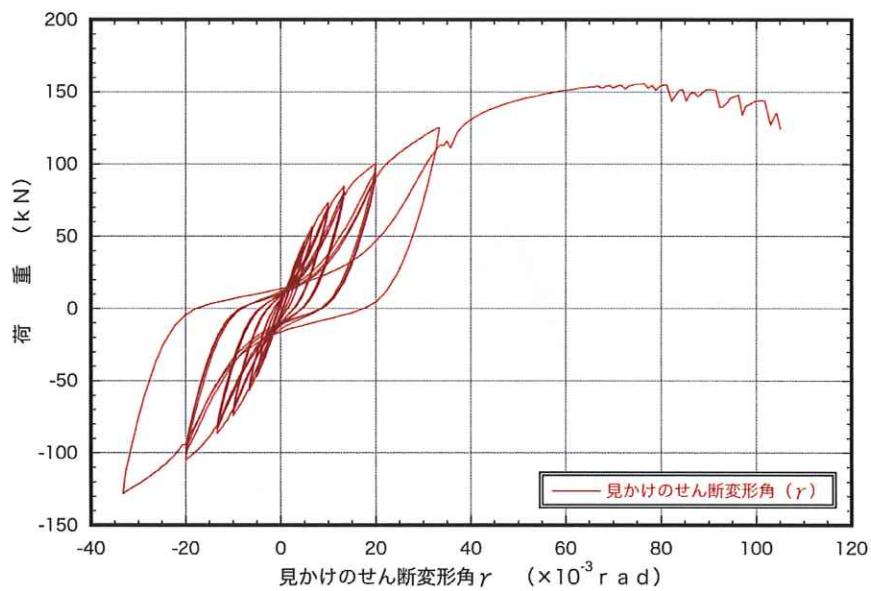


図 2.1.1.23 :450-SNR1 荷重一見かけのせん断変形角曲線

(4) 450-SNR2

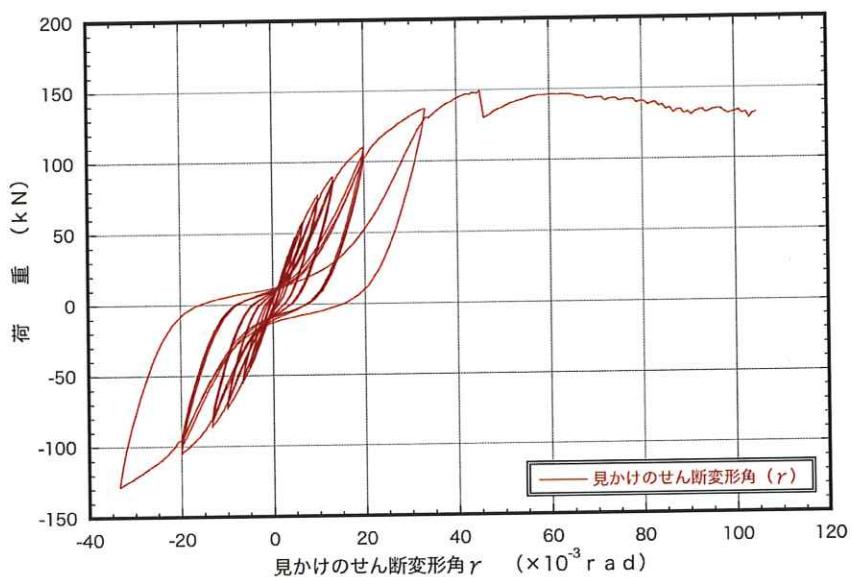


図 2.1.1.24 :450-SNR2 荷重一見かけのせん断変形角曲線

(5) 450-TBD9

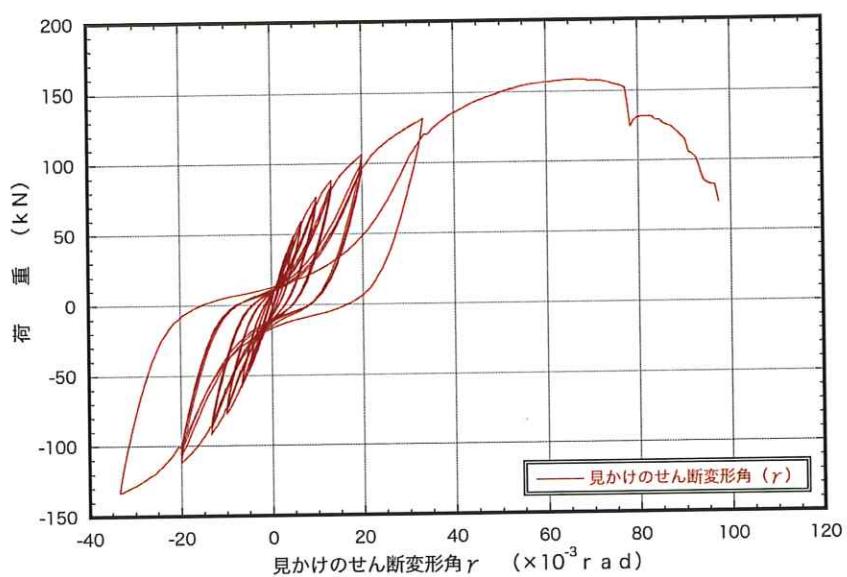


図 2.1.1.25 :450-TBD9 荷重一見かけのせん断変形角曲線

2.1.1.5.3 包絡線及び完全弾塑性モデル

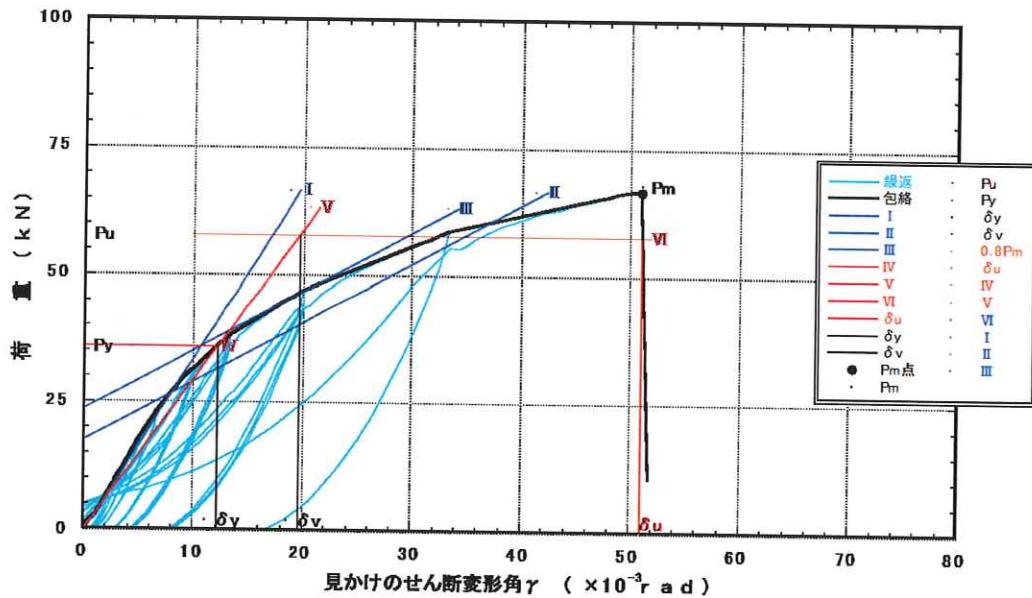


図 2.1.1.26 :240-PC1 包絡線及び完全弾塑性モデル

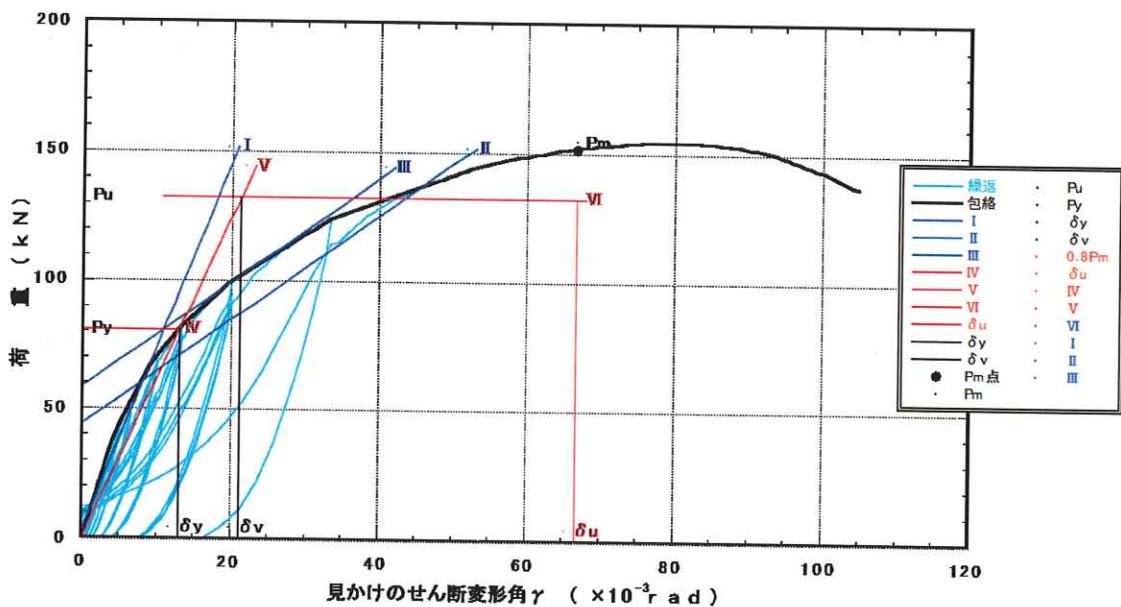


図 2.1.1.27 :240-SNR1 包絡線及び完全弾塑性モデル

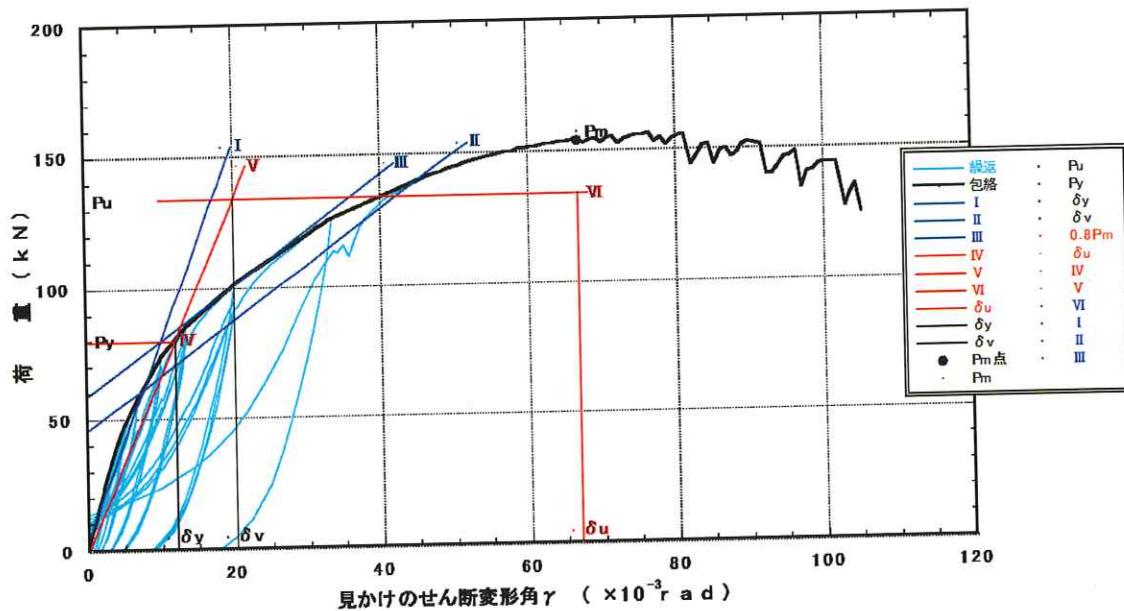


図 2.1.1.28 :450-SNR1 包絡線及び完全弾塑性モデル

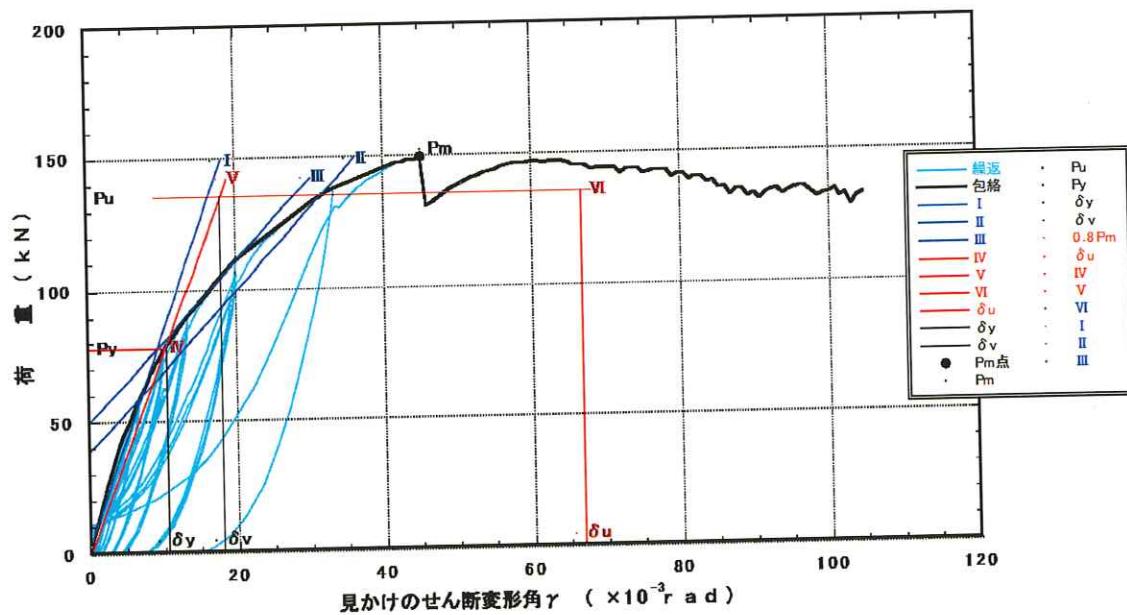


図 2.1.1.29 :450-SNR2 包絡線及び完全弾塑性モデル

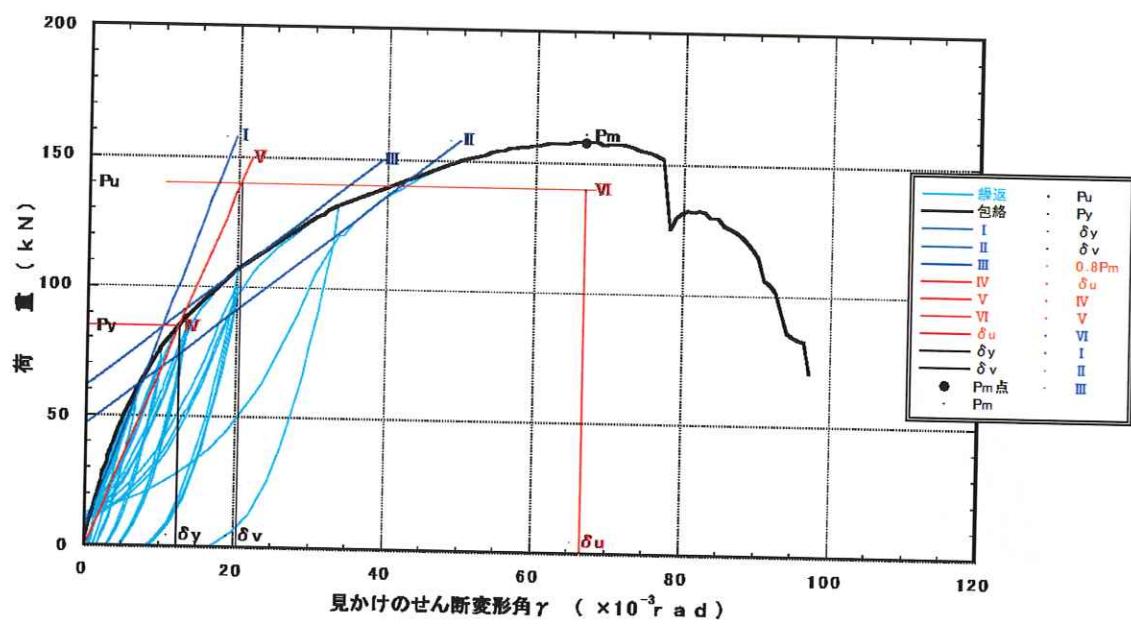


図 2.1.1.30 :450-TBD9 包絡線及び完全弾塑性モデル

2.1.1.5.4 特性値

(1) 単体耐力壁試験体の特性値(240-PC1)

表 2.1.1.3 見かけのせん断変形角から算出した特性値

変形角	見かけ
試験方法	無載荷式
壁長	0.9m
試験体記号	240-PC1
最大耐力 P_{max}	(kN) 66.7
最大耐力時変形角 δ_{max}	(10^{-3} rad) 50.93
降伏耐力 P_y	(kN) 35.9
降伏変形角 δ_y	(10^{-3} rad) 12.19
終局耐力 P_u	(kN) 57.6
終局変形角 δ_u	(10^{-3} rad) 50.93
降伏点変形角 δ_v	(10^{-3} rad) 19.56
剛性 K	(MN/rad) 2.95
塑性率 μ	2.60
構造特性係数 D_s	0.49
$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2} \mu - 1$	(kN) 23.6
$2/3 P_{max}$	(kN) 44.5
一定変形時耐力(kN)	
見かけ 1/300rad	11.5
見かけ 1/200rad	17.6
見かけ 1/120rad	27.6
真 1/150rad	32.4

表 2.1.1.4 壁長 0.9mあたりの短期基準せん断耐力と試算した試験倍率

試験体記号	240-PC1
① P_y	(kN) 35.9
② $P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2} \mu - 1$	(kN) 23.6
③ $2/3 P_{max}$	(kN) 44.5
④ 真 P_{150}	(kN) 32.4
短期基準せん断耐力	(kN) 23.6
試験倍率	13.3

注) 短期基準せん断耐力にはばらつき係数は乗じていない。
また、試験倍率には低減係数 α は乗じていない。

(2) 複数耐力壁試験体の特性(240-SNR1, 450-SNR1, 450-SNR2, 450-TBD9)

表 2.1.1.5 見かけのせん断変形角から算出した特性値

変形角		見かけ			
試験方法		無載荷式			
壁長		1.8m			
試験体記号		240-SNR1	450-SNR1	450-SNR2	450-TBD9
最大耐力 P_{max}	(kN)	151.8	154.0	149.2	157.7
最大耐力時変形角 δ_{max}	(10^{-3} rad)	66.67	66.67	45.06	66.67
降伏耐力 P_y	(kN)	80.9	79.7	78.0	84.5
降伏変形角 δ_y	(10^{-3} rad)	13.01	11.90	10.35	12.29
終局耐力 P_u	(kN)	132.1	133.5	135.4	139.7
終局変形角 δ_u	(10^{-3} rad)	66.67	66.67	66.67	66.67
降伏点変形角 δ_v	(10^{-3} rad)	21.24	19.94	17.95	20.32
剛性 K	(MN/rad)	6.22	6.70	7.54	6.88
塑性率 μ		3.14	3.34	3.71	3.28
構造特性係数 D_s		0.44	0.42	0.39	0.42
$P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2} \mu - 1$	(kN)	60.7	63.6	68.6	65.9
$2/3 P_{max}$	(kN)	101.2	102.7	99.5	105.1
一定変形時耐力(kN)					
見かけ 1/300rad		30.3	33.9	34.0	36.6
見かけ 1/200rad		43.1	46.7	47.3	49.0
見かけ 1/120rad		62.1	65.5	67.8	68.1

表 2.1.1.6 壁長 1.8mあたりの短期基準せん断耐力と試算した試験倍率

試験体記号		240-SNR1	450-SNR1	450-SNR2	450-TBD9
① P_y	(kN)	80.9	79.7	78.0	84.5
② $P_u \cdot 0.2 \cdot \sqrt{2} \mu - 1$	(kN)	60.7	63.6	68.6	65.9
③ $2/3 P_{max}$	(kN)	101.2	102.7	99.5	105.1
④ 見かけ P_{120}	(kN)	62.1	5.5	67.8	68.1
短期基準せん断耐力	(kN)	60.7	63.6	67.8	65.9
試験倍率		17.2	18.0	19.2	18.6

注) 短期基準せん断耐力にはばらつき係数は乗じていない。

また、試験倍率には低減係数 α は乗じていない。

2.1.1.6 考察

2.1.1.6.1 解析による耐力壁の荷重-変位関係の推定

本指針では耐震計算ルート3において、Ds値や保有水平耐力は増分解析から求める方法を提案している。本章では、本試験体に対し、解析値と試験値との比較を行い、モデル化の妥当性を確認する。解析モデルは、各部材を線材置換し、接合部には要素試験結果から求めた弾塑性バネ・弾性バネを配置した。解析にはMidas iGenを用いた。

2.1.1.6.1.1 各部の復元力特性

(1) 面材の復元力特性

240-PC1の試験結果は柱脚が先行破壊したため、最大耐力を確認できなかった。

従って、面材の復元力特性は、同じ釘配置・面材仕様の耐力壁である令和元年度における中大規模木造用の合板貼り耐力壁の面材試験報告書^{※1}を参考にトリリニアモデルを作成する。

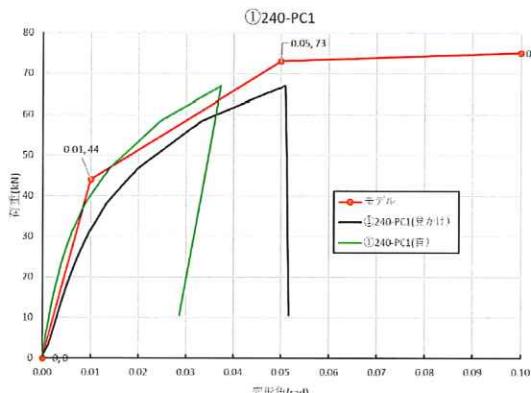


図 2.1.1.31 ①240-PC1 の耐力壁の復元力特性

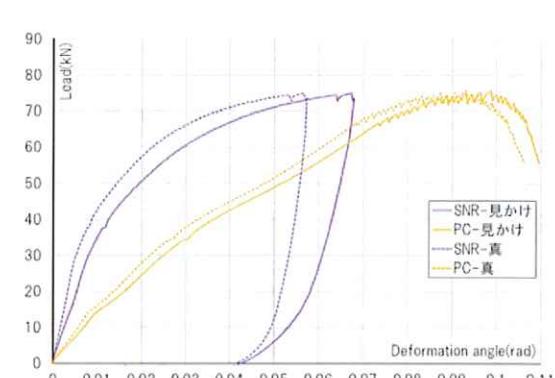


図 2.1.1.32 試験体 2A(※1)の耐力壁の復元力特性

(2) 柱頭柱脚 HD 接合部の引張方向の復元力特性

HD柱脚金物引張試験に基づき、トリリニアモデルを作成する。

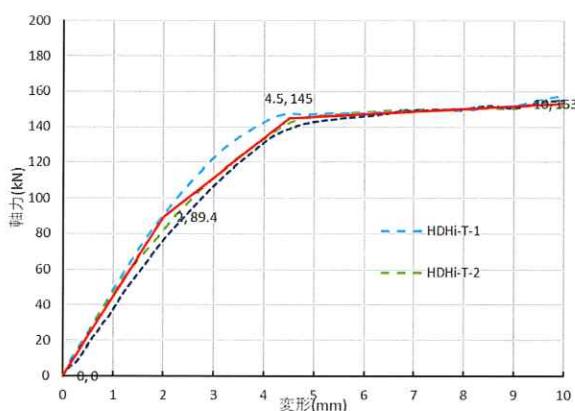


図 2.1.1.33 HD 柱脚金物引張試験 荷重-変位関係

(3) 土台・桁に対する柱の圧縮方向復元力特性

土台・桁のめり込み試験に基づき、図 2.1.1.34~2.1.1.36 に示すように圧縮剛性を設定する。

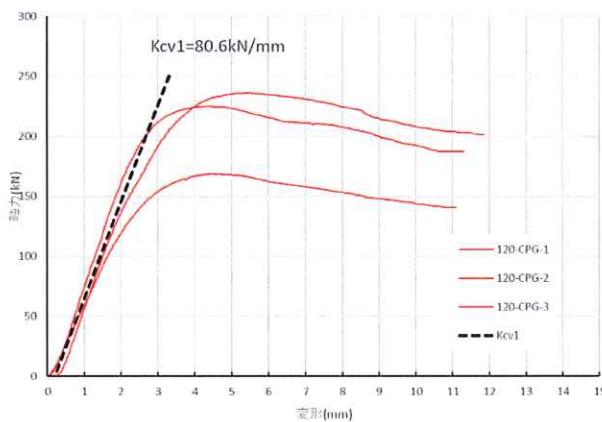


図 2.1.1.34 120 角土台めり込み試験 荷重-変位関係

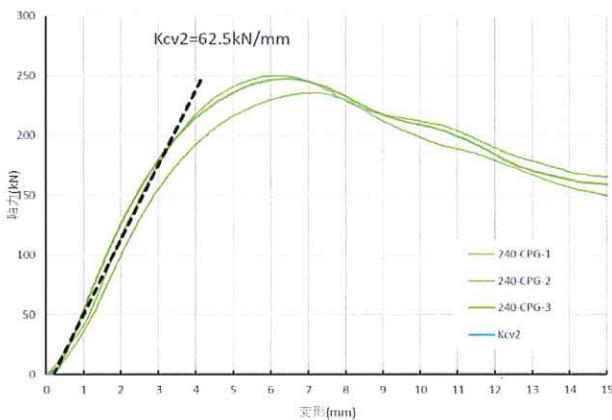


図 2.1.1.35 240 せい桁めり込み試験 荷重-変位関係

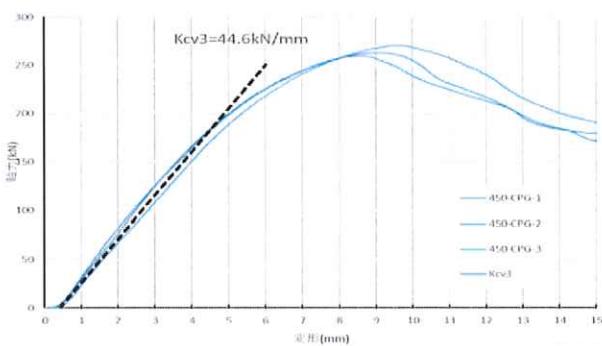


図 2.1.1.36 450 せい桁めり込み試験 荷重-変位関係

(4) 柱頭柱脚 HD 接合部の曲げ方向の復元力特性

HD 柱脚金物曲げ試験に基づき、トリリニアモデルを作成する。

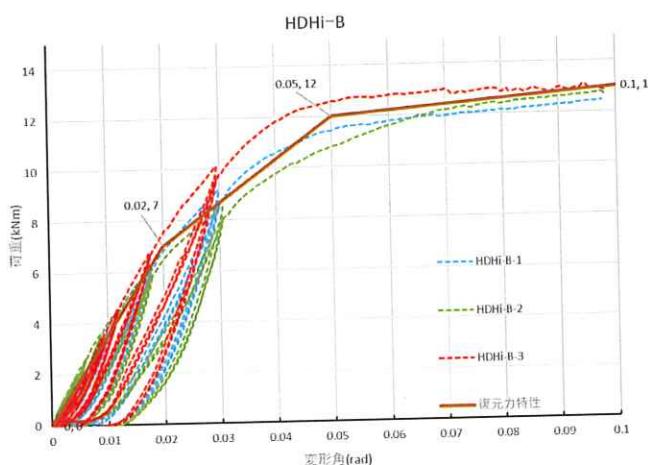


図 2.1.1.37 HD 柱脚金物曲げ試験 モーメント-変形角関係

2.1.1.6.1.2 解析モデル

モデル図及び接合部剛性の算出を以下に示す。

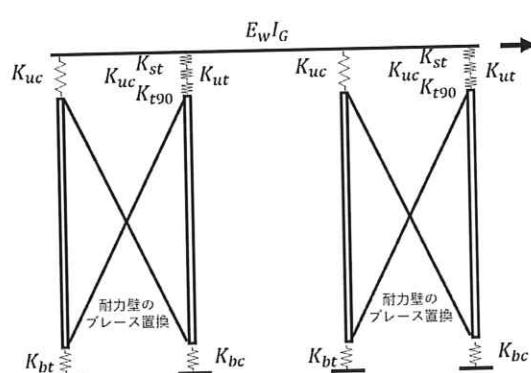


図 2.1.1.38 解析モデル(240-SNR1,450-SNR1)

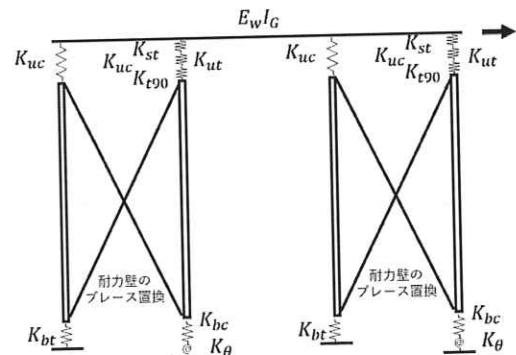


図 2.1.1.39 解析モデル(450-SNR2)

2.1.1.6.1.3 各接合部の剛性・耐力

試験結果より、加力時には柱脚側引張ボルト及び柱脚曲げが降伏しているため、これらについては上記で設定した復元力特性による弾塑性ヒンジを設け、その他については弾性バネとして設ける。

(1) 図 2.1.1.33 の復元力特性を設定する。

引張側柱脚部の初期剛性 : $K_{bt}=K_{t60}=44.7\text{kN/mm}$

(ボルト M16, SN490B ボルト長 L=600, 有効径 16 φ)

(2) 圧縮側柱脚部の初期剛性 : $K_{bc}=80.6\text{kN/mm}$

(3) 圧縮側柱頭部の剛性 :

- ・桁梁せい 240 の場合 $K_{uc24}=62.5\text{kN/mm}$
- ・桁梁せい 450 の場合 $K_{uc45}=44.6\text{kN/mm}$

(4) 引張側柱頭部の剛性

① めり込みプレートの剛性(50mm の片持ち仮定)

$$K_{st}=3E_sI_s/l^3 = 4,920 \text{ kN/mm}$$

② HD+ボルトの引張剛性 (ボルト長 L=900)

ボルト長 L=600 のボルト部の剛性 :

$$K_{b60}=AE/l=(16^2 \times 3.14/4) \times 205/600 = 68.6\text{kN/mm}$$

ボルト長 L=900 のボルト部の剛性 :

$$K_{b90}=AE/l=(16^2 \times 3.14/4) \times 205/900 = 45.8\text{kN/mm}$$

HD 接合部の剛性 :

$$K_J=1/(1/K_{t60}-1/K_{b60})=1/(1/44.7-1/68.6)=128.3 \text{ kN/mm}$$

HD+ボルトの引張剛性 (ボルト長 L=900) :

$$K_{t90}=1/(1/K_J+1/K_{b90})=1/(1/128.3+1/45.8)=33.8 \text{ kN/mm}$$

$$K_{ut}=1/(1/K_{st}+1/K_{uc}+1/K_{t90})$$

・桁梁せい 240 の場合の引張側柱頭部の剛性 :

$$K_{ut24}=1/(1/4,920+1/62.5+1/33.8)=21.8 \text{ kN/mm}$$

・桁梁せい 450 の場合引張側柱頭部の剛性 :

$$K_{ut45}=1/(1/4,920+1/44.6+1/33.8)=19.1 \text{ kN/mm}$$

(4) 図 2.1.1.37 の復元力特性を設定する。

面内配置の柱脚部の回転剛性 : $K_\theta=7\text{kNm}/0.02=350\text{kNm/rad}$

2.1.1.6.1.4 実験値と解析値の比較

荷重-変形角（見かけ）について各試験体と解析モデルを比較した結果を図 2.1.1.40～2.1.1.43 に示す。

解析モデルは要素試験を行った結果を用いて作成できる 240-SNR1,450-SNR1,450-SNR2 とする。それぞれの解析結果は Pmax までは試験結果に対して非常に良い精度となった。試験では Pmax 後に荷重が減少するのに対し、解析では復元力特性の設定において折れ点が 2 つまでであったため、増加していく。折れ点を複数設定できる解析プログラムであればより精度の高い解析結果を得られるといえる。

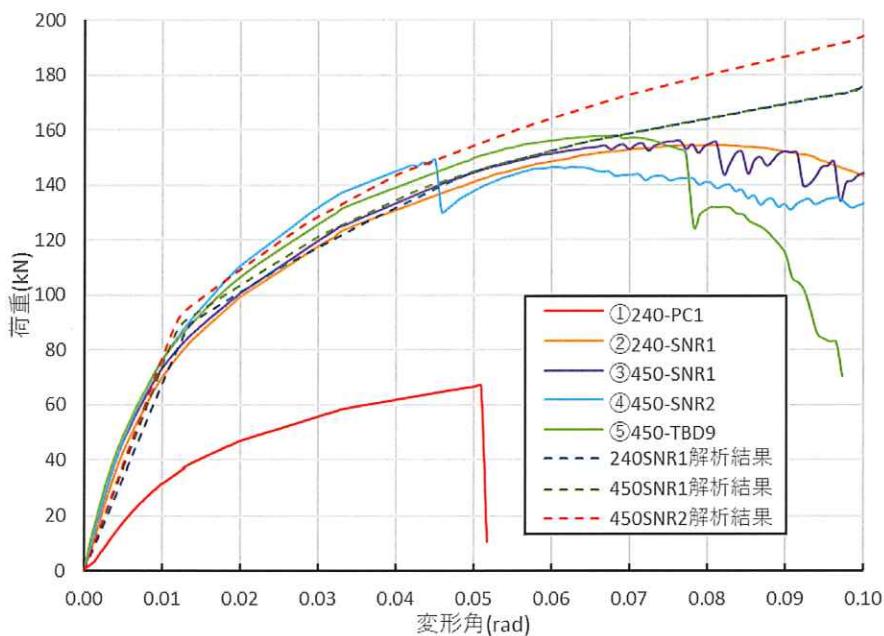


図 2.1.1.40 各試験体及び解析結果の荷重-変形角関係(見かけ)

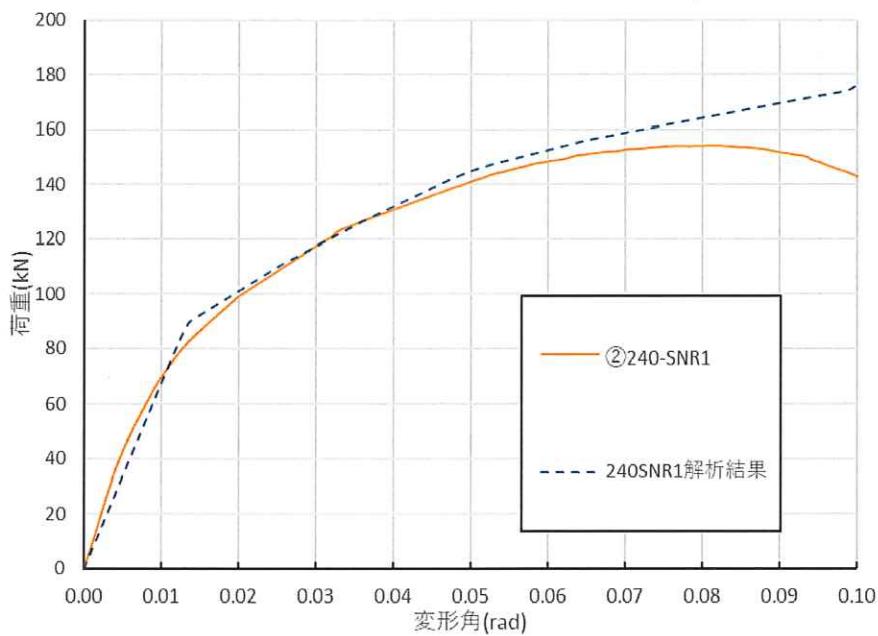


図 2.1.1.41 240-SNR1 の試験と解析の比較 (荷重-変形角関係(見かけ))

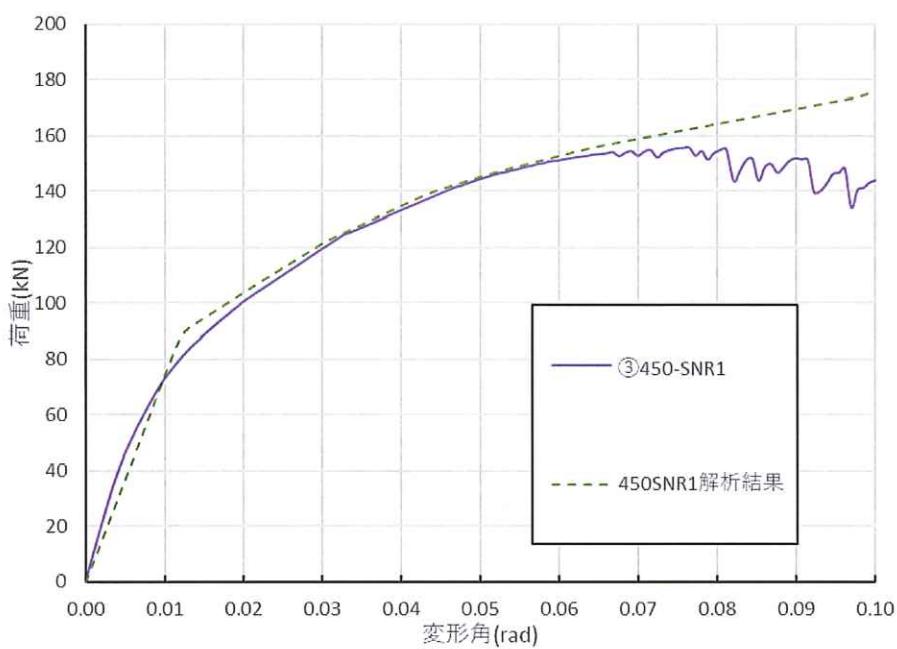


図 2.1.1.42 450-SNR1 の試験と解析の比較 (荷重-変形角関係(見かけ))

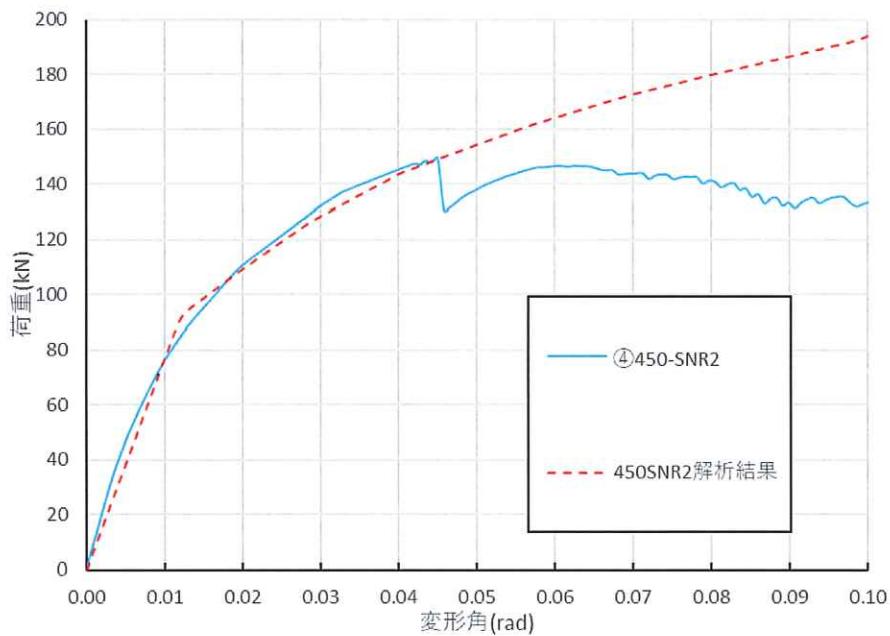


図 2.1.1.43 450-SNR2 の試験と解析の比較 (荷重-変形角関係(見かけ))

2.1.1.6.2 桁梁の曲げ応力についての検討

2.1.1.6.2.1 解析終了時の応力計算による確認

木造軸組構法中大規模木造建築物の構造設計の手引き（許容応力度設計編）に基づき、梁の柱端モーメント M'_{BC} を算出し、断面係数（ほど穴考慮して $x0.8$ とする。）で除した値を曲げ応力度とする。破壊曲げ強度 F_{bu} を基準強度の 1.25 倍とし、これをと比較して破壊状況を確認する。

$$(F_{bu}=1.25 \times 30=37.5 \text{ N/mm}^2)$$

試験結果より、柱頭部の剛性は試験終了時に降伏していないため、初期剛性を採用し、柱脚部を試験終了時 (1/10rad) の割線剛性 ($K=18500 \text{ N/mm}$) とした。このときの桁梁の柱端の曲げ応力度は破壊曲げ強度を大きく下回る。15cm 程度梁中央側に貼ったひずみゲージの値は $915 \sim 2062 \mu$ であり、応力度としては、 $11 \sim 24.7 \text{ N/mm}^2$ となった。

これは降伏後 1/10rad 時の柱脚剛性が、初期剛性の 1/2 程度にしか落ちていないため、反極点高さ比も 0.83 と高い状態にあるためと考える。さらに変形が進み、割線剛性が初期剛性の 1/4 程度 ($K=9250 \text{ N/mm}^2$) になると桁梁の曲げ破壊が起こる。ただし、破壊強度にはばらつきがあることに注意する。

表 2.1.1.7 軸引張剛性と桁梁の曲げ破壊

柱脚 軸引張剛性	終局時 せん断力	反極点 高さ比	柱脚節点 モーメント	桁梁節点 モーメント	桁梁柱端 モーメント	曲げ 応力度	曲げ強度 *1.25	破壊状況
k_{ta}	Q_w	y	M_{AB}	M_{BA}	M'_{BC}	F_b	F_{bu}	
N/mm	kN		kNm	kNm	kNm	N/mm^2	N/mm^2	
18500	75	0.83	183.5	36.3	22.6	24.5	37.5	未破壊
9250	75	0.74	162.2	57.5	35.8	38.9	37.5	破壊

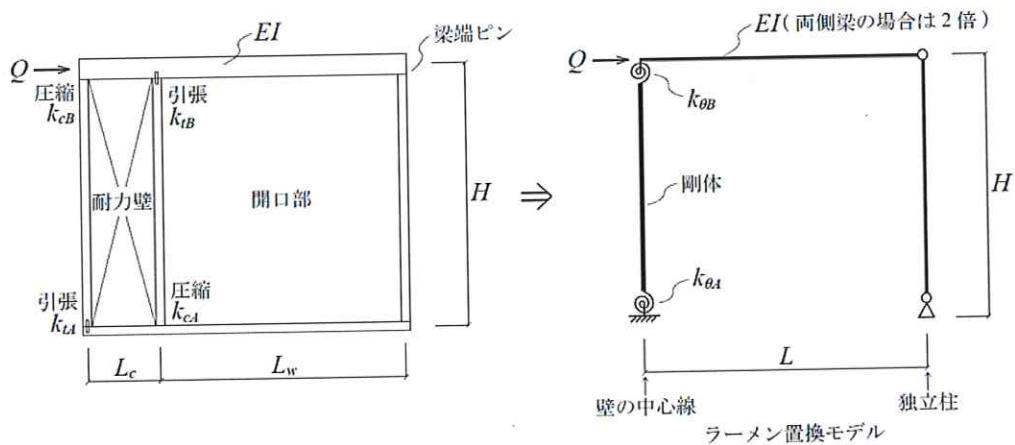


図 2.1.1.44 柱頭柱脚の回転バネを考慮したラーメン置換モデル

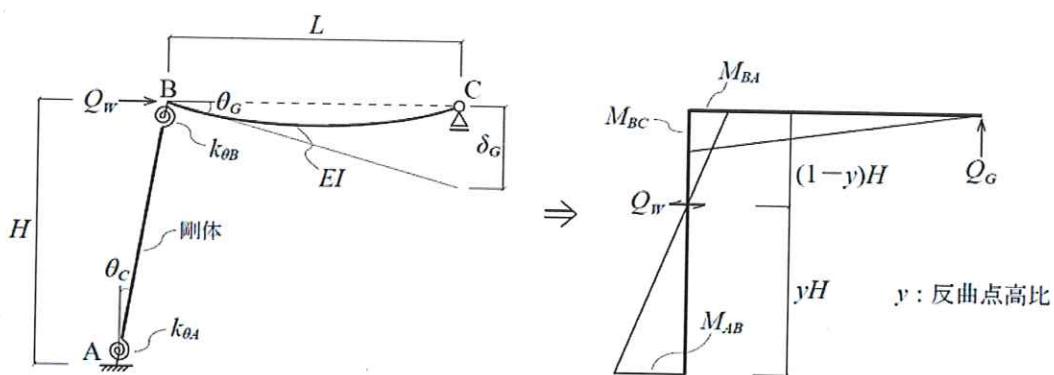


図 2 1層モデルの一般解

図 2.1.1.45 1層ラーメンモデルの一般解

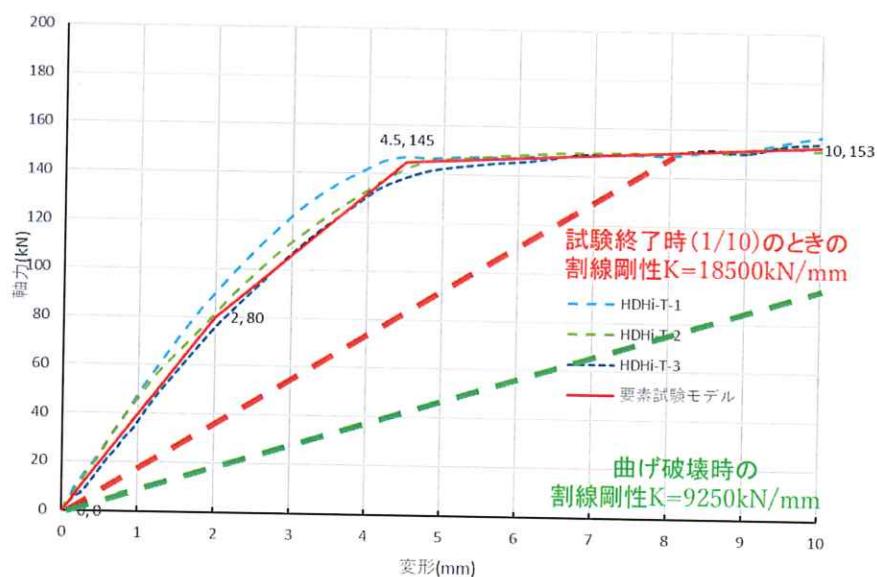


図 2.1.1.46 HD 柱脚金物引張試験 荷重-変位関係と 1/10 変形時割線剛性

2.1.1.6.2.2 試験と解析の比較

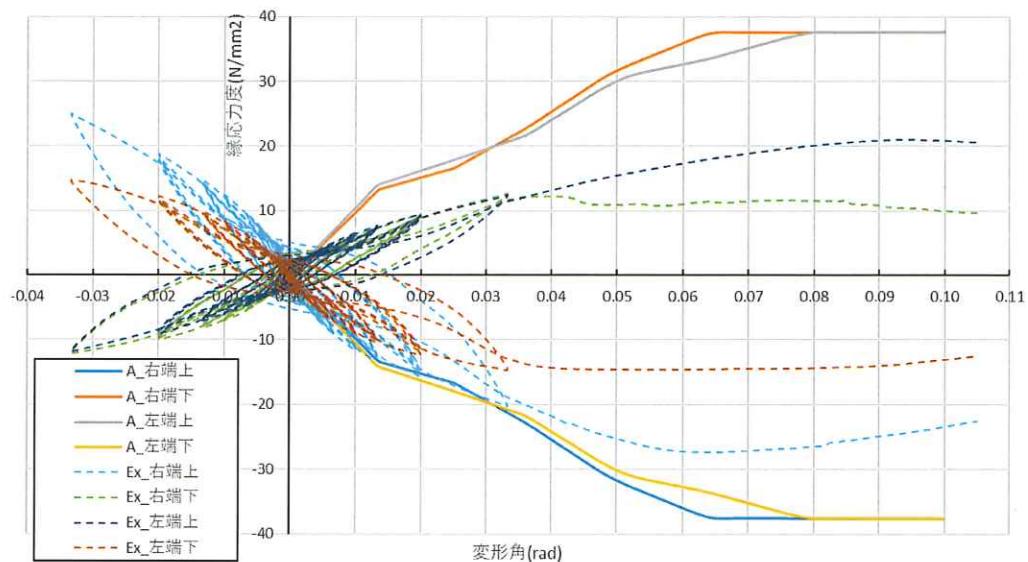


図 2.1.1.47 240-SNR1 の桁梁端部（柱面中央側）縁応力度

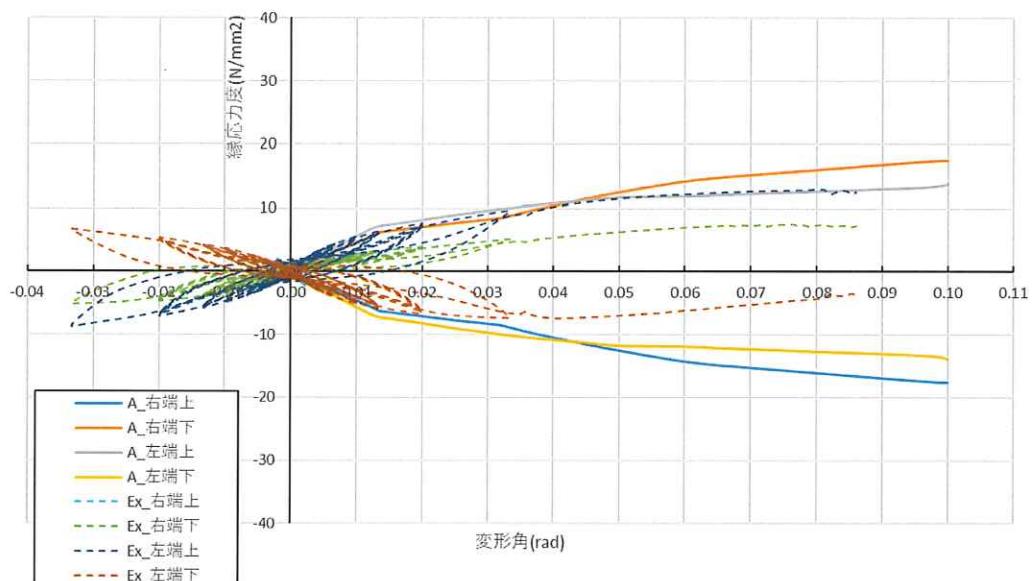


図 2.1.1.48 450-SNR1 の桁梁端部（柱面中央側）縁応力度

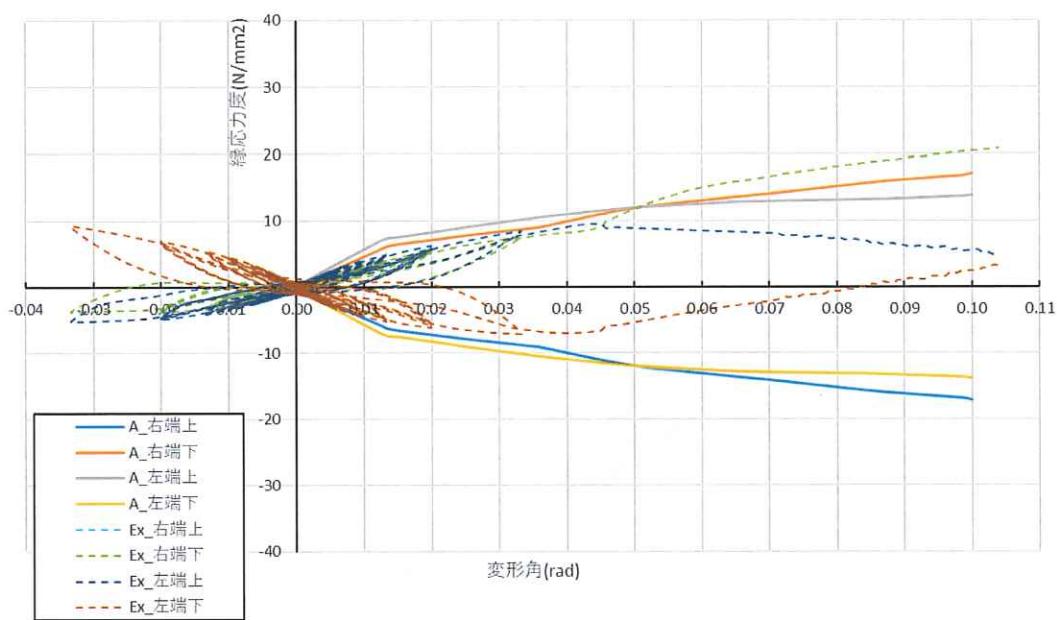


図 2.1.1.49 450-SNR2 の桁梁端部（柱面中央側）縁応力度

2.1.2 構造用合板張り高耐力壁(片面 20 倍相当)の面内せん断試験報告書

2.1.2.1 試験概要

(2022 年度に実施の試験報告書)

4~5 階建ての建物を想定し、設計に必要と考えられる壁倍率片面 20 倍相当の高耐力壁を対象に、保有水平耐力計算を行う際の増分解析に必要となる荷重－変形関係を精度良く検証できるように、土台（横架材）と柱の接合部にビス打ち+めり込み防止プレートによるめり込み対策を行うことや、土台の割裂を避けるため面材釘を直接土台に打たずにビス止めした受材を設けることなどの工夫を試みた。

試験体に用いる面材は構造用合板 $t=28\text{mm}$ とし、合板の柱梁への接合は CN90 釘を用い斜め釘打ちした試験体【70-1】【90-1】と垂直釘打ちした試験体【F70-1/2/3】の 2 種類とした。試験方法はすべて柱脚固定式とし、1P の面材耐力壁の両側に補助柱を配置した 3P の試験体とした。柱脚アンカーボルト（M20, ABR490）はホールダウン金物によって各柱頭柱脚に取り付けた。

表 2.1.2.1 に試験体一覧を示す。斜め釘打ち仕様は初期剛性が高いため、特定変形時（P150）のせん断耐力が大きくなり、その結果基準せん断耐力の評価も高くなるとの予想から、まず釘斜め打ち仕様【70-1】【90-1】と釘垂直打ち仕様【F70-1】の結果を比較した。結果は予想通り【70-1】の基準せん断耐力が最も高かったが（表 2.1.2.4 参照）、釘斜め打ちの施工は垂直打ちと比べて大幅に手間がかかることと、塑性変形がある程度進んだ時点ではむしろ垂直打ち仕様のほうが性能が高い（図 2.1.2.5 参照）という結果が得られたため、その後【F70-2】【F70-3】は【F70-1】と同仕様の試験体として 3 体の結果から特性値の算出ができるようにした。

表 2.1.2.1 試験体一覧

試験体名称		70-1	90-1	F70-1	F70-2	F70-3
釘打ち 仕様 (CN90)	外周	2 列斜め打ち @70 +1 列垂直打 ち@140	2 列斜め打ち @90 +1 列垂直打 ち@180	2 列垂直打 ち @70 +1 列垂直打 ち@140	2 列垂直打 ち @70 +1 列垂直打 ち@140	2 列垂直打 ち @70 +1 列垂直打 ち@140
	中通り	垂直打ち @70	垂直打ち@90	垂直打ち@70	垂直打ち@70	垂直打ち@70

2.1.2.2 試験体仕様

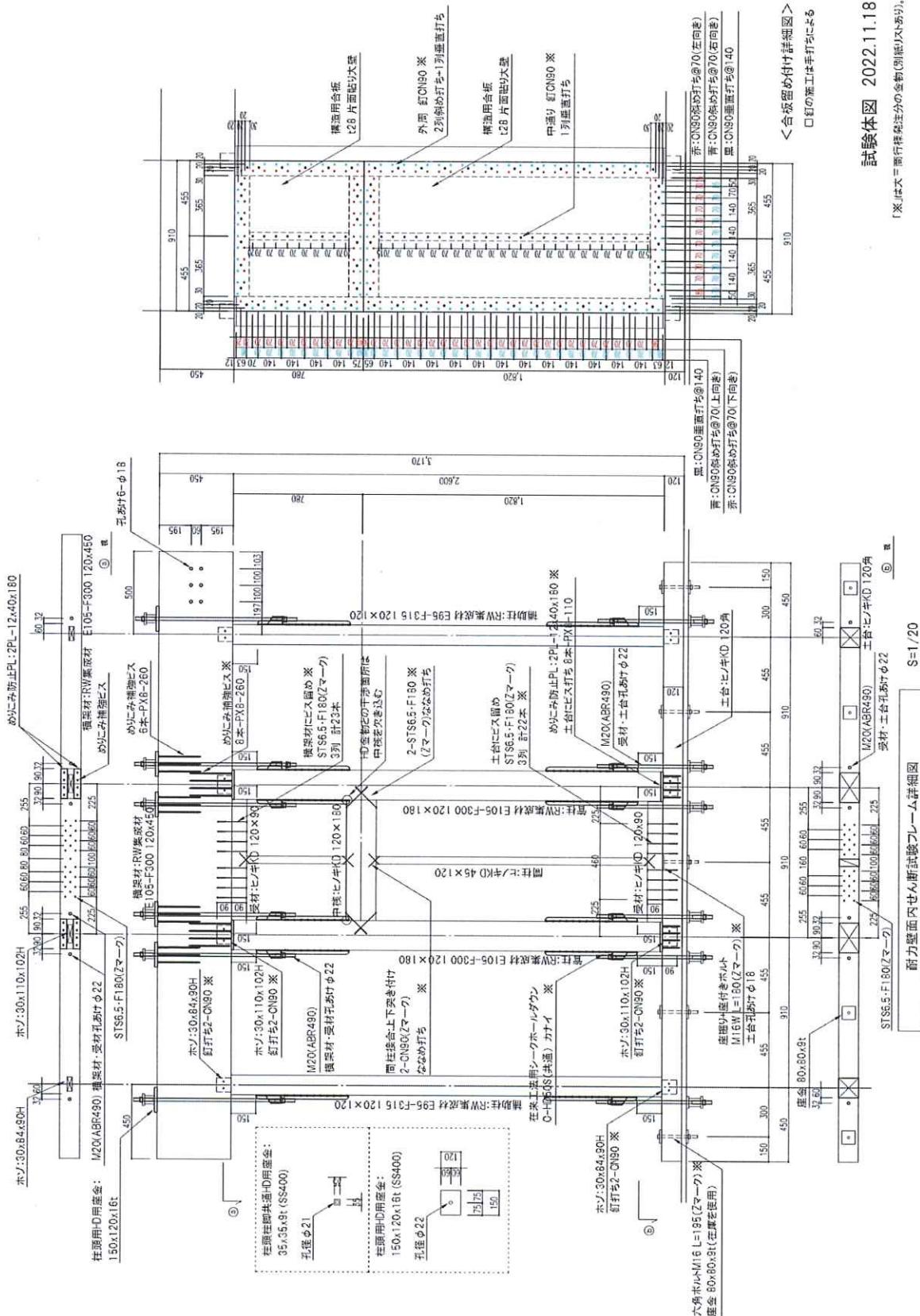


図 2.1.2.1 試験体図

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 2.1.2.2 木材及び合板の密度と含水率 左【70-1】 右【90-1】

梁	密度(g/cm3)	含水率(%)	梁	密度(g/cm3)	含水率(%)
70-1	0.45	12.0	90-1	0.46	10.5
土台	密度(g/cm3)	含水率(%)	土台	密度(g/cm3)	含水率(%)
70-1	0.45	9.5	90-1	0.51	10
柱	密度(g/cm3)	含水率(%)	柱	密度(g/cm3)	含水率(%)
70-1右	0.51	13.5	90-1右	0.47	12.5
1左	0.48	12.5	1左	0.48	12.5
平均値	0.50	13.0	平均値	0.48	12.5
補助柱	密度(g/cm3)	含水率(%)	補助柱	密度(g/cm3)	含水率(%)
70-1右	0.52	12.5	90-1右	0.51	13.0
1左	0.49	12.5	1左	0.48	12.5
平均値	0.51	12.5	平均値	0.50	12.8
間柱	密度(g/cm3)	含水率(%)	間柱	密度(g/cm3)	含水率(%)
70-1右	0.46	13.5	90-1右	0.48	13.0
1左	0.50	16.0	1左	0.49	13.5
平均値	0.48	14.8	平均値	0.49	13.3
中棟	密度(g/cm3)	含水率(%)	中棟	密度(g/cm3)	含水率(%)
70-1	0.41	9.0	90-1	0.43	9.0
受材	密度(g/cm3)	含水率(%)	受材	密度(g/cm3)	含水率(%)
70-1上	0.52	10.5	90-1上	0.51	9.0
1下	0.52	9	1下	0.51	9.5
平均値	0.52	9.8	平均値	0.51	9.3
面材	密度(g/cm3)		面材	密度(g/cm3)	
70-1上	0.42		90-1上	0.44	
1下	0.43		1下	0.43	
平均値	0.43		平均値	0.44	

表 2.1.2.3 木材及び合板の密度と含水率【F70-1/2/3】

梁		密度(g/cm3)	含水率(%)
F70-	1	0.49	12.5
	2	0.48	10.5
	3	0.47	10.0
	平均値	0.48	11.0
土台		密度(g/cm3)	含水率(%)
F70-	1	0.49	9.0
	2	0.53	11.0
	3	0.50	10.0
	平均値	0.51	10.0
柱		密度(g/cm3)	含水率(%)
F70-	1右	0.50	14.5
	1左	0.48	12.5
	2右	0.48	13.0
	2左	0.49	13.5
	3右	0.48	12.5
	3左	0.48	11.5
	平均値	0.49	12.9
補助柱		密度(g/cm3)	含水率(%)
F70-	1右	0.48	10.5
	1左	0.51	10.0
	2右	0.52	10.0
	2左	0.47	10.5
	3右	0.50	12.5
	3左	0.49	10.0
	平均値	0.50	10.6
間柱		密度(g/cm3)	含水率(%)
F70-	1上	0.47	14.5
	1下	0.48	14.0
	2上	0.47	15.0
	2下	0.44	12.5
	3上	0.48	15.0
	3下	0.46	13.5
	平均値	0.47	14.1
中棟		密度(g/cm3)	含水率(%)
F70-	1	0.42	9.0
	2	0.43	9.5
	3	0.46	10.0
	平均値	0.44	9.5
受材		密度(g/cm3)	含水率(%)
F70-	1上	0.51	10.0
	1下	0.55	10.5
	2上	0.52	9.5
	2下	0.51	9.0
	3上	0.53	10.0
	3下	0.53	9.5
	平均値	0.53	9.8
面材		密度(g/cm3)	
F70-	1上	0.42	
	1下	0.42	
	2上	0.42	
	2下	0.43	
	3上	0.43	
	3下	0.44	
	平均値	0.43	

2.1.2.3 試験方法

2.1.2.3.1 試験体の固定方法

試験方法はすべて柱脚固定式とし、1P の面材耐力壁の両側に補助柱を配置した 3P の試験体とする。

面材耐力壁両端の柱には各 2 本ずつアンカーボルト (M20, ABR490) を取り付け、架台にナット締めした。試験体両端の補助柱には各 1 本ずつアンカーボルト (M20, ABR490) を取り付け、架台にナット締めした。

土台は六角ボルト 5-M16 によって鉄骨架台に固定した。

2.1.2.3.2 加力計画

加力は同一の変形角について 3 回の正負繰り返しとし、真の変形角^{*1}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 $1/10\text{ rad}$ 程度（加力装置の限界）に達するまで加力する。

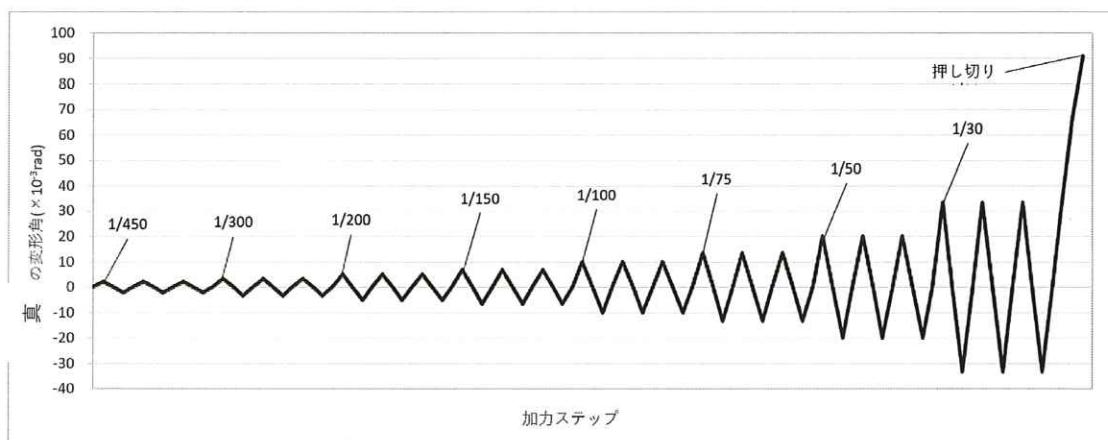
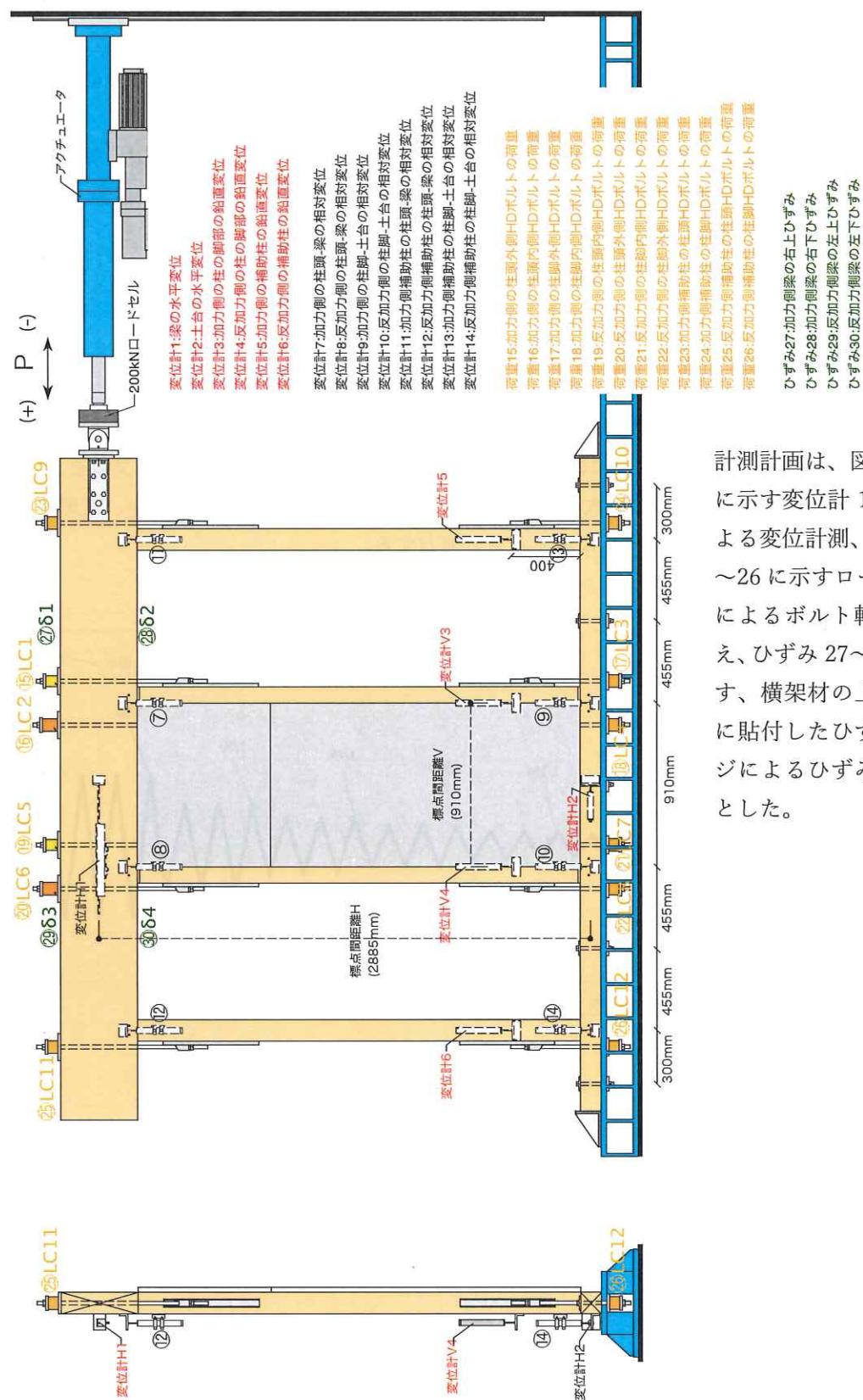


図 2.1.2.2 試験加力サイクル

*1 ただし、【70-1】【90-1】【F70-1】についてはみかけの変形角による制御となった。

2.1.2.3.3 計測計画



計測計画は、図 2.1.2.3 に示す変位計 1~14 による変位計測、荷重 15 ~26 に示すロードセルによるボルト軸力に加え、ひずみ 27~30 に示す、横架材の上下側面に貼付したひずみゲージによるひずみの計測とした。

図 2.1.2.3 計測計画

2.1.2.4 評価方法

2.1.2.4.1 せん断変形角の算出

見かけのせん断変形角(γ)、脚部のせん断変形角(θ)、真のせん断変形角(γ_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、

δ_1 : 梁材の水平方向変位 (mm)

δ_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)

δ_3 : 柱脚部の鉛直方向変位 (mm)

δ_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 δ_1 : 変位計H1

δ_2 : 変位計H2

δ_3 : 変位計H3

δ_4 : 変位計H4 とする。

なお、 δ_3 、 δ_4 は浮き上がりを正とする。

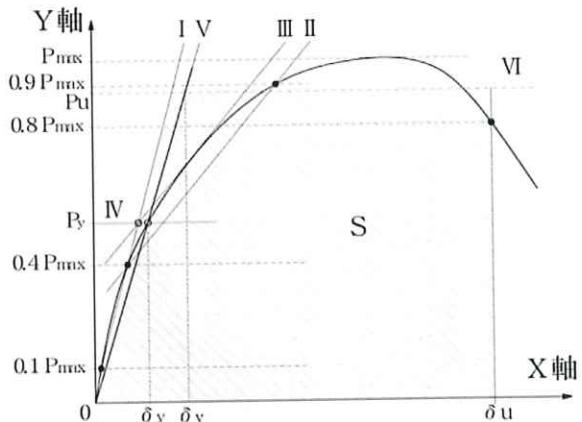


図 2.1.2.4 完全弾塑性モデルによる降伏耐力及び終局耐力の求め方

2.1.2.4.2 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。

2.1.2.4.3 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 μ 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（図2.1.2.4参照）。

- 包絡線上の $0.1P_{\max}$ と $0.4P_{\max}$ を結ぶ第I直線を引く。
- 包絡線上の $0.4P_{\max}$ と $0.9P_{\max}$ 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 δ_y とする。

2.1.2.5 試験結果

2.1.2.5.1 荷重変形関係

図 2.1.2.5、2.1.2.6 に荷重変形関係（真の変形角による）を示す。

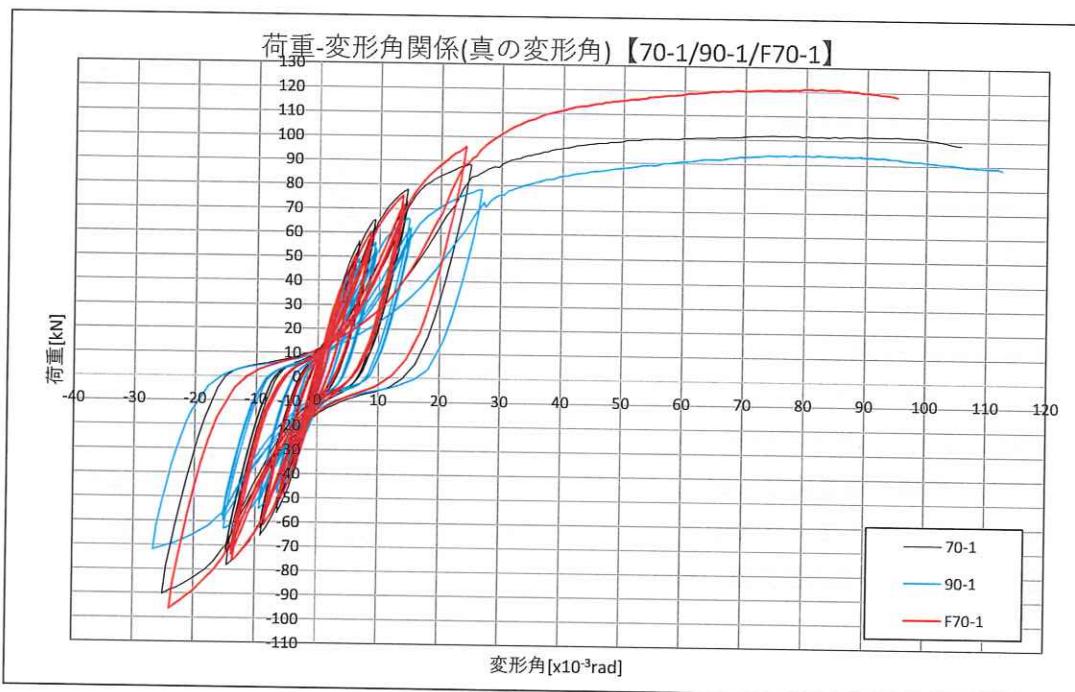


図 2.1.2.5 荷重-変形関係(真の変形角)【70-1/90-1/F70-1】

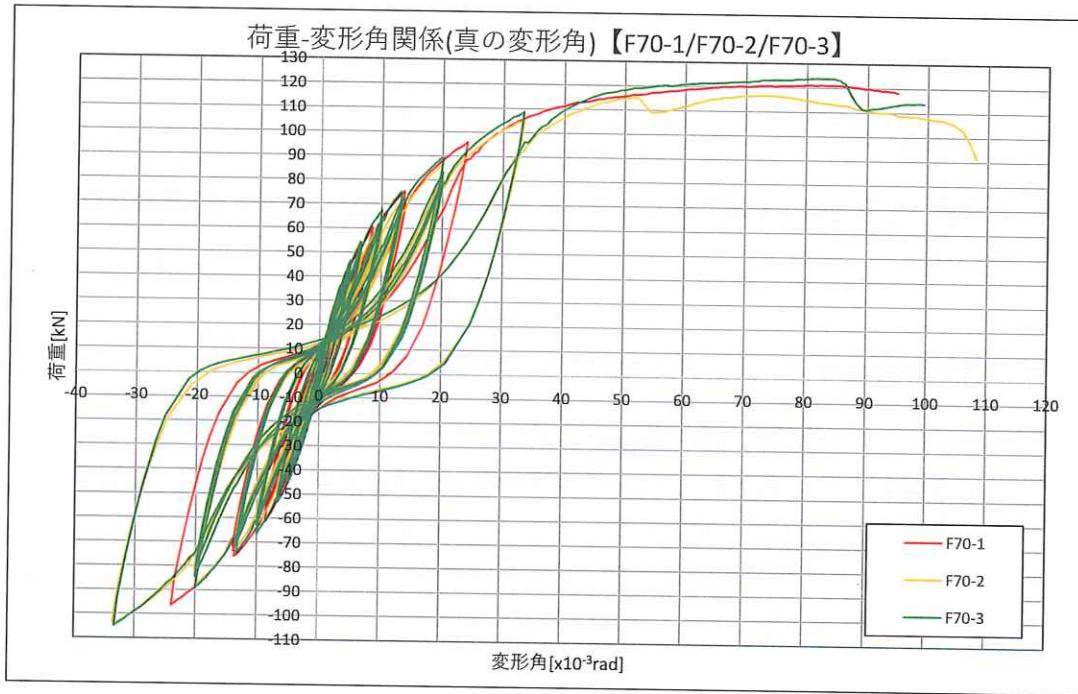


図 2.1.2.6 荷重-変形関係(真の変形角)【F70-1/F70-2/F70-3】

2.1.2.5.2 破壊性状

(斜め釘打ち仕様)

【70-1】【90-1】

- ロッキング変形によるアンカーボルトの伸び（降伏）と柱の土台へのめり込みが顕著に見られた。
- 面材の破壊および釘の破断は生じなかった。
- 一部で釘頭のめり込みが見られた。また、釘頭の面材からの抜け出しが見られた（押される方向に力がかかる斜め打ち釘）。
- 面材と軸材に隙間が生じる（面材が軸材から離れようとする）動きは軽微であった。
- 1/30rad に至っても荷重の上昇が見られ、1/20~1/12rad 程度で最大耐力に達しその後、荷重が多少減少するが 0.8Pmax に至る前に加力を終了した。
- 解体後の観察から、面材の回転に伴う釘の曲げ変形によって木材に対する釘のめり込みが見られた。

(垂直釘打ち仕様)

【F70-1】【F70-2】【F70-3】

- 斜め釘打ち仕様と同様にロッキング変形によるアンカーボルトの伸び（降伏）と柱の土台へのめり込みが顕著に見られた。
- 釘の破断や釘の抜け出しが見られなかった。釘頭のめり込みは一部で生じた。
- 【F70-2】【F70-3】は 1/20~1/13rad 程度で下段面材の中央付近に縦方向にせん断破壊が生じた。
- 解体後の観察から、面材の回転に伴う釘の曲げ変形によって木材に対する釘のめり込みが見られた。

2.1.2.5.3 特性値

表 2.1.2.4 特性値一覧

特性値の算出

項目	試験体名称→		70-1	90-1	F70-1	F70-2	F70-3	平均値(F70-1~3)
	L	cm	91	91	91	91	91	
壁の長さ(柱芯～柱芯)	H	cm	288.5	288.5	288.5	288.5	288.5	
壁の高さ(土台芯～横架材芯)	Pm	kN	102.0	94.0	121.3	116.7	123.9	120.6
最大荷重	γ_m	mrad	74.4	82.0	82.3	72.6	81.3	78.7
最大荷重時の変形角	γ_u	mrad	66.7	66.7	66.7	66.7	66.7	66.7
終局変位	γ_y	mrad	64.2	55.0	64.7	61.5	69.2	65.1
降伏耐力	γ_{yy}	mrad	8.7	9.0	10.2	9.8	11.4	10.5
降伏耐力時の変形角	γ_u	mrad	96.5	86.9	112.7	107.1	113.9	111.2
終局耐力	K	kN/mrad	7.37	6.12	6.32	6.27	6.07	6.22
初期剛性	γ_v	mrad	13.1	14.2	17.8	17.1	18.8	17.9
降伏点変位	μ		5.09	4.69	3.74	3.91	3.55	3.73
塑性率								

短期基準せん断耐力の算出

項目	試験体名称→	70-1	90-1	F70-1	F70-2	F70-3	平均値(F70-1~3)	CV	ばらつき係数	50%下限値
(a) 降伏耐力 P_y		kN	64.2	55.0	64.7	61.5	69.2	65.1	0.059	0.972
(b) 終局耐力 $P_u \times [0.2\sqrt{(2\mu-1)}]$		kN	58.5	50.3	57.3	55.9	56.3	56.5	0.013	0.994
(c) 最大荷重 P_m の $2/3$		kN	68.0	62.7	80.9	77.8	82.6	80.4	0.030	0.986
(d) 特定変形時の耐力 P_{150}		kN	49.2	40.8	42.1	41.8	40.5	41.5	0.021	0.990
短期基準せん断耐力	P_0	kN	49.2	40.8	41.1					41.1
単位長さあたり	P_0'	kN/m	54.0	44.8	45.1					
壁倍率			27.6	22.9	23.0					

2.1.2.5.4 試験体写真

【70-1】



写真 【70-1】 加力終了時

写真 【70-1】 アンカーボルトの
伸び・降伏と釘頭の抜け出し(押し
切り途中)



写真 【70-1】 柱の土台へのめり込み
(押し切り途中)

写真 【70-1】 釘頭の抜け出し(押し切り途中)
釘頭のめり込み

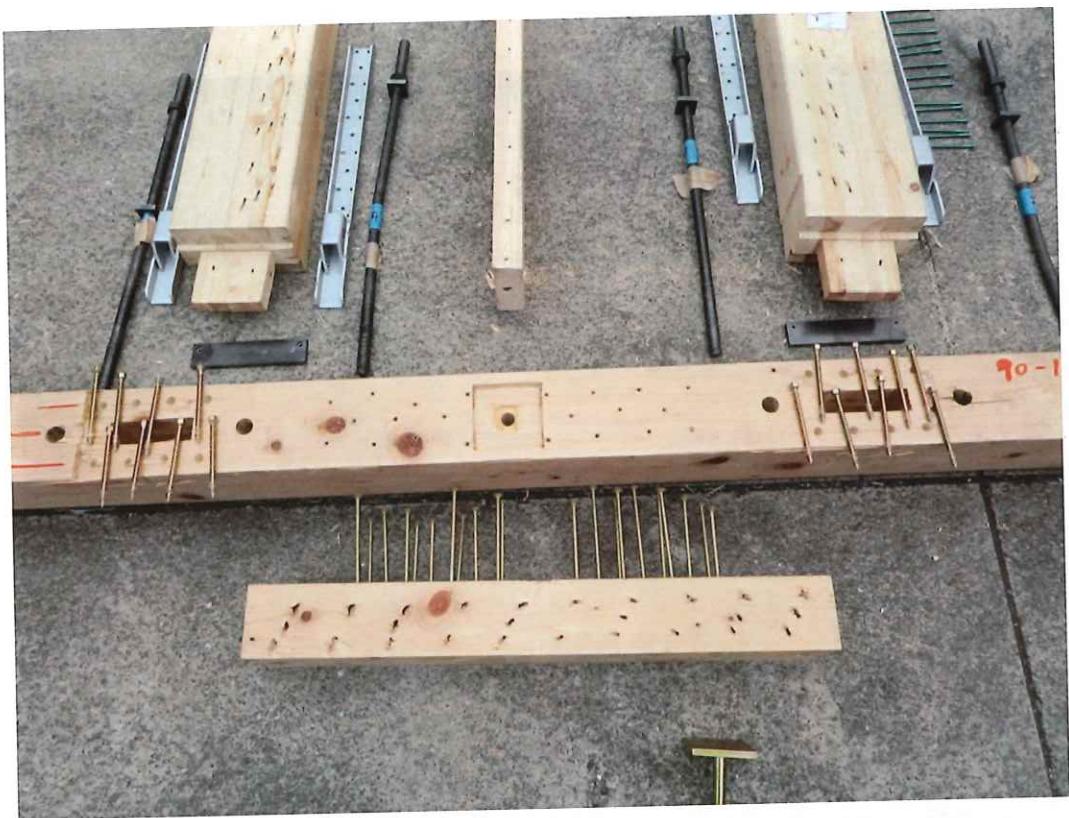


写真 【70-1】解体時 柱脚付近 釘の変形に伴う木材へのめり込み

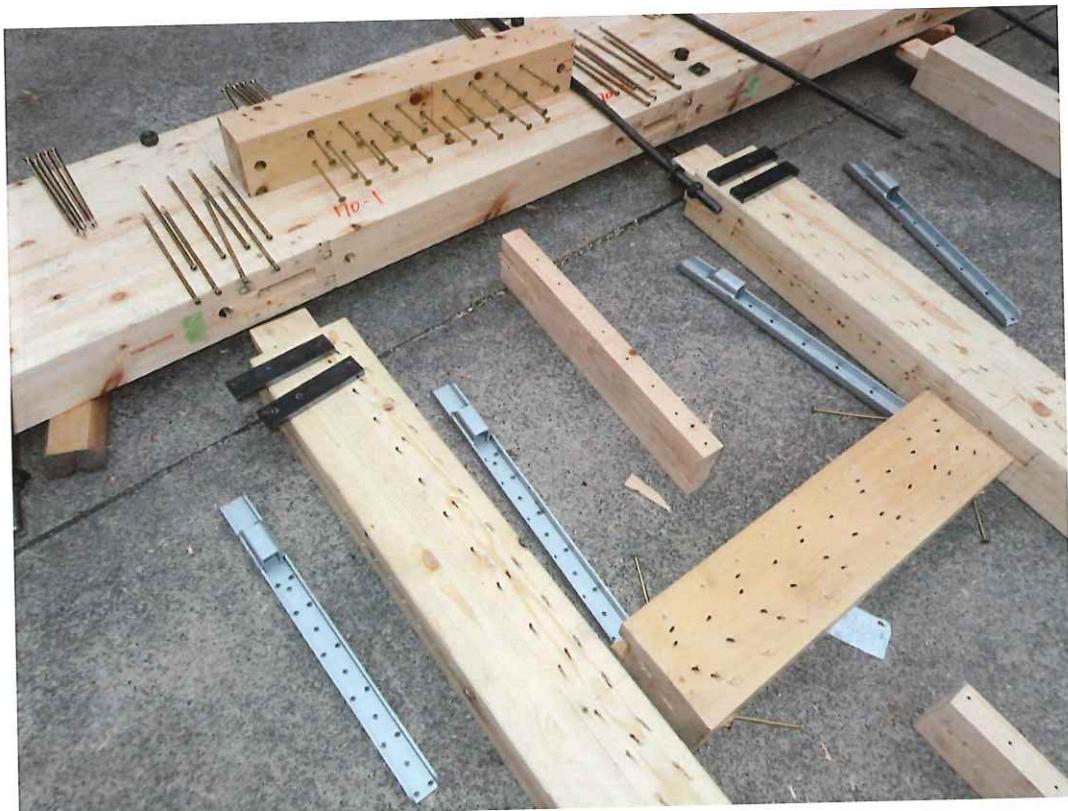


写真 【70-1】解体時 柱頭付近 釘の変形に伴う木材へのめり込み

【90-1】



写真 【90-1】 加力終了時



写真 【90-1】 アンカーボルトの伸び・降伏(加力終了時)



写真 【90-1】釘の抜け出し、釘頭のめり込みと合板の浮き(加力終了時)



写真 【90-1】柱の土台へのめり込み(加力終了時)

【F70-1】



写真 【F70-1】 加力終了時



写真 【F70-1】 柱の土台へのめり込みとアンカーボルトの伸び(加力終了時)



写真 【F70-1】 加力終了時



写真 【F70-1】 合板の浮きと釘頭のめり込み(加力終了時)



写真 【F70-1】解体時 柱脚付近 釘の変形に伴う木材へのめり込み



写真 【F70-1】解体時 柱頭付近 釘の変形に伴う木材へのめり込み

【F70-2】

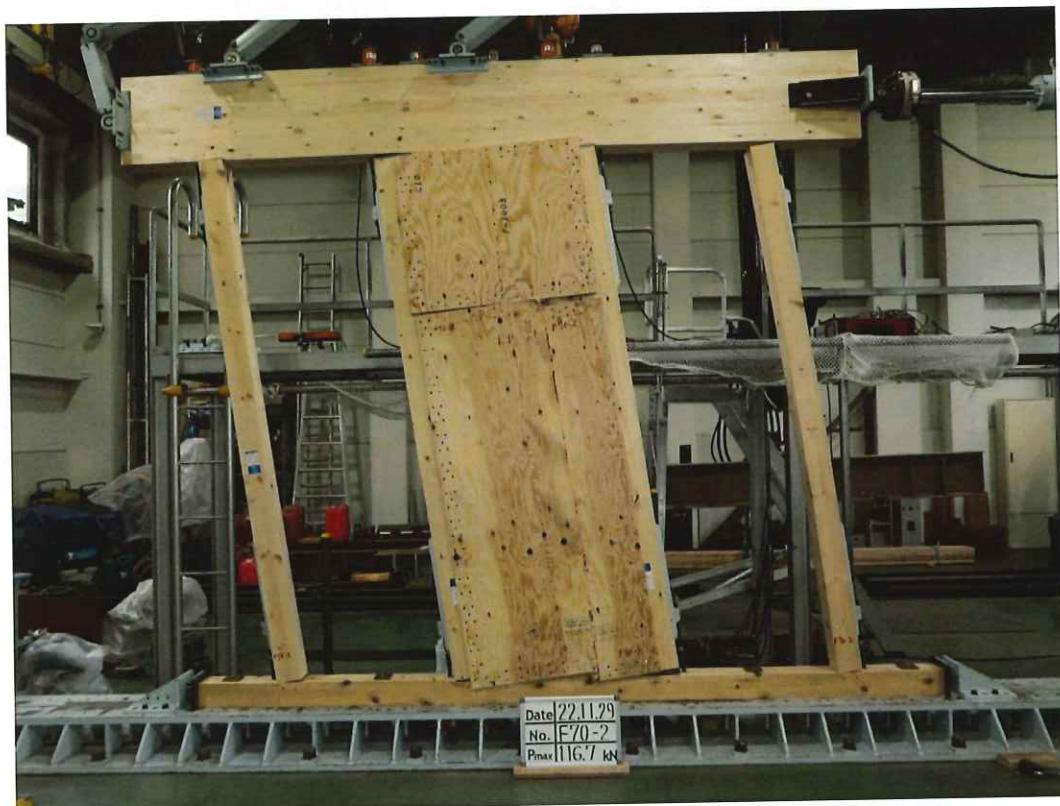


写真 【F70-2】 加力終了時

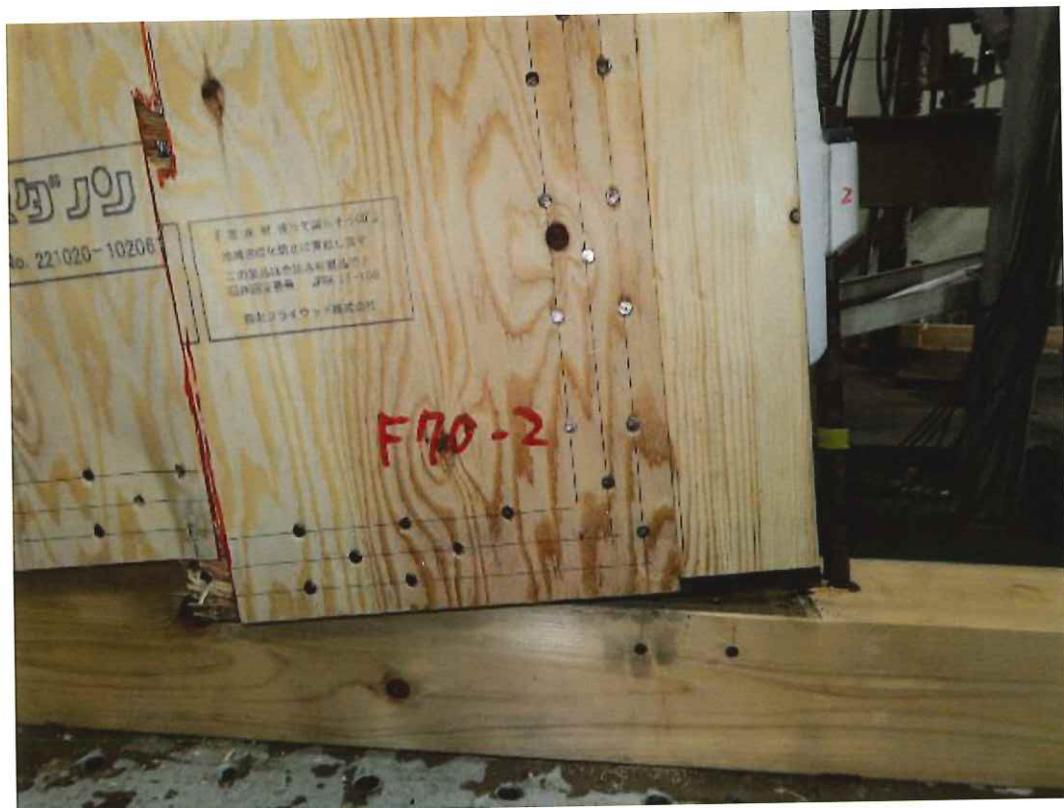


写真 【F70-2】 アンカーボルトの伸びと合板のせん断破壊(加力終了時)



写真 【F70-2】合板のせん断破壊(加力終了時)

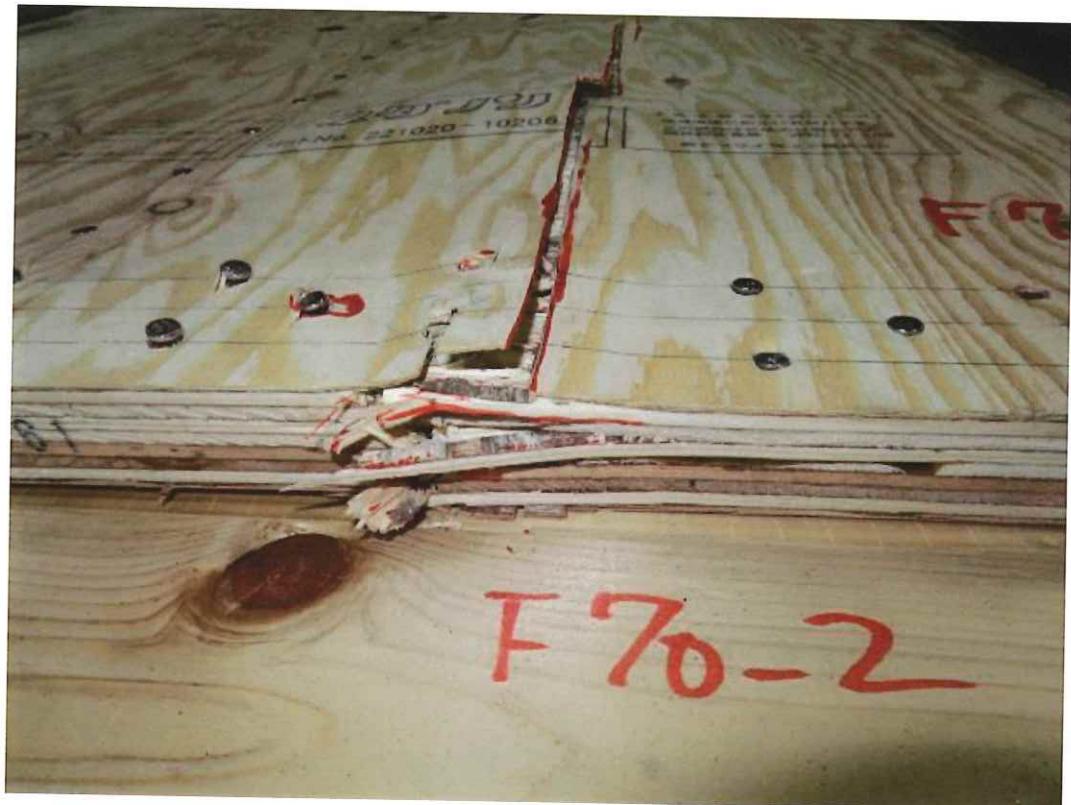


写真 【F70-2】合板のせん断破壊

【F70-3】



写真 【F70-3】 加力終了時



写真 【F70-3】 アンカーボルトの伸びと合板のせん断破壊(加力終了時)



写真【F70-3】合板のせん断破壊
(加力終了時)



写真 【F70-3】柱の土台へのめり込み(加力終了時)



写真 【F70-3】試験体裏側から(加力終了時)

2.1.2.6 考察

2.1.2.6.1 計算値（詳細計算法）との比較

面材張り耐力壁(大壁)の詳細計算法により算出した特性値と試験結果の包絡線から算出した特性値の一覧を表 2.1.2.5 に示す。(詳細計算法による算出は 2.1.2.6.2 参照)

表 2.1.2.5 詳細計算法による計算値と試験結果から算出した特性値一覧

真の変形角から算出		A	B	C	At	Bt	Ct1	Ct2	Ct3	Ct	
符号		詳細計算法による計算値 or 試験結果	詳細計算法による計算値	詳細計算法による計算値	試験結果	試験結果	試験結果	試験結果	試験結果	試験結果の平均	
名称		【70-1】	【90-1】	【F70-1】	【70-1】	【90-1】	【F70-1】	【F70-2】	【F70-3】	【F70-Ave】	
ビス打ち仕様		2列斜め打ち @70 + 1列垂直打ち @140	2列斜め打ち @90 + 1列垂直打ち @180	2列垂直打ち @70 + 1列垂直打ち @140	2列斜め打ち @70 + 1列垂直打ち @180	2列垂直打ち @90 + 1列垂直打ち @140	2列斜め打ち @70 + 1列垂直打ち @140	2列垂直打ち @70 + 1列垂直打ち @140	2列垂直打ち @70 + 1列垂直打ち @140	2列垂直打ち @70 + 1列垂直打ち @140	
壁の長さ (柱芯～柱芯)	L	cm	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	
階高 (土台芯～横架材芯)	H	cm	288.5	288.5	288.5	288.5	288.5	288.5	288.5	288.5	
壁の回転剛性	K0	kNm/rad	1.986E+06	1.848E+06	1.467E+06	2.127E+06	1.765E+06	1.822E+06	1.810E+06	1.751E+06	1.795E+06
変形角1/150rad時のモーメント	M150	kNm	13,241	12,322	9,779	14,183	11,766	12,148	12,068	11,675	11,964
壁の降伏モーメントMy	My	kNm	12,346	9,285	20,084	18,535	15,880	18,674	17,736	19,958	18,789
My時の変形角	θ_y	rad	0.0050	0.0041	0.0067	0.0087	0.0090	0.0102	0.0098	0.0114	0.0105
壁の終局モーメント	Mu	kNm	14,377	11,243	19,524	27,846	25,069	32,518	30,892	32,847	32,086
壁の塑性率	μ	-	12.87	13.31	8.11	5.09	4.69	3.74	3.91	3.55	3.73
壁の $0.2\sqrt{(2\mu-1)} \times Mu$		kNm	14,301	11,382	15,236	16,880	14,520	16,544	16,127	16,237	16,316
壁の許容せん断耐力Paの計算											
min(My, M150, 0.2 $\sqrt{(2\mu-1)} \times Mu$)		kNm	12,346	9,285	9,779	14,183	11,766	12,148	12,068	11,675	11,964
壁の許容せん断力 上記min/階高H	Pa	kN	42.8	32.2	33.9	49.2	40.8	42.1	41.8	40.5	41.5
単位長さあたりの△Pa		kN/m	47.0	35.4	37.2	54.0	44.8	46.3	46.0	44.5	45.6
壁倍率 (片面貼り)		倍	24.0	18.0	19.0	27.6	22.9	23.6	23.5	22.7	23.2

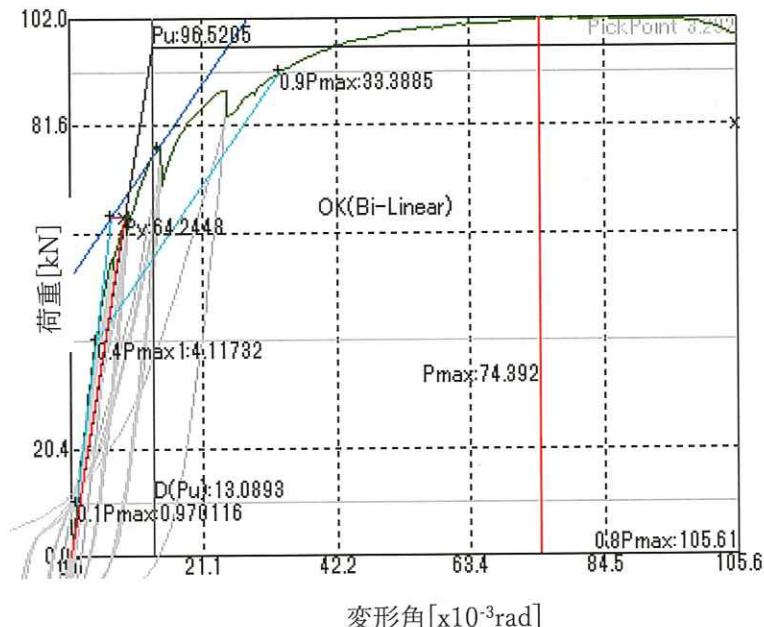


図 2.1.2.7 【70-1】荷重変形関係包絡線

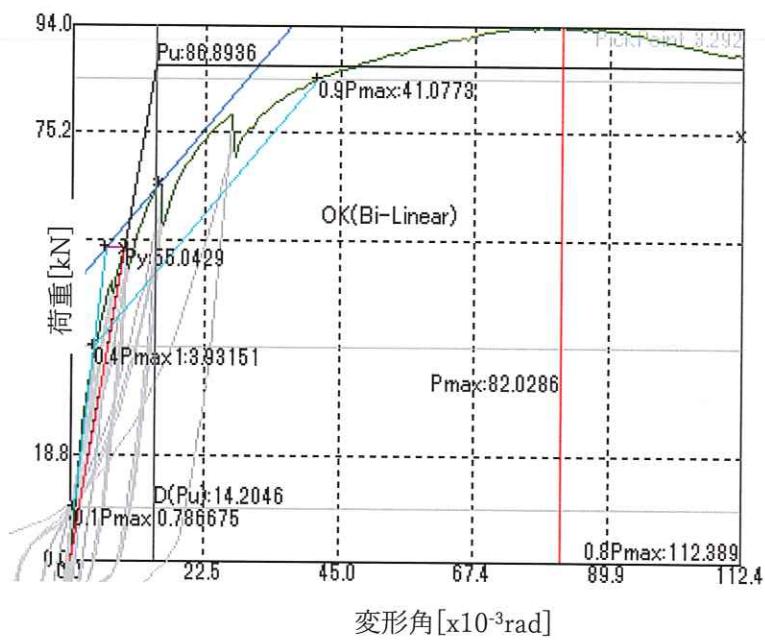


図 2.1.2.8 【90-1】荷重変形関係包絡線

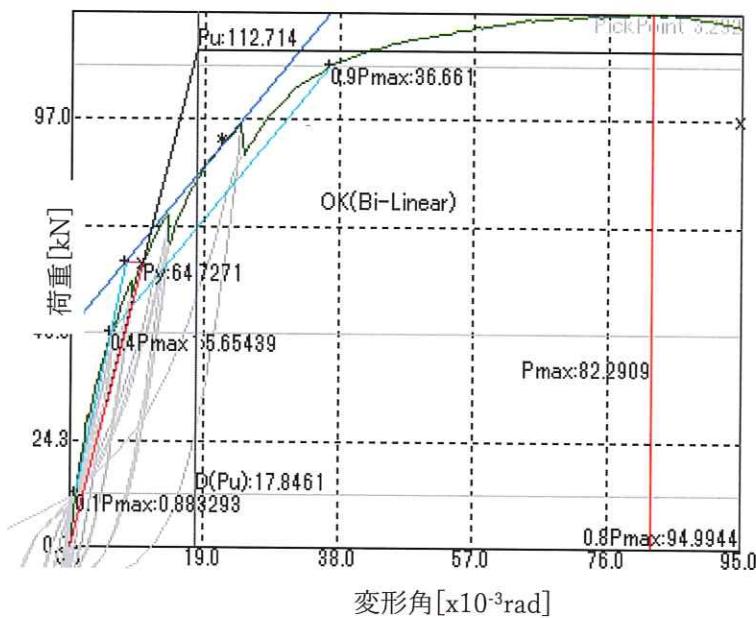


図 2.1.2.9 【F70-1】荷重変形関係包絡線

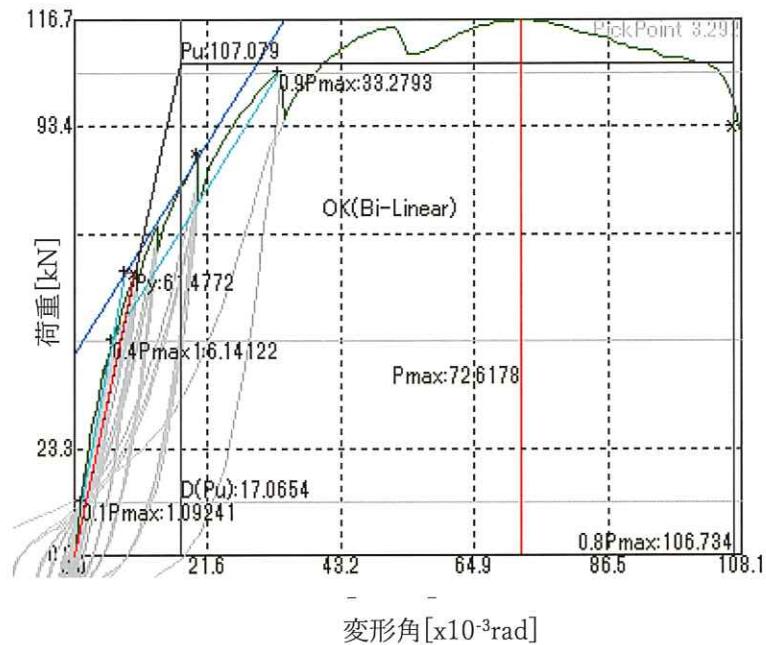


図 2.1.2.10 【F70-2】荷重変形関係包絡線

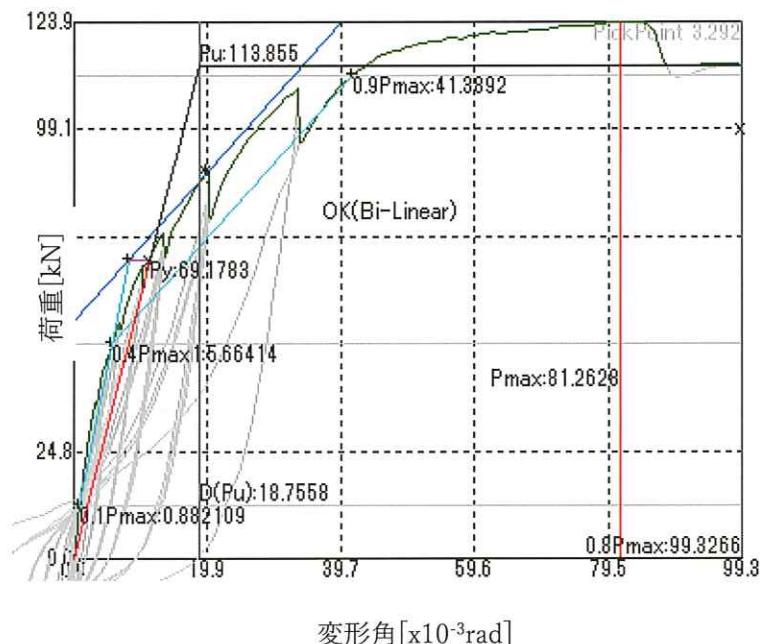


図 2.1.2.11 【F70-3】荷重変形関係包絡線

- 詳細計算法による計算値と試験結果から算出した値について、計算値に対する試験結果値の比率を表 2.1.2.6 に示す。
- 壁の回転剛性 K_0 の値は、斜め打ちと垂直打ちの両方とも詳細計算法による計算値と試験結果値で概ね一致しており精度のよい結果となっている。
- 壁の降伏モーメント M_y は、垂直打ちの場合は概ね一致した値となっているが、斜め打ちの場合は試験結果値のほうが大きな値となっている。これは、斜め打ち試験結果の包絡線において垂直打ちの試験結果と比べて初期剛性が高い($0.1P_{max}$ と $0.4P_{max}$ を結ぶ第一直線の傾きが急)ため、降伏耐力 P_y の値が大きく評価されているためと考えられる(図 2.1.2.7~11 包絡線参照)。
- 壁の終局モーメント M_u は、斜め打ちと垂直打ちの両方とも計算値に対して試験結果値が大きな値となっており、斜め打ちの場合にこの傾向が強い。詳細計算法より算出する M_u (降伏モーメント M_y に釘配列降伏終局比 C_{xy} を乗じて算出する値)は実際の終局耐力を安全側に評価していると考えられる。

表 2.1.2.6 詳細計算法による計算値に対する試験結果値の比率

比較(試験結果/詳細計算法)		At/A	Bt/B	Ct/C
ビス打ち仕様	2列斜め打ち @70	2列斜め打ち @90	2列垂直打ち @70	
	+	+	+	
	1列垂直打ち @140	1列垂直打ち @180	1列垂直打ち @140	
壁の回転剛性	K_0	1.07	0.95	1.22
変形角1/150rad時のモーメント	M_{150}	1.07	0.95	1.22
壁の降伏モーメント M_y	M_y	1.50	1.71	0.94
壁の終局モーメント	M_u	1.94	2.23	1.64
壁倍率(片面貼り)	倍	1.15	1.27	1.22

2.1.2.6.2 面材張り耐力壁(大壁)の詳細計算法

詳細計算法による各特性値の算出を行う。尚、面材釘による一面せん断接合の諸元は既往の面材釘試験結果（後述）による値を用いた。

表 2.1.2.7 【70-1】面材張り耐力壁(大壁)の詳細計算法による算出

■検討番号		①	②	→	①+②
■釘打ち仕様		CN90 斜め打ち 2列@70	CN90 垂直打ち @140		①と②の併用 【今回採用】
■面材仕様		構造用合板t28	構造用合板t28		構造用合板t28
■詳細計算					
1)面材の諸元					
階高(横架材芯～芯)	H cm	288.5	288.5		288.5
面材の厚み	t cm	2.8	2.8		2.8
上側の面材幅	w上 cm	91	91		91
上側の面材高さ	h上 cm	78	78		78
下側の面材幅	w下 cm	91	91		91
下側の面材高さ	h下 cm	182	182		182
合計の高さ	h cm	260	260		260
面材の面積（上）	Aw上 cm ²	7098	7098		7098
面材の面積（下）	Aw下 cm ²	16562	16562		16562
面材のせん断弾性係数	GB KN/cm ²	40	40		40
2)面材釘の一一面せん断の数値					
種類	-	CN-90	CN-90		
ピッチ	mm	70	140		
	k kN/cm	77.31	13.9		
	δv cm	0.0451	0.1857		
	δu cm	2.6601	2.9995		
	ΔPv kN	3.486	2.582		
3)釘配列諸定数					
面材（上）	Ixy上 cm ² /cm ²	2.99	1.51		
	Zxy上 cm/cm ²	0.112	0.0565		
	Cxy上 -	1.10	1.09		
面材（下）	Ixy下 cm ² /cm ²	4.56	2.23		
	Zxy下 cm/cm ²	0.120	0.0586		
	Cxy下 -	1.08	1.08		
4)壁の回転剛性	釘剛性上 (Ixy上 · k)	231	21	①+②=	252
	釘剛性下 (Ixy下 · k)	353	31	①+②=	384
	面材剛性 (GB · t)	112	112		112
	K0上 kNm/rad	535,511	125,467		550,466
	K0下 kNm/rad	1,407,713	402,090		1,435,689
上+下	K0 kNm/rad	1,943,224	527,557		1,986,155
5)変形角1/150rad時のモーメントM ₁₅₀	K0/150 kNm	12,955	3,517		13,241
6)壁の降伏モーメントMy	My上 kNm	2,759	1,035		
	My下 kNm	6,951	2,506		
上+下	My kNm	9,710	3,541	My①+(My①/K0①)*K0②=	12,346
My時の変形角	θy rad	0.0050	0.0067	min{①,②}=	0.0050
7)壁の終局モーメントMu	Mu上 kNm	3,035	1,129	①+②=	4,163
	Mu下 kNm	7,507	2,706	①+②=	10,214
	Mu kNm	10,542	3,835		14,377
8)壁の塑性率	μ上 -	19.92	13.76		
	μ下 -	14.98	12.87		
min(μ上, μ下)	μ -	14.98	12.87	min{①,②}=	12.87
9)壁の0.2√(2μ-1)×Mu	kNm	11,346	3,523		14,301
10)壁の許容せん断耐力Pa					
min(My, K0/150, 0.2√(2μ-1)×Mu)	kNm	9,710	3,517		12,346
壁の許容せん断力 上記min/階高H	Pa	33.7	12.2		42.8
単位長さあたりの△Pa	kN/m	37.0	13.4		47.0
壁倍率（片面貼り）	倍	18.9	6.8		24.0

表 2.1.2.8 【90-1】面材張り耐力壁(大壁)の詳細計算法による算出

■検討番号			①	②	→	①+②
■釘打ち仕様			CN90 斜め打ち 2列@90	CN90 垂直打ち @180		①と②の併用 【今回採用】
■面材仕様			構造用合板t28	構造用合板t28		構造用合板t28
■詳細計算						
1)面材の諸元						
階高(横架材芯～芯)	H	cm	288.5	288.5		288.5
面材の厚み	t	cm	2.8	2.8		2.8
上側の面材幅	w上	cm	91	91		91
上側の面材高さ	h上	cm	78	78		78
下側の面材幅	w下	cm	91	91		91
下側の面材高さ	h下	cm	182	182		182
合計の高さ	h	cm	260	260		260
面材の面積(上)	Aw上	cm ²	7098	7098		7098
面材の面積(下)	Aw下	cm ²	16562	16562		16562
面材のせん断弾性係数	GB	KN/cm ²	40	40		40
2)面材釘の一一面せん断の数値						
種類	-		CN-90	CN-90		
ピッチ		mm	90	180		
	k	kN/cm	77.31	13.9		
	δv	cm	0.0451	0.1857		
	δu	cm	2.6601	2.9995		
	△Pv	kN	3.486	2.582		
3)釘配列諸定数						
面材(上)	Ixy上	cm ² /cm ²	2.31	1.25		
	Zxy上	cm/cm ²	0.086	0.0466		
	Cxy上	-	1.10	1.09		
面材(下)	Ixy下	cm ² /cm ²	3.46	1.86		
	Zxy下	cm/cm ²	0.091	0.0491		
	Cxy下	-	1.08	1.08		
4)壁の回転剛性	釘剛性上(Ixy上・k)		179	17	①+②=	196
	釘剛性下(Ixy下・k)		267	26	①+②=	293
	面材剛性(GB・t)		112	112		112
	K0上	kNm/rad	488,570	106,765		505,857
	K0下	kNm/rad	1,307,493	347,888		1,342,410
	上+下	K0	1,796,063	454,653		1,848,268
5)変形角1/150rad時のモーメントM ₁₅₀	K0/150	kNm	11,974	3,031		12,322
6)壁の降伏モーメントMy	My上	kNm	2,138	854		
	My下	kNm	5,271	2,100		
	上+下	My	7,409	2,954	My①+(My①/ K0①)*K0②=	9,285
My時の変形角	θy	rad	0.0041	0.0065	min{①,②}=	0.0041
7)壁の終局モーメントMu	Mu上	kNm	2,352	931	①+②=	3,283
	Mu下	kNm	5,693	2,268	①+②=	7,961
	Mu	kNm	8,045	3,199		11,243
8)壁の塑性率	μ上	-	23.35	14.12		
	μ下	-	18.11	13.31		
	min(μ上, μ下)	μ	18.11	13.31	min{①,②}=	13.31
9)壁の0.2√(2μ-1)xMu		kNm	9,549	2,990		11,382
10)壁の許容せん断耐力Pa		kNm	7,409	2,954		9,285
min(My, K0/150, 0.2√(2μ-1)xMu)		kNm	7,409	2,954		9,285
壁の許容せん断力 上記min/階高H	Pa	kN	25.7	10.2		32.2
単位長さあたりの△Pa		kN/m	28.2	11.3		35.4
壁倍率(片面貼り)		倍	14.4	5.7		18.0

表 2.1.2.9 【F70-1~3】面材張り耐力壁(大壁)の詳細計算法による算出

■検討番号			①	②	→	①+②
■釘打ち仕様			CN90 垂直打ち 2列@70	CN90 垂直打ち @140		①と②の併用 【今回採用】
■面材仕様			構造用合板t28	構造用合板t28		構造用合板t28
■詳細計算						
1)面材の諸元						
階高(横架材芯～芯)	H	cm	288.5	288.5		288.5
面材の厚み	t	cm	2.8	2.8		2.8
上側の面材幅	w上	cm	91	91		91
上側の面材高さ	h上	cm	78	78		78
下側の面材幅	w下	cm	91	91		91
下側の面材高さ	h下	cm	182	182		182
合計の高さ	h	cm	260	260		260
面材の面積(上)	Aw上	cm ²	7098	7098		7098
面材の面積(下)	Aw下	cm ²	16562	16562		16562
面材のせん断弾性係数	GB	KN/cm ²	40	40		40
2)面材釘の一一面せん断の数値						
種類	-		CN-90	CN-90		
ピッチ		mm	35	140		
	k	kN/cm	13.9	13.9		
	δv	cm	0.1857	0.1857		
	δu	cm	2.9995	2.9995		
	ΔPv	kN	2.582	2.582		
3)釘配列諸定数						
面材(上)	Ixy上	cm ² /cm ²	5.96	1.51		
	Zxy上	cm/cm ²	0.222	0.0565		
	Cxy上	-	1.10	1.09		
面材(下)	Ixy下	cm ² /cm ²	9.11	2.23		
	Zxy下	cm/cm ²	0.240	0.0586		
	Cxy下	-	1.09	1.08		
4)壁の回転剛性	釘剛性上(Ixy上・k)		83	21	①+②=	104
	釘剛性下(Ixy下・k)		127	31	①+②=	158
	面材剛性(GB・t)		112	112		112
	K0上	kNm/rad	338,009	125,467		382,447
	K0下	kNm/rad	984,330	402,090		1,084,418
上+下	K0	kNm/rad	1,322,339	527,557		1,466,866
5)変形角1/150rad時のモーメントM ₁₅₀	K0/150	kNm	8,816	3,517		9,779
6)壁の降伏モーメントMy	My上	kNm	4,076	1,035		
	My下	kNm	10,280	2,506		
上+下	My	kNm	14,356	3,541	My①+(My①/ $K0①$)*K0②=	20,084
My時の変形角	θy	rad	0.0109	0.0067	min{①,②}=	0.0067
7)壁の終局モーメントMu	Mu上	kNm	4,484	1,129	①+②=	5,612
	Mu下	kNm	11,205	2,706	①+②=	13,912
	Mu	kNm	15,689	3,835		19,524
8)壁の塑性率	μ上	-	9.71	13.76		
	μ下	-	8.11	12.87		
	min(μ上, μ下)	μ	8.11	12.87	min{①,②}=	8.11
9)壁の0.2√(2μ-1)xMu		kNm	12,243	3,523		15,236
10)壁の許容せん断耐力Pa						
min(My, K0/150, 0.2√(2μ-1)xMu)		kNm	8,816	3,517		9,779
壁の許容せん断力 上記min/階高H	Pa	kN	30.6	12.2		33.9
単位長さあたりのΔPa		kN/m	33.6	13.4		37.2
壁倍率(片面貼り)		倍	17.1	6.8		19.0

(参考) 面材釘試験

CN-90釘を用いた既往の面材釘試験結果（垂直打ち、及び、斜め打ち）より、詳細計算法に用いる面材釘の諸元を設定した（表 2.1.2.10）。

表 2.1.2.10 既往の面材釘試験結果

試験体仕様	① 釘の種類	② 予備要素試験			④ 斜め打ち	⑤ 参考 *1	⑥ グレーベン表3.3.1 垂直打ち
		垂直打ち	斜め打ち	垂直打ち			
合板厚み mm	CN90	CN90	N90	R90	CN75	CN75	
合板樹種	スギ	スギ	スギ	スギ	ヒノキ	24,28	
合板等級	特類2級	特類2級	特類2級	特類2級	特類2級		
軸材	スギKD E70	スギKD E70	スギKD E70	スギKD E70	スギE70以上		
面材釘の試験結果							
釘2本1対(垂直打ちは1本)あたりの終局耐力 ΔPv	kN	2.58	3.49	2.37	3.35	3.30	1.85
初期剛性(試験値の平均値) k	kN/mm	1.390	7.731	3.381	2.420	3.000	1.013
0.8Pmax時の変位(試験値の平均値) δ_u	mm	1.9	0.5	0.7	1.4	1.1	1.8
0.8Pmax時の変位(試験値の平均値) δ_v	mm	29.995	26.6	30.0	18.8	19.8	21.4

*1 参考資料は、令和3年度 CLTパネルを面材として用いた木造軸組耐力壁等の開発事業報告書（木構造振興株式会社）P92 表5.4.1-3

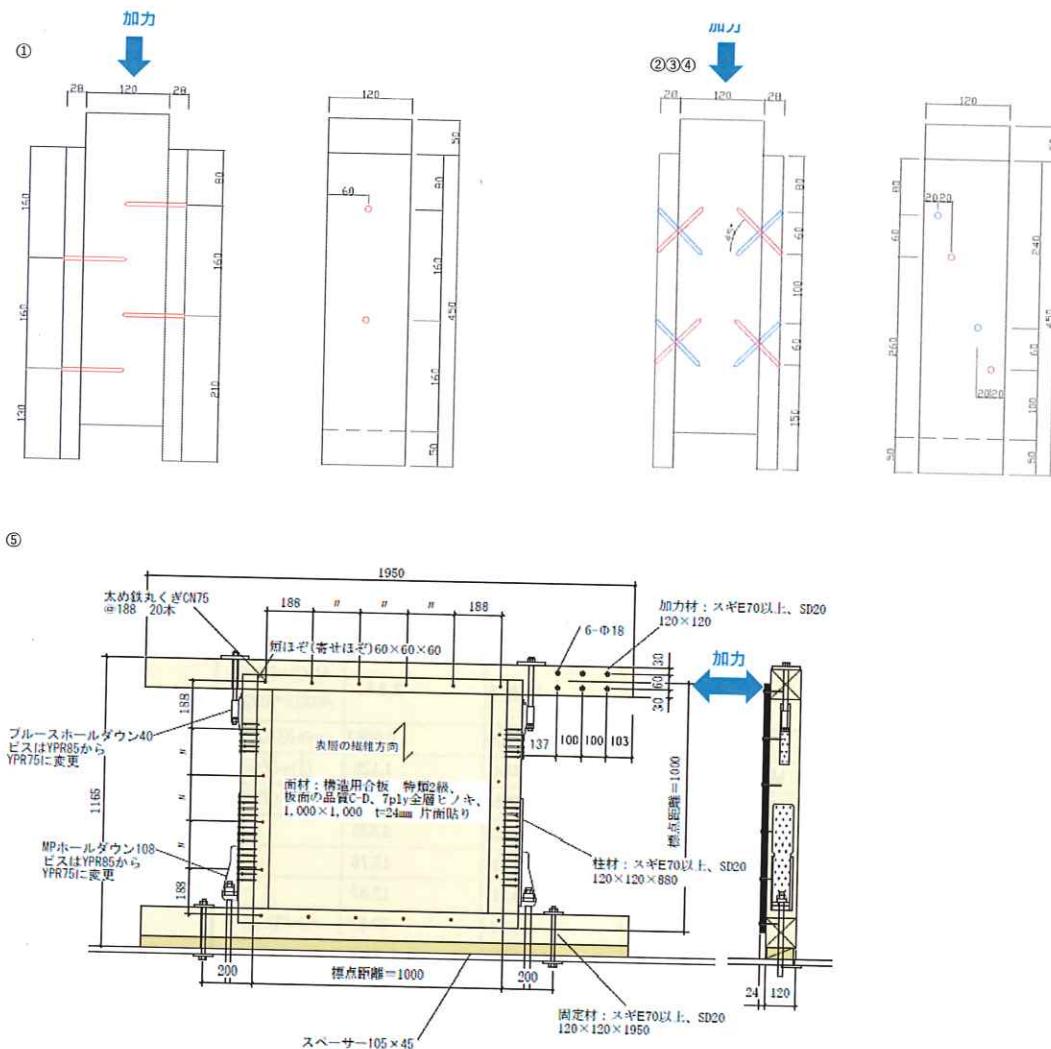


図 2.1.2.12 既往の面材釘試験体図

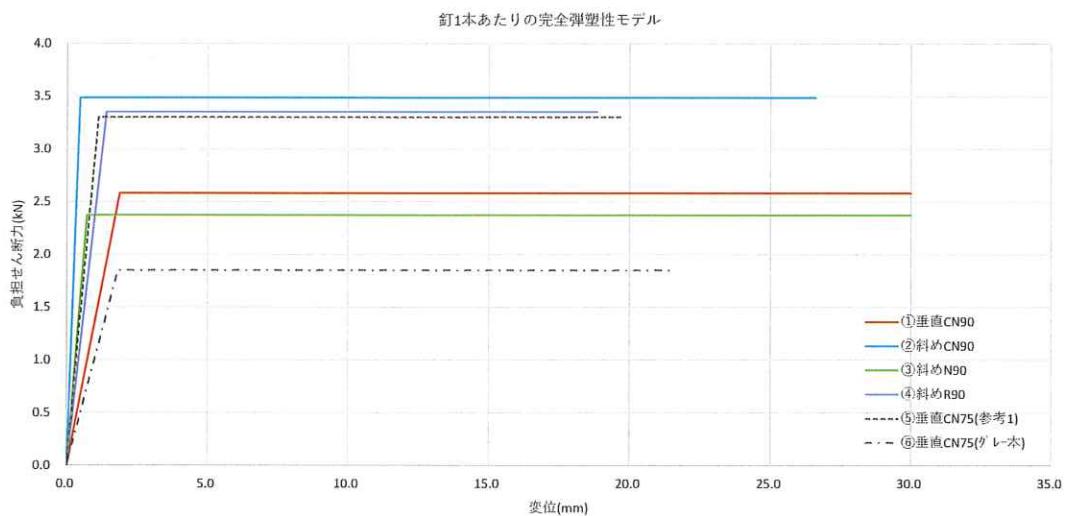


図 2.1.2.13 既往の面材釘試験結果グラフ

2.1.2.6.3 柱脚アンカーボルト軸力

柱脚アンカーボルト（加力側柱脚の内側・外側に取り付けたもの、および、加力側補助柱柱脚に取り付けたもの、例として【F70-1】）の軸力測定値を図 2.1.2.14 に示す。この結果から、柱脚内側のアンカーボルトは外側と比べて軸力が小さく、同じ柱に取り付けられた 2 本のアンカーボルトが均等には効いていないことが分かる。

特に今回のように平角柱の両側にホールダウン金物でアンカーボルトを取り付けている場合は、正角柱と比べて柱脚の曲げ抵抗が大きくなるため、設計においてはこれが弾塑性挙動に与える影響を適切に考慮する必要がある。

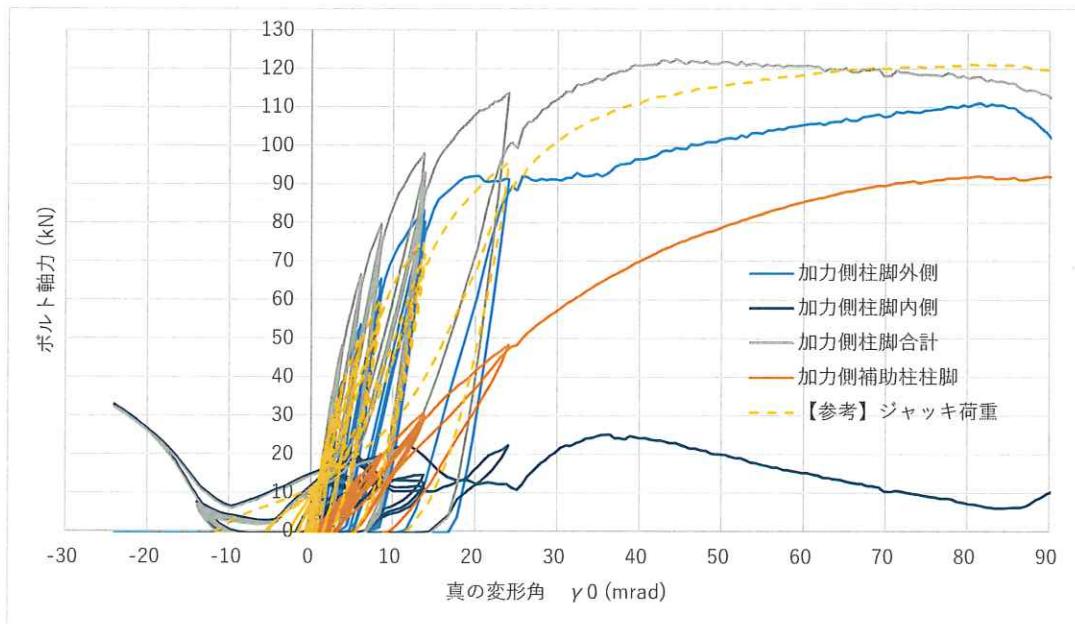


図 2.1.2.14 【F70-1】ボルト軸力

2.2 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

2.2.1 試験概要

(2021 年度に実施の試験報告書)

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 D_s の設定方法を主題として、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。

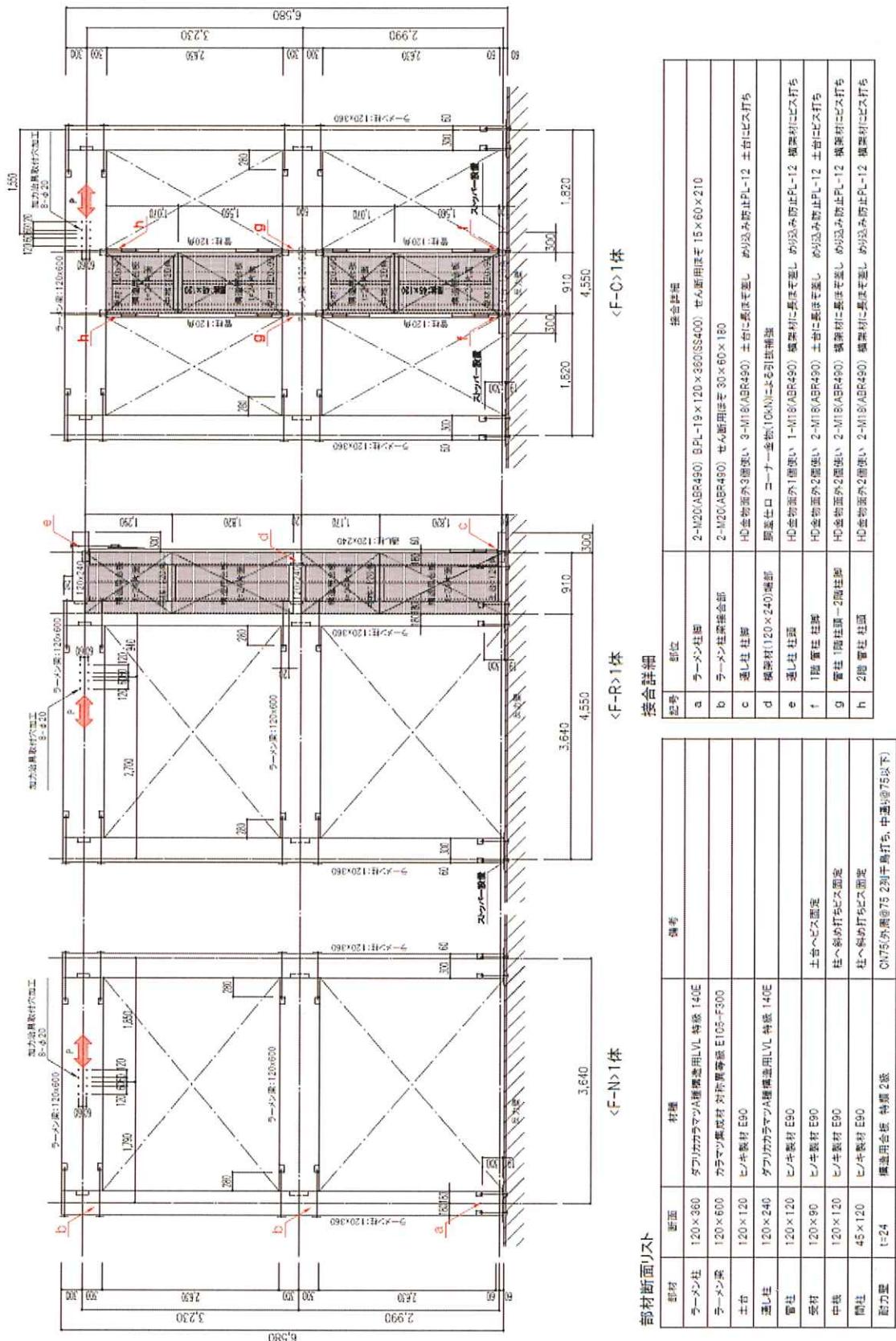
試験体は 2 層 1 スパンのラーメンフレーム（全幅 3,640mm、全高 6,580mm、試験体名：F-N）、F-N 試験体の片側に長さ 910mm の耐力壁 2 層を組み合わせた試験体（全幅 4,550mm、全高 6,580mm、試験体名：F-R）、ラーメンフレームの中央に長さ 910mm の耐力壁 2 層を組み合わせた試験体（全幅 4,550mm、全高 6,580mm、試験体名：F-C）の 3 種類とする。各 1 体、計 3 体の試験を行う。

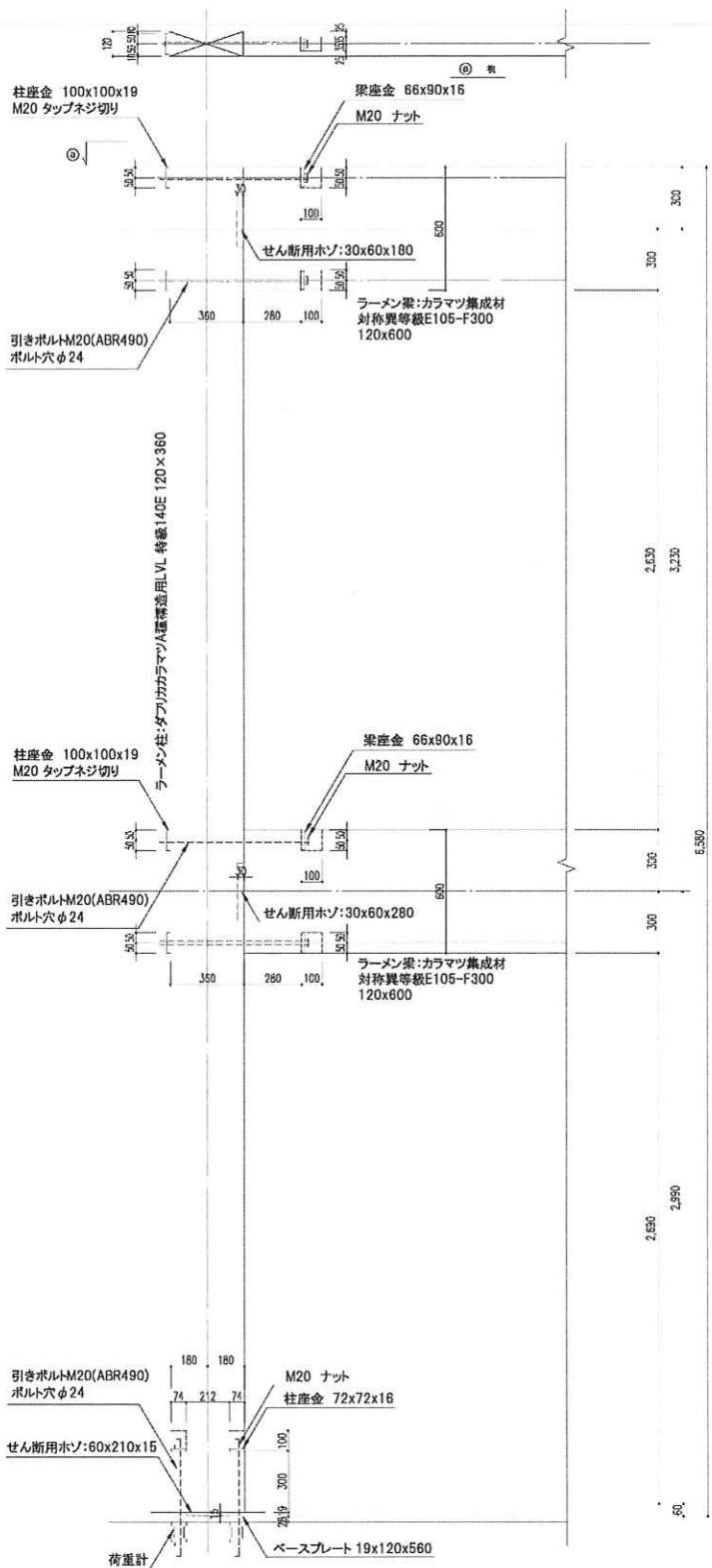
ラーメン柱材はダフリカカラマツ A 種構造用 LVL 特級 140E、ラーメン梁材はカラマツ構造用集成材（対称異等級構成 E105-F300）とする。また、耐力壁の有無、及び耐力壁の配置が架構の変形や耐力に与える影響を分かりやすくするため、ラーメン柱及びラーメン梁部材の樹種・断面・接合部の仕様は 3 つの試験体で共通とする。

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（バネリード 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 ケ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 ケ所に取り付ける。

2.2.2 試験体仕様





<F-N><F-R><F-C>共通 ラーメンフレーム接合部詳細図

図 2.2.2 ラーメンフレーム接合部詳細図

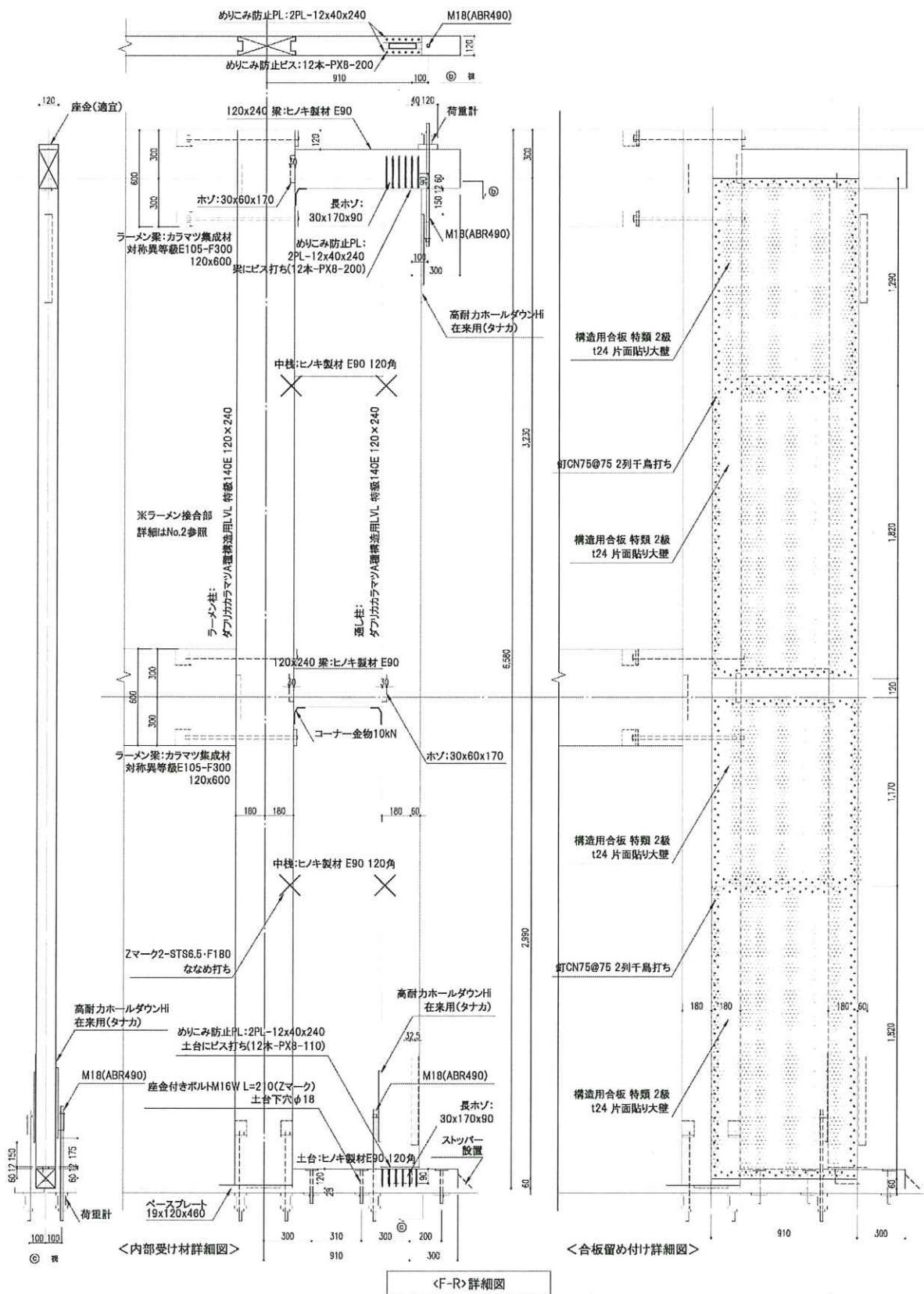


図 2.2.3 <F-R>詳細図

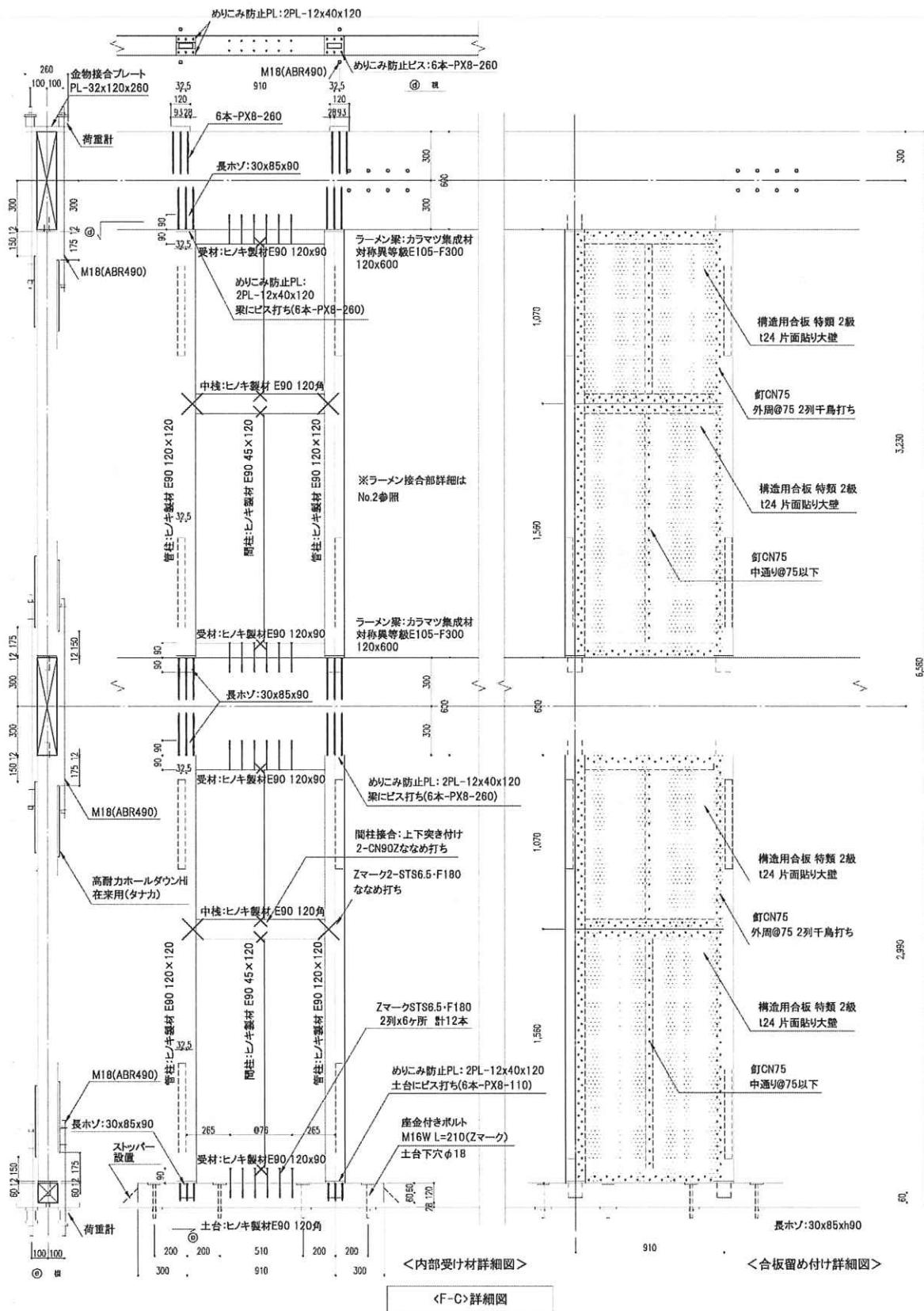


図 2.2.4 <F-C>詳細図

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 2.2.1 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 ³)	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 ³)	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 ³)	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	-

2.2.3 試験方法

2.2.3.1 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。

2.2.3.2 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。

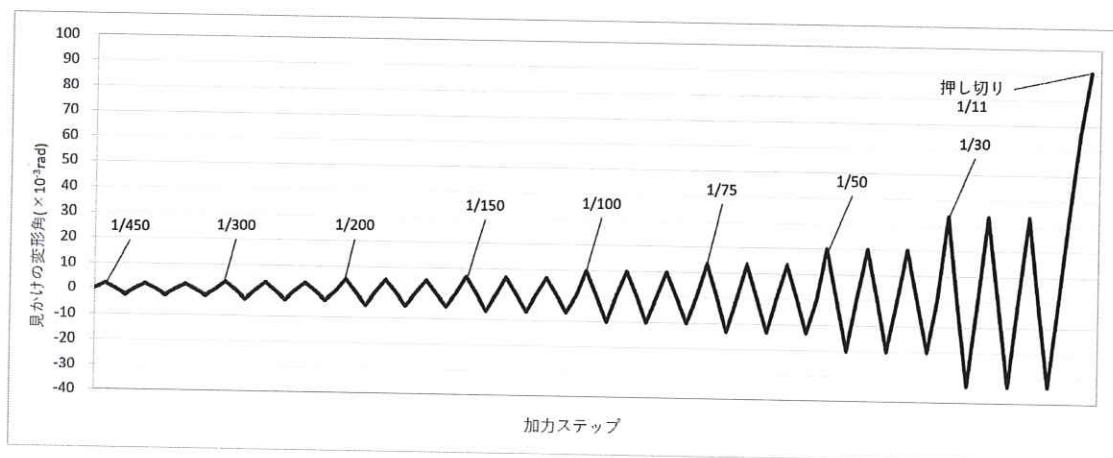


図 2.2.5 試験加力サイクル

2.2.3.3 変位計・荷重計配置計画

図 2.2.6～2.2.8 にフレーム試験の計測計画を示す。

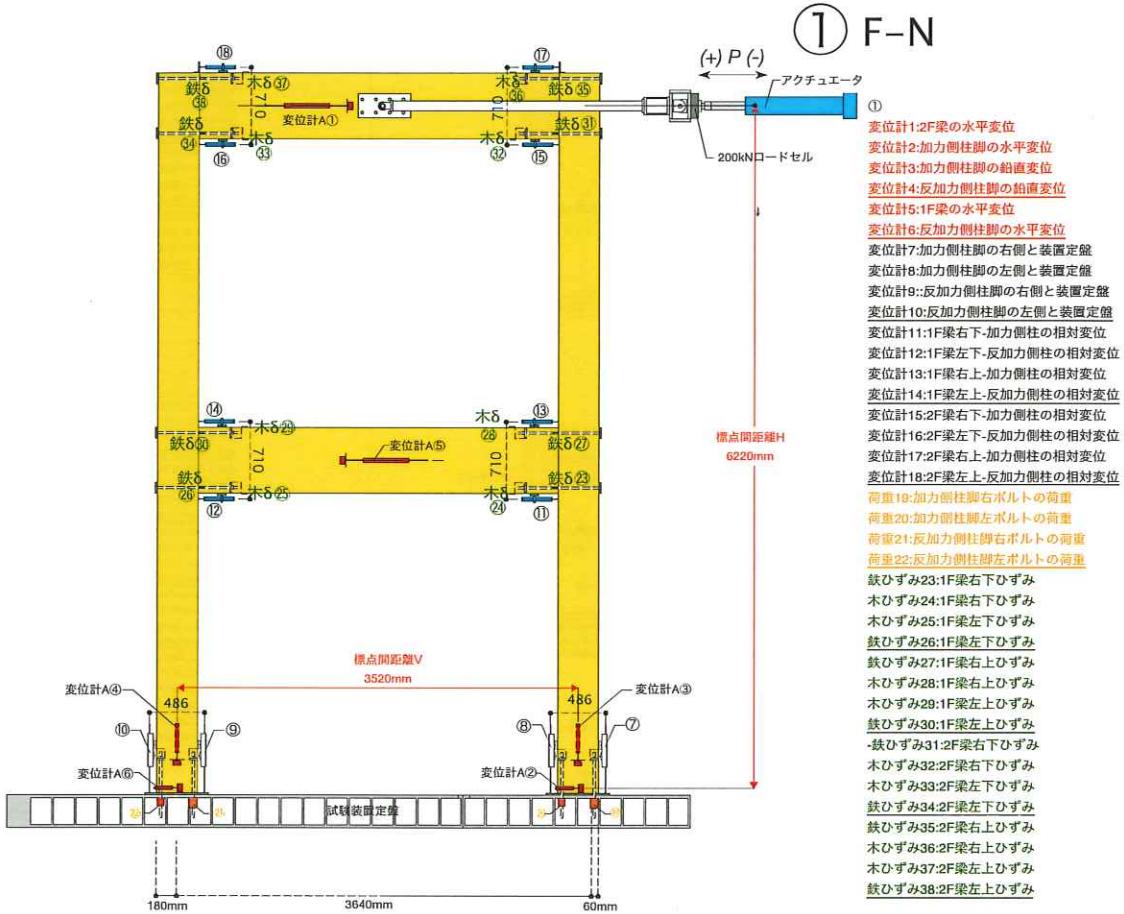
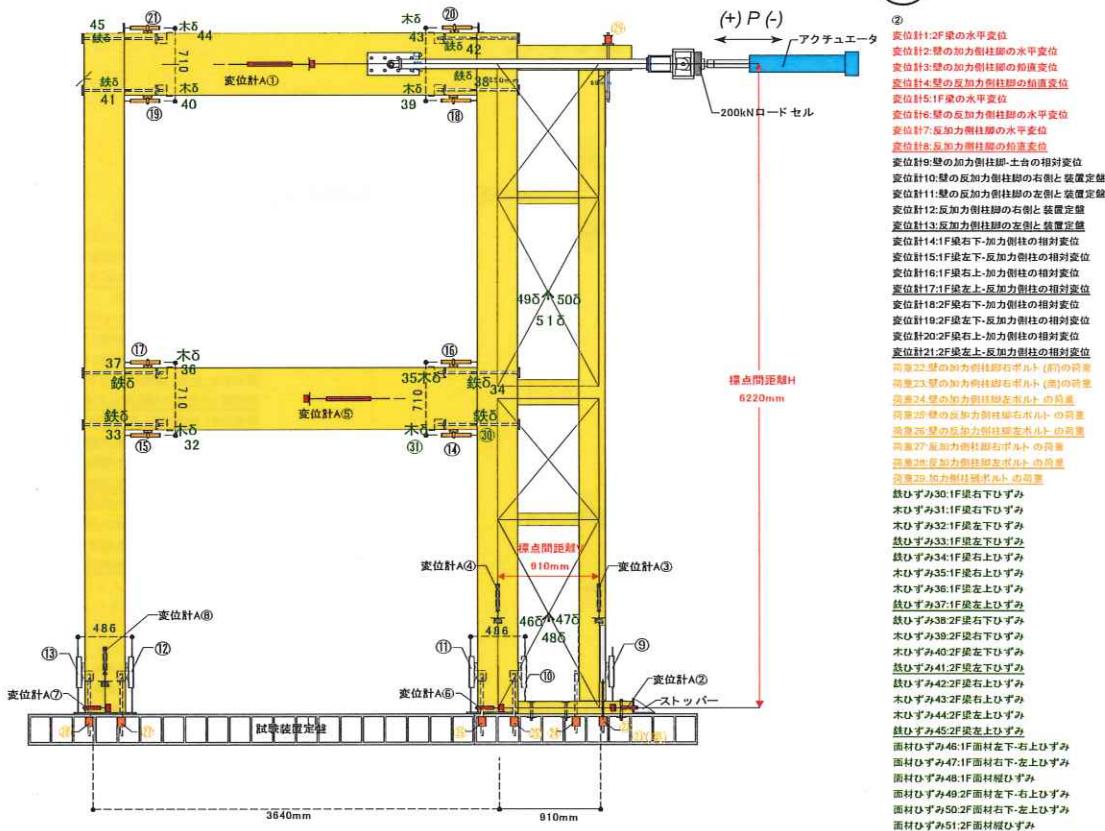


図 2.2.6 <F-N>計測計画

② F-R



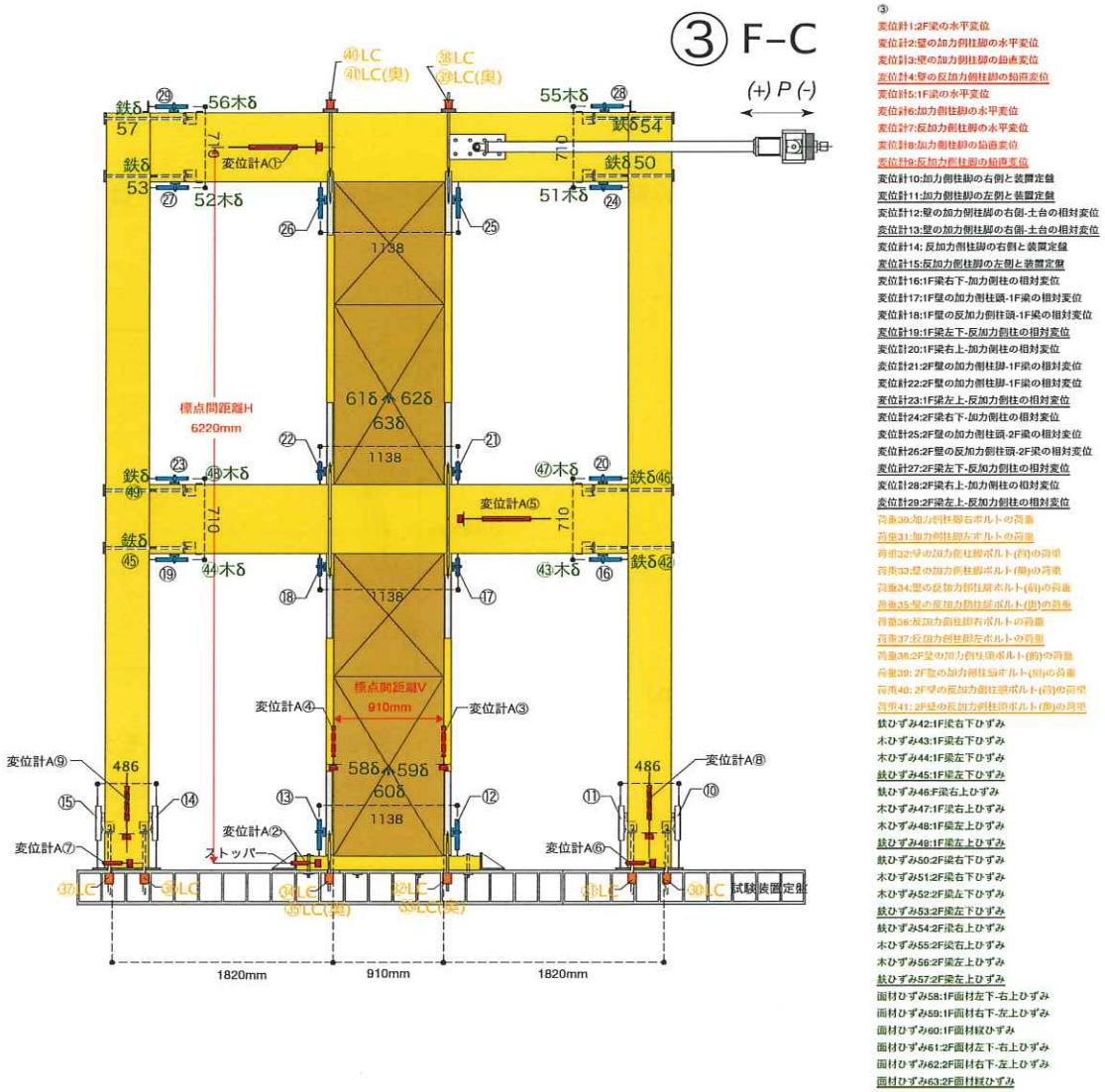


図 2.2.8 <F-C>計測計画

2.2.4 評価方法

2.2.4.1 せん断変形角の算出

見かけのせん断変形角 (γ)、脚部のせん断変形角 (θ)、真のせん断変形角 (γ_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、

δ_1 : 梁材の水平方向変位 (mm)

δ_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)

δ_3 : 柱脚部の鉛直方向変位 (mm)

δ_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 δ_1 : 変位計A①(3体共通)

δ_2 : <F-N>(変位計A②+変位計A⑥)/2 <F-R><F-C>変位計A②

δ_3 : 変位計③

δ_4 : 変位計④ とする。

なお、 δ_3 、 δ_4 は浮き上がりを正とする。

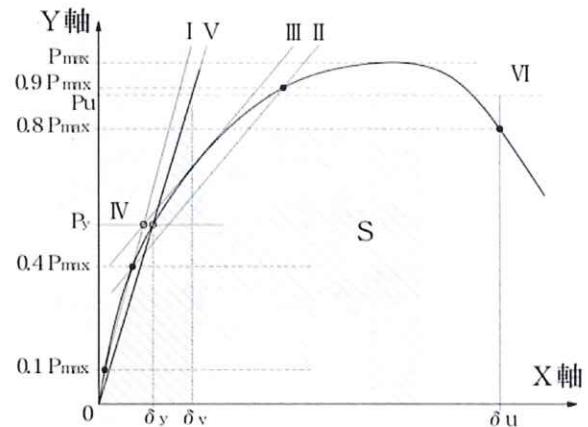


図 2.2.9 完全弾塑性モデルによる降伏耐力及び終局耐力の求め方

2.2.4.2 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。

2.2.4.3 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 μ 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（図2.2.9参照）。

- 包絡線上の $0.1P_{max}$ と $0.4P_{max}$ を結ぶ第 I 直線を引く。
- 包絡線上の $0.4P_{max}$ と $0.9P_{max}$ 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 δ_y とする。

2.2.5 試験結果

2.2.5.1 荷重変形関係

フレーム試験の荷重変形関係を図 2.2.10 に示す。

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。

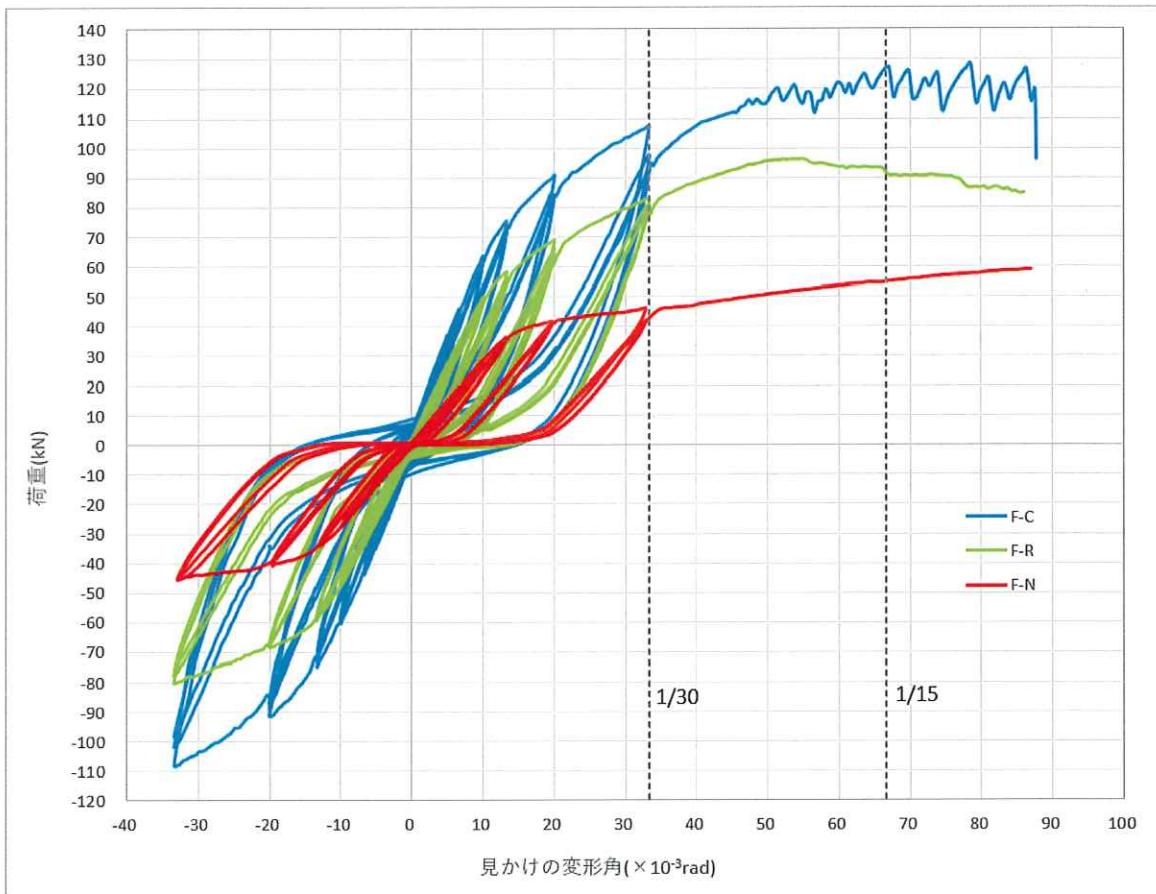


図 2.2.10 フレーム試験 荷重変形関係

2.2.5.2 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つたが、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金物接合ビスに沿つた割裂、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つた。F-R試験体よりも大きな音だった。

2.2.5.3 特性値

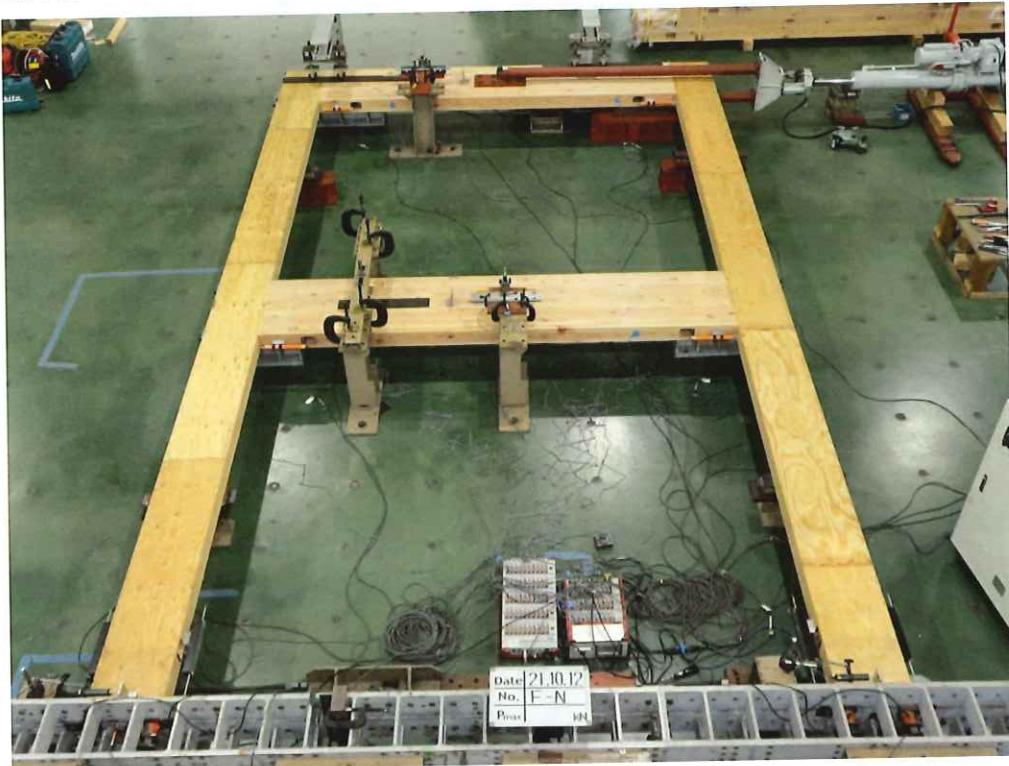
表 2.2.2 フレーム試験 特性値

試験体名			F-N	F-R	F-C
最大荷重	Pmax	(kN)	58.7	96.3	128.0
最大荷重時変形角	δ_{max}	($\times 10^{-3}$ rad)	86.3	55.1	78.6
降伏耐力	P _y	(kN)	37.9	54.1	77.4
降伏変形角	δ_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 _u	(kN)	51.0	86.6	114.1
終局変形角	δ_u	($\times 10^{-3}$ rad)	86.9	86.0	87.6
降伏点変形角	δ_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

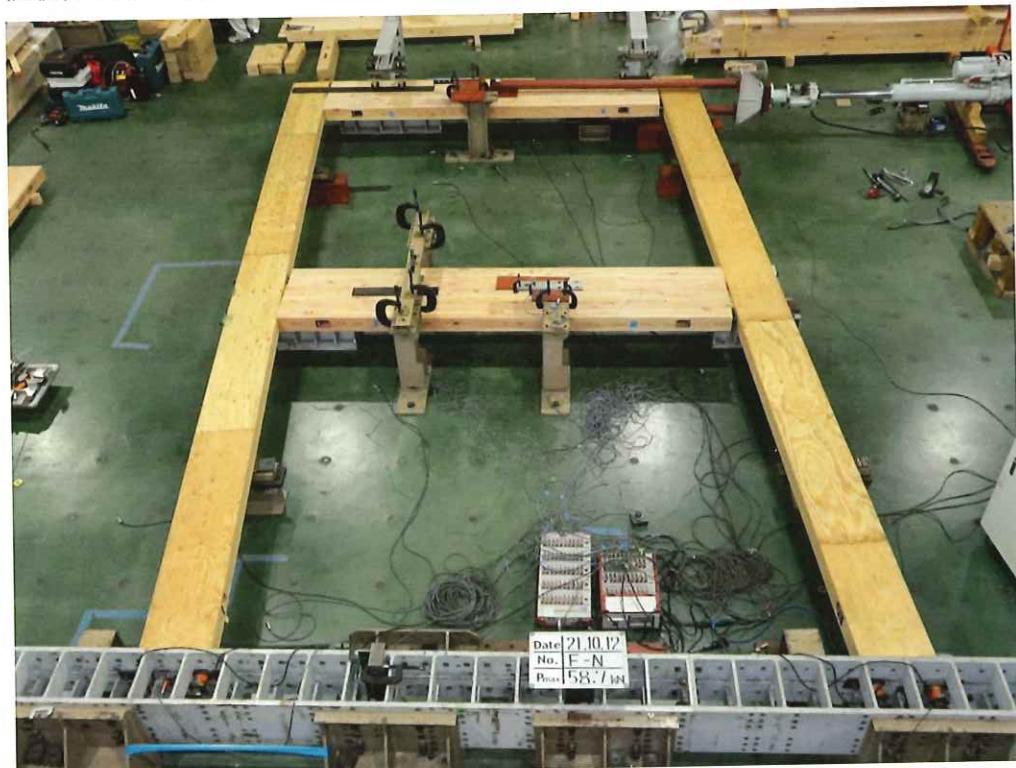
2.2.5.4 試験状況

<F-N>

加力前 全景



試験終了時 全景



<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



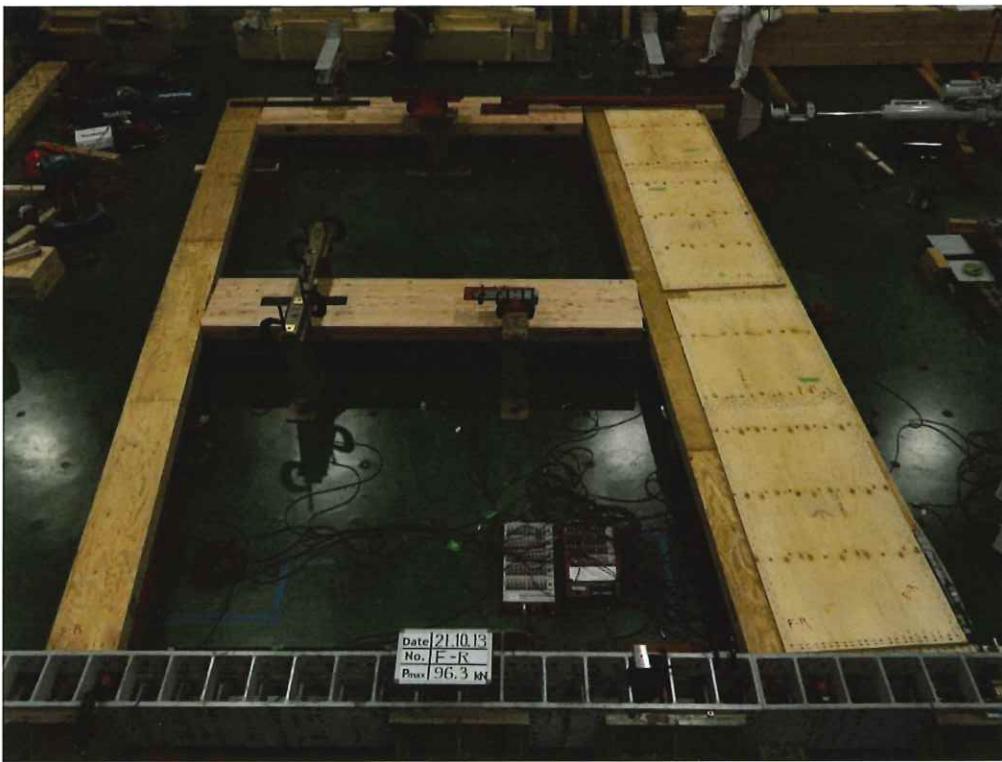
<F-N>試験写真 部分

<F-R>

加力前 全景

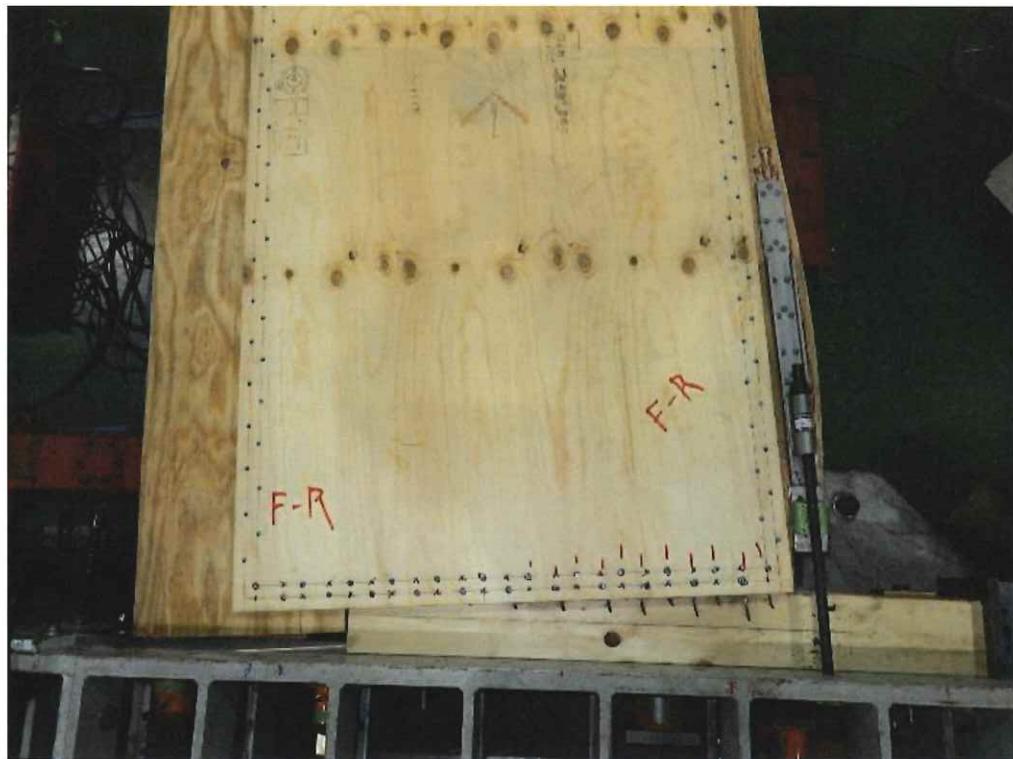


試験終了時 全景

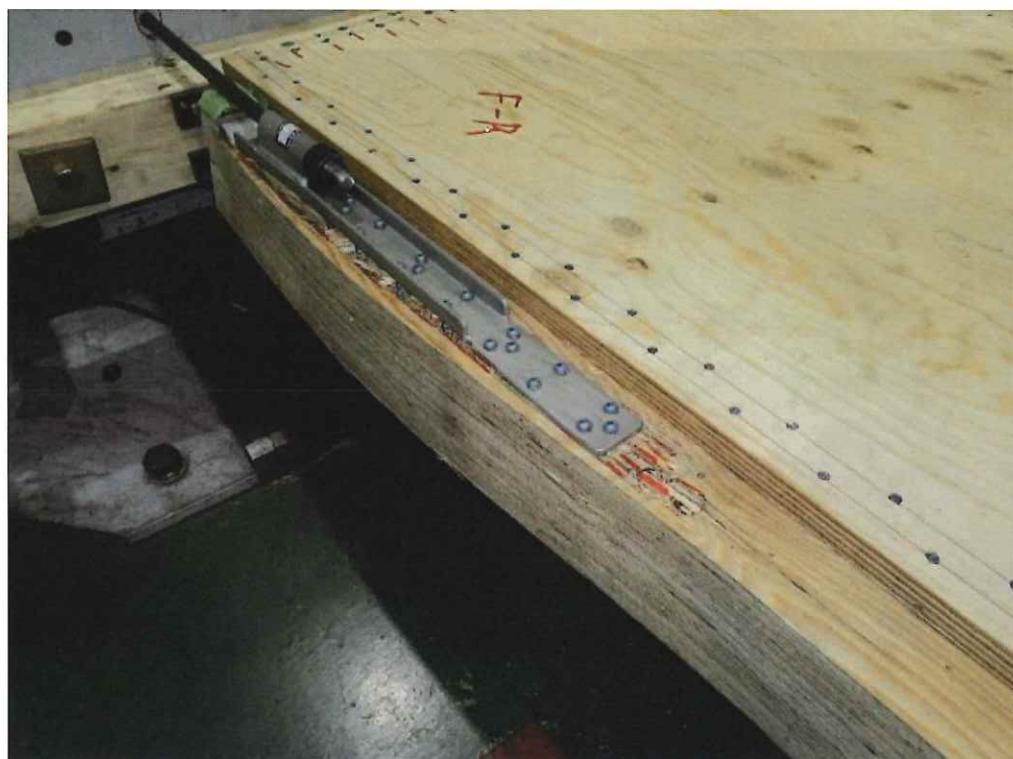


<F-R>試験写真 全景

耐力壁下部



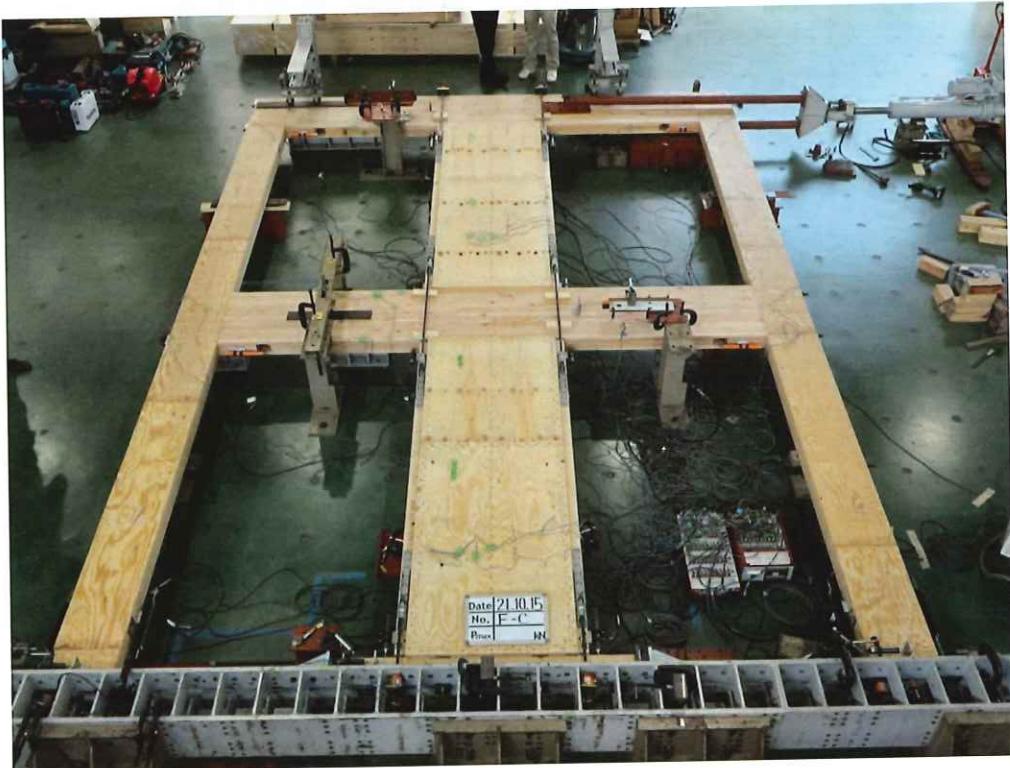
HD 金物接合部



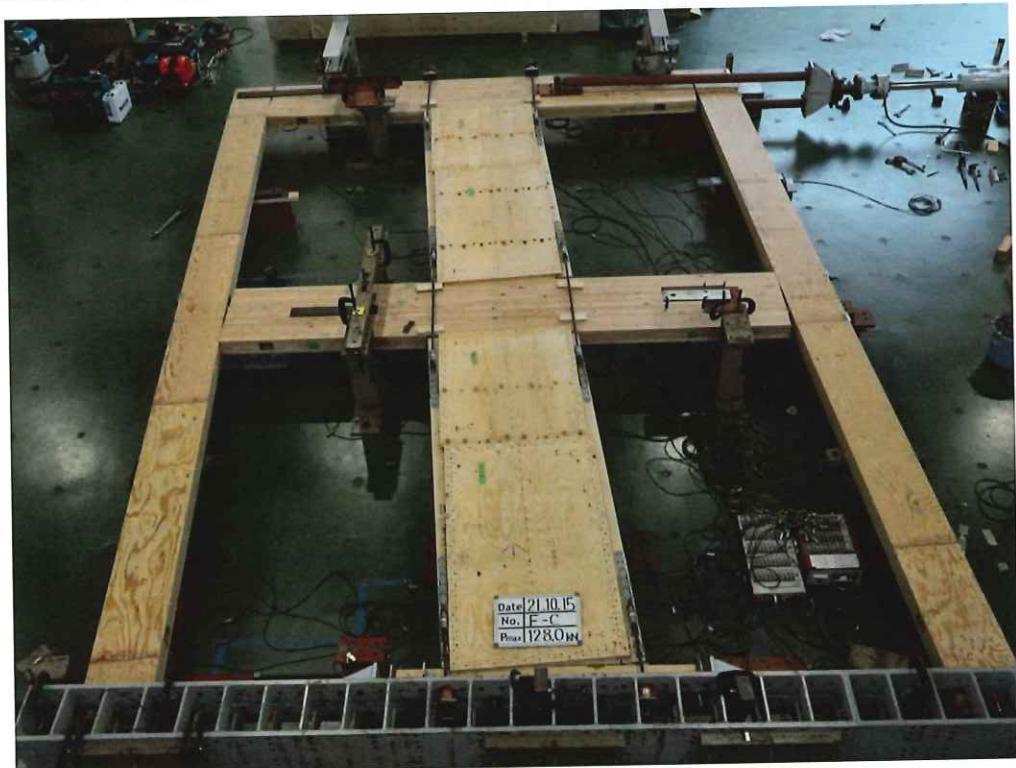
<F-R>試験写真 部分

<F-C>

加力前 全景



試験終了時 全景



<F-C>試験写真 全景

耐力壁 下部



引張側ラーメン柱脚部



<F-C>試験写真 部分

2.2.5.5 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。

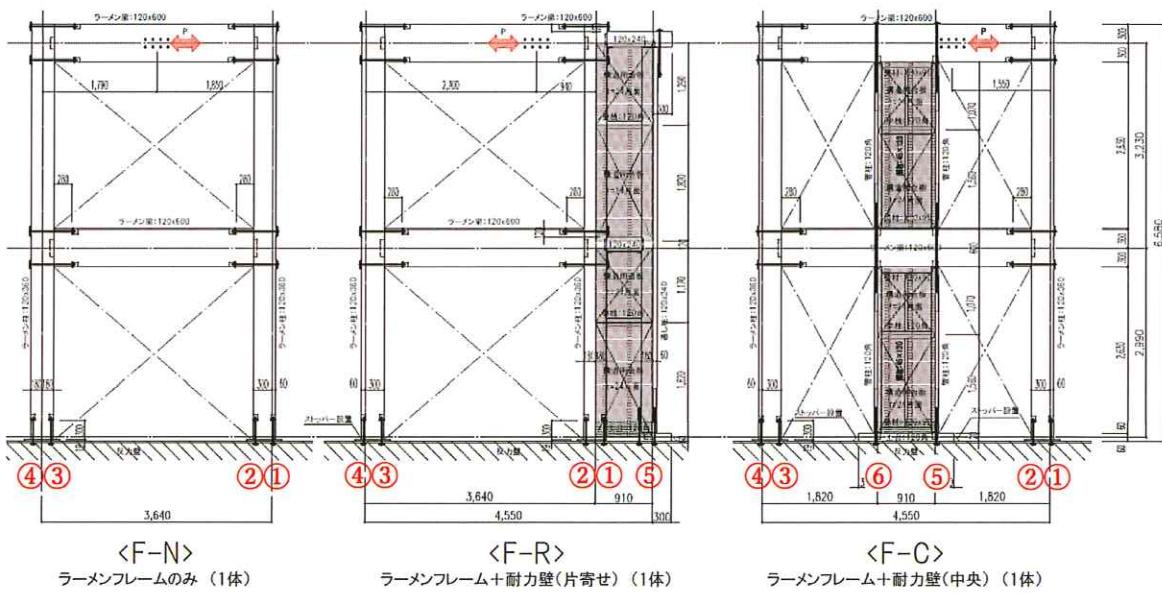


図 2.2.11 アンカーボルト番号

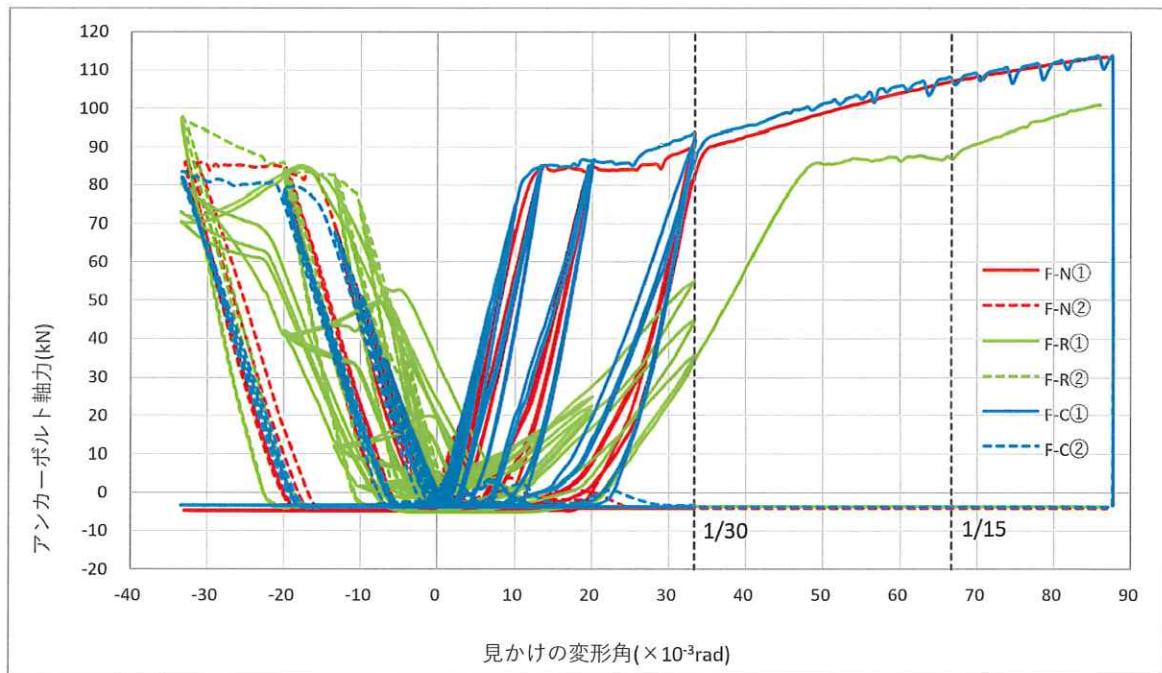


図 2.2.12 ①②アンカーボルト軸力

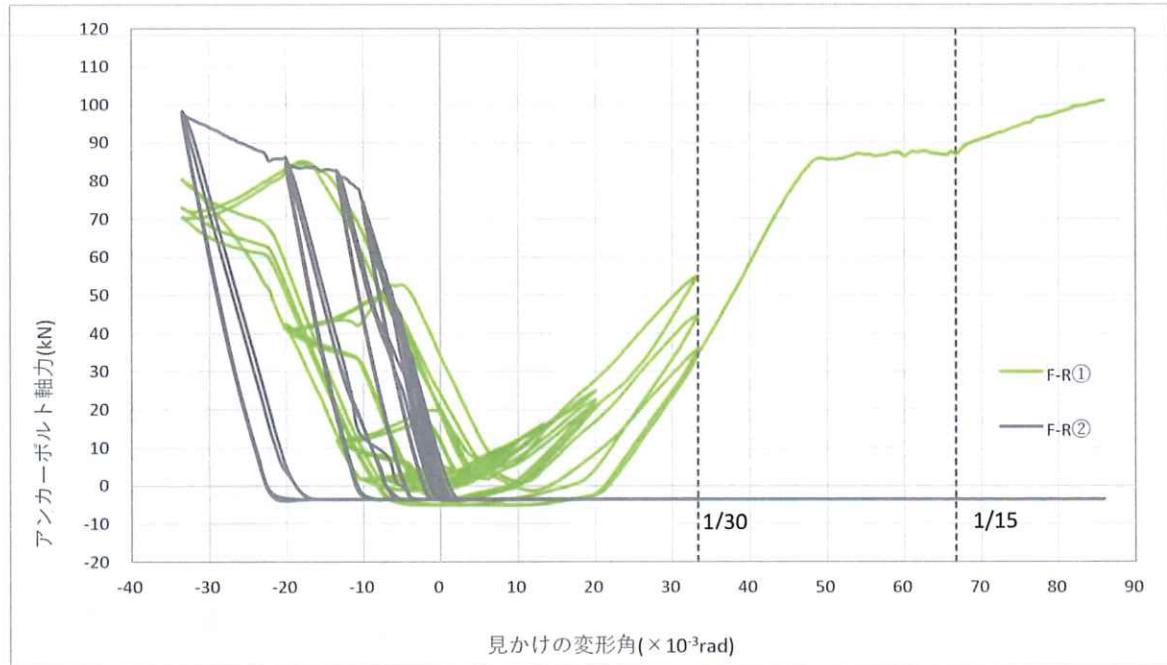


図 2.2.13 <F-R> ①②アンカーボルト軸力

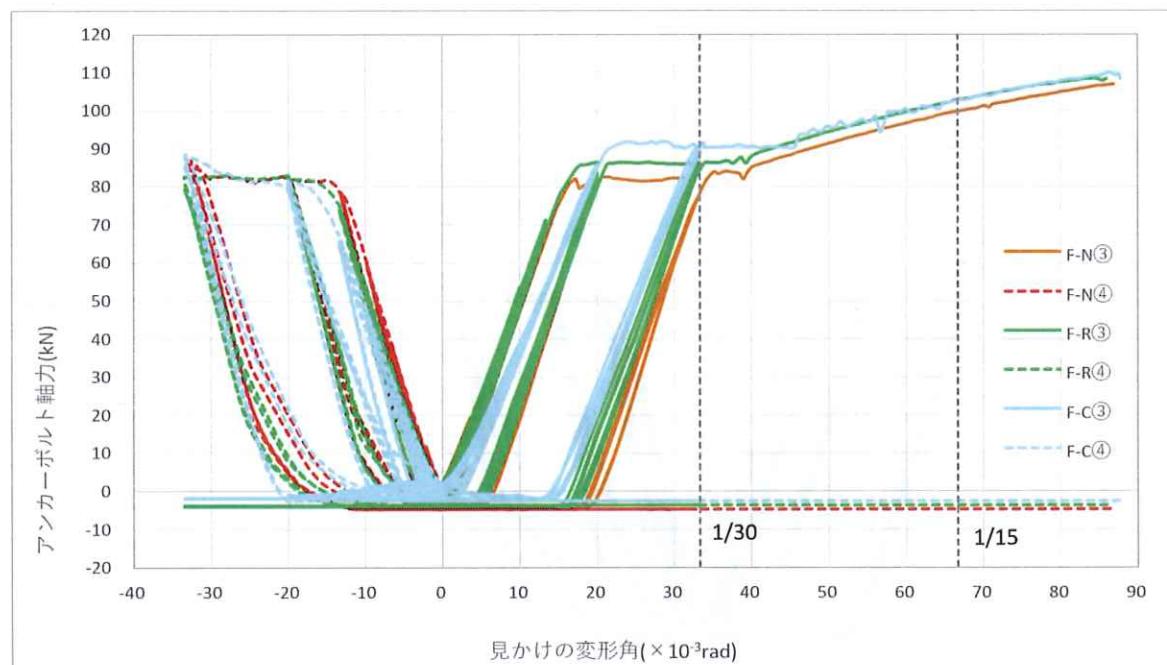


図 2.2.14 ③④アンカーボルト軸力

- 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）。

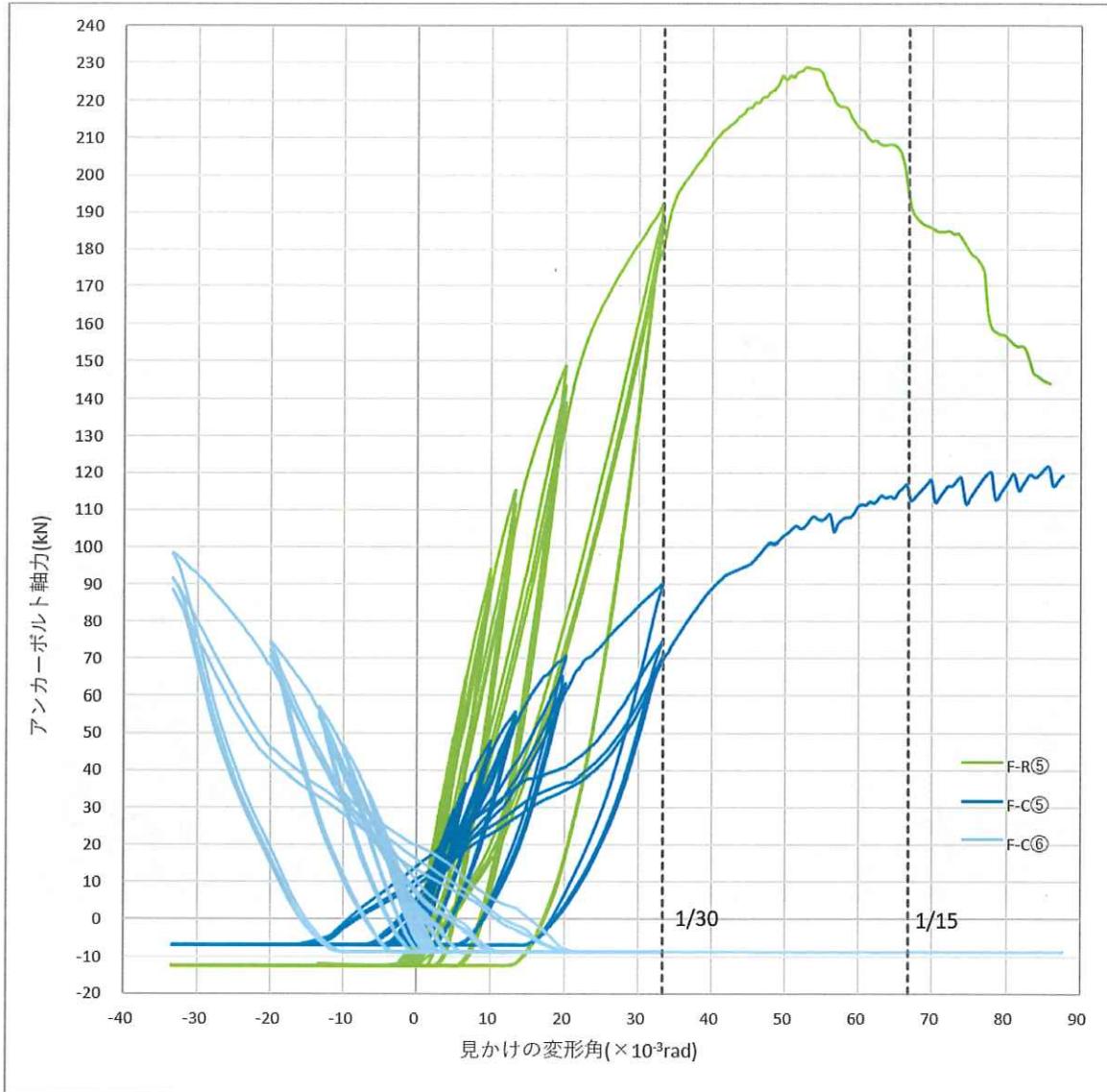


図 2.2.15 <F-R>(5) <F-C>(5)(6) アンカーボルト軸力

- 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。

2.2.5.6 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(下写真)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2.2.16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2.2.17にそれぞれ示す。

最大せん断ひずみ

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

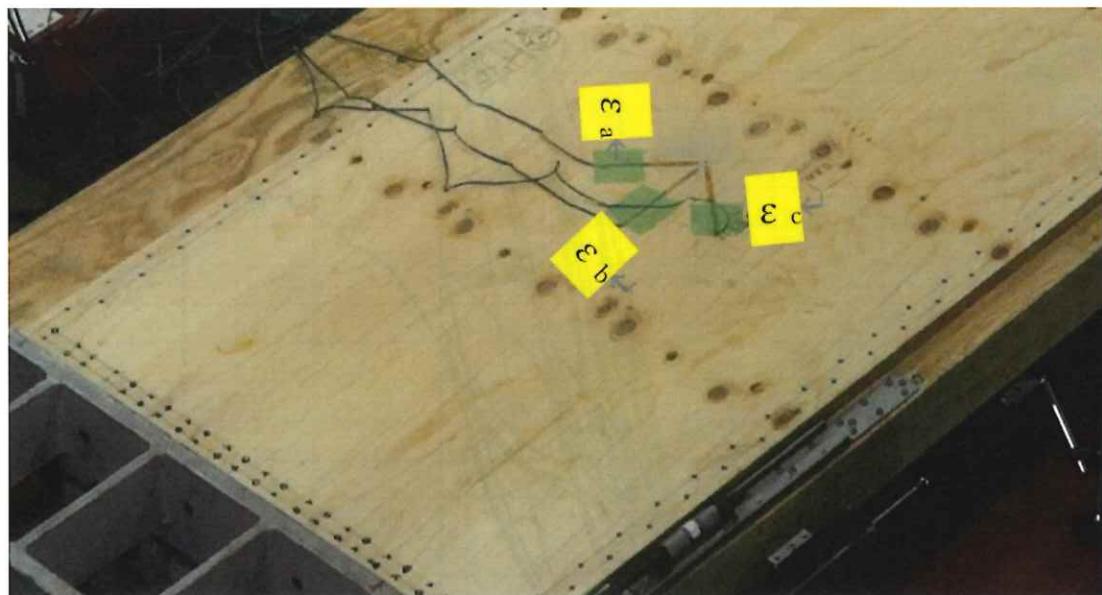


写真 耐力壁のひずみゲージ番号

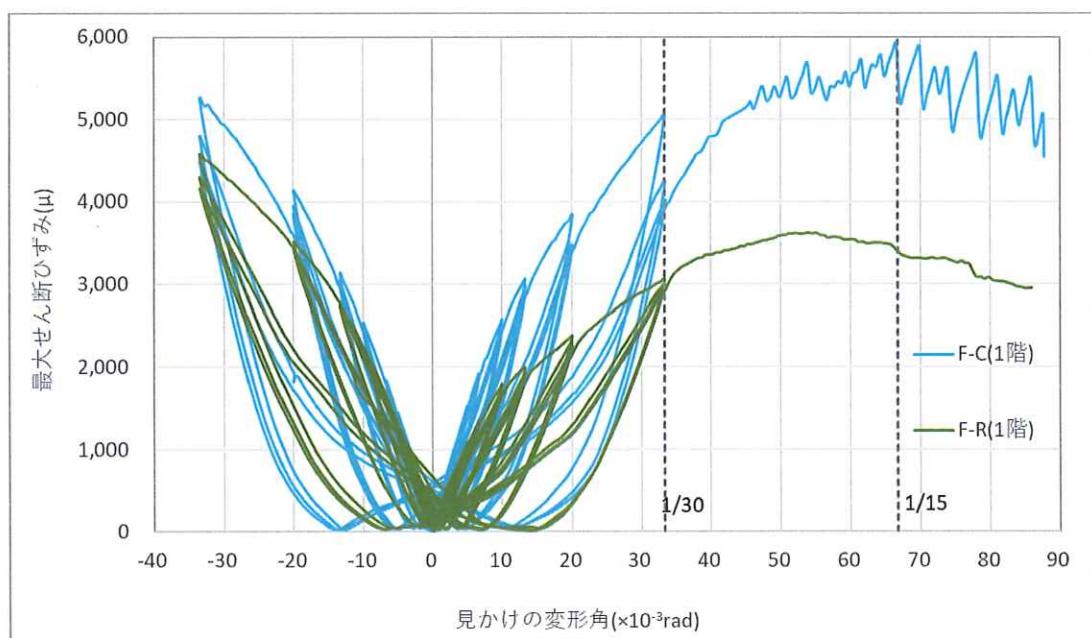


図2.2.16 面材耐力壁の最大せん断ひずみ

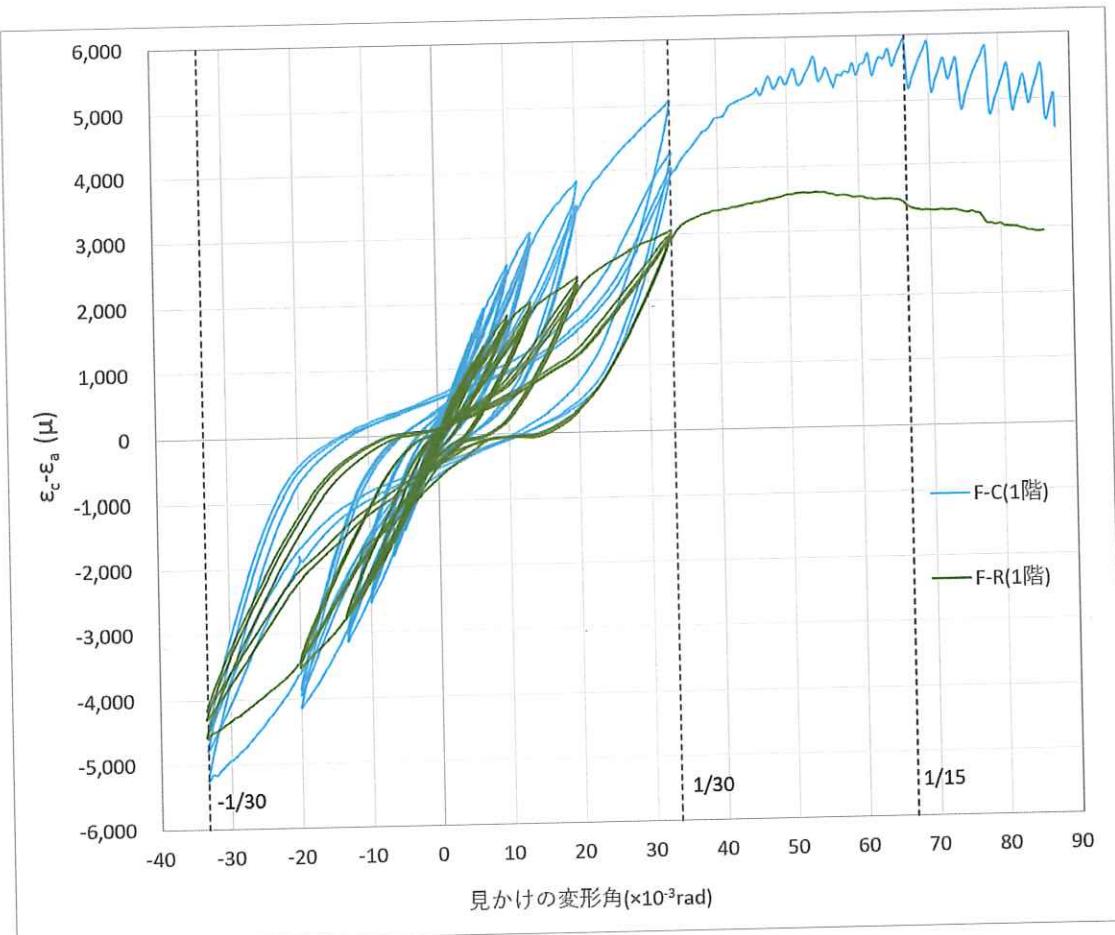


図 2.2.17 面材耐力壁のひずみ ($\varepsilon_c - \varepsilon_a$)

2.2.5.7 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。

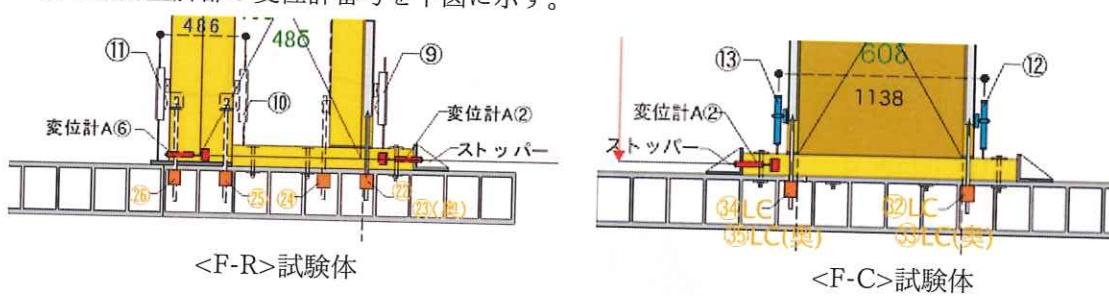


図 2.2.18 耐力壁柱脚部 変位計番号

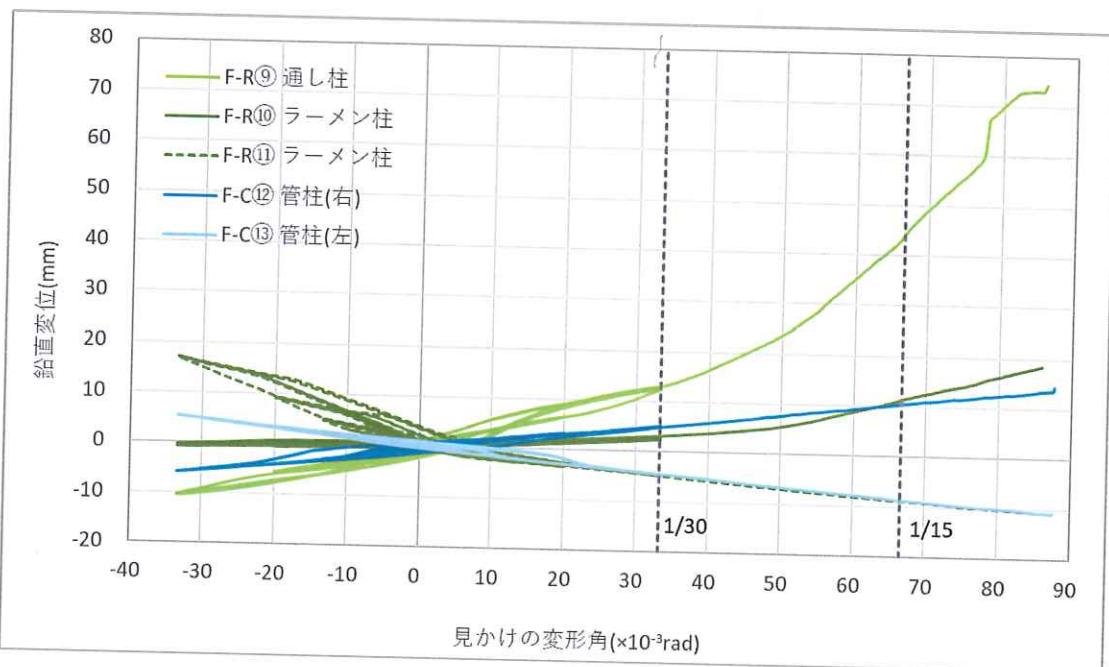


図 2.2.19 面材耐力壁両端柱の柱脚部の鉛直変位

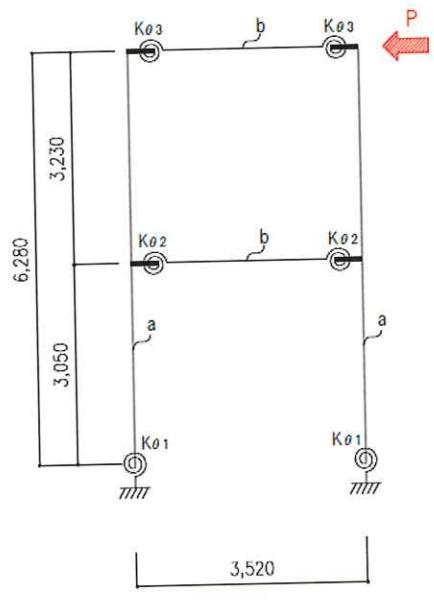
- 前項の 2 つのひずみ (γ_{\max} と $\varepsilon_c - \varepsilon_a$) - 変形関係は同様の傾向を示している。
- 2 つのひずみ-変形関係において、F-C 試験体は正負加力で対称であるが、F-R 試験体は非対称である。これは、F-R 試験体はロッキングの影響により正加力時（面材耐力壁が引張となる）の面材のせん断ひずみが他と比べて小さいためであると考えられる。
- 面材耐力壁端部柱の柱脚部の鉛直変位は、F-R 試験体のほうが F-C 試験体と比べて大きい。

2.2.6 考察

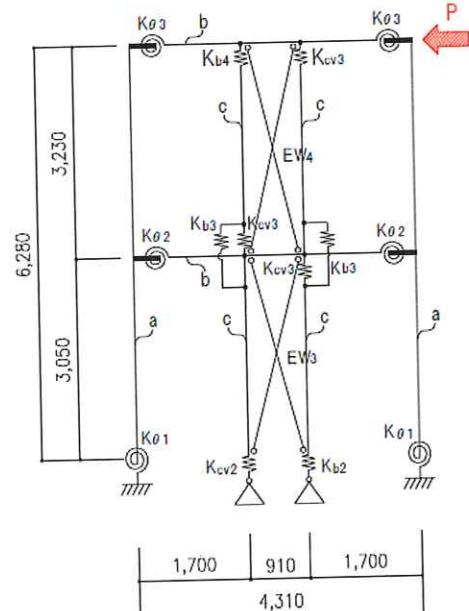
2.2.6.1 フレーム解析による荷重変形関係の推定

2.2.6.1.1 解析モデル概要

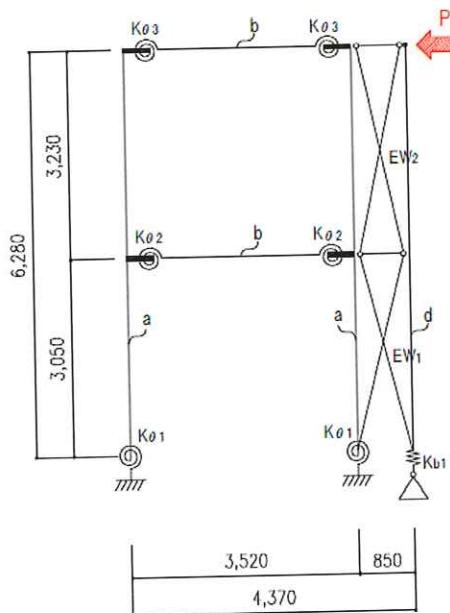
— : 剛域を示す



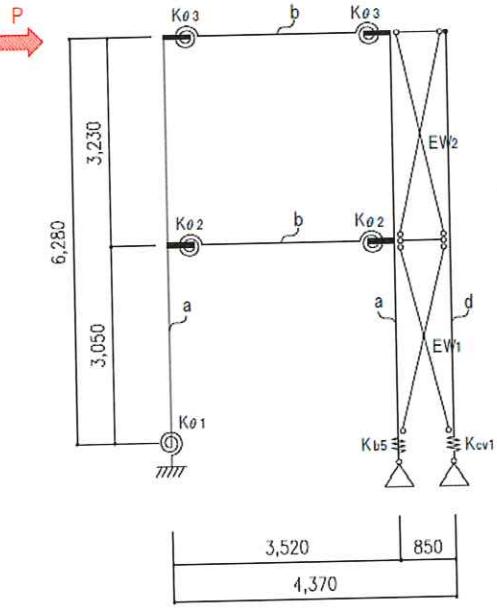
<F-N>



<F-C>



<F-R>右加力(押し側)



<F-R>左加力(引き側)

図 2.2.20 解析モデル図

● 接合部・耐力壁諸元

表 2.2.3 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
$EW_{1 \sim 4}$	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。

2.2.6.1.2 耐力壁の荷重変形関係

耐力壁の荷重変形関係は、「2.1.1.6.1.1 各部の復元力特性」により下記の通り設定した。

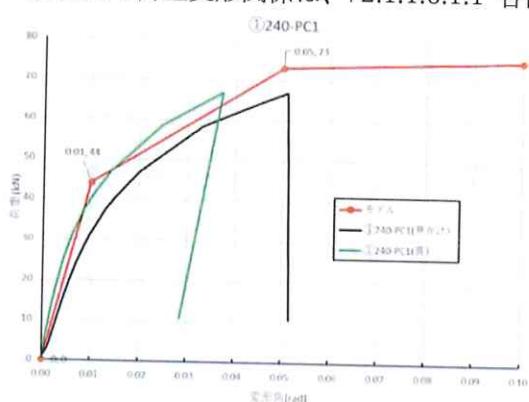


図 ①240-PC1 の耐力壁の復元力特性

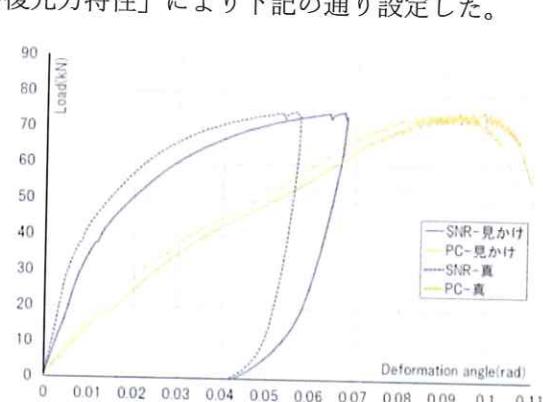


図 試験体 2A (※1) の耐力壁の復元力特性

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

2.2.6.1.3 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。

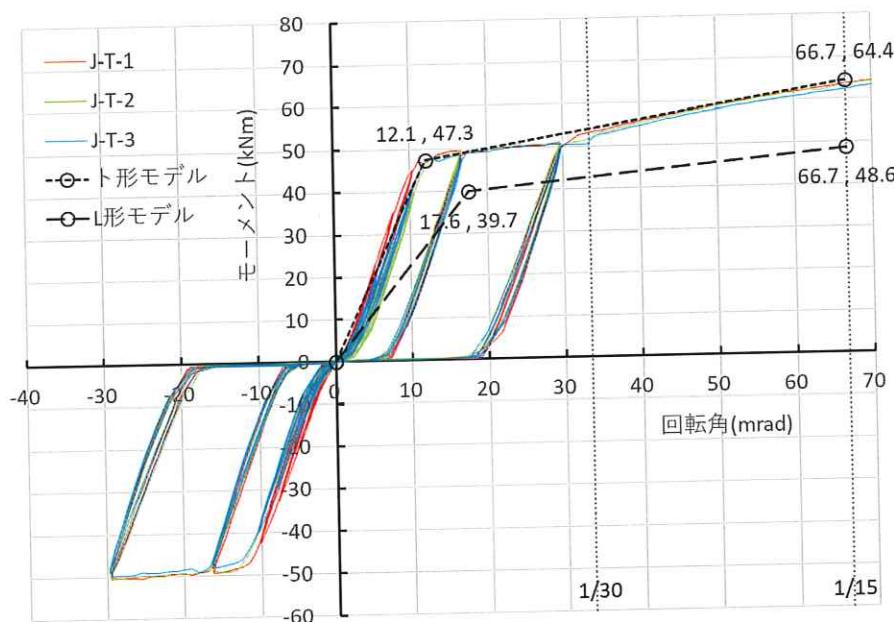


図 2.2.21 ラーメン梁端接合部試験結果とバイリニアモデル

表 2.2.4 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	θ_y	mrad	12.1	17.6	
剛性低減率	α_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。

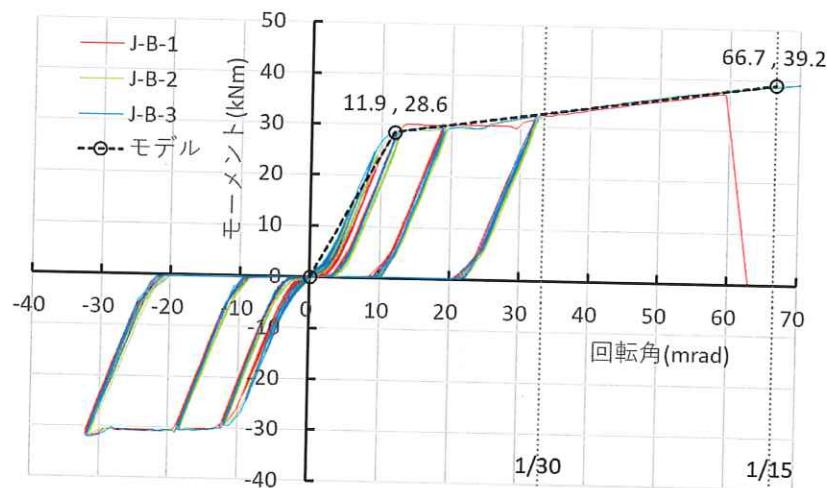


図 2.2.22 ラーメン柱脚接合部試験結果とバイリニアモデル

表 2.2.5 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	θ_y	mrad	11.9
剛性低減率	α_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。

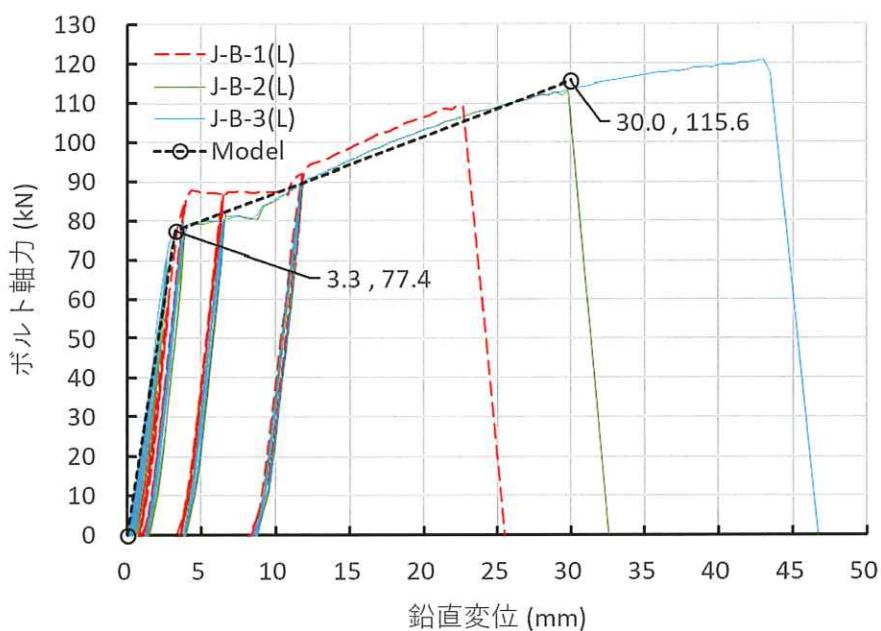


図 2.2.23 柱脚部の鉛直変位とボルト軸力（バイリニアモデル）

表 2.2.6 ラーメン柱脚接合部（軸バネ）のモデル諸元

初期剛性	K0	kN/mm	23.8
降伏荷重	Py	kN	77.4
降伏変形	δ_y	mm	3.3
剛性低減率	α_1		0.06
二次剛性	K1	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_u （2階柱頭のみ）の直列バネとする。「2.4.1 柱頭柱脚接合部の要素試験」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：2.4.1.4.1）。

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。

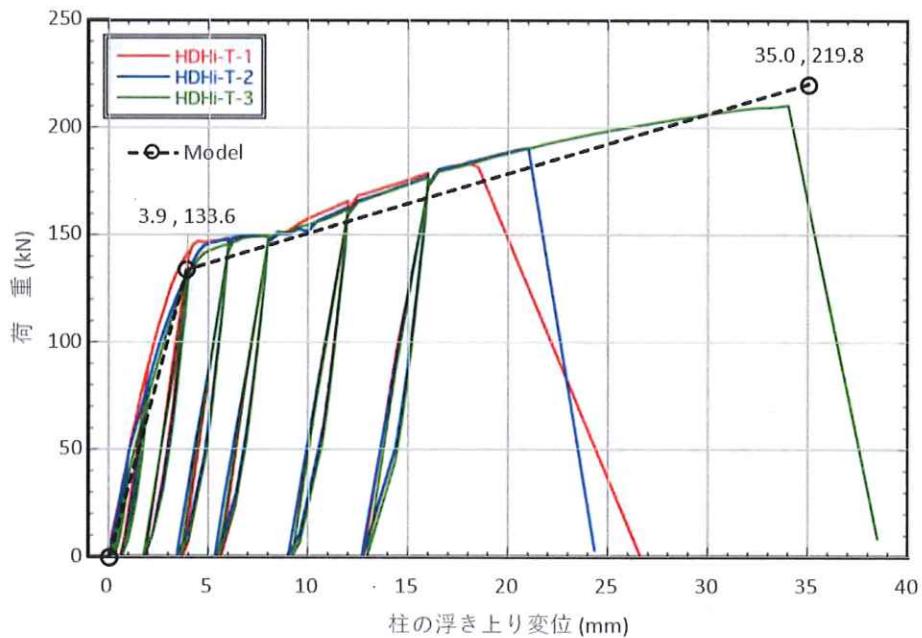


図 2.2.24 ホールダウン金物接合部引張試験結果とバイリニアモデル

表 2.2.7 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 mm^2	412	412	412	618
ボルト伸縮長さ	ℓ_b mm	631	1326	1107	631
HD金物ビス接合部の剛性	K_j kN/mm	45.9	22.9	45.9	68.8
ボルト部の剛性	K_b 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 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 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	δ_y mm	3.91	7.92	7.66	3.91
剛性低減率	α_1	0.08	0.08	0.08	0.08
二次剛性	K_1 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

「2.4.1 柱頭柱脚接合部の要素試験」で行っている土台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 2.2.8 の通り設定した（参照：2.1.1.6.1.1 (3) 土台・桁に対する柱の圧縮方向復元力特性）。

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）。

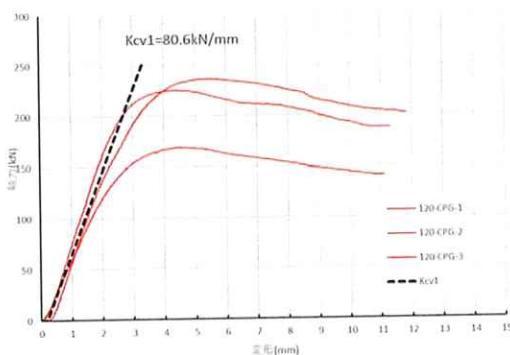


図 120 角土台めり込み試験 荷重-変位関係

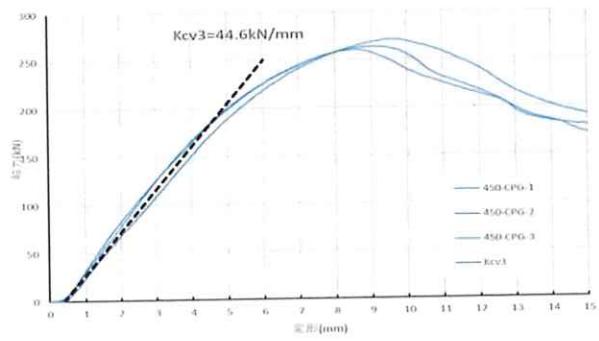


図 450 せい桁めり込み試験 荷重-変位関係

表 2.2.8 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

2.2.6.1.4 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 2.2.25～2.2.27 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 2.2.26 (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。

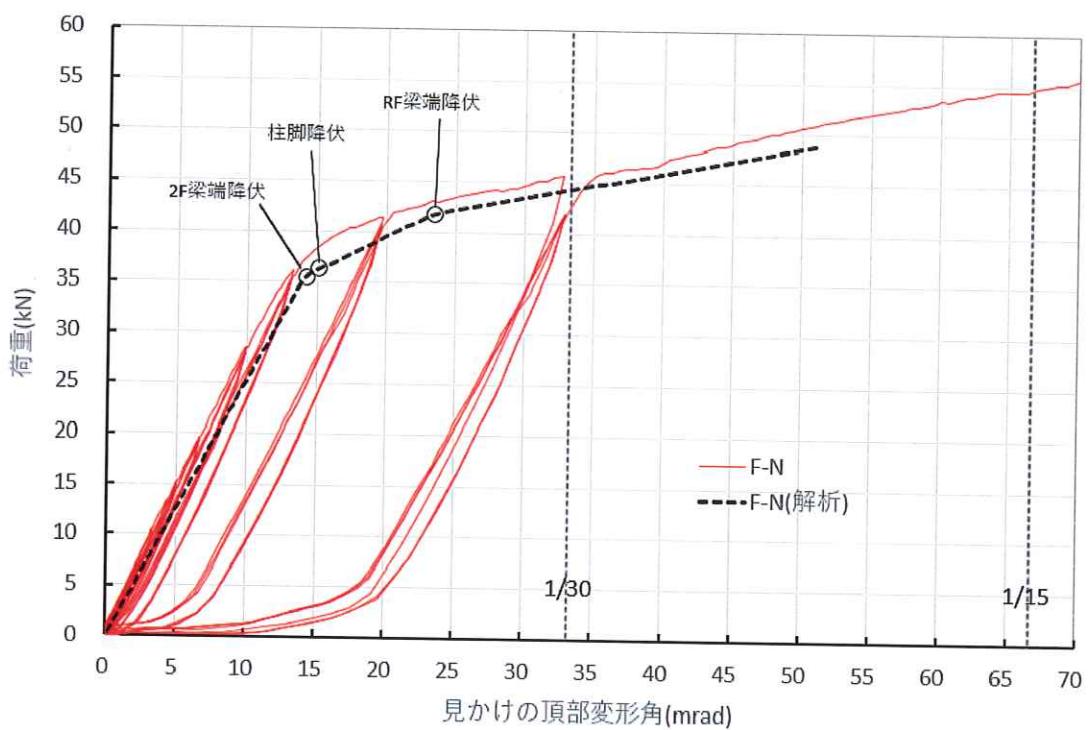


図 2.2.25 F-N 解析結果

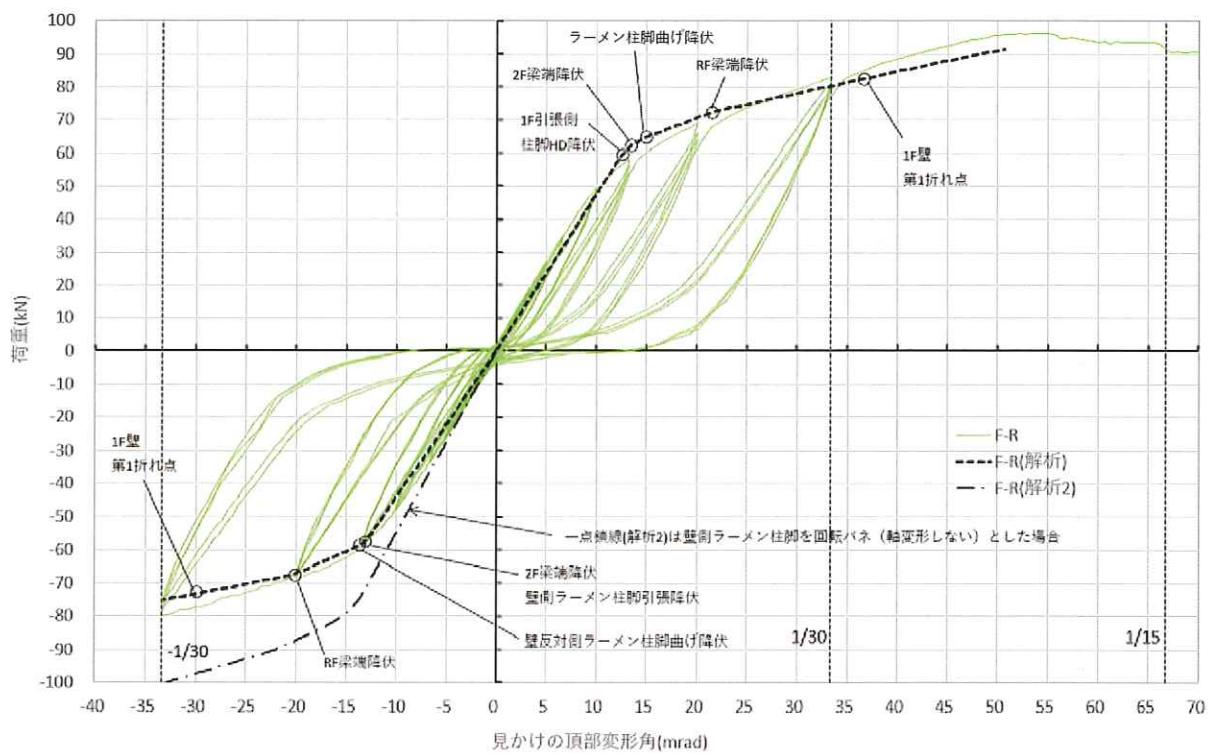


図 2.2.26 F-R 解析結果

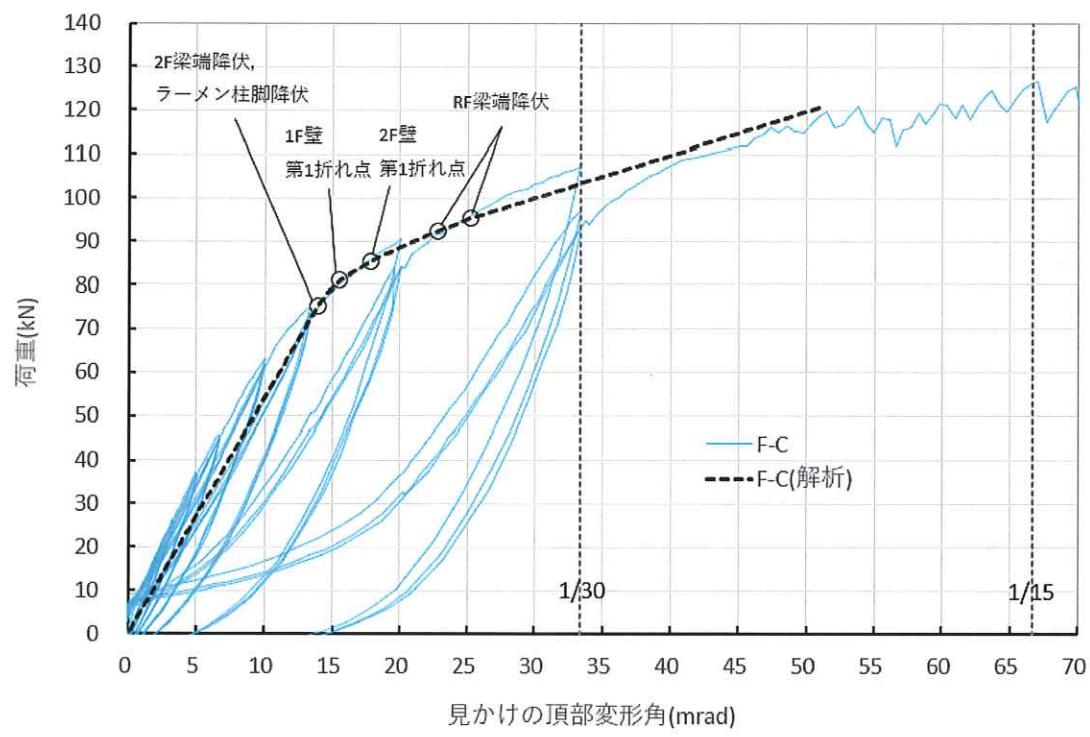


図 2.2.27 F-C 解析結果

2.2.6.2 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 2.2.28）を解析し、図 2.2.29 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 2.2.30 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。

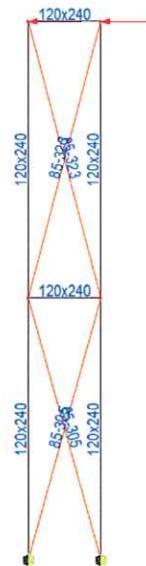


図 2.2.28 耐力壁のみの解析モデル

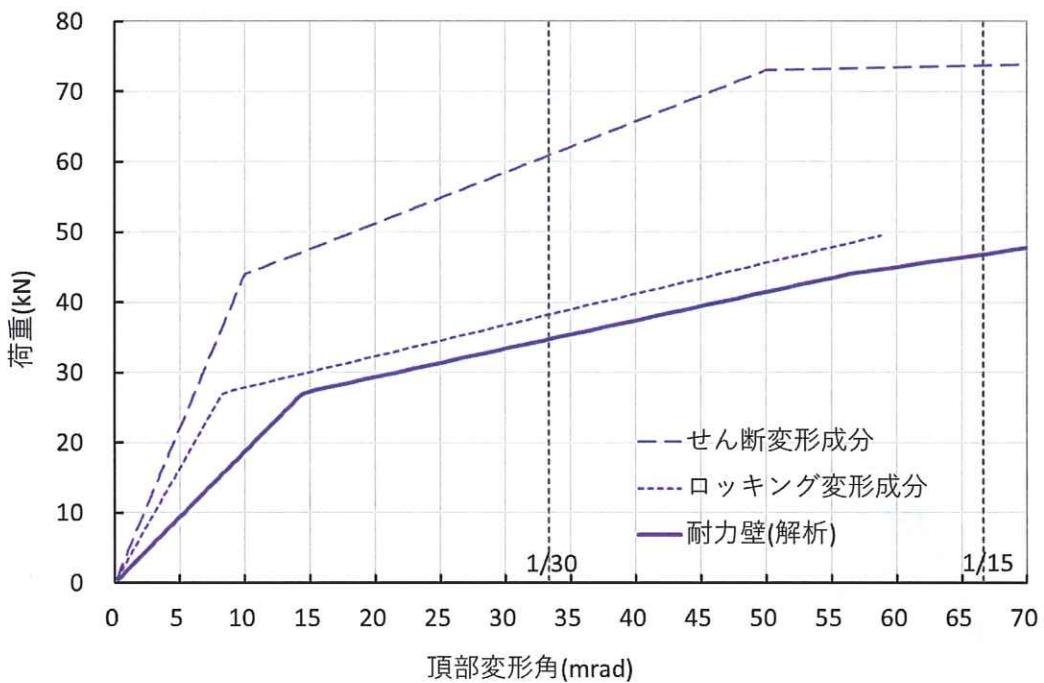


図 2.2.29 耐力壁モデル 解析結果

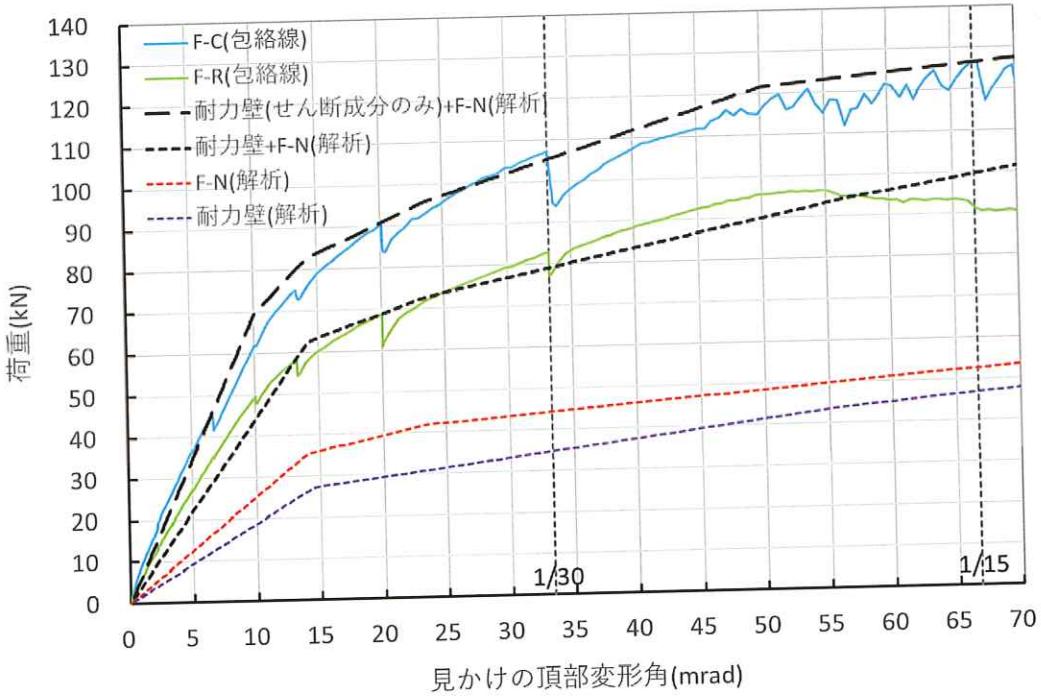


図 2.2.30 耐力壁モデルと F-N モデルの加算結果

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 2.2.31）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。

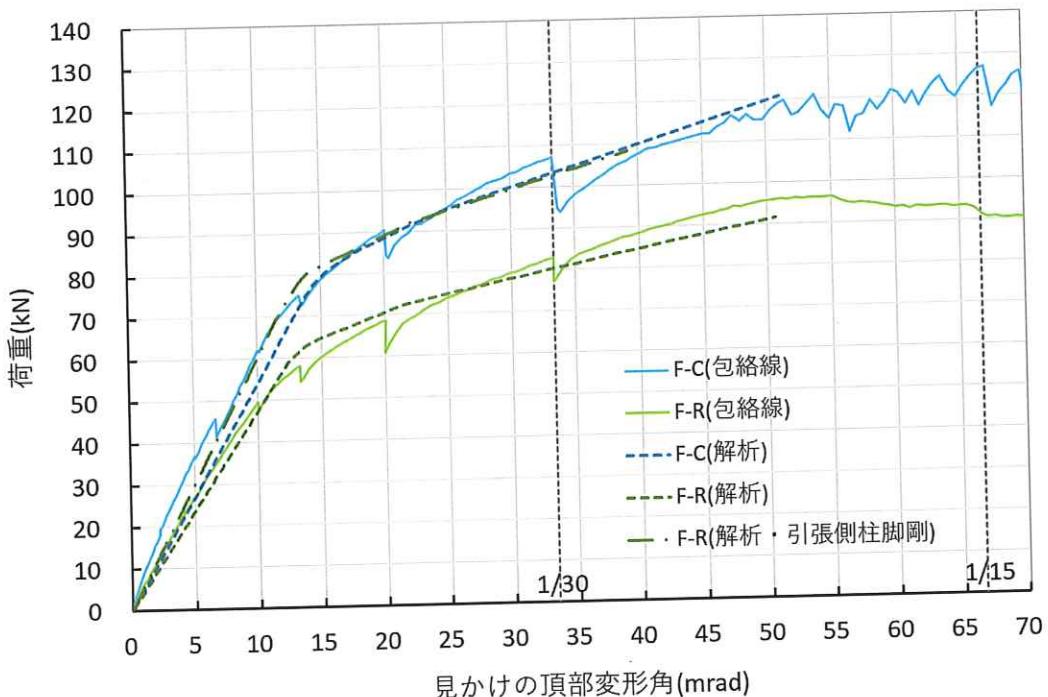


図 2.2.31 F-R 試験体の耐力壁端部の浮上りが生じないとした場合の解析結果

2.2.6.3 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¹⁾を参考に、(2.2.1)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。

$$h \equiv \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\text{ループ ABCDA の面積}}{\Delta OAE + \Delta OCF} \equiv \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \quad \cdots (2.2.1)\text{式}$$

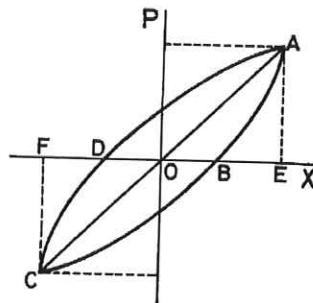


図 2.2.32 履歴曲線からの等価粘性減衰定数の算出

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 2.2.33 に示す。また 1/30rad 時の荷重－見かけの変形角関係を図 2.2.34～2.2.36 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。

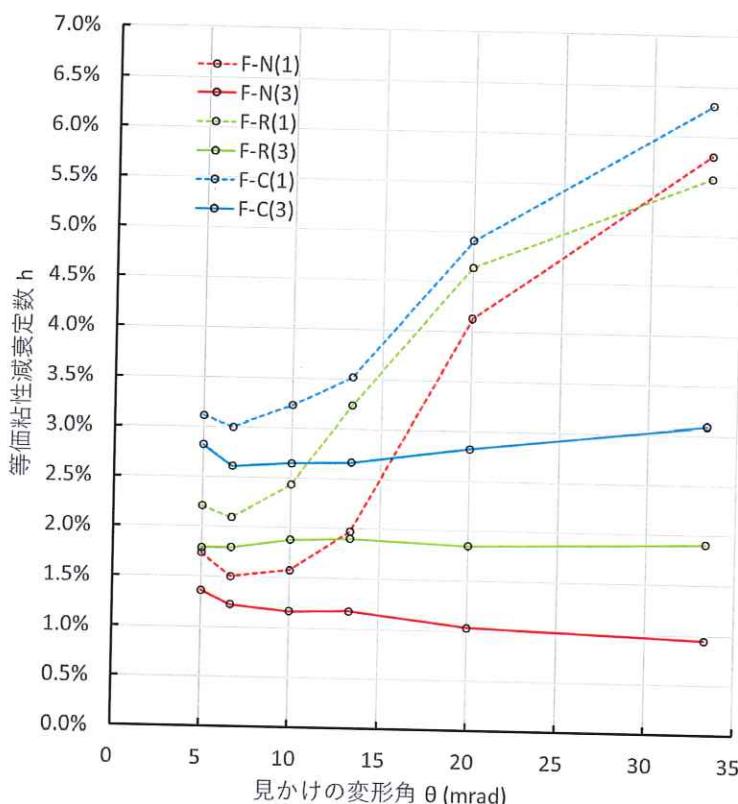


図 2.2.33 各試験体の等価粘性減衰定数

(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。

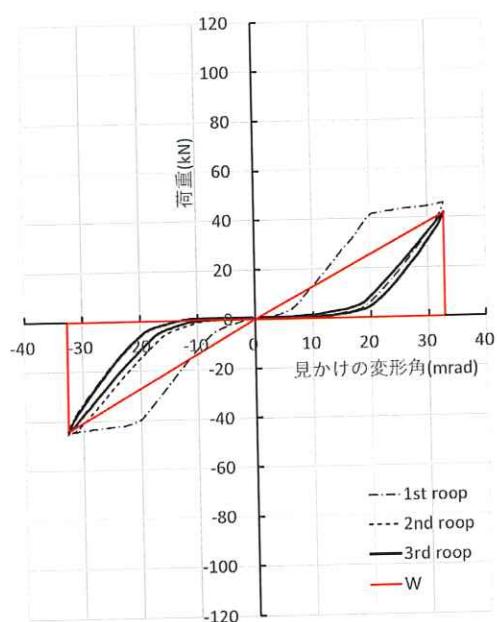


図 2.2.34 F-N 1/30 ループ

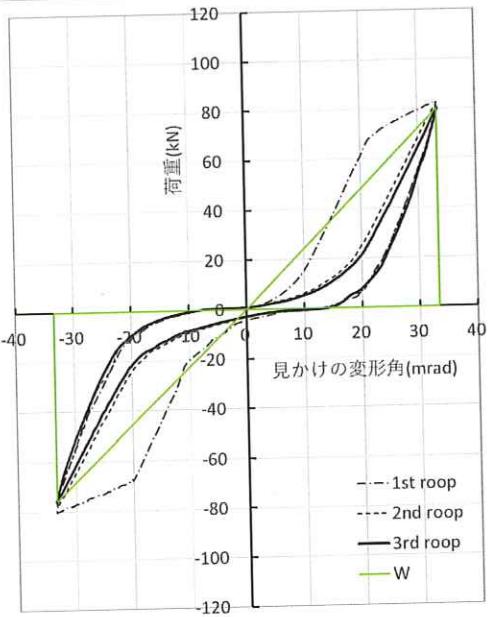


図 2.2.35 F-R 1/30 ループ

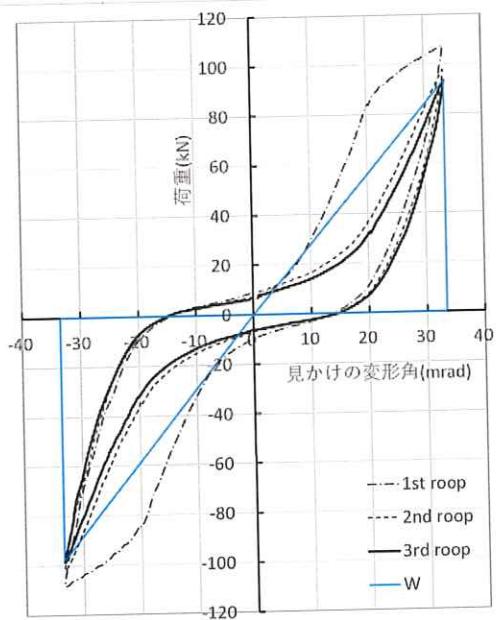


図 2.2.36 F-C 1/30 ループ

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

2.3 高耐力柱脚接合金物の試験報告書

2.3.1 試験概要

(2022年度に実施の試験報告書)

4~5階建ての建物に高耐力の連層耐力壁を用いる場合を想定し、木口面への斜めビス接合を用いた目標短期許容引張耐力200kN超の高耐力柱脚金物を設計し要素試験を行った。

既往研究から、120角の柱に対してパイルパイクビス($\phi 9$)を12本打ち込んだ仕様で $P_{max}=247kN$ 、短期基準接合耐力(2/3 P_{max} 時)159kNが確認されている。今回は 120×180 の柱サイズでビス本数を20本に増やした仕様とする。ビス仕様は、パイルパイクビス $\phi 9-260$ (試験体名称→PP)とパネリード X PX8-260(試験体名称→PX)の2種類とし、各仕様につき予備1体+本試験6体の合計14体の試験を行った。

2.3.2 試験体仕様

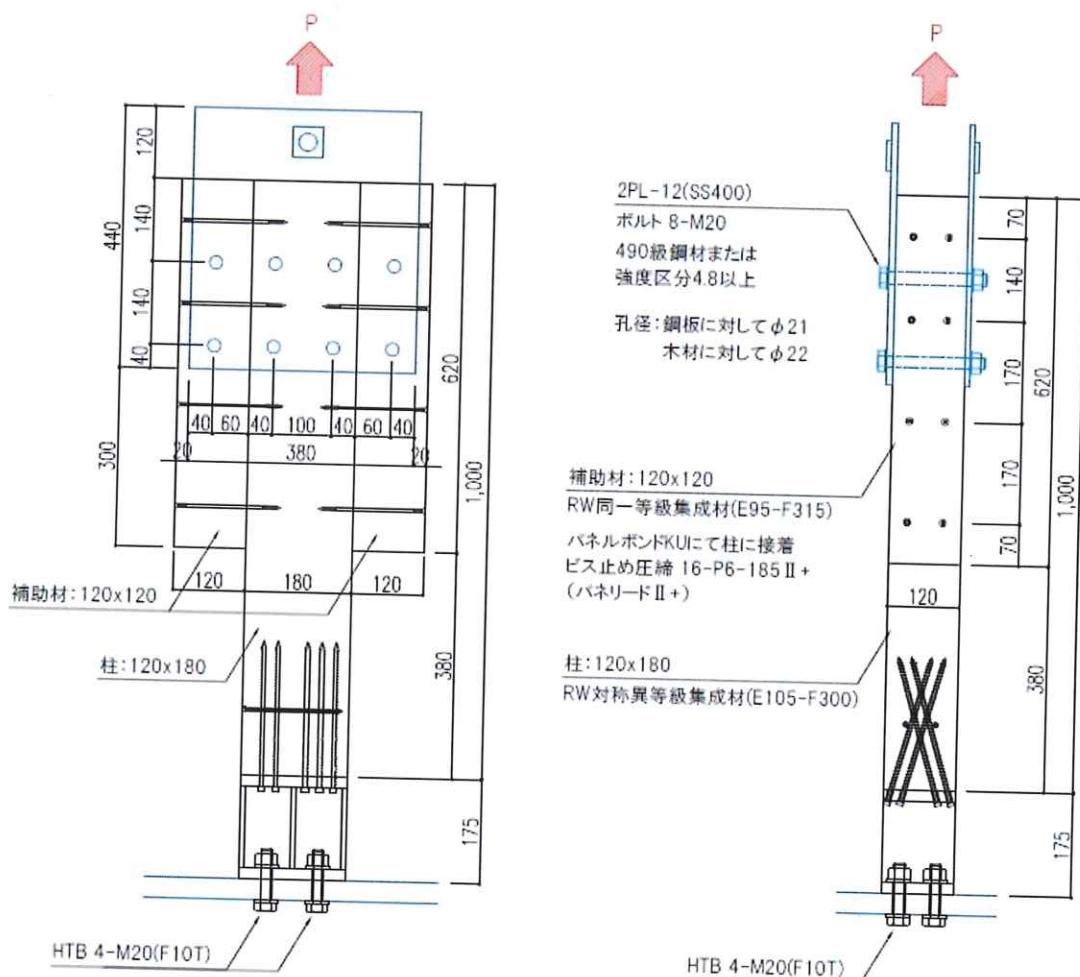


図 2.3.1 試験体図

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 2.3.1 【PX 試験体】木材の密度と含水率

オウシュウアカマツ集成材		
試験体記号	密度(g/cm ³)	含水率(%)
PX-1	0.49	11.5
2	0.50	11.0
3	0.50	11.5
4	0.51	12.0
5	0.51	14.0
6	0.53	14.0
平均値	0.51	12.3
標準偏差	0.01	1.3

表 2.3.2 【PP 試験体】木材の密度と含水率

オウシュウアカマツ集成材		
試験体記号	密度(g/cm ³)	含水率(%)
PP-1	0.50	10.0
2	0.50	10.5
3	0.50	12.5
4	0.51	11.0
5	0.52	13.5
6	0.56	14.0
平均値	0.51	11.9
標準偏差	0.02	1.7

2.3.3 試験方法

2.3.2.1 加力計画

予備試験体1体は単調加力とし、本試験6体は一方向繰返し加力とした。予備試験のP_{max}の0.4倍を仮の降伏耐力P_yとし、その時点の変位を仮の降伏変位δ_yとした。本試験の加力サイクルはδ_y/4からスタートし、順に、δ_y/2、δ_y、2δ_y、3δ_y……とした。

2.3.2.2 計測計画

試験体の浮き上がり変位（表裏2か所を計測して平均値を採用する）と金物の浮き上がり変位（同上）を測定した。試験体の浮き上がり変位から金物の浮き上がり変位を差し引くことによって、斜め打ちビス接合部のみの浮き上がり変位を計算することが可能である。

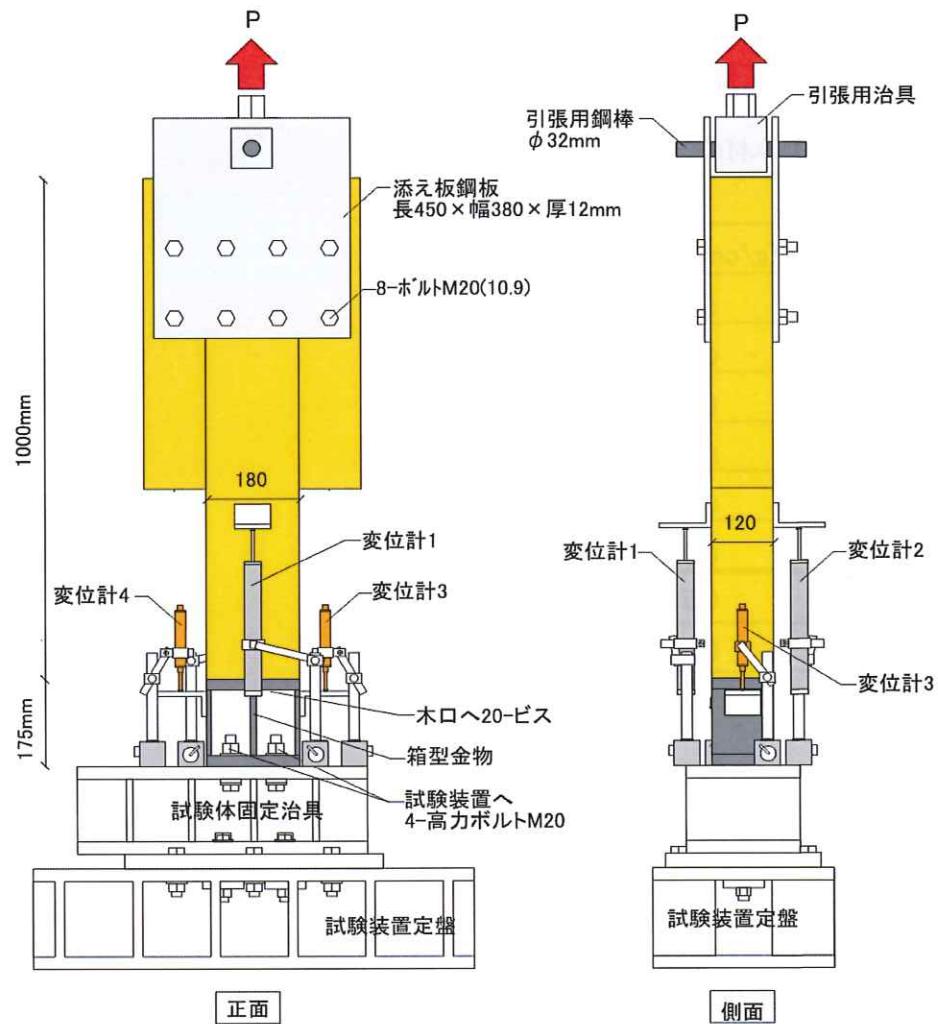


図 2.3.2 計測計画

2.3.4 評価方法

2.3.4.1 試験体の浮き上がり変位

試験体の浮き上がり変位 $\delta = (\delta_1 + \delta_2)/2$

但し、

δ_1 : 柱脚の浮き上がり変位 (mm)

δ_2 : 柱脚の浮き上がり変位 (mm)

δ_3 : 金物の浮き上がり変位 (mm)

δ_4 : 金物の浮き上がり変位 (mm)

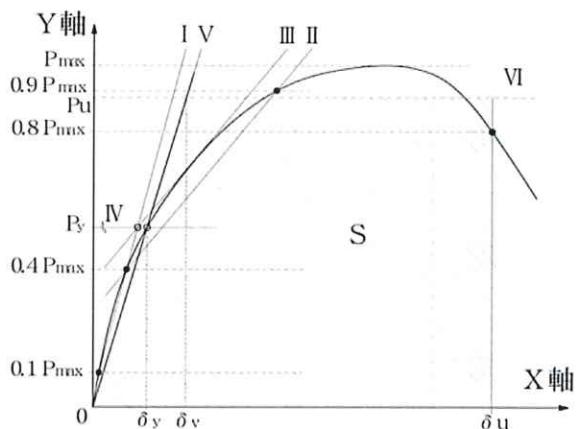


図 2.3.3 完全弾塑性モデルによる
降伏耐力及び終局耐力の求め方

2.3.4.2 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。

2.3.4.3 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 μ 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（図2.3.3参照）。

- 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 δ_y とする。

2.3.5 試験結果

2.3.5.1 荷重変形関係

【PX 試験体】

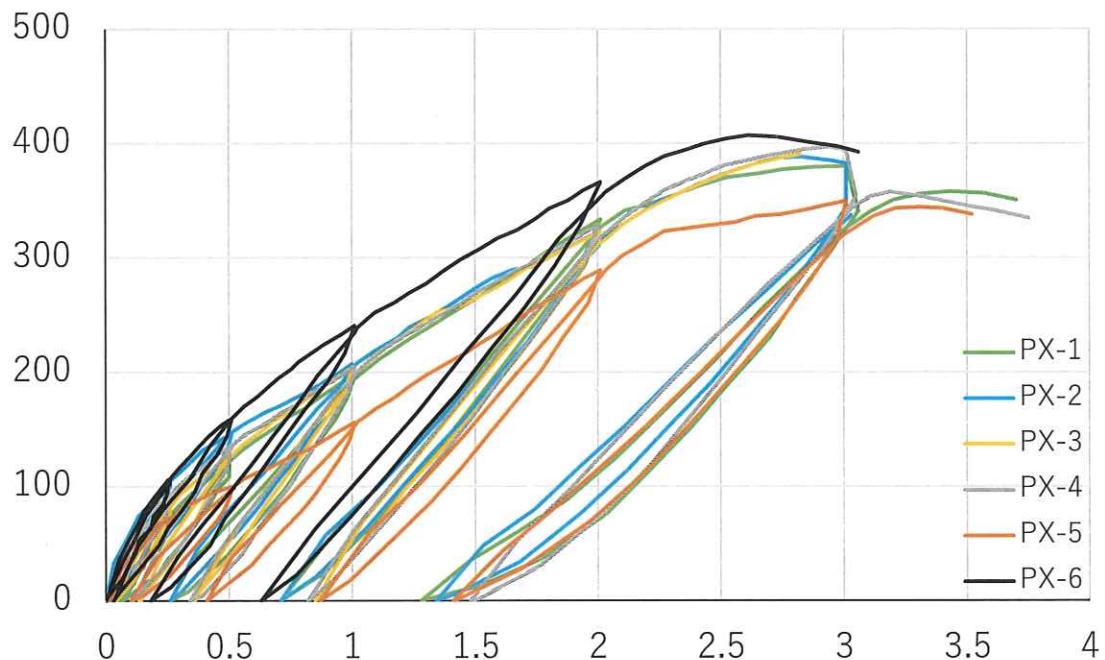


図 2.3.4 PX 試験体荷重-変形関係

【PP 試験体】

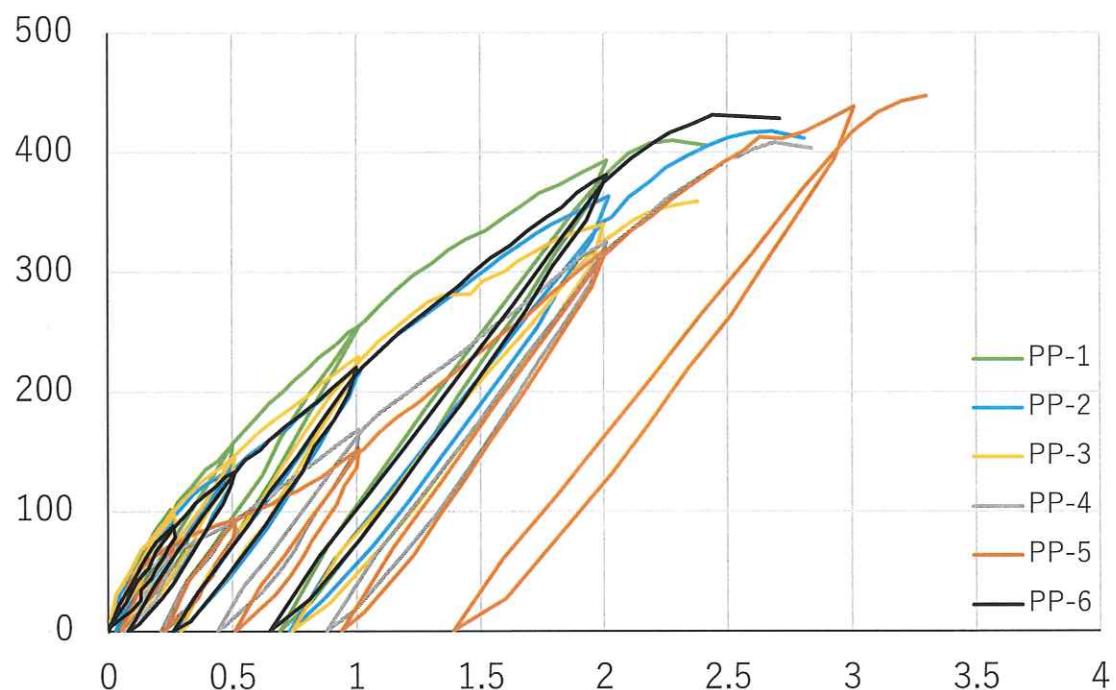


図 2.3.5 PP 試験体荷重-変形関係

2.3.5.2 終局耐力および破壊状況

表 2.3.3 に各試験体の終局耐力および破壊状況を示す。

全体的な傾向として、PX シリーズ（パネリード X 仕様）ではビスの引き抜けおよびビスの引張破断が多くみられたのに対して、PP シリーズ（パイルパイクビス仕様）では、木材がブロック状に木口面から抜け出す集合型せん断破壊が支配的であった。

表 2.3.3 終局耐力および破壊状況一覧

試験体	加力	Pmax [kN]	δ max [mm]	破壊状況
PX-0	単調	309	2.48	加力治具部で木材の引張破壊・木材のせん断破壊・接着面の破壊が複合的に生じた→柱と補助材の接合に斜めビスを追加して補強(以降の試験体に共通)
PP-0	単調	398.9	2.97	集合型せん断破壊+ビスの引き抜け
PX-1	繰返し	379.4	3.01	ビスの引き抜け+ビスの引張破断(2本)
PX-2	繰返し	388	2.82	集合型せん断破壊+ビスの引き抜け+ビスの引張破断(1本)
PX-3	繰返し	390	2.44	集合型せん断破壊+ビスの引き抜け+ビスの引張破断(1本)
PX-4	繰返し	396.9	2.53	ビスの引き抜け+ビスの引張破断(1本)
PX-5	繰返し	349.4	2.6	ビスの引き抜け
PX-6	繰返し	406.9	2.19	ビスの引き抜け
PP-1	繰返し	409.6	2.27	集合型せん断破壊
PP-2	繰返し	417.4	2.33	集合型せん断破壊
PP-3	繰返し	358.7	2.03	集合型せん断破壊
PP-4	繰返し	408.3	2.3	集合型せん断破壊
PP-5	繰返し	446.9	2.79	集合型せん断破壊
PP-6	繰返し	431.1	1.94	集合型せん断破壊+ビスの引き抜け+ビスの引張破断(1本)

※PX-0・PP-0 で加力途中から柱側面に割裂が見られたため、PX-1 以降の試験体では柱脚の割裂防止ビスを直交方向にも 2 本追加した。

2.3.5.3 特性値

表 2.3.4 に PX シリーズ、表 2.3.5 に PP シリーズの試験結果から計算した特性値の一覧を示す。

降伏耐力 P_y は、PP シリーズの平均値では目標の 200 kN を上回ったが、5%下限値では 200 kN に達しない結果となった。今回の試験結果では P_y は P_{max} の約 1/2 となっており、最大耐力は比較的大きいが降伏耐力はそれに対して小さい (P_{max} の 2/3 を下回る) 結果となっている。また後述の理由から特性値の評価に使えるデータ数が少なくなっていることで 5% 下限値は低めの評価となった。

表 2.3.4 特性値一覧 【PX】

項目		PX-1	PX-2	PX-3	PX-4	PX-5	PX-6	平均	標準偏差	CV	ばらつき係数	5%下限値
最大荷重	P_{max} KN	379.4	388	390	396.9	349.4	406.9	392.24	10.30			
最大荷重時の変位	δ_{max} mm	3.01	2.82	2.82	2.94	3.01	2.61	2.84	0.15			
終局耐力	P_u KN	346.0	345.2	341.1	347.1	333.0	361.6	348.2	7.8	0.02	0.94	328.9
終局変位	δ_u mm	1.68	1.51	1.64	1.57	2.10	1.31	1.54	0.15			
降伏耐力	P_y KN	175.1	178.8	196.1	178.0	-404.9	196.3	184.9	10.4	0.057	0.86	159.1
降伏耐力時の変位	δ_y mm	0.85	0.78	0.94	0.81	0.88	0.71	0.82	0.09			
初期剛性	K KN/mm	206.4	228.9	207.8	220.5	158.3	276.8	228.1	28.8			
塑性率	μ	2.2	2.4	1.7	2.4	1.7	2.3	2.2	0.29			

※ PX-5 については pickpoint で算出されるが平均の計算からは外した。(荷重変位関係で下に凸な部分があり P_y が正しく計算されない)

※ 次頁に PX-1 と PX-5 の荷重-変位関係図の比較を示す。

表 2.3.5 特性値一覧 【PP】

項目		PP-1	PP-2	PP-3	PP-4	PP-5	PP-6	平均	標準偏差	CV	ばらつき係数	5%下限値
最大荷重	P_{max} KN	409.6	417.4	358.7	408.3	446.9	431.1	404.2	31.61			
最大荷重時の変位	δ_{max} mm	2.28	2.68	2.38	2.69	3.3	2.44	2.45	0.17			
終局耐力	P_u KN	372.3	399.7	326.4	392.8		399.8	374.6	34.6	0.092	0.75	281.8
終局変位	δ_u mm	1.34	1.87	1.32	2.35		1.79	1.58	0.29			
降伏耐力	P_y KN	211.6	241.5	190.9	-4.1	26.2	208.7	213.2	21.0	0.098	0.74	156.9
降伏耐力時の変位	δ_y mm	0.76	1.13	0.77	0.98	1.17	0.93	0.90	0.17			
初期剛性	K KN/mm	277.2	213.3	248.0	167.5	153.2	223.3	240.5	28.5			
塑性率	μ	1.80	1.50	1.81	1.21		1.51	1.66	0.17			

※ PP-4 については pickpoint で算出されるが平均の計算からは外した。(荷重変位関係で下に凸な部分があり P_y が正しく計算されない)

※ PP-5 については pickpoint で算出されなかった。

※ 次頁に PP-1 と PP-5 の荷重-変位関係図の比較を示す。

(荷重変位関係で下に凸な部分があり正しく計算されない試験体について)

試験体の準備に際して、柱脚金物側から木口面にビスを斜め打ちする際に、集成材のラミナ間の接着面付近でビスが入っていない部分が何か所かあり、そのときの対処としてビスを何度か抜き差ししてビス頭が金物に接するまでビスを回した。そのため当該ビスの効きが弱くなっている可能性がありスリップするような挙動になることが原因として考えられる。

【PX-1 と PX-5 の比較】

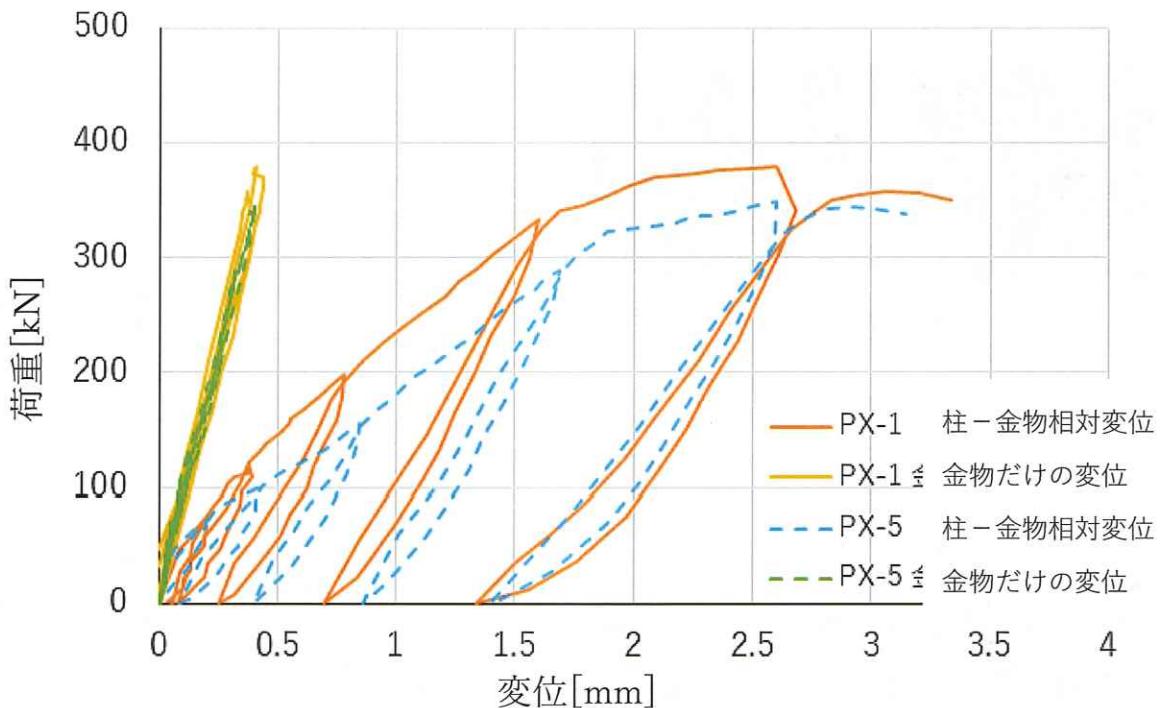


図 2.3.6 PX-1 試験体と PX-5 試験体の荷重-変位関係

【PP-1 と PP-5 の比較】

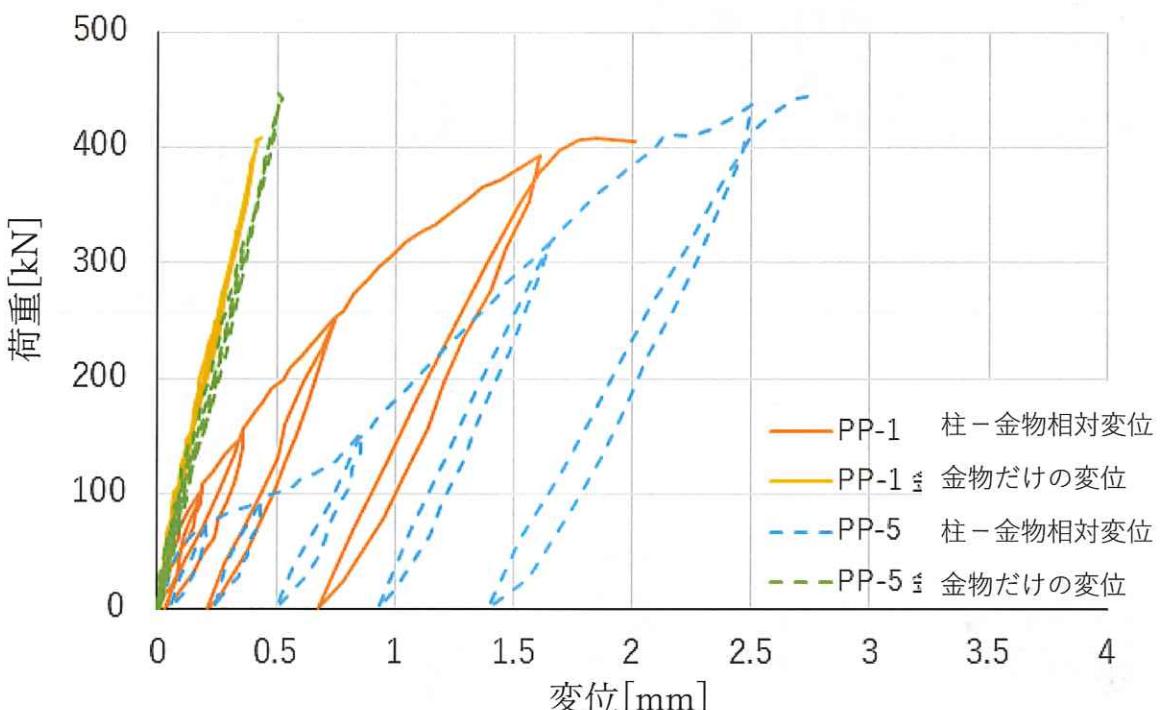


図 2.3.7 PP-1 試験体と PP-5 試験体の荷重-変位関係

2.3.5.4 試験状況

【PX-0】単調加力



写真 1



写真 2

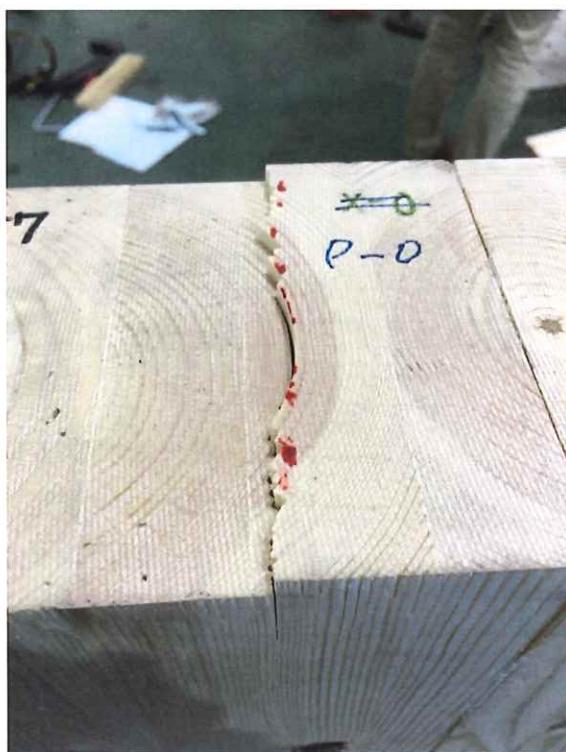


写真 3



写真 4

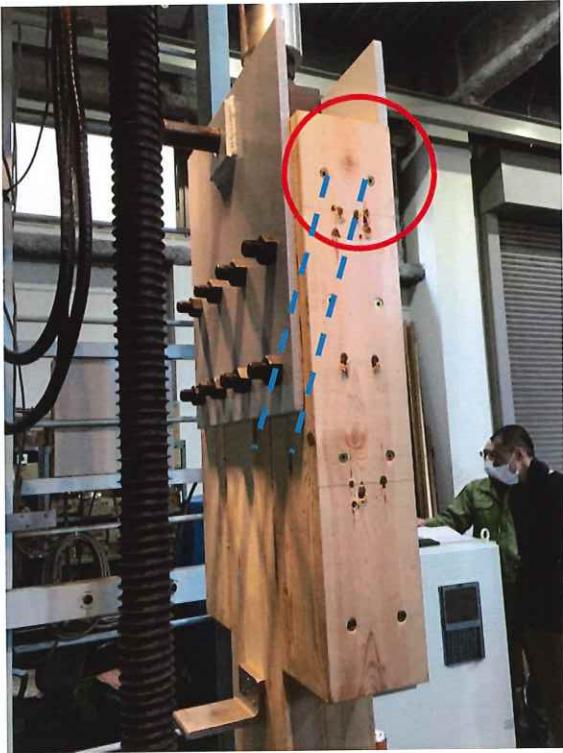


写真 5

写真 1

加力終了後の破壊状況写真

写真 2

柱頭治具のボルト取り付け部の柱母材の端あき部の引張破壊とボルト孔に沿う面でせん断破壊

写真 3

試験体上部の小口面の写真
柱母材がボルト孔に沿う面でせん断破壊が生じている

写真 4

柱母材と補助材の接着面にズレが生じている

写真 5

柱頭治具部で破壊が生じないように斜めビスを追加し補強
→補助材と柱母材に対してパネリード X を斜め打ち 6 本(両側面)を追加して補強

【PP-0】単調加力

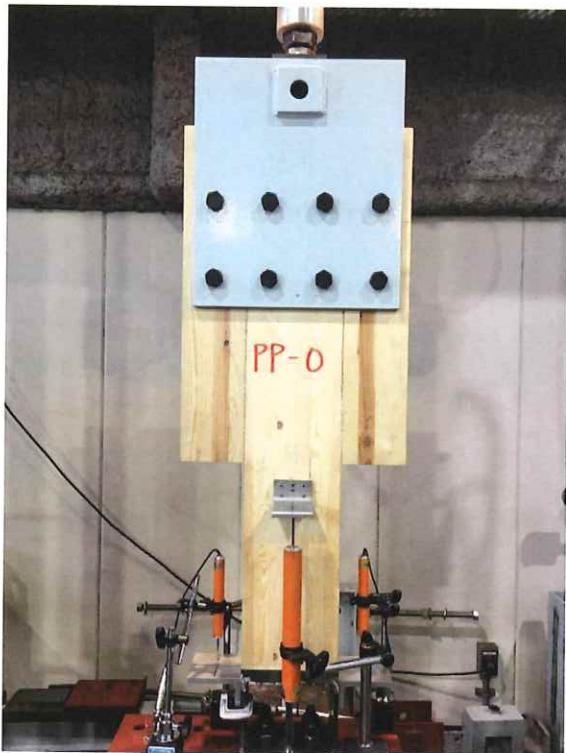


写真 1



写真 2

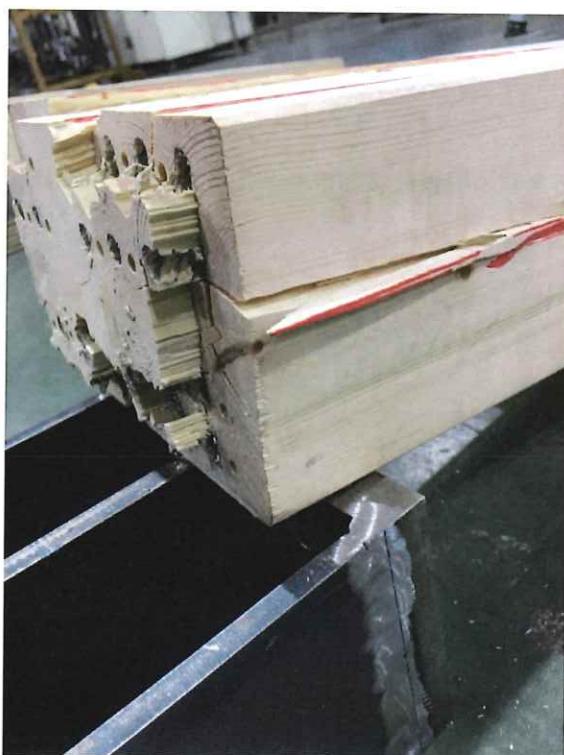


写真 3

写真 1

加力終了後の柱脚部破壊状況

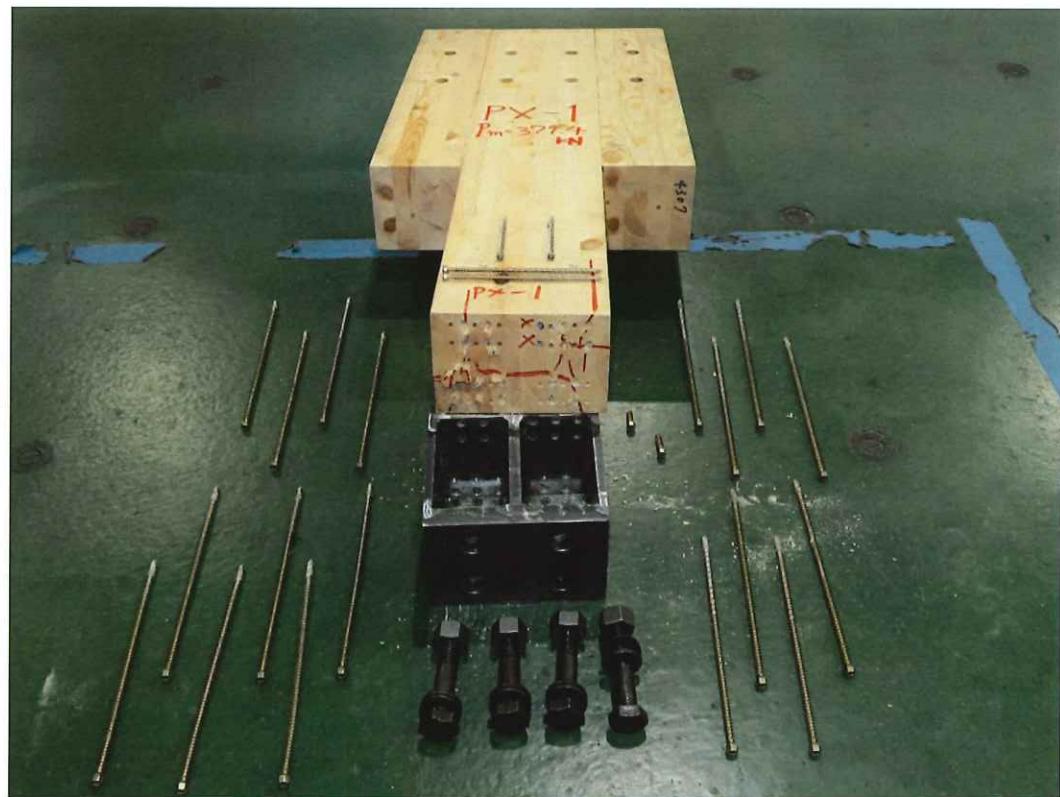
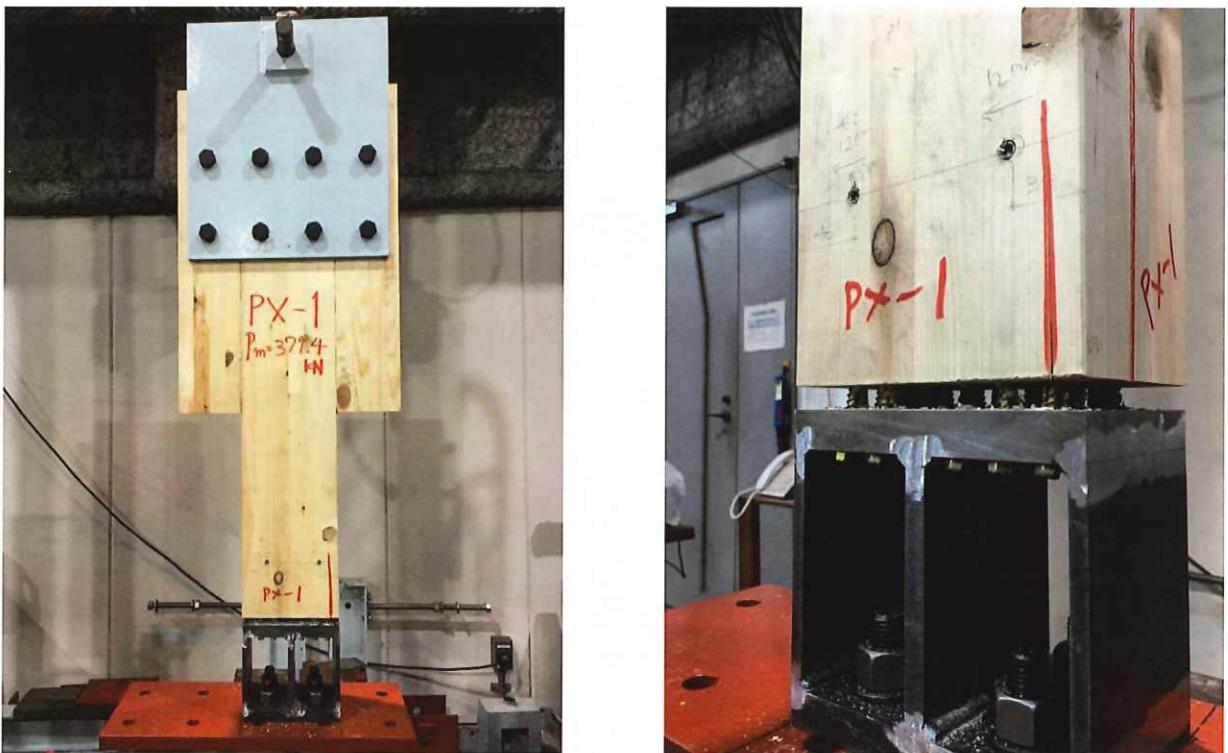
写真 2

柱脚部の各面で縦方向に割裂が生じている

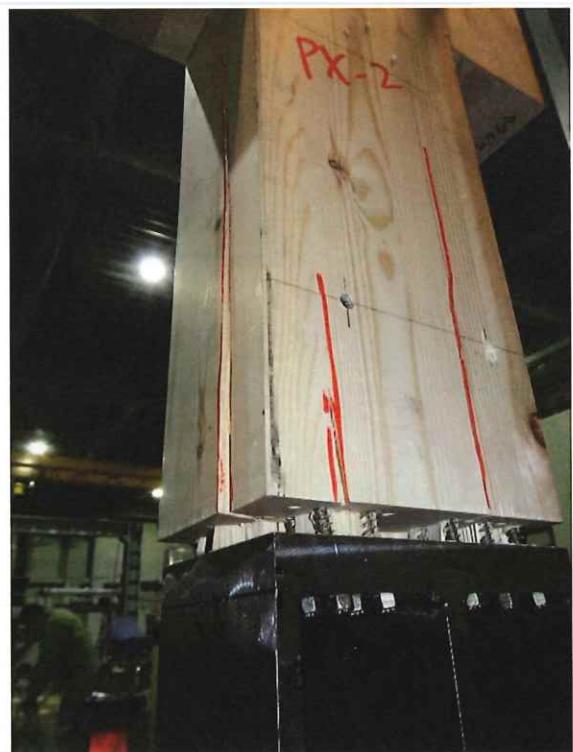
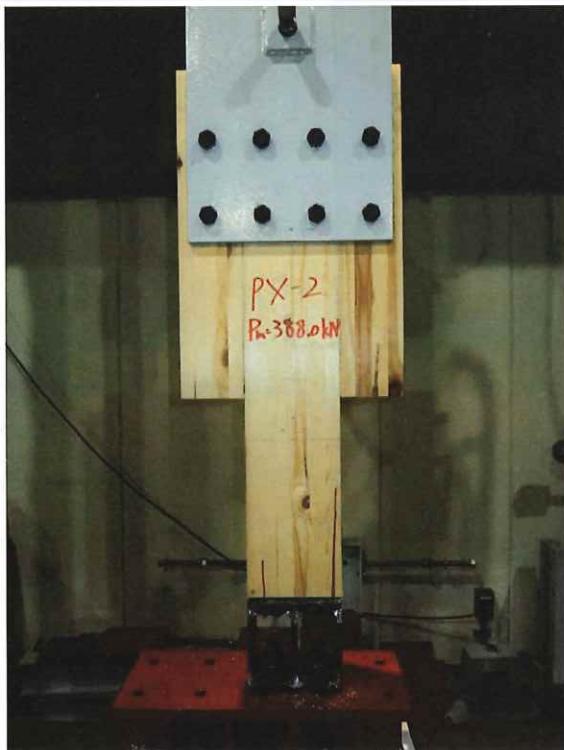
写真 3

斜めビス打ちした内側の範囲が塊りで抜け出している→集合型せん断破壊

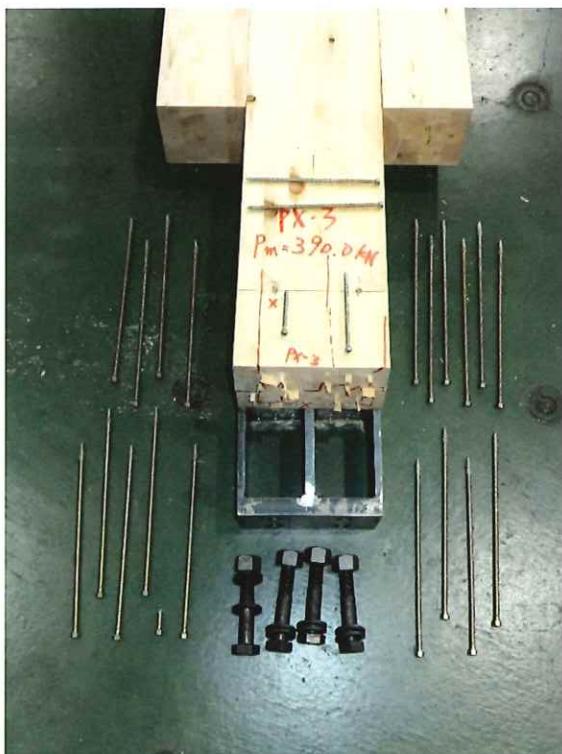
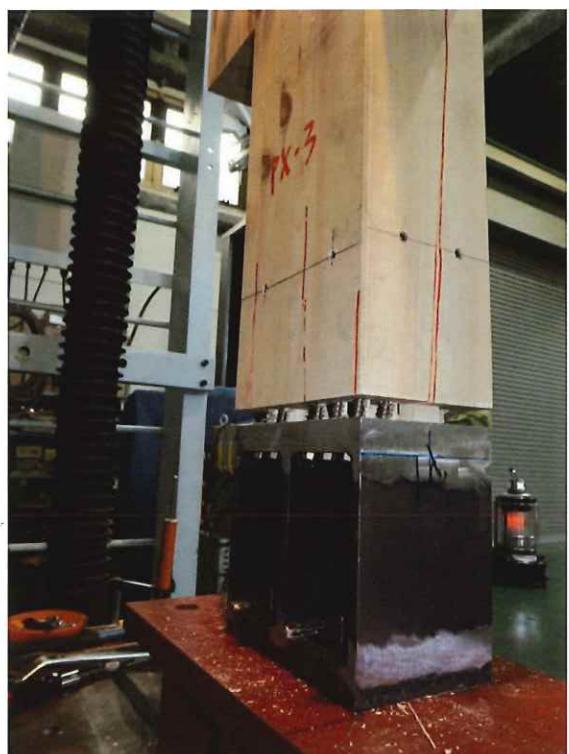
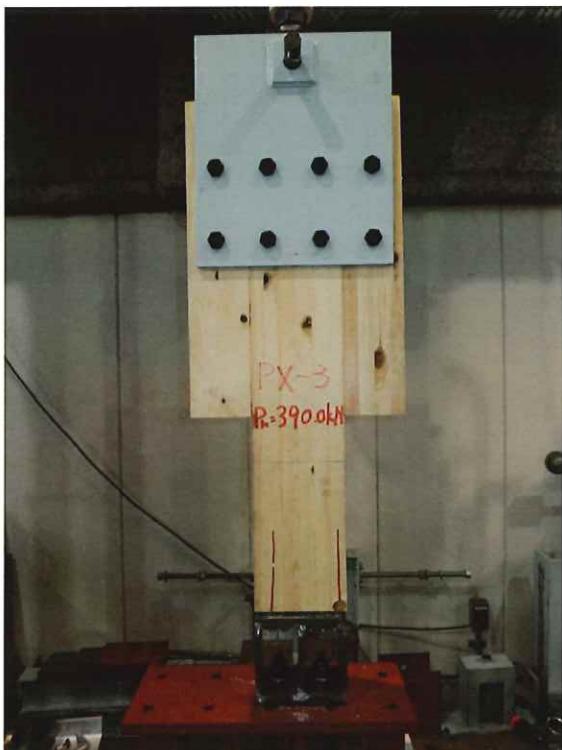
【PX-1】繰返し載荷



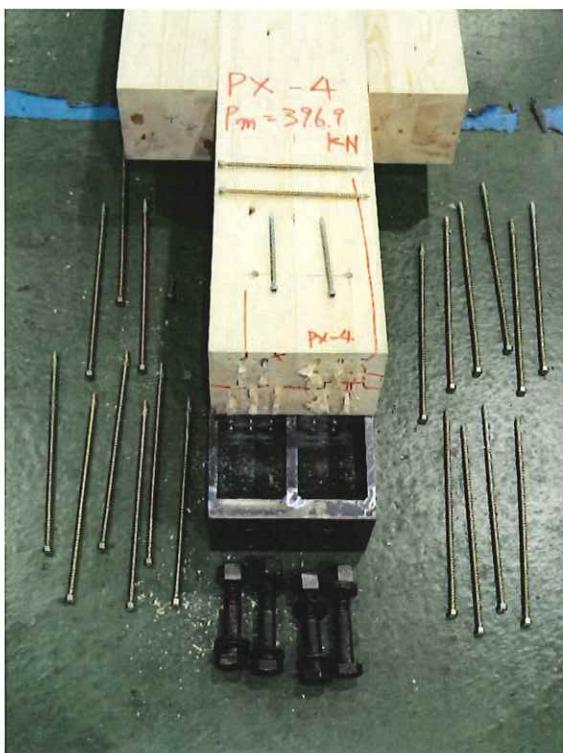
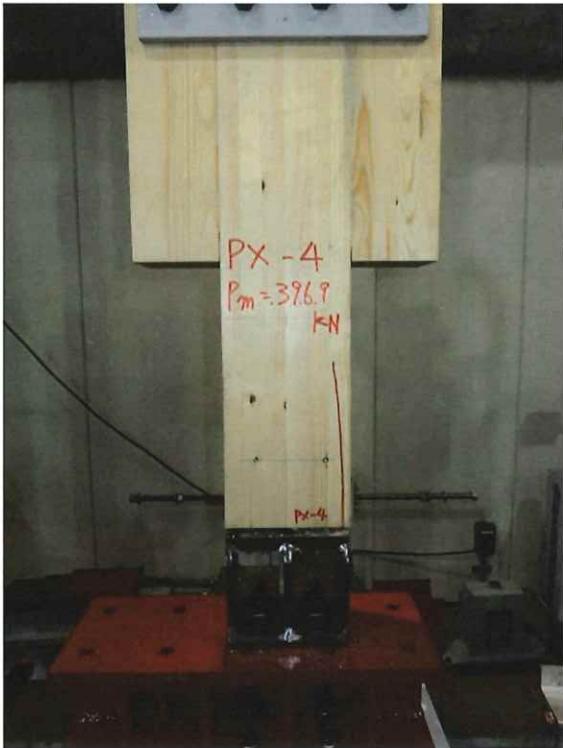
【PX-2】繰り返し載荷



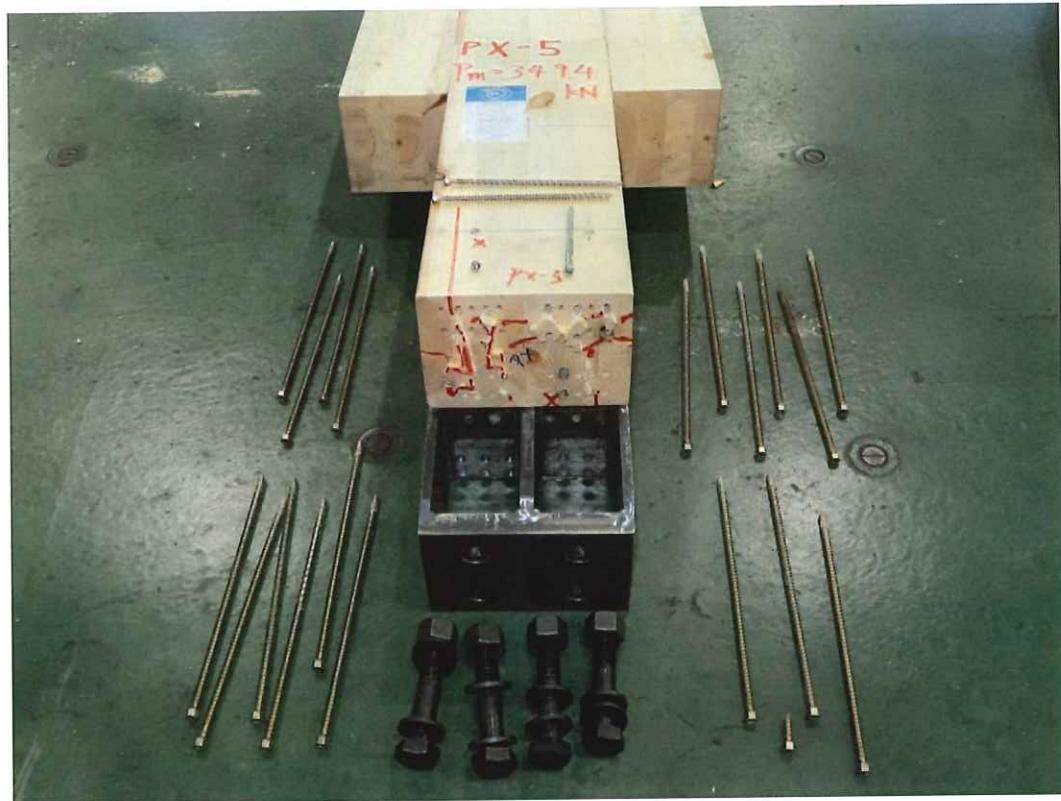
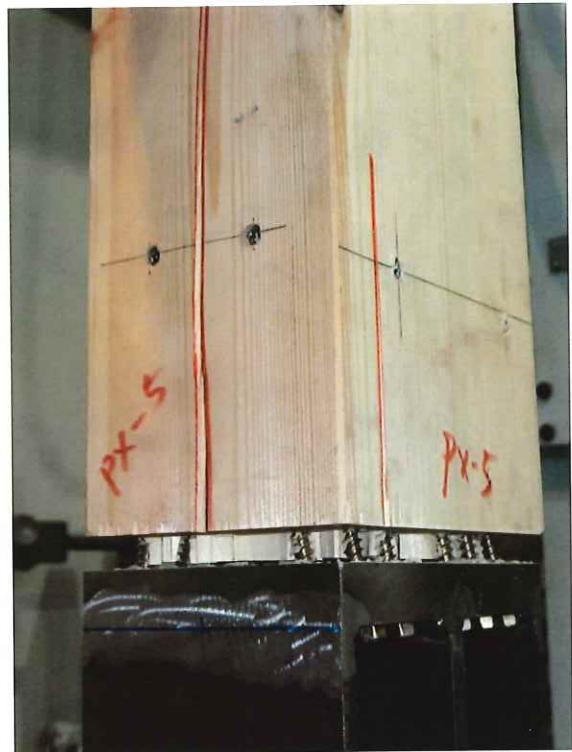
【PX-3】繰り返し載荷



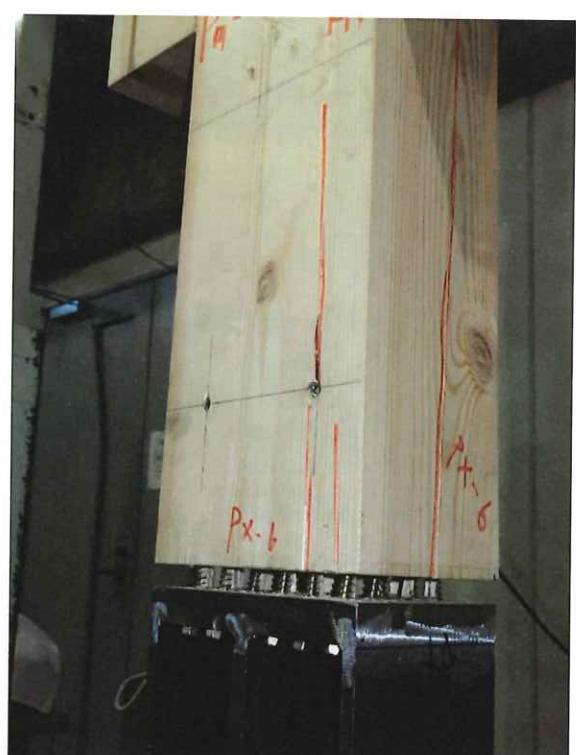
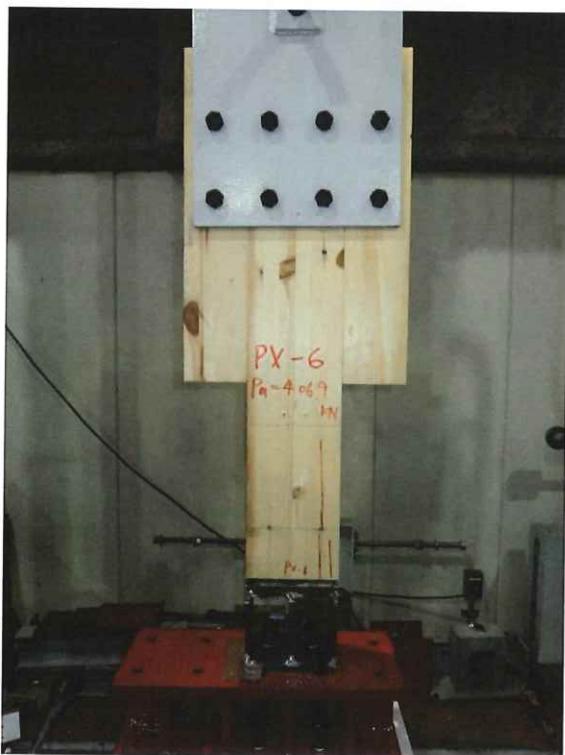
【PX-4】繰り返し載荷



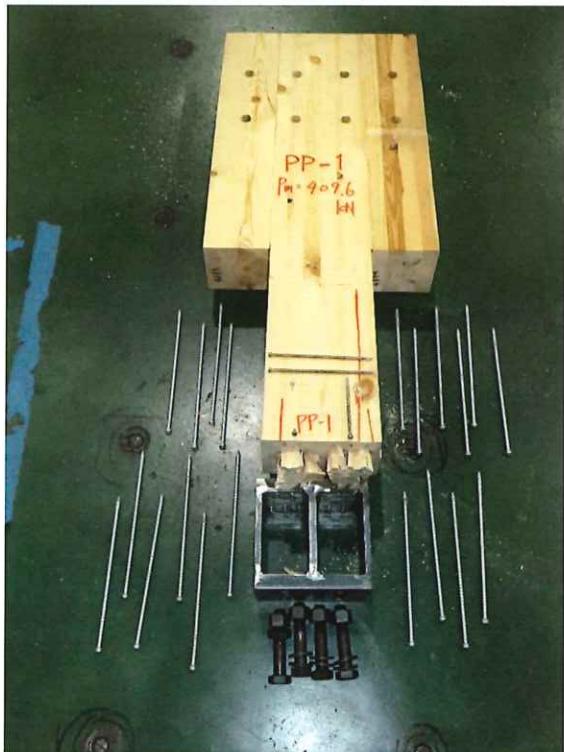
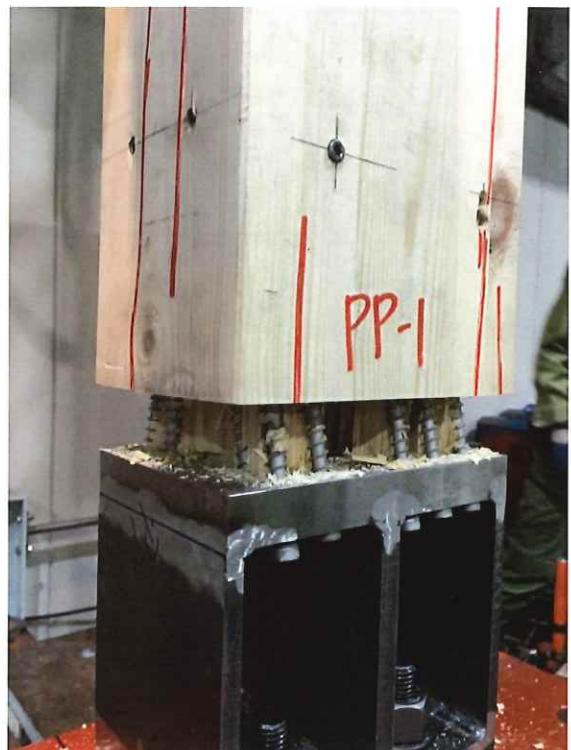
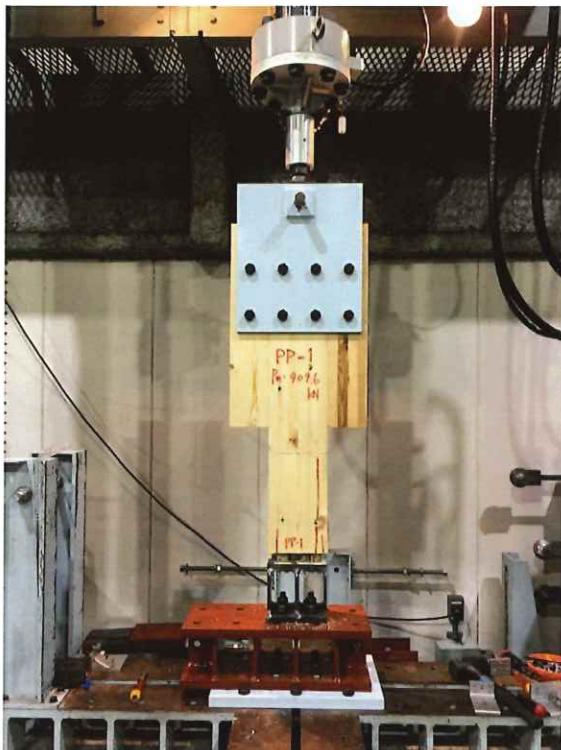
【PX-5】繰り返し載荷



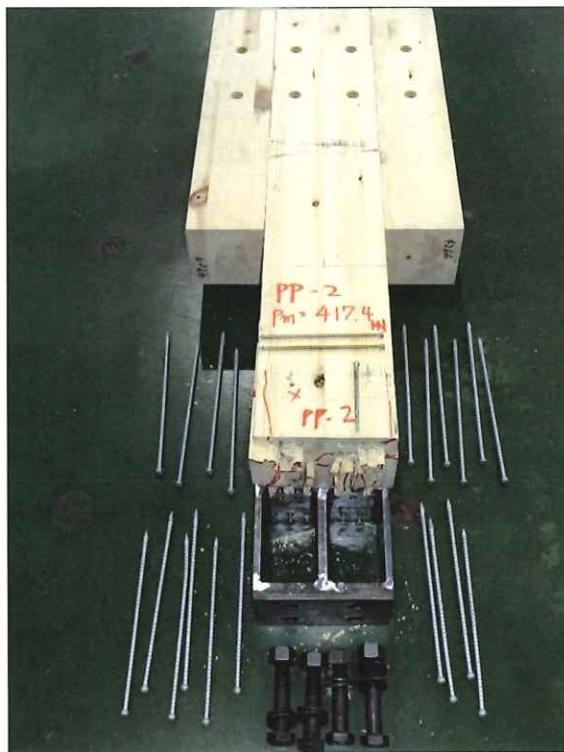
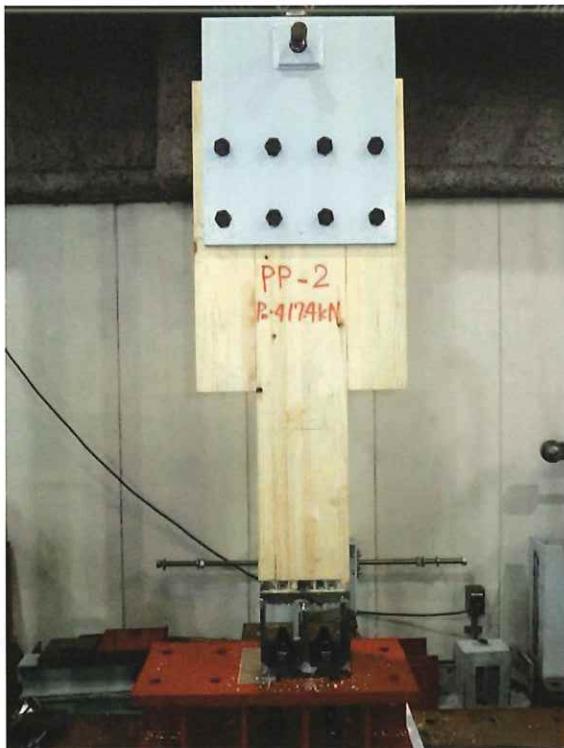
【PX-6】繰り返し載荷



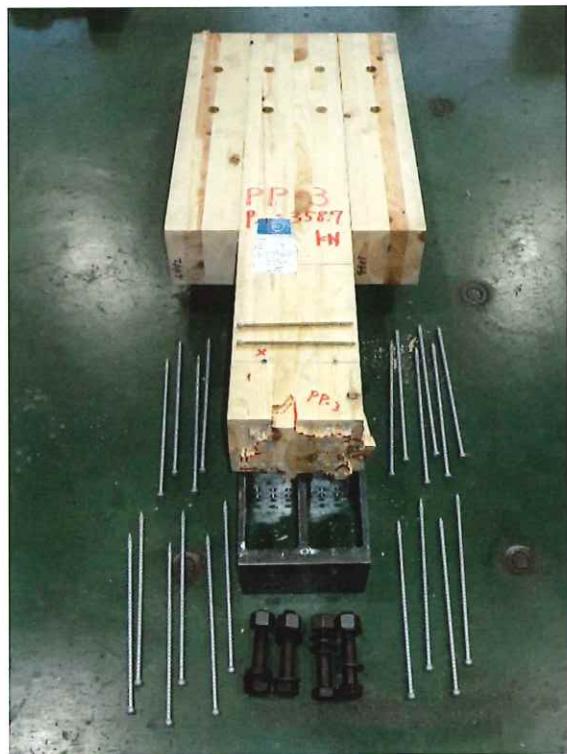
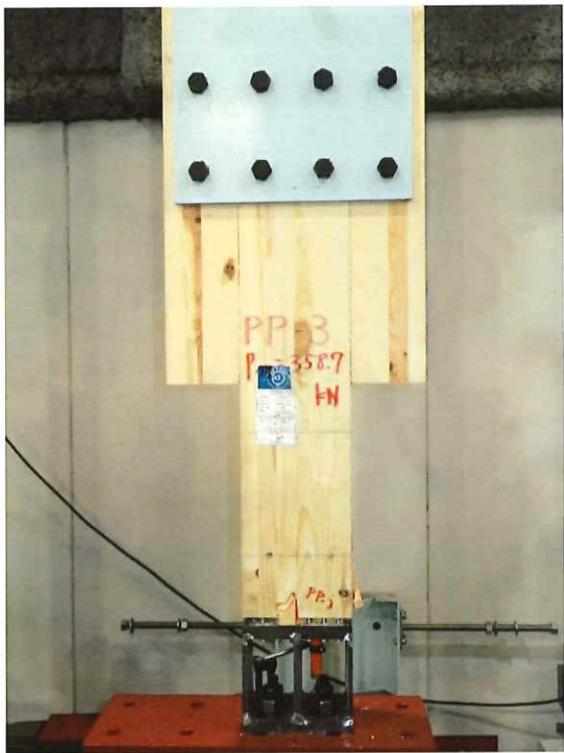
【PP-1】繰返し載荷



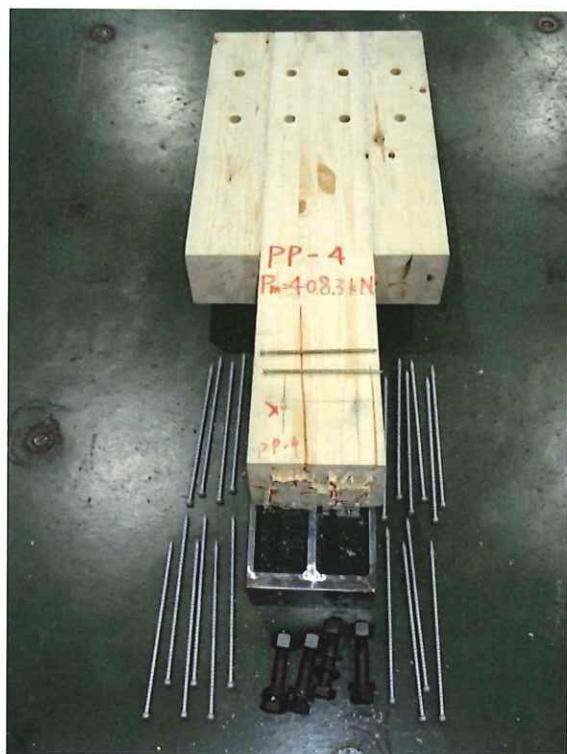
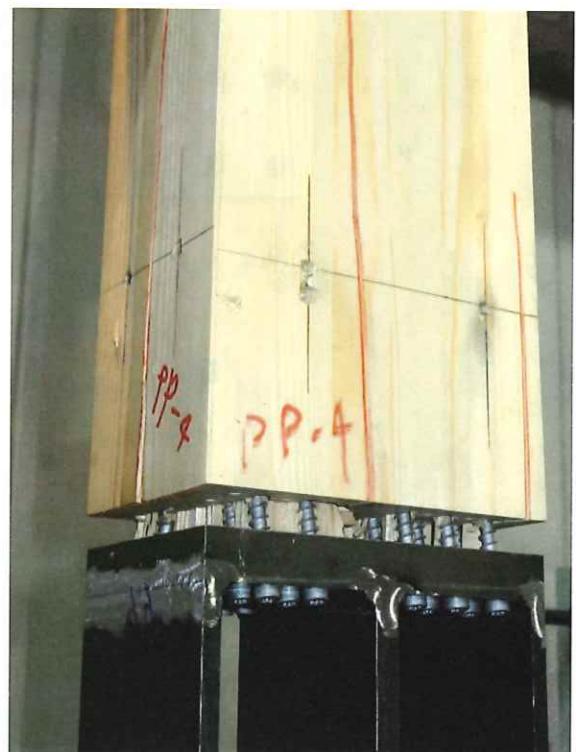
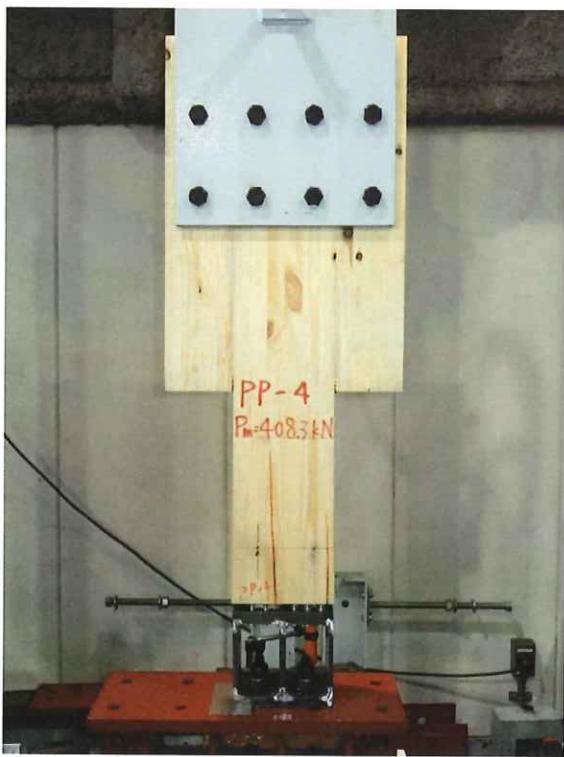
【PP-2】繰返し載荷



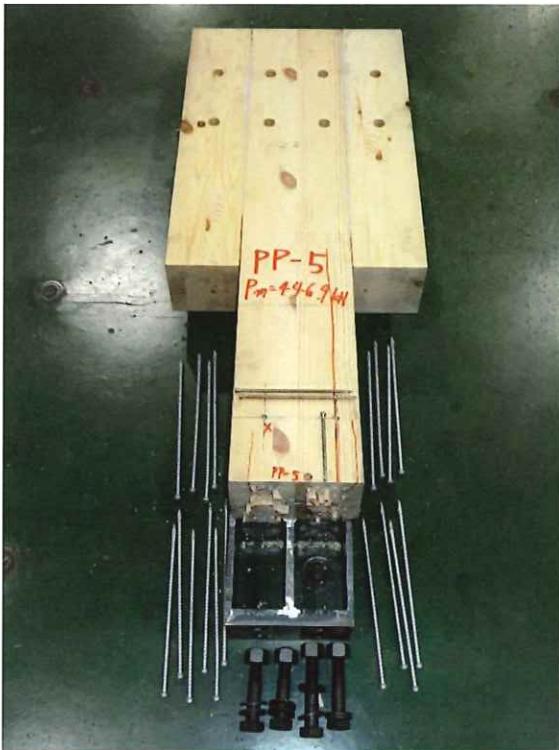
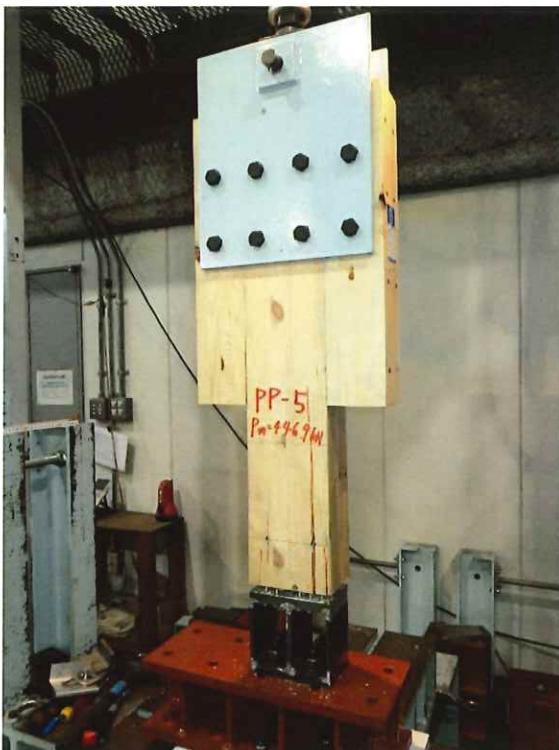
【PP-3】繰返し載荷



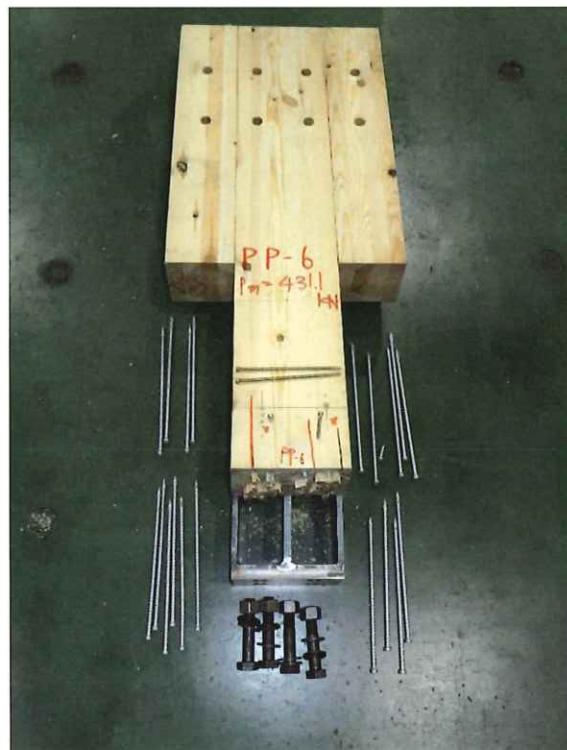
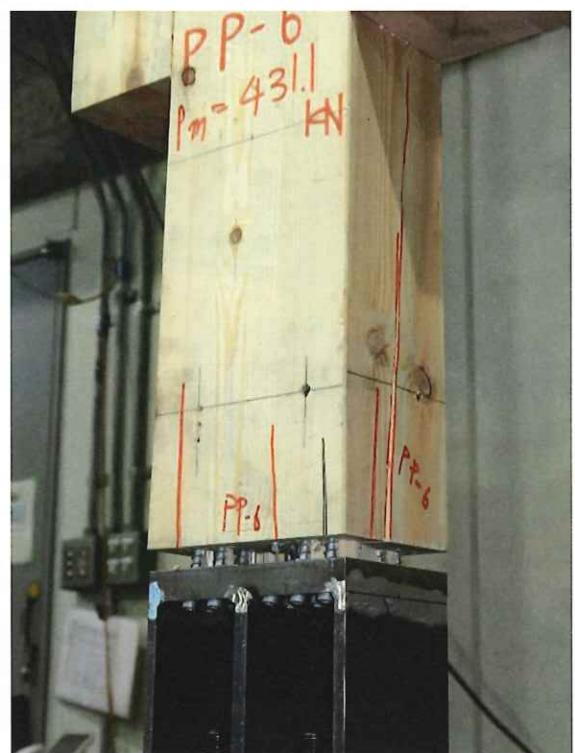
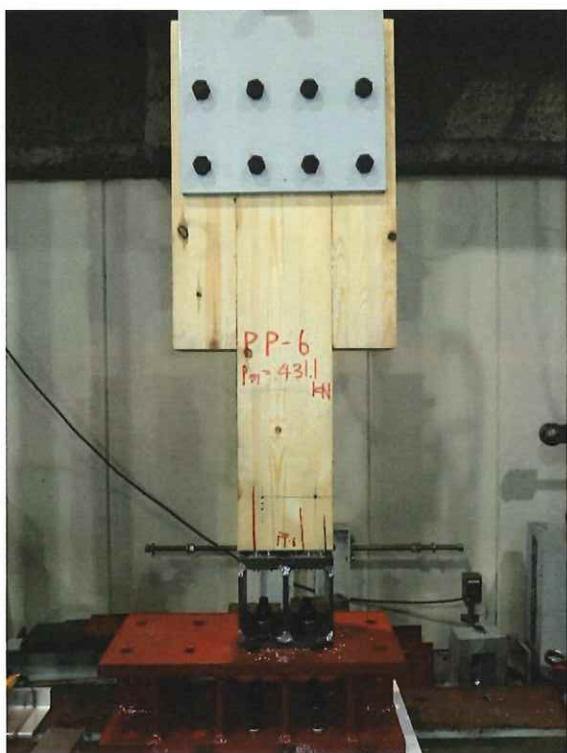
【PP-4】繰返し載荷



【PP-5】繰返し載荷



【PP-6】繰返し載荷



2.3.6 考察：柱脚試験の最大荷重と集合型せん断破壊耐力の比較

(1) 【PP】試験体の破壊状況

【PP】試験体全6体の破壊状況は共通して下の写真に示すように斜めビス打ちした内側の範囲がブロック状に抜け出す集合型せん断破壊によるものである(1体のみビスの引張破断も発生)。

よってここでは、抜け出したブロックの断面による引張耐力とブロック四周のせん断耐力を算出し、実験結果の最大荷重との比較を行う。尚、抜け出したブロックの引張面積は最外周のビス内法間を結んだ面積とし、せん断面積に用いる長さはビスの柱への埋込長さとする(図2.3.8 参照)。



【PP-4】破壊状況

(2)集合型せん断破壊耐力の算出

・諸元

樹種と強度等級：オウシュウアカマツ対称異等級集成材 E105-F300

引張基準強度： $F_t=2.02\text{kN/cm}^2$

せん断基準強度： $F_{sx-x}=0.3\text{ kN/cm}^2$ (積層方向)、 $F_{sy-y}=0.24$ (幅方向)

引張面積： $A_t=98\text{cm}^2$ (図 2.3.8 より)

せん断面積(片面あたり)： A_s1 (接着面に平行)= 189cm^2 、 A_s2 (接着面に直交)= 253cm^2 (図 2.3.8 より)

・耐力の低減

対称異等級集成材は外層と内層のラミナの強度が異なり、写真-1 および図 2.3.8 に示す抜け出し部分は最外層以外の中間層と内層のラミナの範囲であるため、ラミナ強度の違いを考慮し耐力の低減を行う。

耐力の低減係数の算出：

最外層(L125)、中間層(L100)、内層(L80)の引張強さの平均値(24.83 N/mm^2)に対する、中間層(L100)、内層(L80)の引張強さの平均値(23 N/mm^2)の比から、低減係数=0.926 とする。

・耐力の算出

引張耐力 $T_u=A_t \times F_t = 98 \times 2.02 \times 0.926 = \underline{183\text{kN}}$

せん断耐力 $Q_u=\{(A_s1 \times 2 \text{面} \times F_{sx-x})+(A_s2 \times 2 \text{面} \times F_{sy-y})\} \times 0.926 =$

$\{(189 \times 2 \times 0.3)+(253 \times 2 \times 0.24)\} \times 0.926 = \underline{217\text{kN}}$

・実験結果との比較

【PP】試験体の最大荷重 P_{max} の平均値= 404.2kN (2.3.5.3 参照)は、上記で算出した引張耐力 T_u とせん断耐力 Q_u の和(400kN)に概ね一致した。

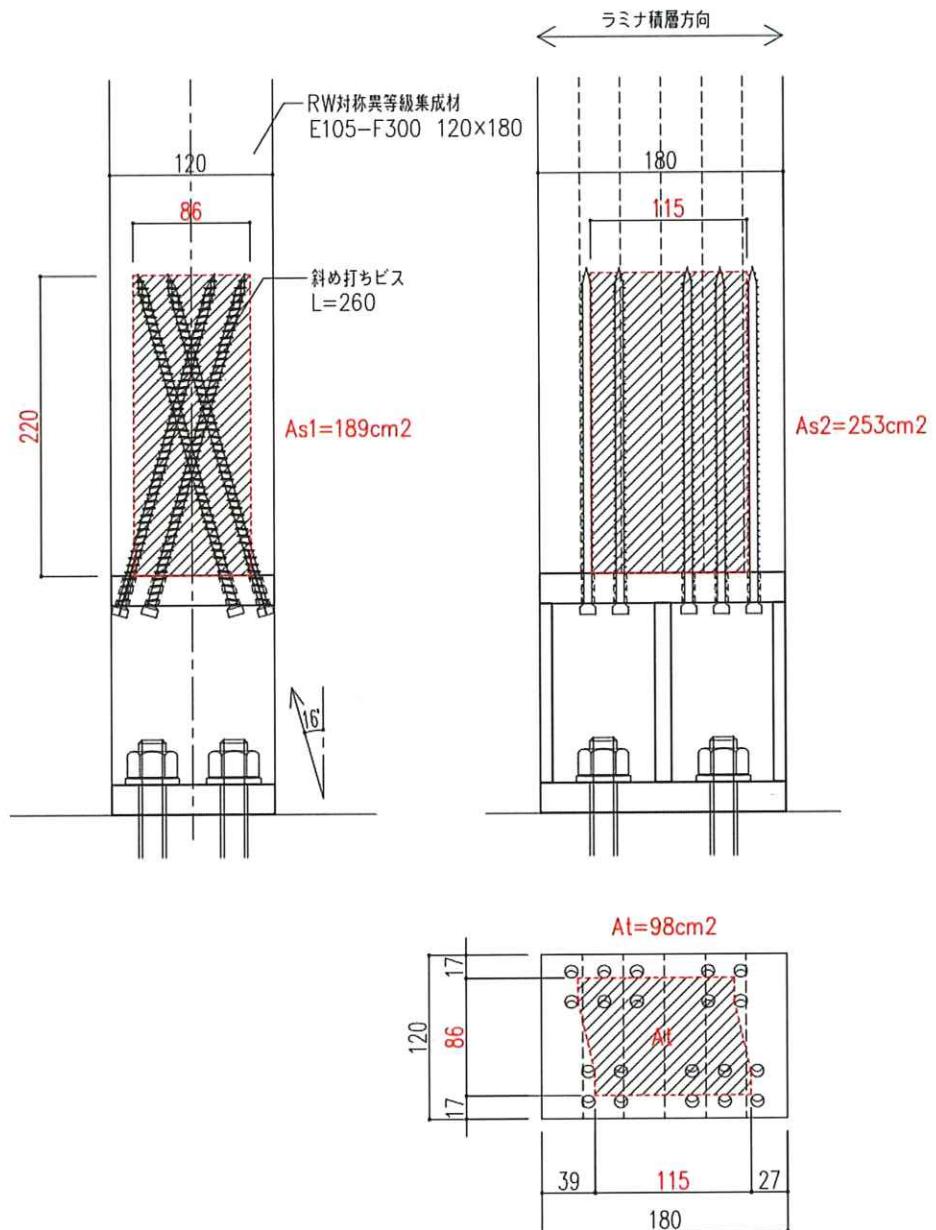


図 2.3.8 抜け出し部分の引張面積とせん断面積

2.4 接合具等の要素試験報告書

2.4.1 柱頭柱脚接合部の要素試験

2.4.1.1 試験概要

(2020 年度に実施の試験報告書)

要素試験は耐力壁架構の柱頭・柱脚部の 5 種類の試験について各 3 体で計 15 体行う。各要素試験結果は、解析に使用する各接合部の復元力特性の作成に利用する。

表 2.4.1.1 要素試験一覧

要素試験 体番号	要素試験体名	対象 部位	備考	試験 方法	加力 方法
①	HDHi-T	柱: 120 × 120 金物: 2 × 高耐力ホール ダウントラス Hi(在来用)	ボルト M18 (SNR490)	引張	1 方向繰り返し
②	HDHi-B			曲げ	正負交番
③	120-CPG	土台: 120 × 120	めり込み 防止 PL +6-PX8	繊維直交 方向圧縮	押切り
④	240-CPG	桁梁: 120 × 240			
⑤	450-CPG	桁梁: 120 × 450			
⑥	120A-CPG	土台: 120 × 120(③と同一材)	補強なし		

①は耐力壁で使用する柱脚接合金物（高耐力ホールダウントラス Hi, 短期基準接合耐力 68.1kN）の引張耐力・剛性及び破壊性状を確認するために行う。1 方向繰り返し試験とする。ボルト材質は耐力壁の韌性確保を目的とし SNR490 を使用しており、降伏後の変形性能を確認する。

②は高耐力ホールダウントラス Hi（在来用）の回転剛性・曲げ耐力を確認するために行う。正負交番繰り返し試験とする。柱脚金物が面内配置された耐力壁に対し、金物の曲げ剛性が耐力壁の変形・耐力に対する影響を解析で確認するために使用する。影響ないと判断される程度であれば、解析上ピン接合と仮定することも考えられる。

②～⑤はめり込みに対して補強した柱木口面に対する土台及び桁梁のめり込み試験である。1 方向押し込み圧縮試験を行い、破壊性状を確認する。耐力壁試験ではめり込みの影響を極力排除するため、柱小口-横架材間にはフルスレッドビス及び鋼板を設置し、めり込みを防止している。めり込み剛性・耐力の確認を行い、めり込み防止効果が確認されて、耐力壁の挙動に影響ないと判断される程度であれば、解析上めり込み剛性を考慮しないことも考えられる。

⑥は③の試験体を再使用し、柱木口面に鋼板 t12 のみを配置した場合の土台のめり込み試験である。めり込み補強の有無の比較のために行う。

2.4.1.2 試験体仕様

(1) 試験体図

図 2.4.1.1～2.4.1.5 に各要素試験体図を示す。

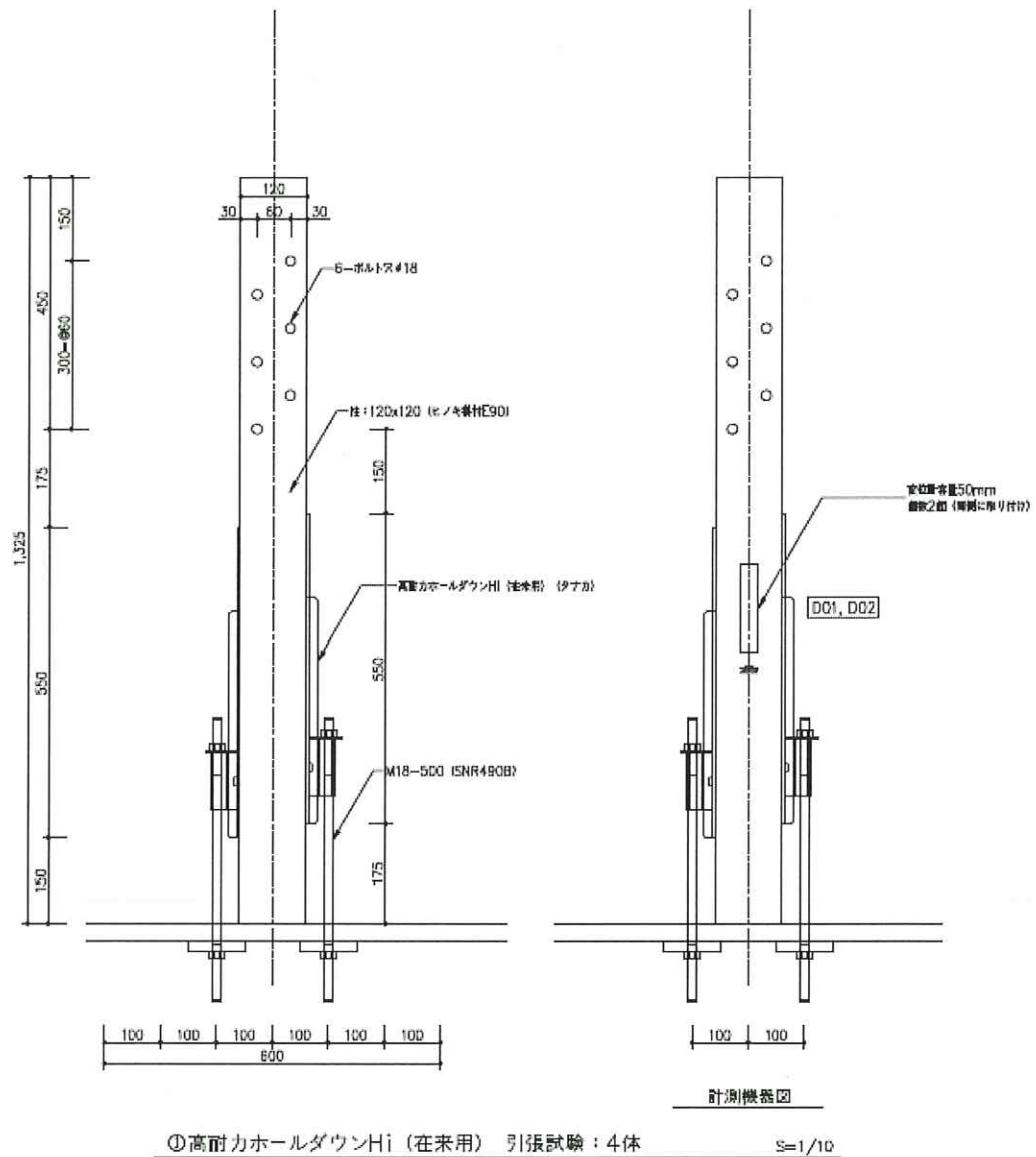
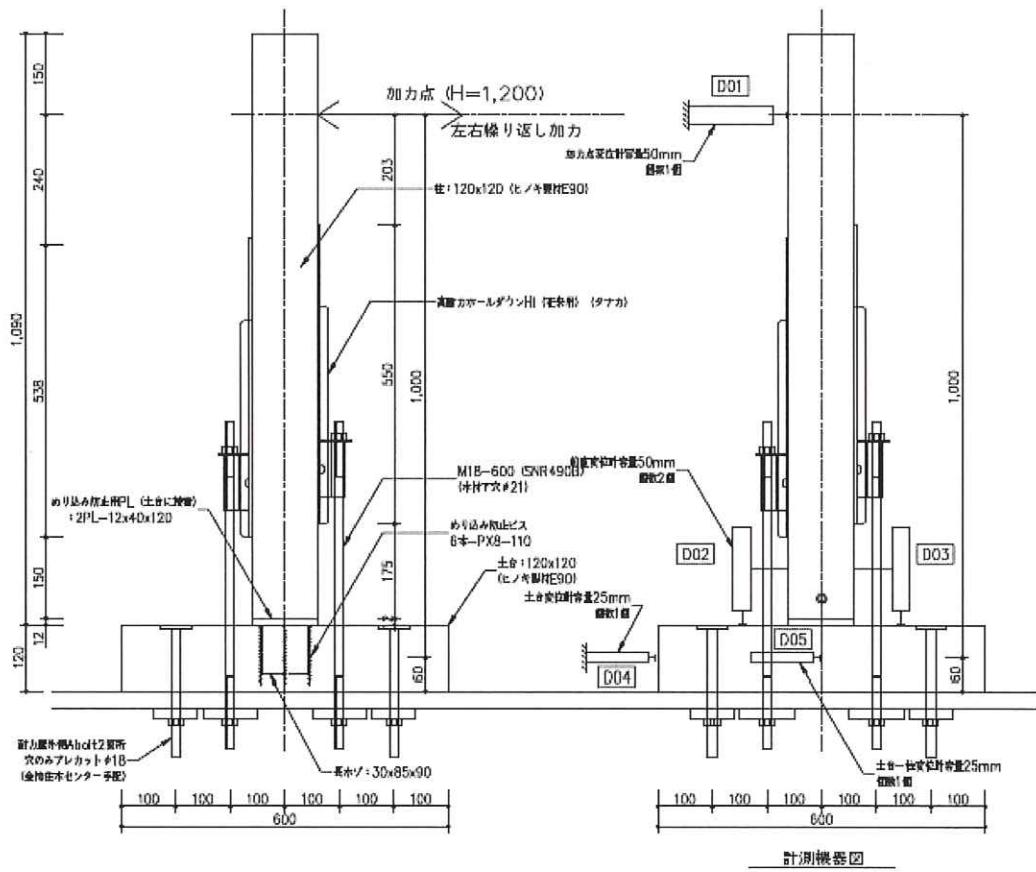
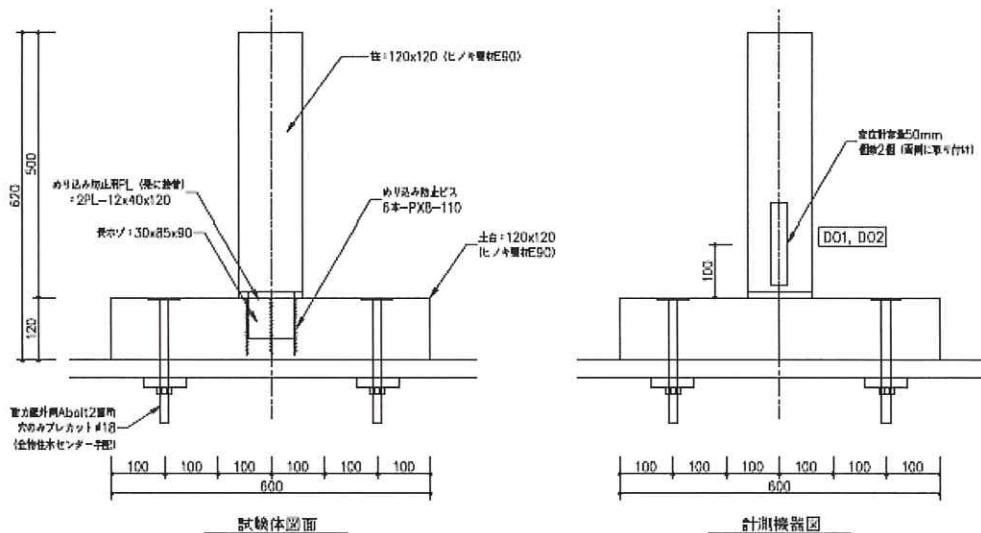


図 2.4.1.1 HD 引張試験体図(HDHi-T)



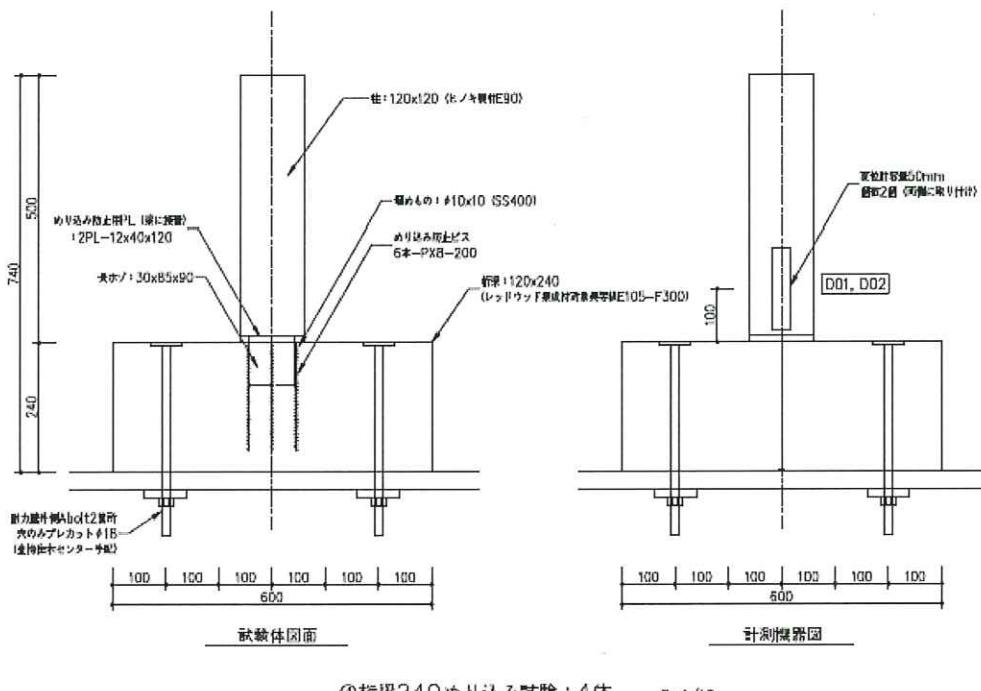
②高耐力ホールダウンHi (在来用) 曲げ試験: 4体 S=1/10

図 2.4.1.2 HD 曲げ試験体図(HDHi-B)



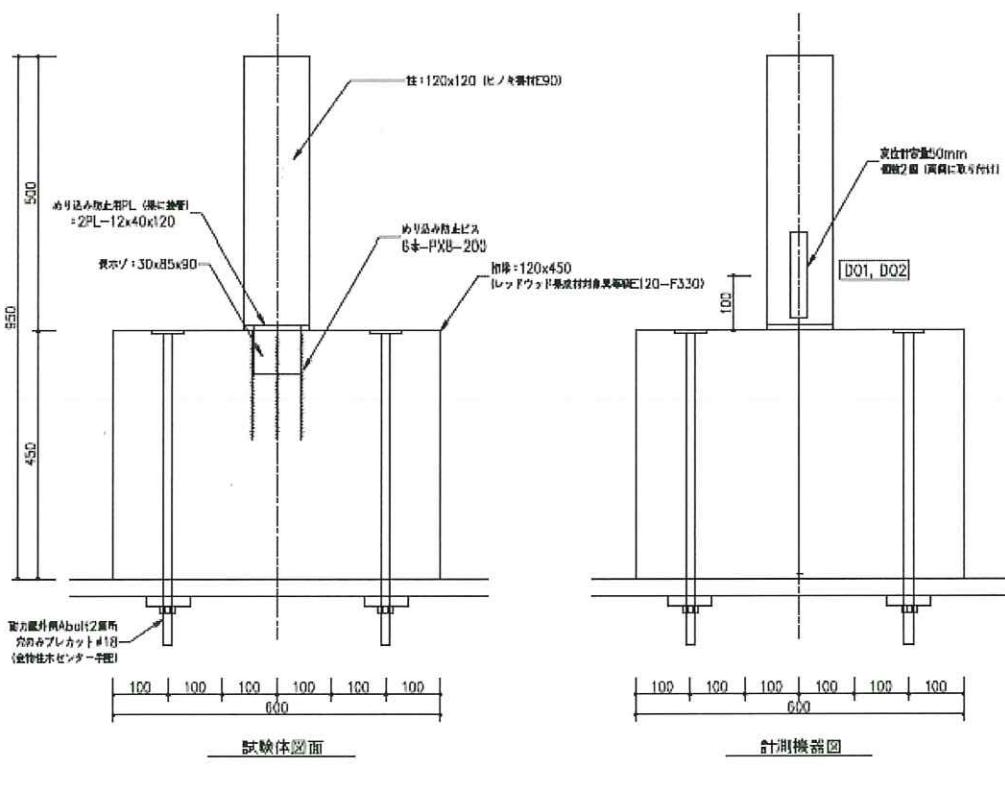
③土台めり込み試験: 4体 S=1/10

図 2.4.1.3 土台-柱めり込み試験体図(120-CPG)



④ 柱梁240めり込み試験：4体 S=1/10

図 2.4.1.4 柱梁(せい 240)-柱めり込み試験体図(240-CPG)



⑤ 柱梁450めり込み試験：4体 S=1/10

図 2.4.1.5 柱梁(せい 450)-柱めり込み試験体図(450-CPG)

木材の密度と含水率

表 2.4.1.2 HD 金物の引張試験体の密度と含水率

	密度(g/cm ³)	含水率(%)
HDHi-T-1	0.55	13.0
2	0.45	10.0
3	0.55	14.0
平均値	0.52	12.3
標準偏差	0.06	2.1

表 2.4.1.3 HD 金物の曲げ試験体の密度と含水率

柱	密度(g/cm ³)	含水率(%)
HDHi-B-1	0.47	11.5
2	0.49	11.5
3	0.51	12.5
平均値	0.49	11.8
標準偏差	0.02	0.6
土台	密度(g/cm ³)	含水率(%)
HDHi-B-1	0.43	9.5
2	0.44	11.5
3	0.53	12.0
平均値	0.47	11.0
標準偏差	0.06	1.3

表 2.4.1.4 めり込み試験体の密度と含水率

土台	密度(g/cm ³)	含水率(%)
120-CPG-1	0.44	10.5
2	0.49	11.0
3	0.52	11.0
平均値	0.48	10.8
標準偏差	0.04	0.3
柱	密度(g/cm ³)	含水率(%)
120-CPG-1	0.48	12.0
2	0.45	13.0
3	0.44	10.5
平均値	0.46	11.8
標準偏差	0.02	1.3

* 120-CPG-1A～3Aは同じ木材を使用

土台	密度(g/cm ³)	含水率(%)
240-CPG-1	0.54	16.5
2	0.56	16.5
3	0.55	15.5
平均値	0.55	16.2
標準偏差	0.01	0.6
柱	密度(g/cm ³)	含水率(%)
240-CPG-1	0.50	14.0
2	0.51	14.0
3	0.44	9.5
平均値	0.48	12.5
標準偏差	0.04	2.6

土台	密度(g/cm ³)	含水率(%)
450-CPG-1	0.48	12.0
2	0.49	11.5
3	0.50	12.0
平均値	0.49	11.8
標準偏差	0.01	0.3
柱	密度(g/cm ³)	含水率(%)
240-CPG-1	0.50	13.0
2	0.45	12.5
3	0.44	10.5
平均値	0.46	12.0
標準偏差	0.03	1.3

2.4.1.3 試験状況

2.4.1.3.1 HD 金物の引張試験状況

(1) HDHi-T1



試験体設置時

加力終了時(右面)

加力終了時(左面)



解体時（左面）

解体時（右面）

解体時（裏面）

図 2.4.1.6 HD 金物の引張試験写真 (HDHi-T1)

(2) HDHi-T2



試験体設置時



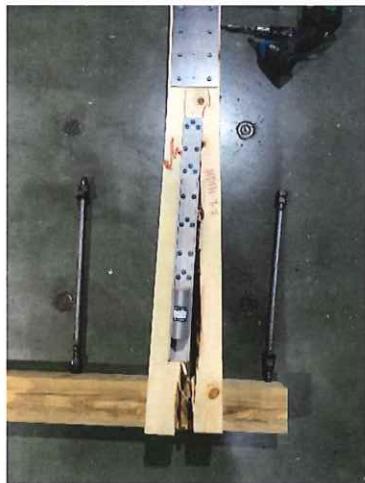
加力終了時(右面)



加力終了時(左面)



解体時（正面）



解体時（左面）



解体時（右面）

図 2.4.1.7 HD 金物の引張試験写真 (HDHi-T2)

(3) HDHi-T3

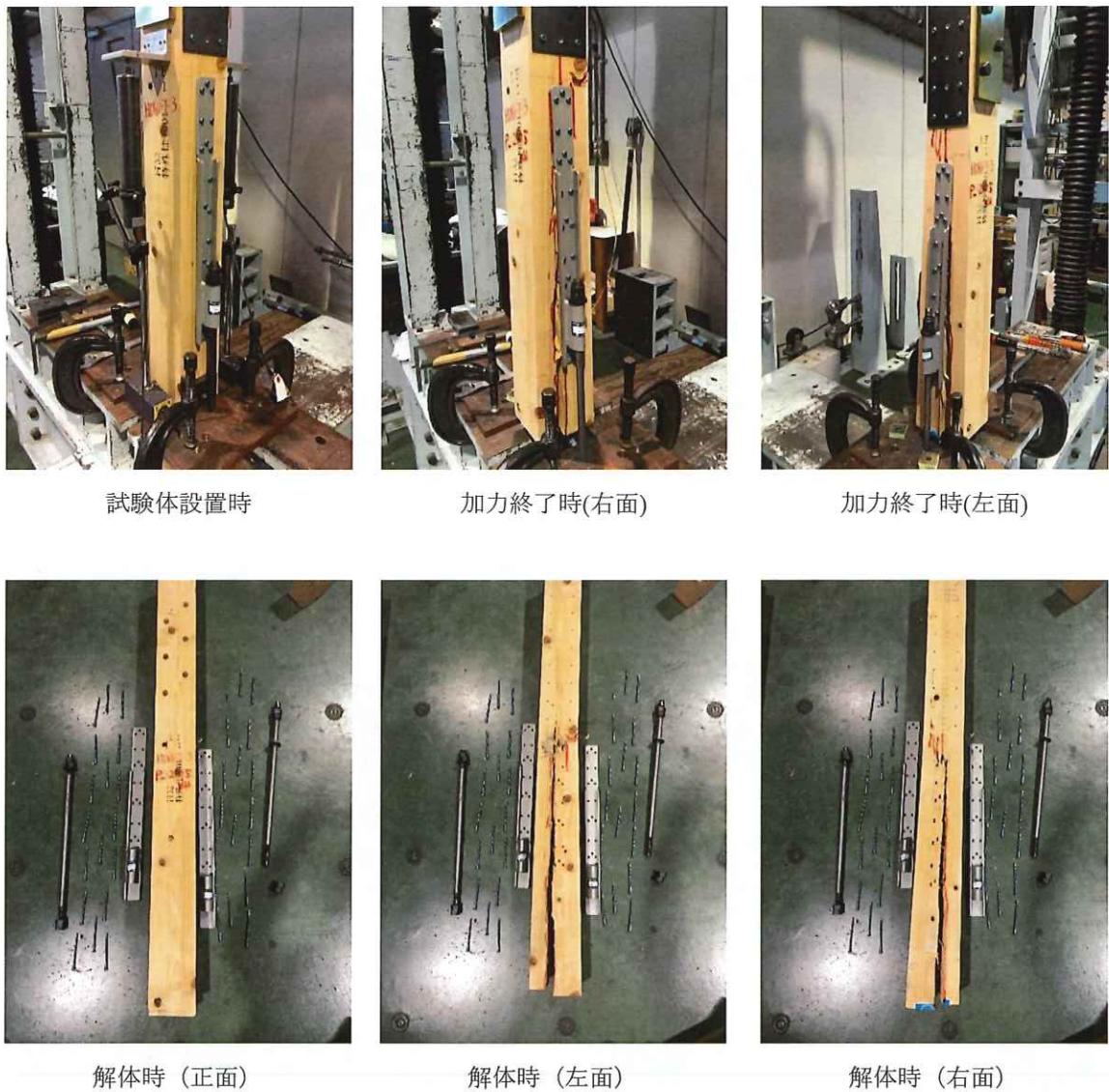


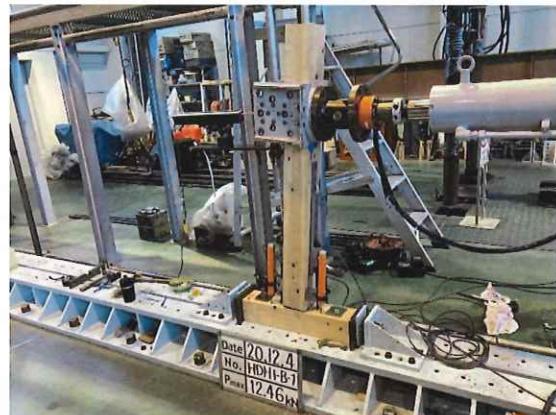
図 2.4.1.8 HD 金物の引張試験写真 (HDHi-T3)

2.4.1.3.2 HD 金物の曲げ試験状況

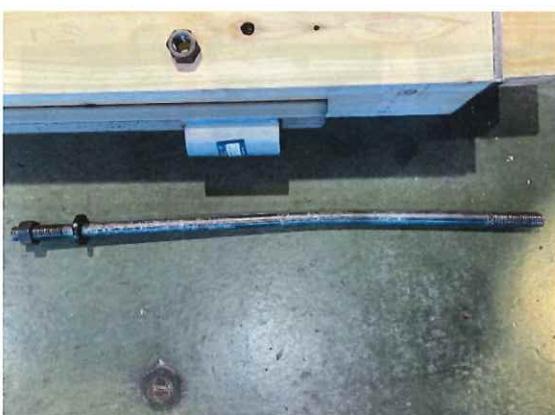
(1) HDHi-B1



試験体設置時



加力終了時



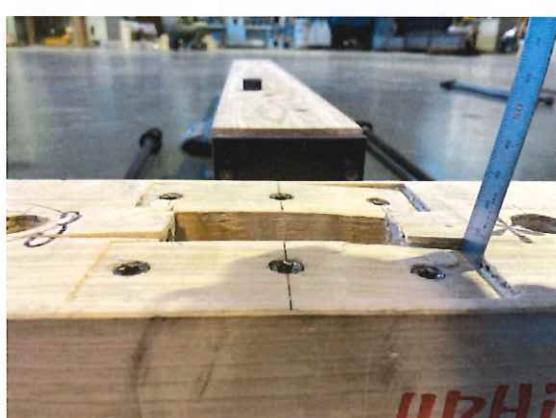
ボルト状況



柱ホグ・めり込み防止鋼板



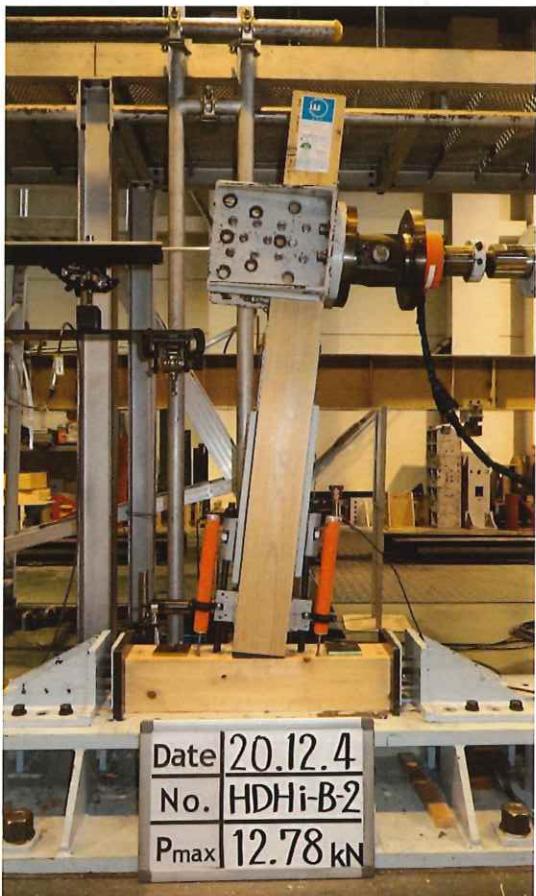
鋼板のめり込み状況



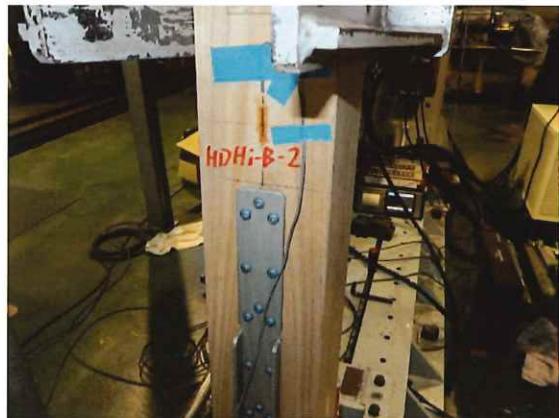
めり込み状況

図 2.4.1.9 HD 金物の曲げ試験写真 (HDHi-B1)

(2) HDHi-B2



加力終了時



HD 金物状況



柱脚部状況



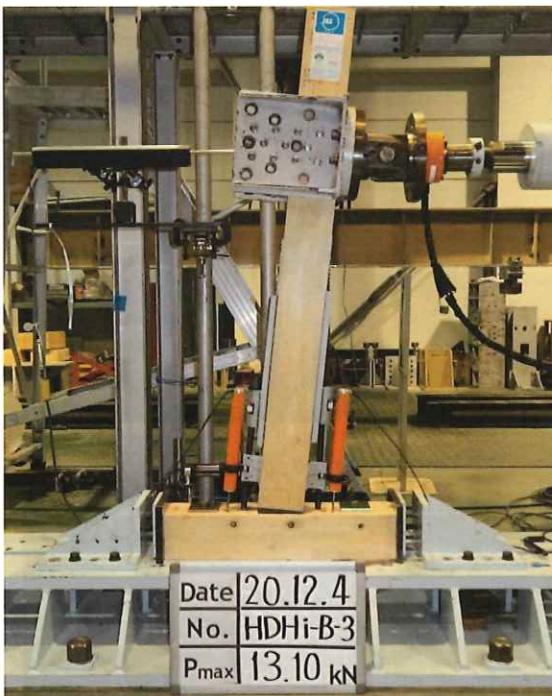
解体状況



柱ホゾ・めり込み防止鋼板

図 2.4.1.10 HD 金物の曲げ試験写真 (HDHi-B2)

(3) HDHi-B3



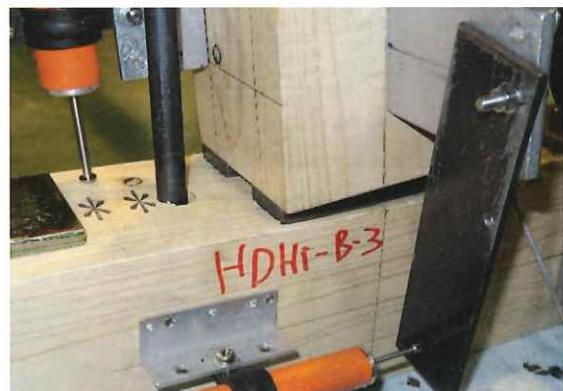
加力終了時



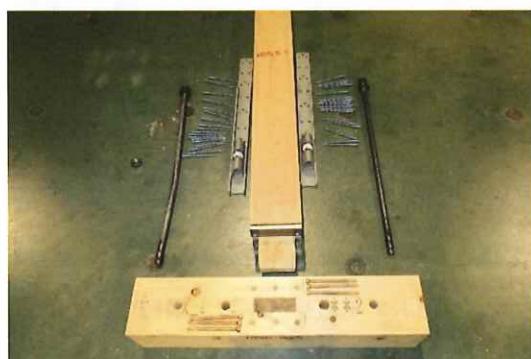
HD 金物状況



柱脚状況



めり込み防止鋼板



解体時



柱ホゾ・めり込み防止鋼板

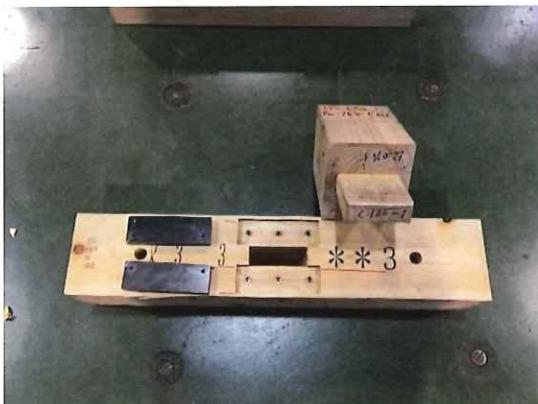
図 2.4.1.11 HD 金物の曲げ試験写真 (HDHi-B3)

2.4.1.3.3 土台・桁のめり込み試験状況

(1) 120-CPG1



試験体設置時



加力終了時



解体時

めり込み状況

図 2.4.1.12 土台のめり込み試験写真 (120-CPG1)

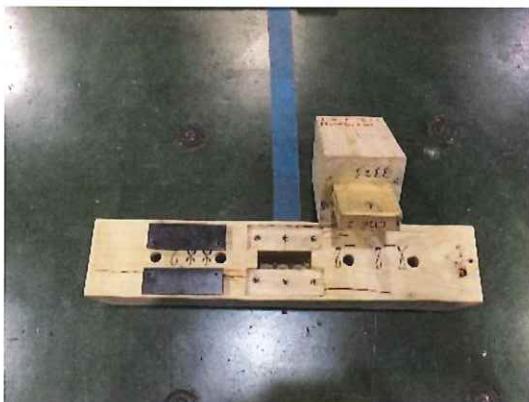
(2) 120-CPG2



試験体設置時



加力終了時



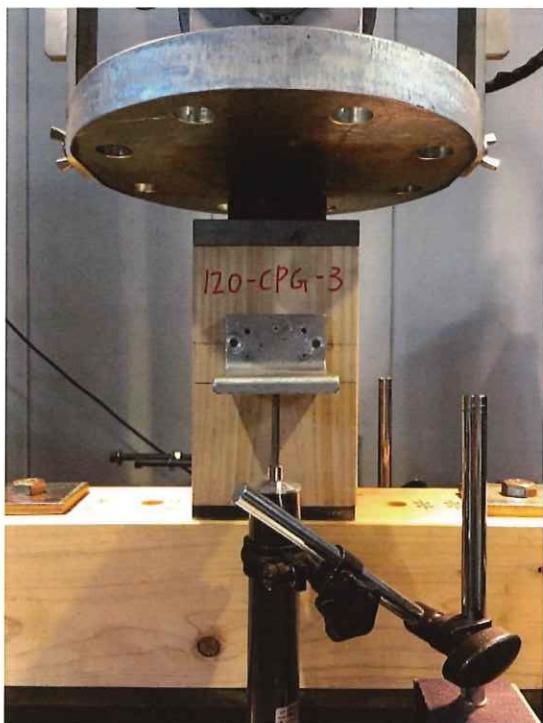
解体時



めり込み状況

図 2.4.1.13 土台のめり込み試験写真 (120-CPG2)

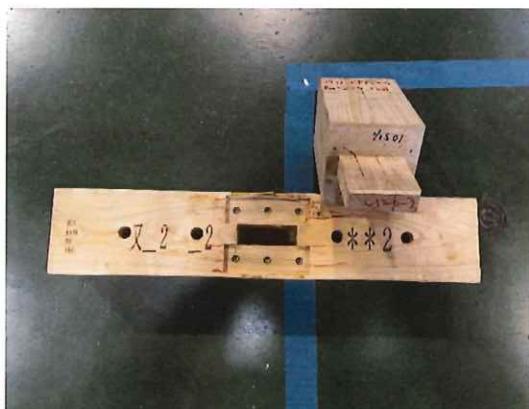
(3) 120-CPG3



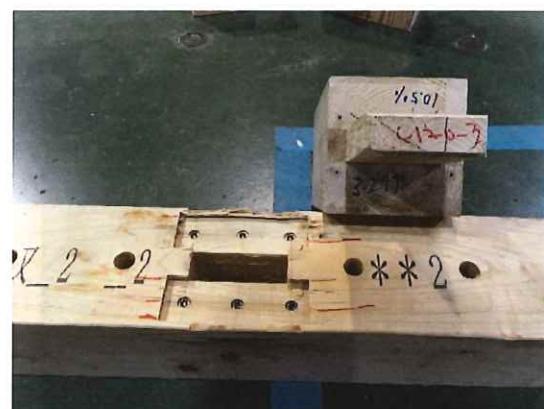
試験体設置時



加力終了時



解体時



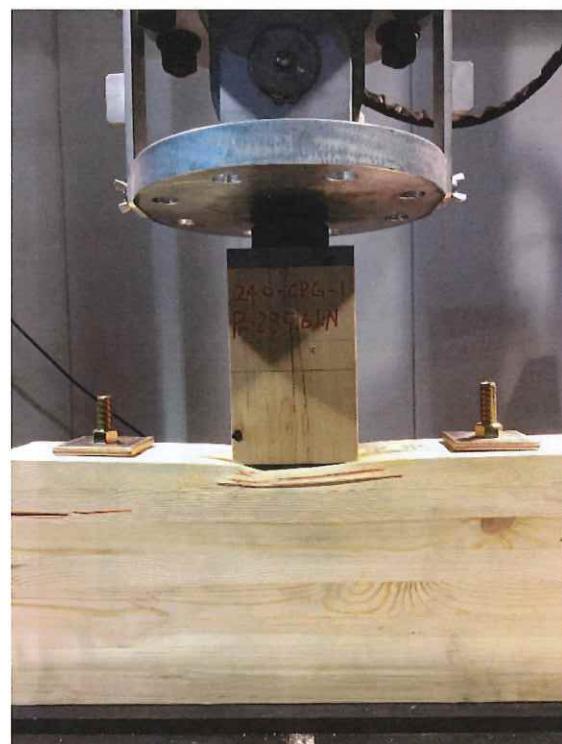
めり込み状況

図 2.4.1.14 土台のめり込み試験写真 (120-CPG3)

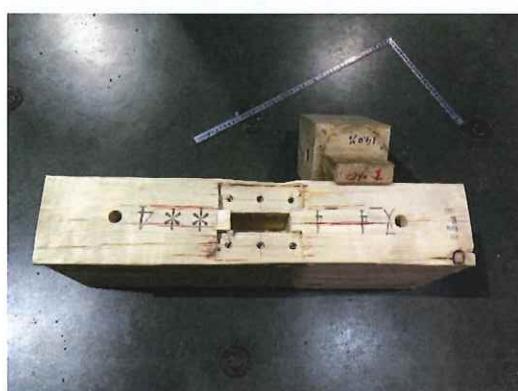
(4) 240-CPG1



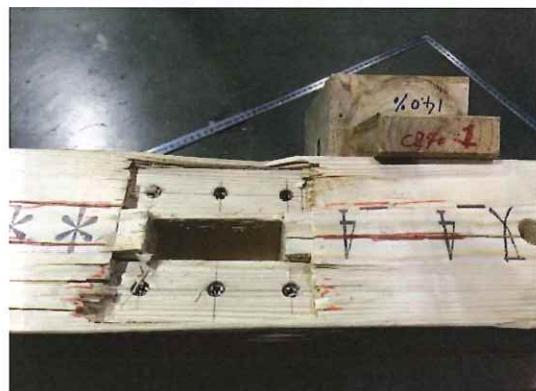
試験体設置時



加力終了時



解体時



めり込み状況

図 2.4.1.15 土台のめり込み試験写真 (240-CPG1)

(5) 240-CPG2



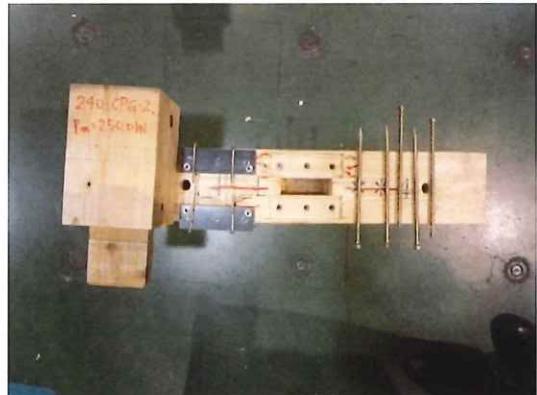
試験体設置時



加力終了時



解体時



めり込み状況

図 2.4.1.16 桁のめり込み試験写真 (240-CPG2)

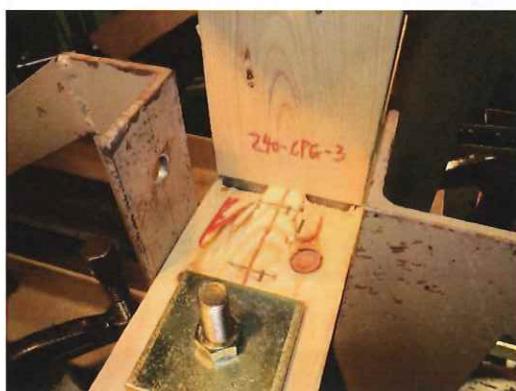
(6) 240CPG3



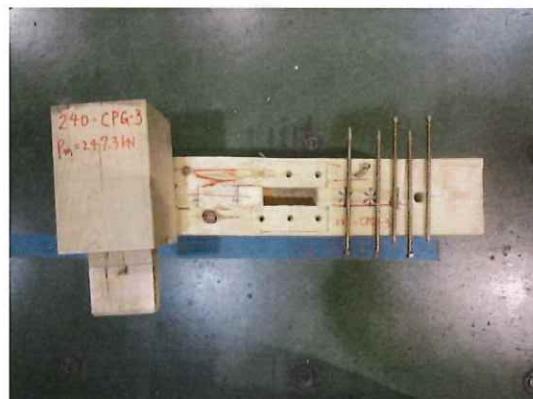
試験体設置時



加力終了時



土台上面



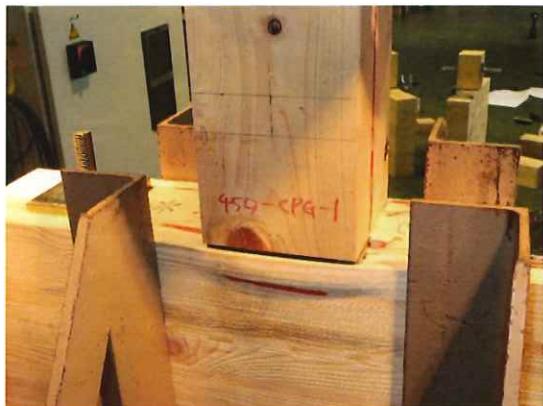
解体時

図 2.4.1.17 桁のめり込み試験写真 (240-CPG3)

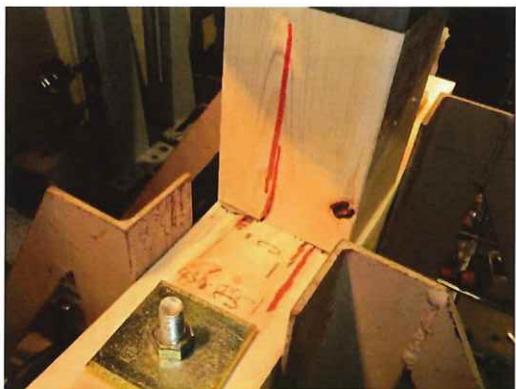
(7) 450CPG1



加力終了時



桁側面側



桁上面側



解体時

図 2.4.1.18 桁のめり込み試験写真 (450-CPG1)

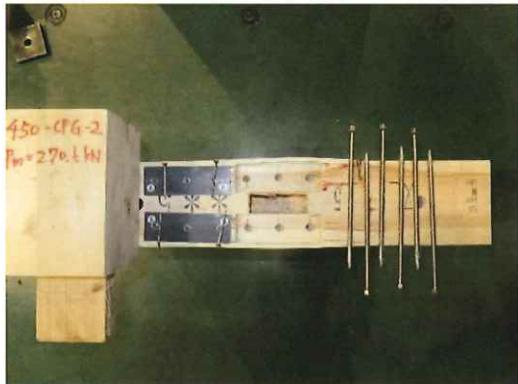
(8) 450CPG2



加力終了時



桁上面側



解体時



解体時

図 2.4.1.19 桁のめり込み試験写真 (450-CPG2)

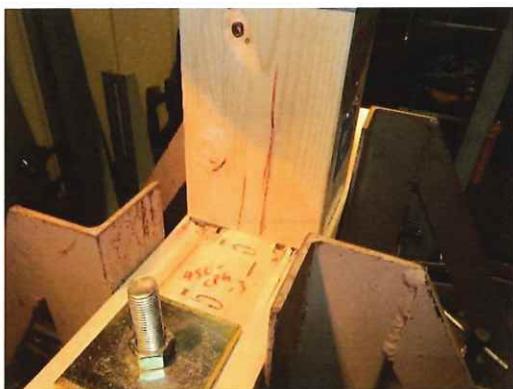
(9) 450CPG3



加力終了時



桁側面裏側



桁上面側



解体時

図 2.4.1.20 桁のめり込み試験写真 (450-CPG3)

2.4.1.4 試験結果

2.4.1.4.1 HD 金物の引張試験結果

(1) 試験結果

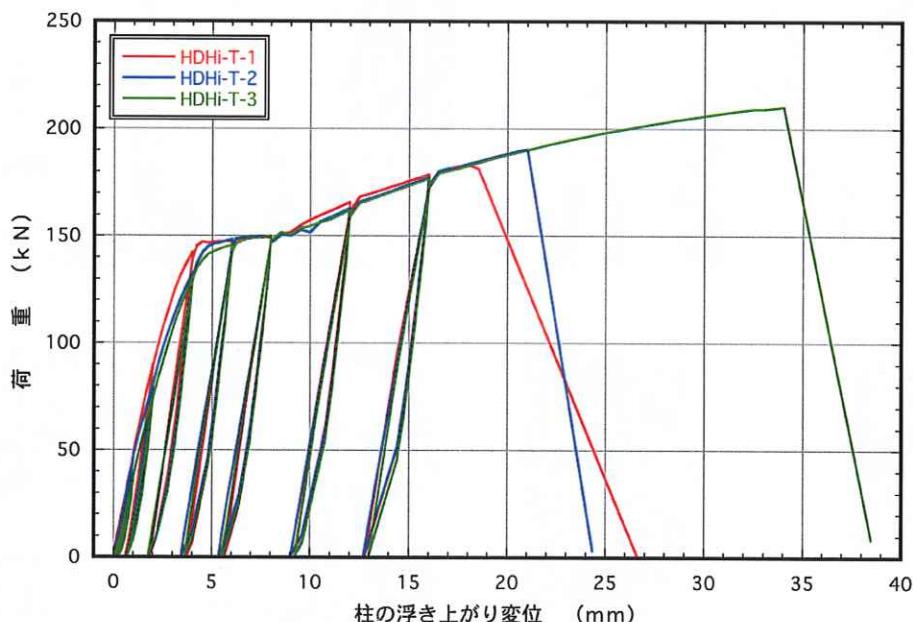


図 2.4.1.21 : HDHi-T-1～3 荷重変位曲線

(2) 短期基準引張耐力の算出

i) 短期基準引張耐力は、下記の方法により算出する。

1 下記の①、②の試験荷重の平均値にばらつき係数を乗じ、5 %下限値を求め、値の小さい方を短期基準耐力とする。

①降伏耐力 P_y

②最大耐力 P_{max} の $2/3$ の値

ii) ばらつき係数は下式による。

$$\text{ばらつき係数} = 1 - CV \cdot K$$

ここで、 CV ; 変動係数

K ; 信頼水準 75% の 95% 下側許容限界を求めるための定数

(試験体数に依存し 3 体は $K=3.152$)

iii) 試験体 1 体あたりの各種特性値は表 2.4.1.5 に示す。また、金物 1 個あたりの短期基準引張耐力は表 2.4.1.6 に示す。

表 2.4.1.5 : 包絡線から算出した各種特性値（試験体 1 体あたり）

試験体記号 項目	HDHi-T			平均値	標準偏差	変動係数	ばらつき	5%
	1	2	3					
1/10Pm (kN)	18.3	19.1	20.6	19.3	1.17			
1/10δm (mm)	0.37	0.41	0.58	0.45	0.11			
2/5Pm (kN)	73.3	76.2	82.5	77.3	4.70			
2/5δm (mm)	1.57	1.84	2.20	1.87	0.32			
2/3Pm (kN)	122.1	127.0	137.5	128.9	7.87	0.061	0.808	104.1
2/3δm (mm)	3.00	3.70	4.41	3.70	0.71			
9/10Pm (kN)	164.9	171.5	185.6	174.0	10.57			
9/10δm (mm)	11.77	14.21	19.05	15.01	3.71			
Pm (kN)	183.2	190.5	206.2	193.3	11.75			
δm (mm)	18.00	21.00	30.00	23.00	6.24			
δu 時荷重 (kN)	181.6	190.5	206.2	192.8	12.46			
δu (mm)	18.50	21.00	30.00	23.17	6.05			
降伏耐力 Py (kN)	133.5	133.5	133.9	133.6	0.23	0.002	0.994	132.7
δy (mm)	3.48	4.02	4.15	3.88	0.36			
終局耐力 Pu (kN)	165.2	169.2	179.2	171.2	7.21	0.042	0.868	148.6
初期剛性 K (kN/mm)	38.36	33.21	32.27	34.61	3.28			
降伏点変位 δv (mm)	4.31	5.09	5.55	4.98	0.63			
塑性率 $\mu = \delta u / \delta v$	4.29	4.13	5.41	4.61	0.70			
構造特性係数 Ds	0.36	0.37	0.32	0.35	0.03			

1/10Pm ; 0.1Pmax 時の荷重

1/10δm ; 0.1Pmax 時の変位

注) 最大荷重 Pm は変位が 30mm までの荷重で最も大きいものとする

表 2.4.1.6 : 金物 1 個あたりの短期基準引張耐力

試験体記号	試験体数	短期基準引張耐力 (kN)
HDHi-T	3 体	52.1

(3) 各試験体の包絡線及び完全弾塑性モデル

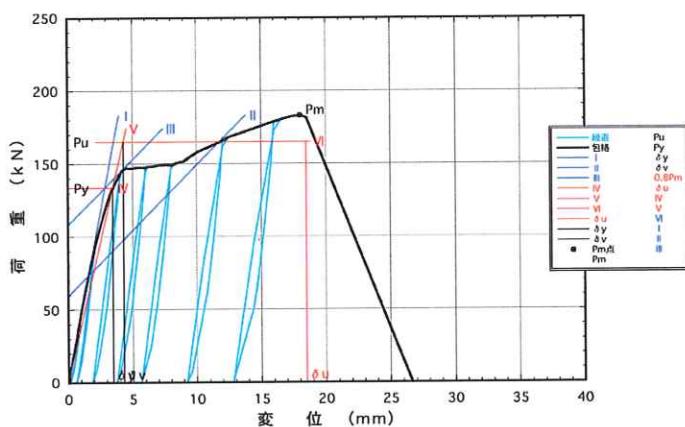


図 2.4.1.22 : HDHi-T-1 包絡線及び完全弾塑性モデル

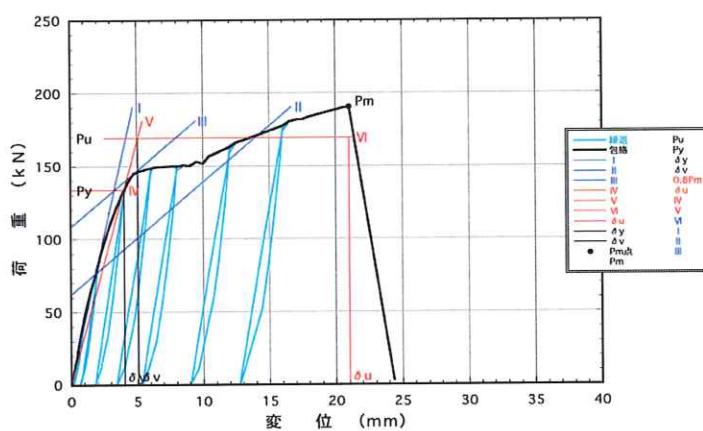


図 2.4.1.23 : HDHi-T-2 包絡線及び完全弾塑性モデル

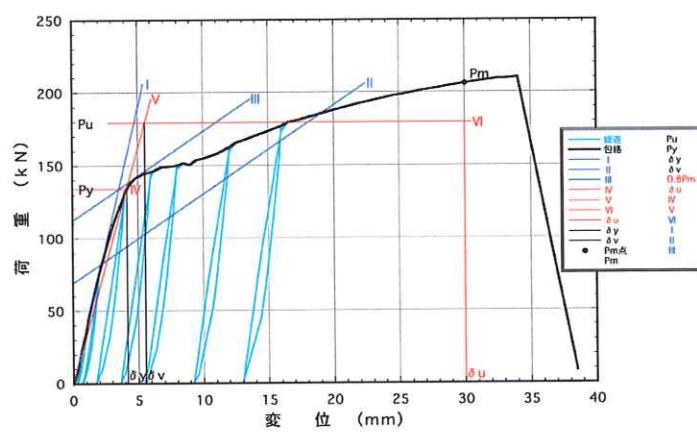


図 2.4.1.24 : HDHi-T-3 包絡線及び完全弾塑性モデル

2.4.1.4.2 HD 金物の曲げ試験結果

(1) モーメントー変形角曲線

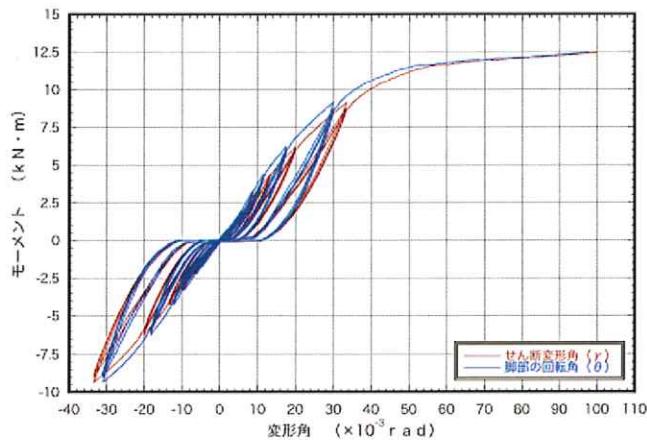


図 2.4.1.25 :HDHi-B-1 モーメントー変形角曲線

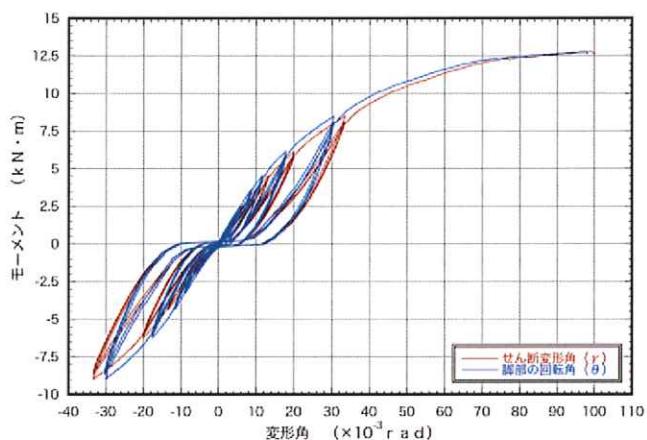


図 2.4.1.26 :HDHi-B-2 モーメントー変形角曲線

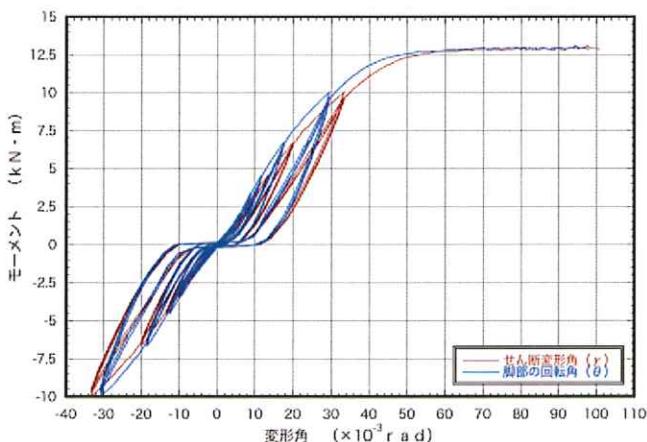


図 2.4.1.27 :HDHi-B-3 モーメントー変形角曲線

(2) モーメント-変形角包絡線の比較

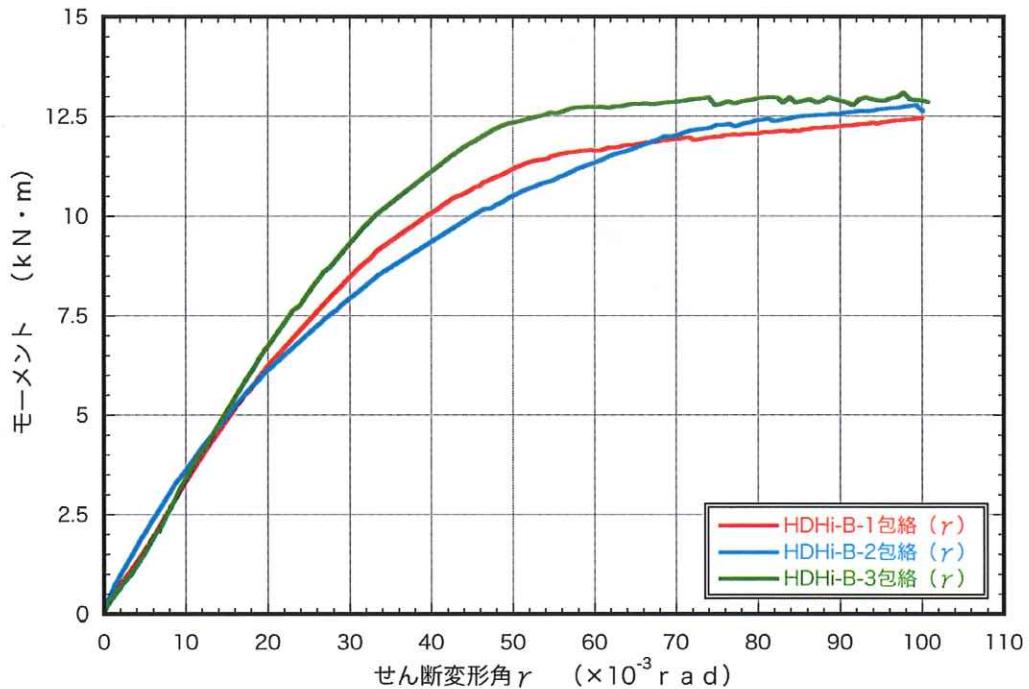


図 2.4.1.28 : HDHi-B-1～3 モーメント-せん断変形角包絡線の比較

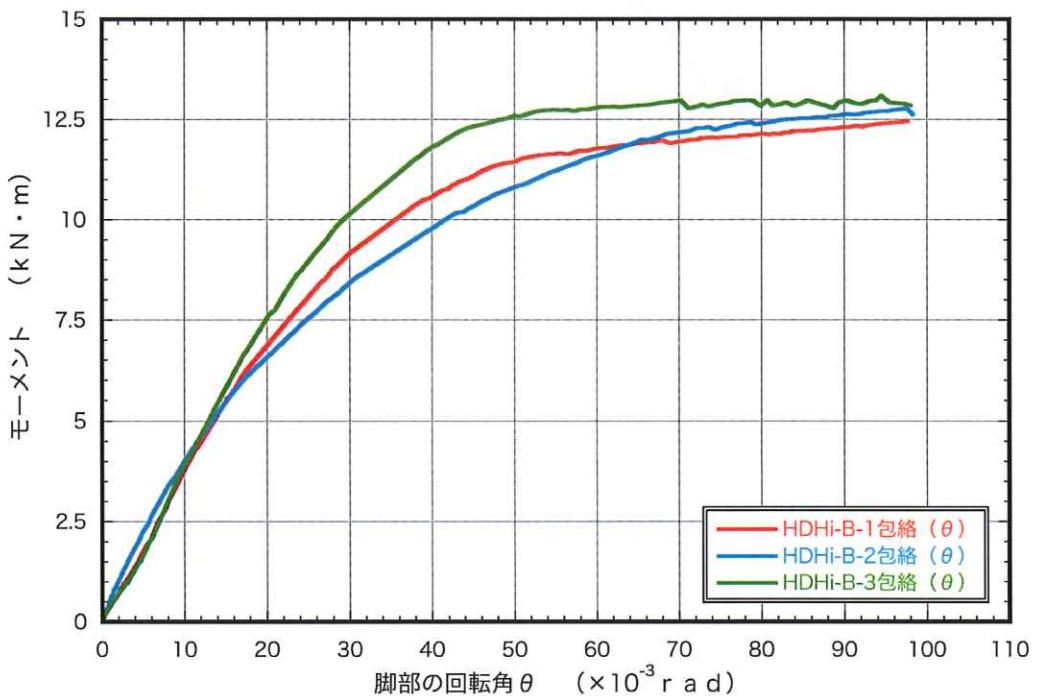


図 2.4.1.29 : HDHi-B-1～3 モーメント-脚部の回転角包絡線の比較

2.4.1.4.3 土台・杭一柱のめり込み試験結果

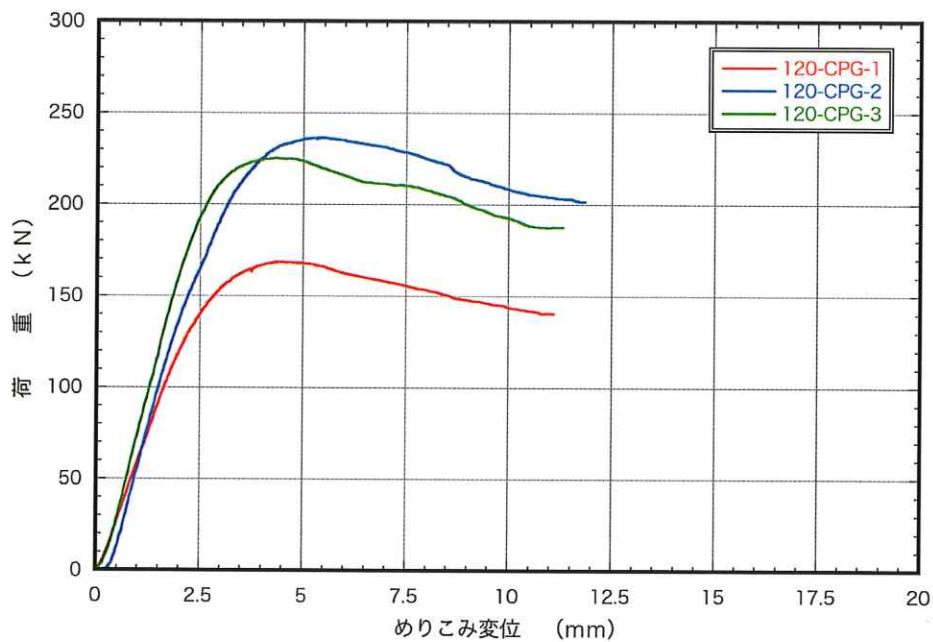


図 2.4.1.30 :120-CPG-1～3 荷重-めり込み変位曲線

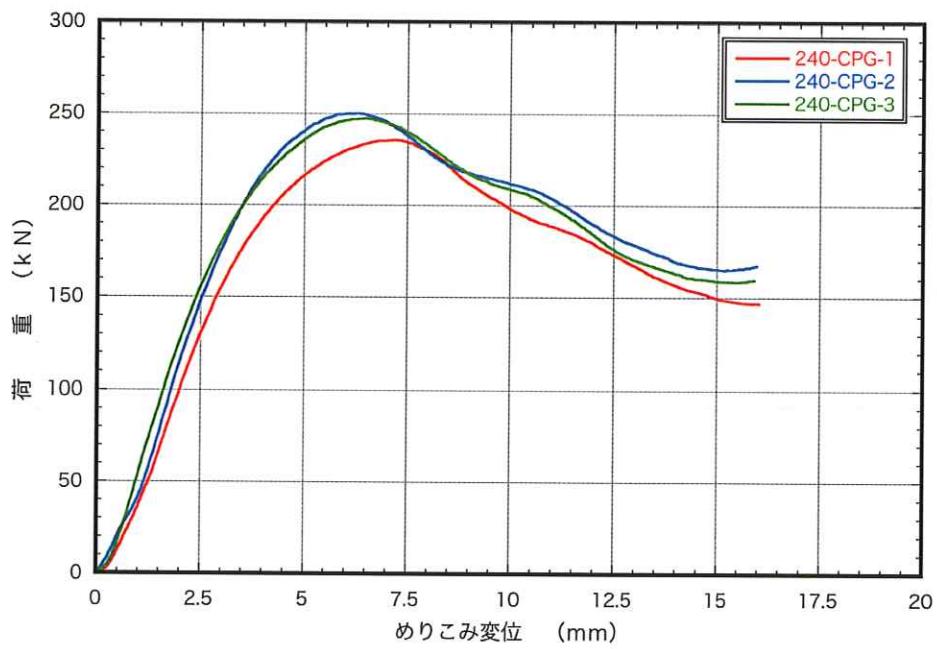


図 2.4.1.31 :240-CPG-1～3 荷重-めり込み変位曲線

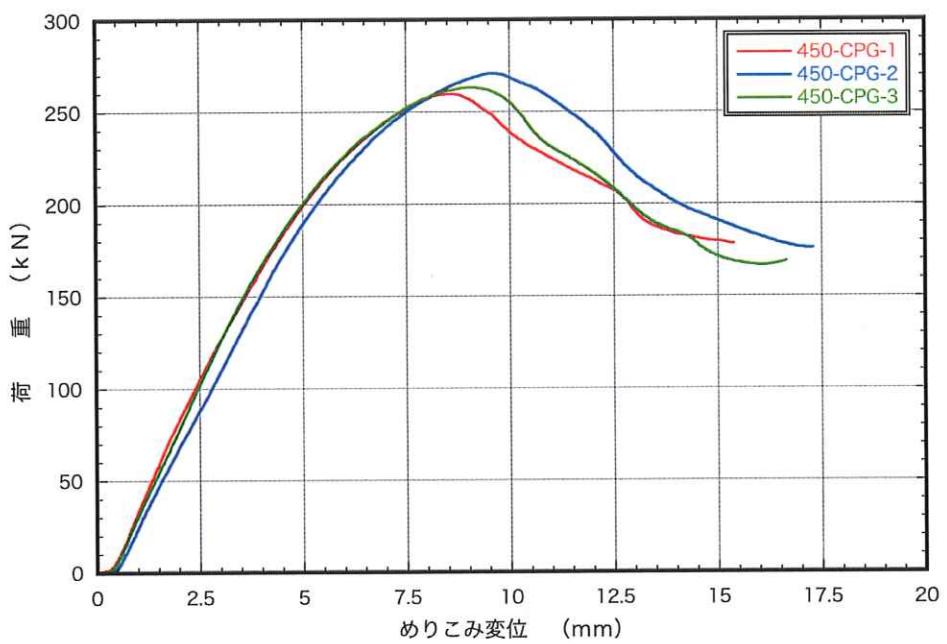


図 2.4.1.32 :450-CPG-1～3 荷重-めり込み変位曲線

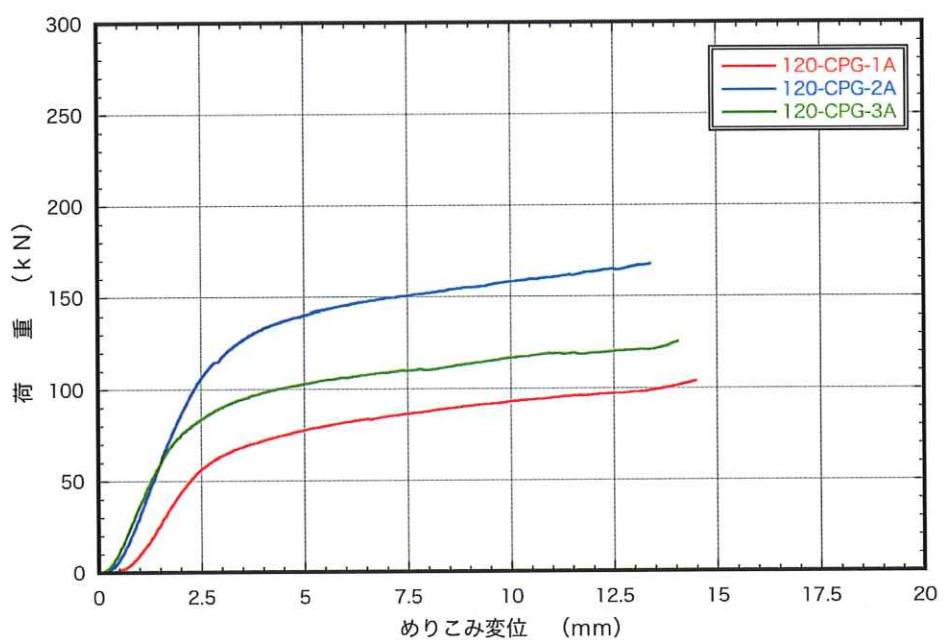


図 2.4.1.33 :120-CPG-1A～3A 荷重-めり込み変位曲線

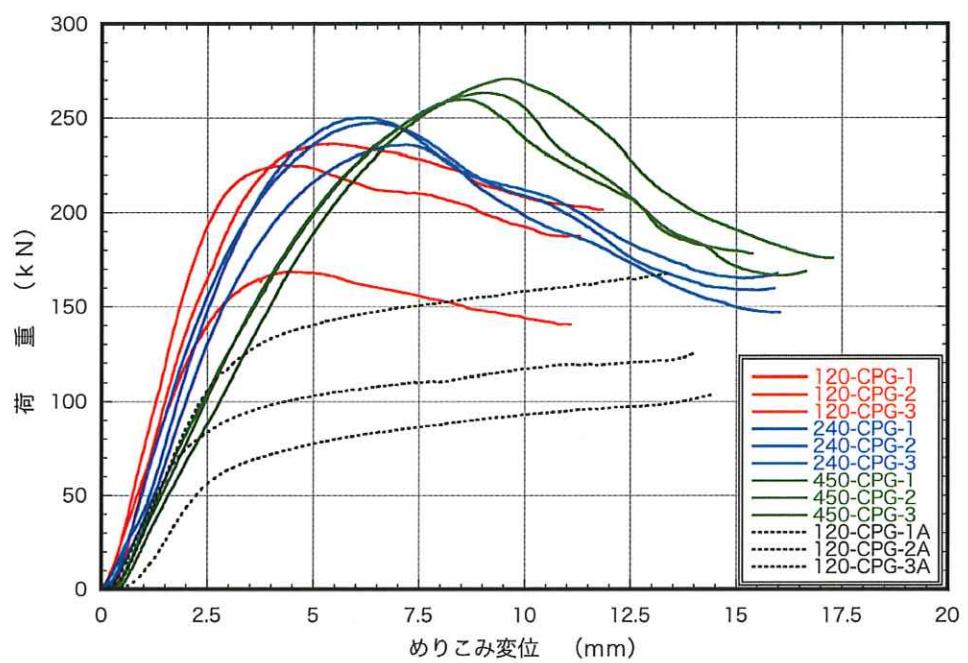


図 2.4.1.34 : 荷重-めり込み変位曲線の比較

2.4.1.5 土台めり込み試験結果に対する検討

本試験におけるめり込み補強は柱木口面に鋼板プレートと土台側にフルスレッドビスを6本配置したものである。補強した土台(120CBT)と無補強の土台(120CBTA)のめり込み試験結果を比較すると、剛性・耐力とも倍以上となり、十分な効果を発揮していることが確認できた。

ここで、ビスを杭のように考えると、補強部分のめり込み抵抗機構は、以下の様に想定することができる。

①めり込み抵抗とビスの押込抵抗の和

②ビス群を一体の抵抗要素とみなした場合の、周面抵抗とビスの先端部のめり込み抵抗の和

①はビスの間隔が大きくビス周面の抵抗とめり込み抵抗が一体的に抵抗する場合であり、全体の抵抗バネはそれぞれの並列バネと考えることができる。

②はビスの間隔が小さい場合であり、ビスが打たれた範囲を一体的とみなすことができる。この場合、ビス先端側付近でめり込み変形が起こると考えられる。このめり込み抵抗とビスにより一体となった部分の周面のせん断抵抗が全体の抵抗となり、バネはそれぞれの並列バネとなる。

ここで、スギE70及びベイマツE110に繊維直交方向に打ったビスの引抜試験結果(PX8貫入量105mm)の荷重-変位関係(図2.4.1.37、図2.4.1.38)と補強なしのめり込み試験結果(図2.4.1.39)との単純和を図2.4.1.40、図2.4.1.41に示す。本試験の木材はヒノキE90であるので、実際にはこれらの中間の値を示すと考えられる。補強後の荷重-変位関係と比較すると、耐力はめり込み試験結果より小さいが、剛性としては同程度となる。従って、めり込み補強効果はビスの押込耐力とめり込み耐力の和と考えておけば安全側といえる。今回の補強はビスの間隔は40程度であるが、上述①の抵抗機構と考えられる。力学的な機構の解明は今後の課題となる。

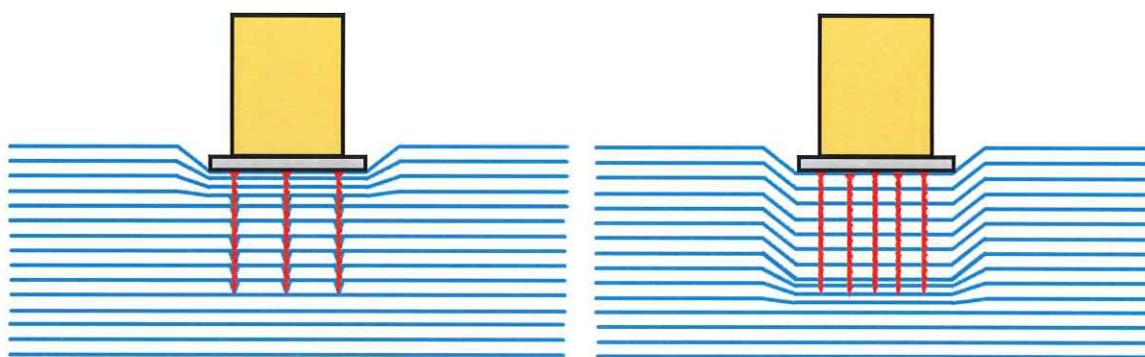


図2.4.1.35 めり込み抵抗とビスの押込抵抗の和

図2.4.1.36 ビスの群杭周面抵抗とビスの先端のめり込み抵抗の和

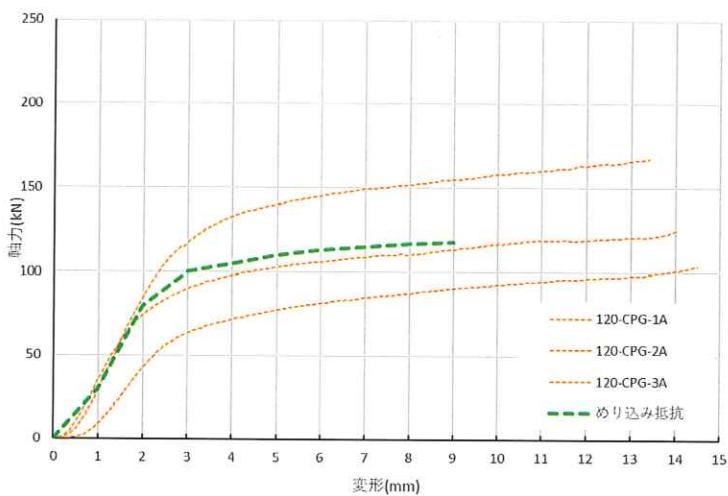


図 2.4.1.37 土台のめり込み試験の荷重-変位関係 (120-CPG A, ヒノキ E90)

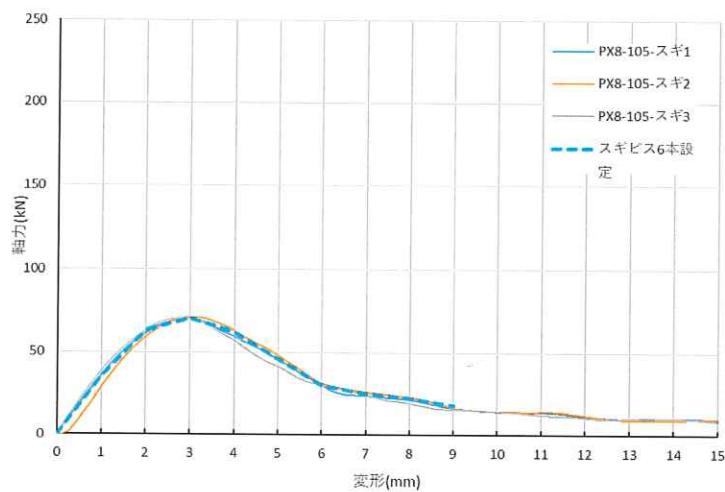


図 2.4.1.38 繊維直交方向ビス引張試験の荷重-変位関係 (スギ E70, 貫入量 105mm)

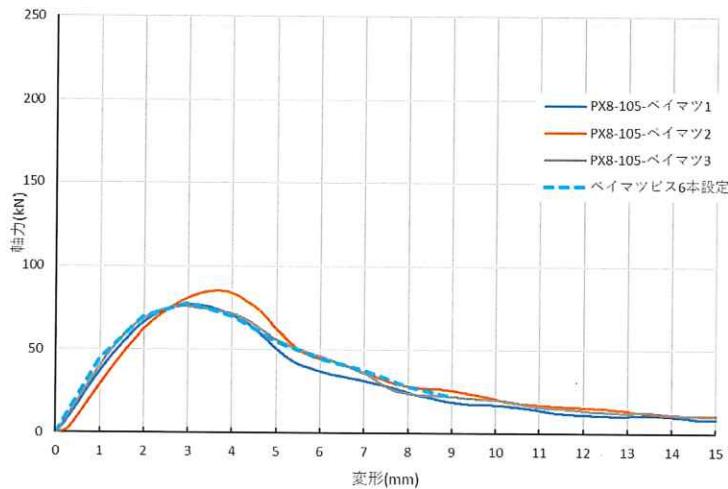


図 2.4.1.39 繊維直交方向ビス引張試験の荷重-変位関係 (ベイマツ E110, 貫入量 105mm)

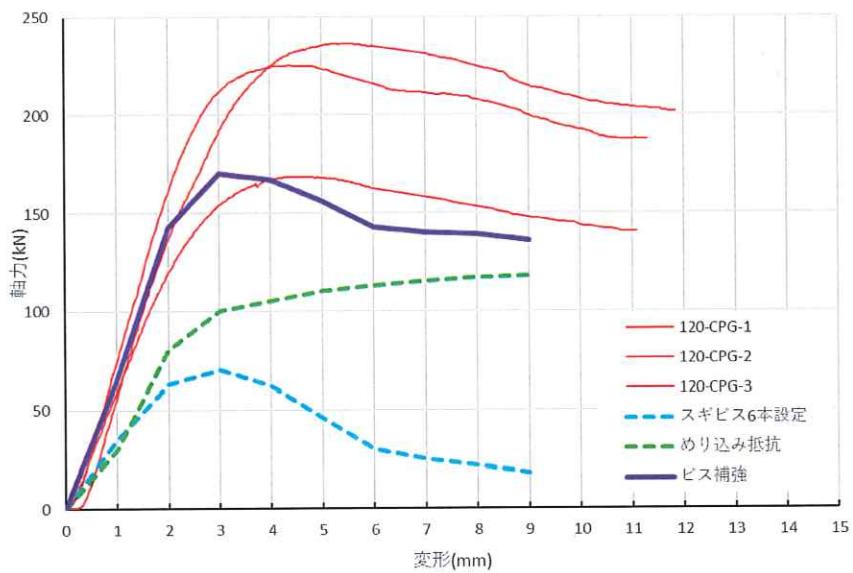


図 2.4.1.40 ビス補強した土台めり込み試験による荷重-変位関係
(スギの引抜試験結果によるビス抵抗とめり込み抵抗の和との比較)

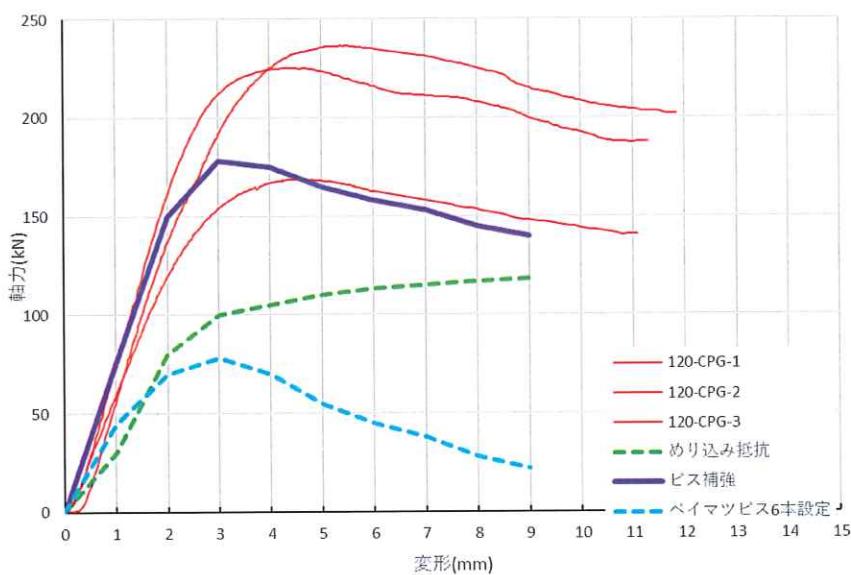


図 2.4.1.41 ビス補強した土台めり込み試験による荷重-変位関係
(ベイマツの引抜試験結果によるビス抵抗とめり込み抵抗の和との比較)

2.4.1.6 面外 HD 接合部の考察

HD を面外に取り付けた試験体 240-SNR1 及び 450-SNR1 では、加力終了時まで柱脚部に破壊は見られなかったが、HD を面内に配置した試験体 450-SNR2 では、加力終了前に柱頭柱脚 HD 金物部分に破壊が生じた。これは、柱頭柱脚 HD 金物を面内に配置することで、回転剛性が増大し、耐力壁の側柱に曲げモーメントが作用したためと考えられる。

図 2.4.1.42 には、変形角に対して、HD 金物に生ずる軸力及び軸力から算出した柱脚曲げの関係を示す。

外側の HD のボルト軸力が内側と比較して、倍以上となっている。また、柱脚曲げは軸力の差にボルト間距離を乗じた値とする。柱脚曲げと外側 HD ボルトの軸力に相関関係があるのが確認できる。図 2.4.1.43 には、このとき柱に生ずる軸応力度と曲げ応力度を示す。軸応力度に比べ曲げ応力度が大きく、軸力に曲げが加わることにより破壊に至ることが分かる。

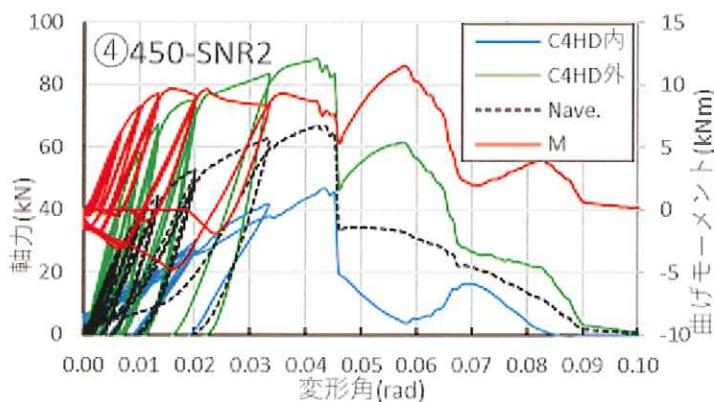


図 2.4.1.42 HD 金物に生ずる軸力及び軸力から算出した柱脚曲げ (④450-SNR2)

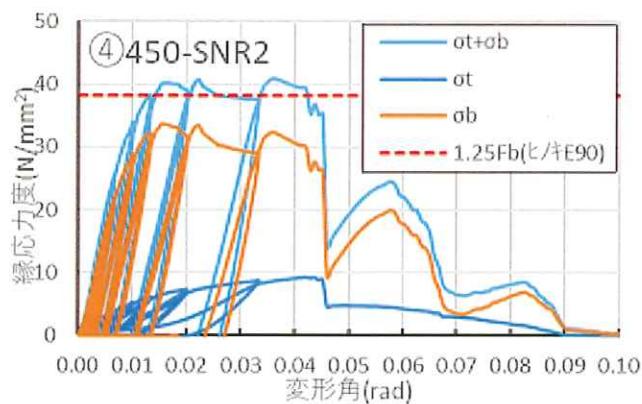


図 2.4.1.43 柱に生ずる軸応力度及び曲げ応力度 (④450-SNR2)

2.4.2 ラーメン接合部の接合部試験概要

2.4.2.1 接合部試験概要

(2021 年度に実施の試験報告書)

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)）。

2.4.2.2 試験体仕様

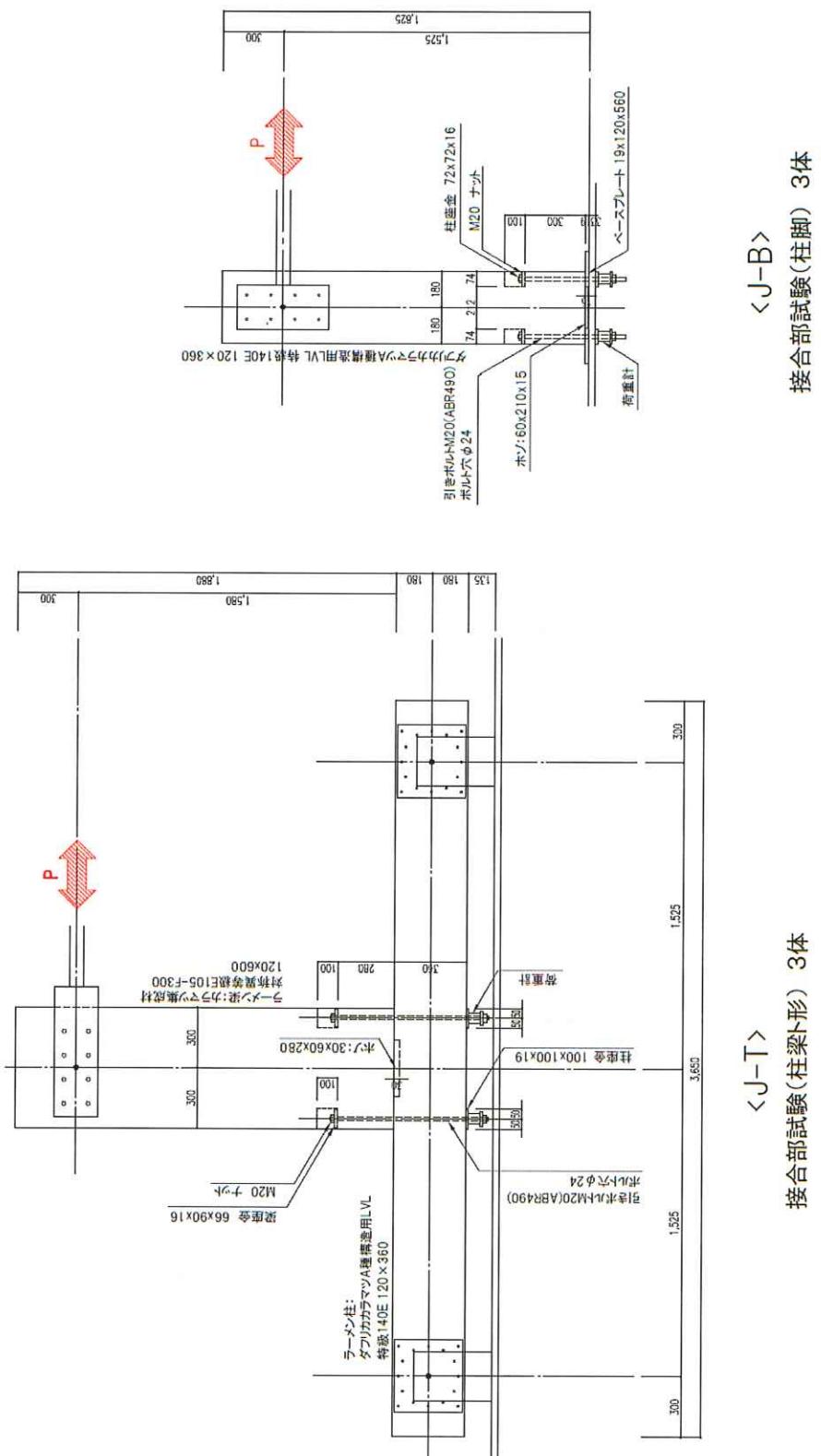


図 2.4.2.1 <J-T> <J-B>試験体図

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 2.4.2.1 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 ³)	柱	密度(g/cm ³)
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 ³)	含水率(%)	
J-T-1	0.53	12.5	
2	0.56	13.0	
3	0.53	12.5	

2.4.2.3 試験方法

2.4.2.3.1 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。

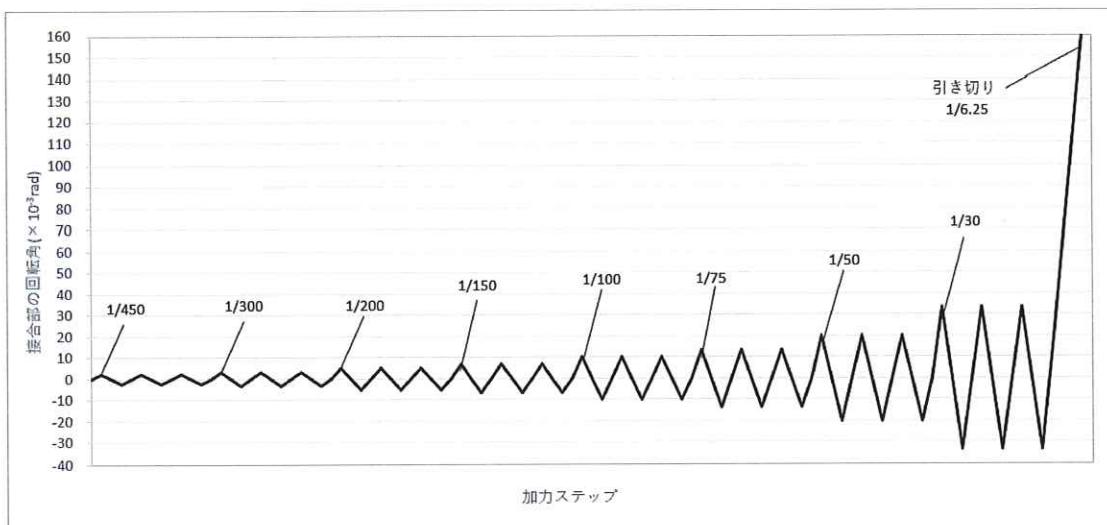


図 2.4.2.2 試験加力サイクル

2.4.2.3.2 計測計画

図 2.4.2.3、図 2.4.2.4 に接合部試験の計測計画を示す。

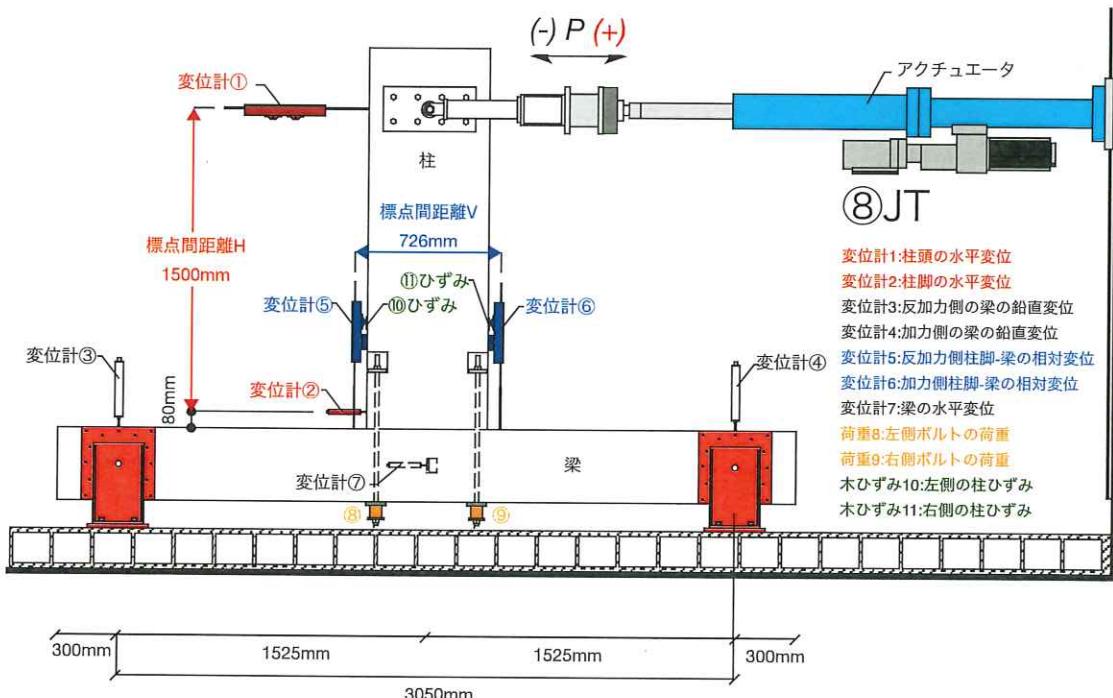


図 2.4.2.3 <J-T> 計測計画

(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。)

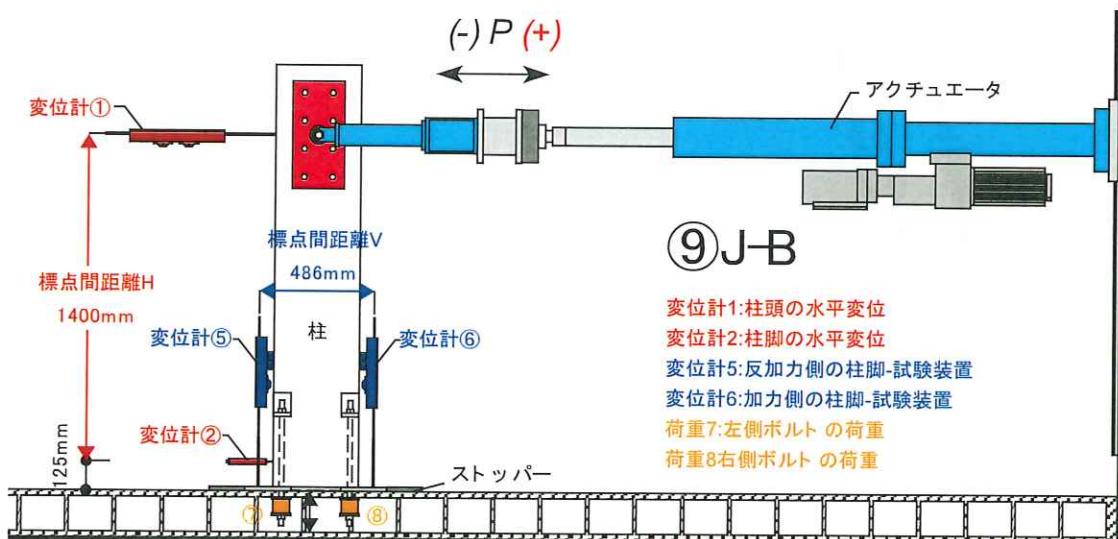


図 2.4.2.4 <J-B> 計測計画

2.4.2.4 評価方法

本報告書「2.2.4.1 せん断変形角の算出」「2.2.4.2 包絡線の作成」「2.2.4.3 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、 δ_1 ：変位計①

δ_2 ：変位計②

δ_3 ：変位計⑤

δ_4 ：変位計⑥ に読み替えるものとする。

2.4.2.5 試験結果

2.4.2.5.1 モーメント一回転角関係

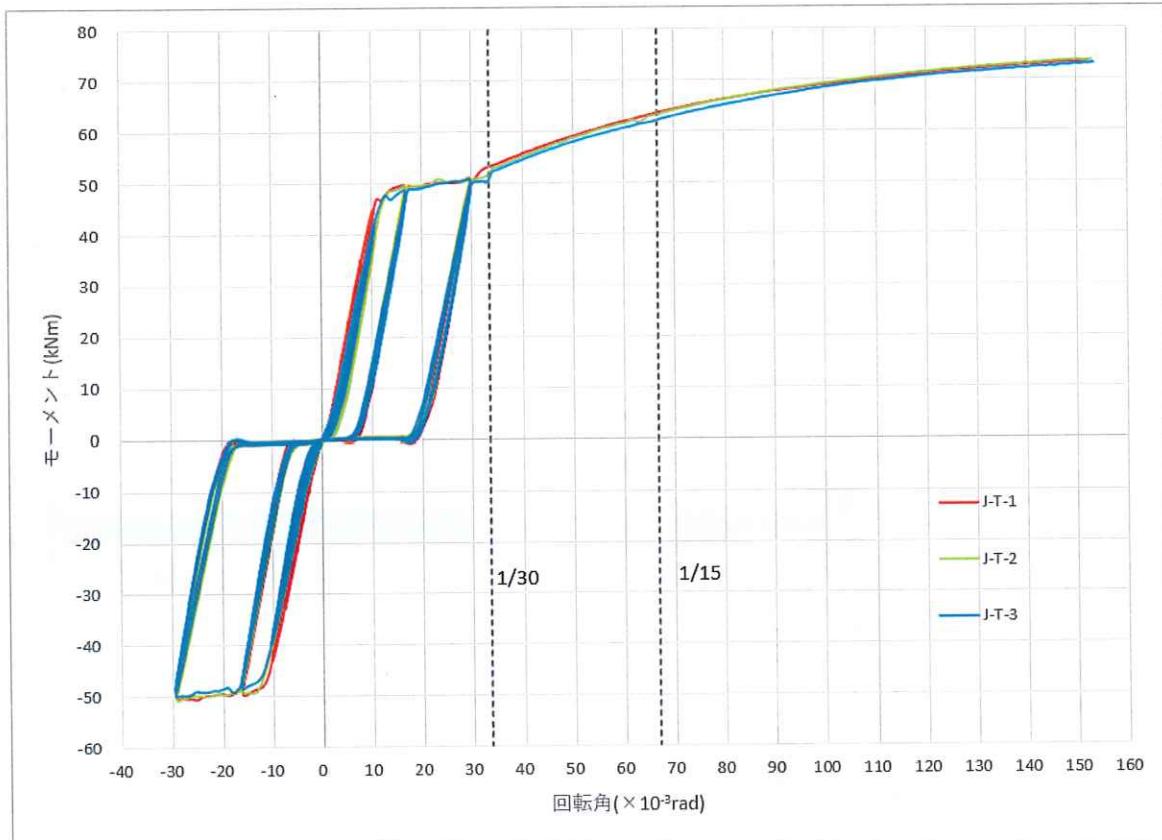


図 2.4.2.5 <J-T> モーメント-回転角

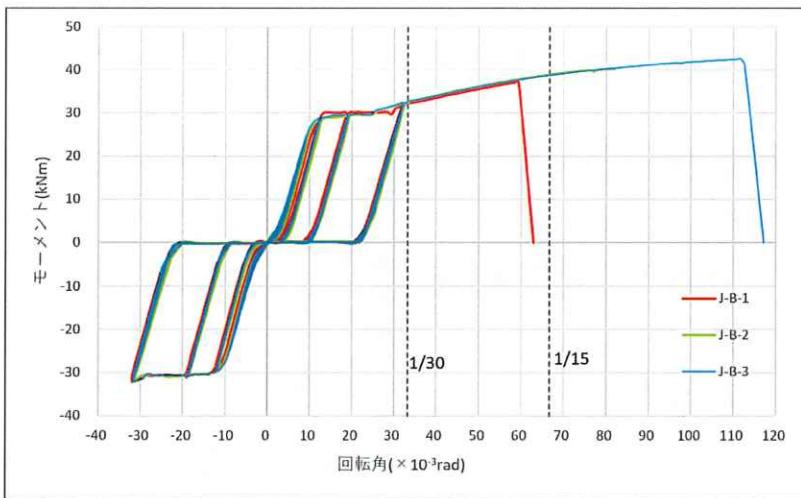


図 2.4.2.6 <J-B> モーメント-回転角

2.4.2.5.2 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

2.4.2.5.3 特性値

表 2.4.2.2 接合部試験 特性値

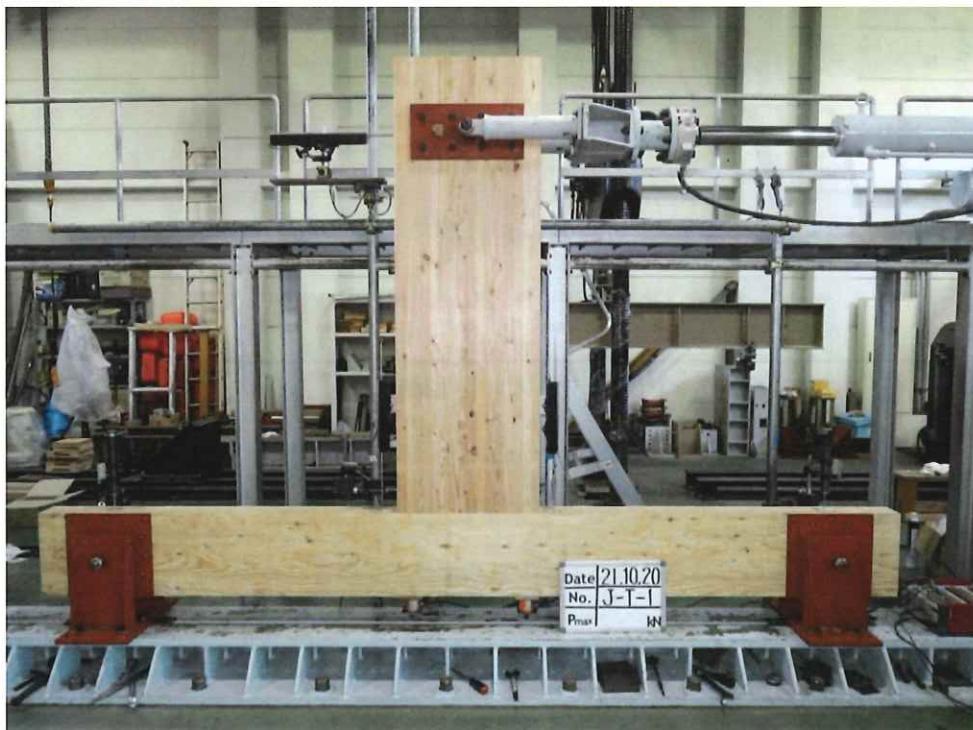
試験体名（柱梁ト型接合部）		J-T-1	J-T-2	J-T-3	J-T 平均	J-T CV	計算値	平均/計算
最大モーメント	Mmax (kNm)	73.4	73.7	73.1	73.4	0.4%		
最大モーメント時回転角	θ_{max} ($\times 10^{-3}$ rad)	152.4	153.0	153.4	152.9	0.3%		
降伏モーメント	My (kNm)	46.9	47.8	47.1	47.3	0.9%	42.0	1.12
降亜回転角	θ_y ($\times 10^{-3}$ rad)	11.0	13.0	12.4	12.1	8.1%	11.4	1.06
初期回転剛性	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	θ_{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
降亜回転角	θ_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・降亜回転角・初期回転剛性の計算値は、LVL めりこみ試験（2.4.3）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。

2.4.2.5.4 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

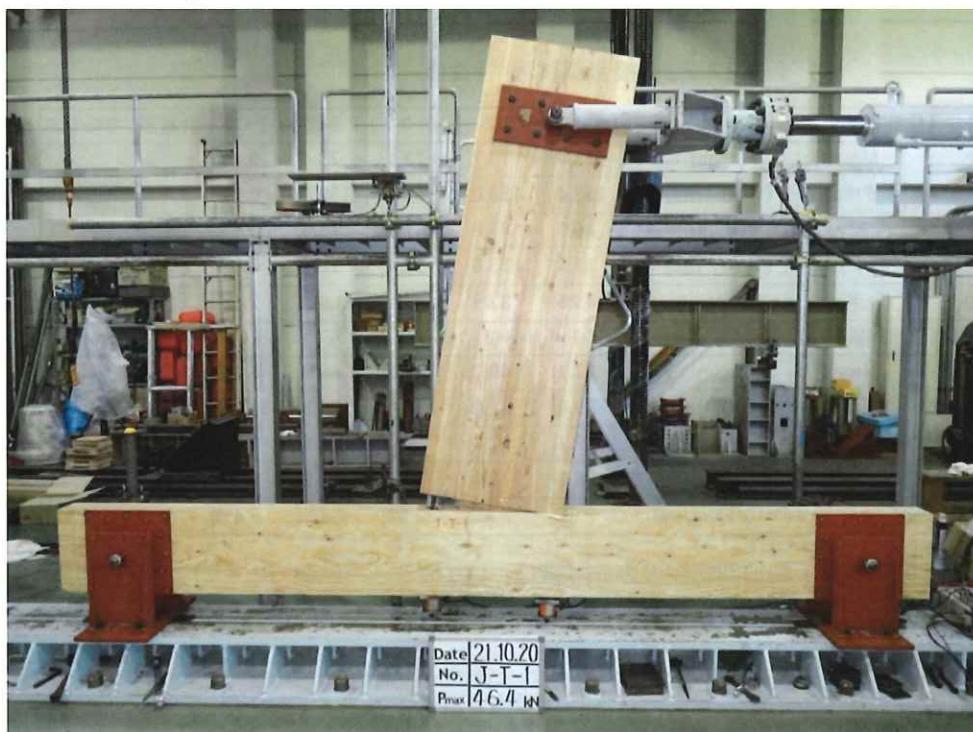


写真 <J-T>試験写真 全景

接合部



解体後 接合部



写真 <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 <J-B>試験写真 全景

試験終了時柱脚部



解体後柱脚部



写真 <J-B>試験写真 部分

2.4.2.6 ラーメン接合部の回転剛性と降伏モーメント

「2.4.3.7 LVL のめり込み特性値」で求めたダフリカカラマツA種構造用LVL特級140Eの纖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 2.4.2.3 ト型接合部の回転剛性

梁幅 y_p (mm)	120	$1 - e \times p (-3X1/2Z0)$	0.998
梁成 h (mm)	600	$C_y = 1 + 4Z0/3nYp (1 - \exp(-3nY1/2Z0))$	1.000
柱幅 y_c (mm)	120	$C_{ym} = 1 + 4Z0/3nYp$	1.571
柱成 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 ²)	10.5	$Cy2m = 1 + 4Z0/3nY0$	1.686
柱のヤング係数 E (kN/mm ²)	14	$K1 = X0Y0Cx2mCy2E90/Z0$ (kN/mm)	52.94
纖維直交方向の E_{90} (kN/mm ²)	0.28	$K2 = EtAt/L$ (kN/mm)	76.47
梁の曲げ基準強度 F_b (N/mm ²)	30	$k0 = E/(31.6 + 10.9Xb)$ (kN/mm ³)	0.0104
柱の曲げ基準強度 F_b (N/mm ²)	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 ²)	3.6	$c = 2d$	1100
柱のめり込み基準強度 F_{cv} (N/mm ²)	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 ²)	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
梁の纖維方向の基準支圧強度 F_e (N/mm ²)	25.4	$Xa = Xp/Cx$ (mm)	22.16
引きボルトのボルト径	M20	$\text{応力中心間距離 } j = d - Xa$ (mm)	527.84
引きボルトの鋼材の規格	SNR490B	$\text{回転剛性 } K\theta = Xp^2YpCx(d-Xa)CyE90/2Z0$ (kNm/rad)	3671
鋼材のヤング係数 E_t (kN/mm ²)	210	① $\Sigma Ny = XpYpFm/2\sqrt{CxCy/CxmCym}$	168.5
鋼材の降伏応力度 F_y (N/mm ²)	325	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 ²)	490	③ $Ty2 = AtFty$	79.6
鋼材の引張強度の上限値 $F_{tu\text{上}}$ (N/mm ²)	610	$Ny = \min(\Sigma Ny, Ny1, Ty2)$ (kN)	79.6
引きボルトの有効断面積 A_e (mm ²)	245	$\text{降伏 } My = Ny*j$ (kNm)	42.03
引きボルトの軸部断面積 At (mm ²)	260	$\theta y = My/K\theta$ (rad)	0.0114
引きボルトの引張長さ L (mm)	714	$\text{梁座金面圧降伏 } Nyb = XbYbFe$ (kN)	150.9
ボルト芯から梁の圧縮側縁まで d (mm)	550	④ $Nyb*j$ (kNm)	79.64
ボルト穴の径 ϕ (mm)	24	$\text{押し抜きせん断長さ } Ls$ (mm)	240
柱座金の成 $\times 0$ (mm)	100	$A_s = (2Xb+Yb)Ls$ (mm ²)	63840
柱座金の幅 y_0 (mm)	100	$Nus = AsFs/1.5$ (kN)	153.2
柱幅と座金幅のちり y_2 (mm)	10	⑤ $Nus*j$ (kNm)	80.87
梁座金の成 $\times b$ (mm)	90	$\text{下限 } Tu2 = AtFtu\text{下}$ (kN)	120.1
梁座金の幅 y_b (mm)	66	⑥ $\text{下限 } Tu2*j$ (kNm)	63.37
梁木口からの距離 $L1$ (mm)	280	$\text{上限 } Tu2 = AtFtu\text{下}$ (kN)	149.5
座堀穴の深さ Xz (mm)	100	⑦ $\text{上限 } Tu2*j$ (kNm)	78.89
座堀穴の幅 Yz (mm)	70	$Zc = (yc - \phi)Z0^{1/2}/6$ (mm ³)	2073600
梁上端から柱上端まで x_1 (mm)	1500	⑧ $Mcu = ZcFbc$ (kNm)	92.10
		$Zb = (Yz(h-2Xz))^{3/2} + (Yp-Yz)h^{3/2}/12(h/2)$	4244444
		⑨ $Mbu = ZbFbb$ (kNm)	122.24
		終局 $Mu = \min(④, ⑨, \text{下限 } ⑥, ⑦, ⑧)$ (kNm)	63.37
		終局 $Mu = \min(④, ⑨, \text{上限 } ⑥, ⑦, ⑧)$ (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
		短期許容 $sMa = \min(My, 0.2Mu\sqrt{2\mu-1})$ (kNm)	41.35

● 計算値

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

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

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

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

● 実験値(3体平均)と<計算値/実験値>

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

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

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

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

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

2.4.3 LVL めりこみ試験

2.4.3.1 試験概要

(2021 年度に実施の試験報告書)

架台に置いた 120 角のダフリカラマツ A 種構造用 LVL 特級 140E 材に対し、上方から纖維直交方向（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）と纖維方向（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、纖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、纖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。

2.4.3.2 試験体仕様

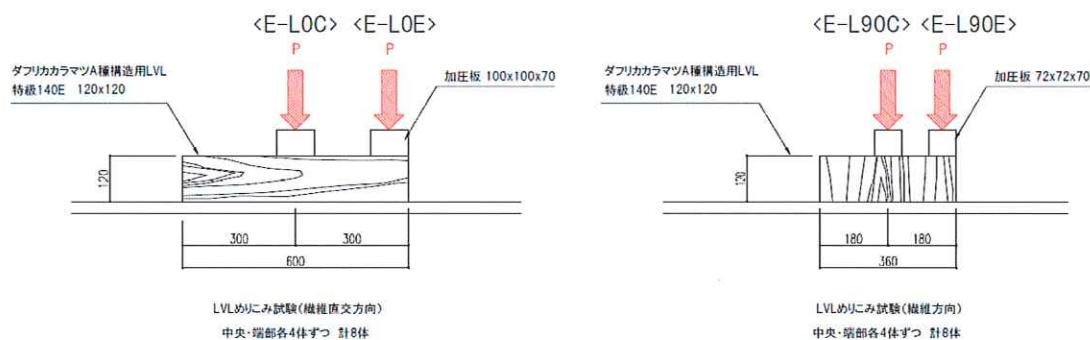


図 2.4.3.1 めりこみ試験体図

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 2.4.3.1 木材の密度と含水率

④E-L90C (中央部)

	密度(g/cm ³)
E-L90C-1	0.67
2	0.67
3	0.70

⑤E-L0C (中央部)

	密度(g/cm ³)
E-L90C-1	0.67
2	0.67
3	0.67

④E-L90E (端部)

	密度(g/cm ³)
E-L90C-1	0.65
2	0.68
3	0.69

⑤E-L0E (端部)

	密度(g/cm ³)
E-L90C-1	0.66
2	0.67
3	0.68

2.4.3.3 荷重変形関係

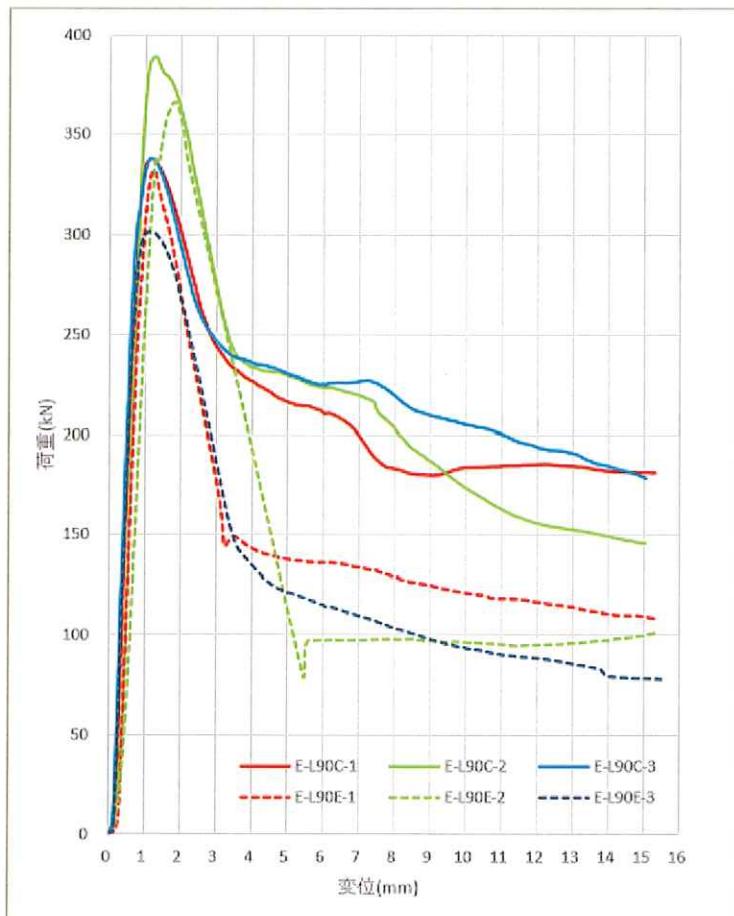


図 2.4.3.2 <E-L90> めり込み試験（繊維方向）荷重変形関係

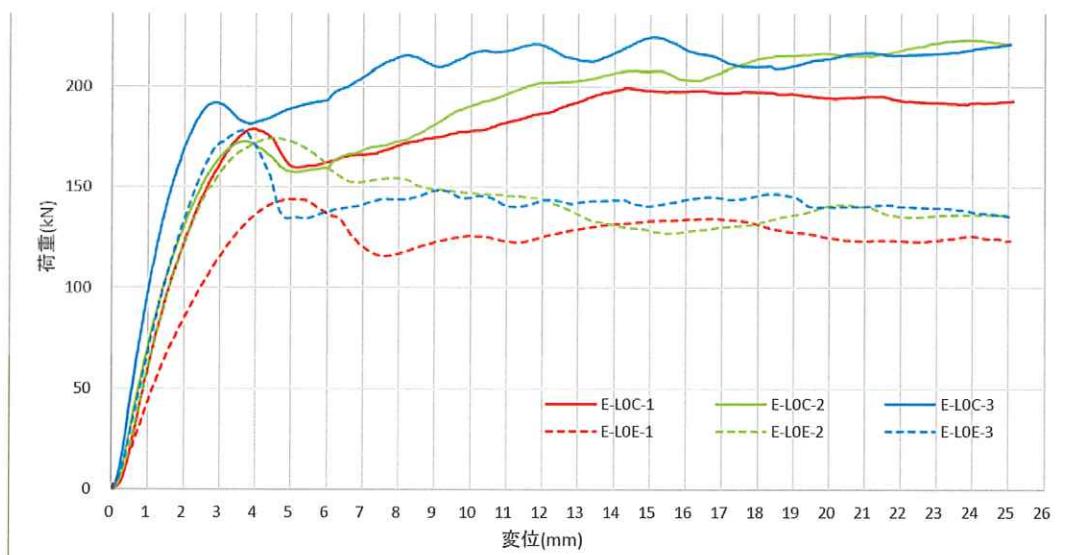


図 2.4.3.3 <E-L0> めり込み試験（繊維直交方向）荷重変形関係

2.4.3.4 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

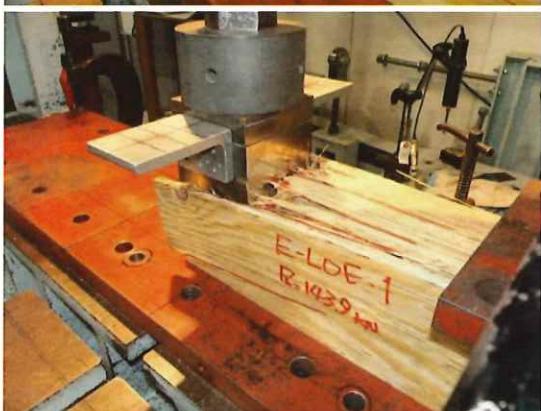
2.4.3.5 特性値

表 2.4.3.2 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 _{0.6mm}	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 _{0.6mm}	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 _{2mm}	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 _{2mm}	kN/mm	42.7	61.0	67.4	57.0	22.5%

2.4.3.6 試験状況

④繊維直交方向

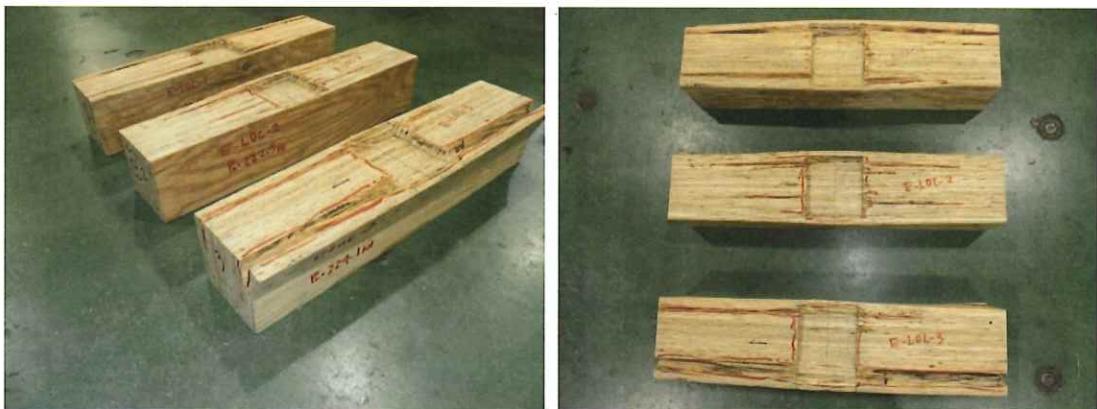


⑤繊維方向

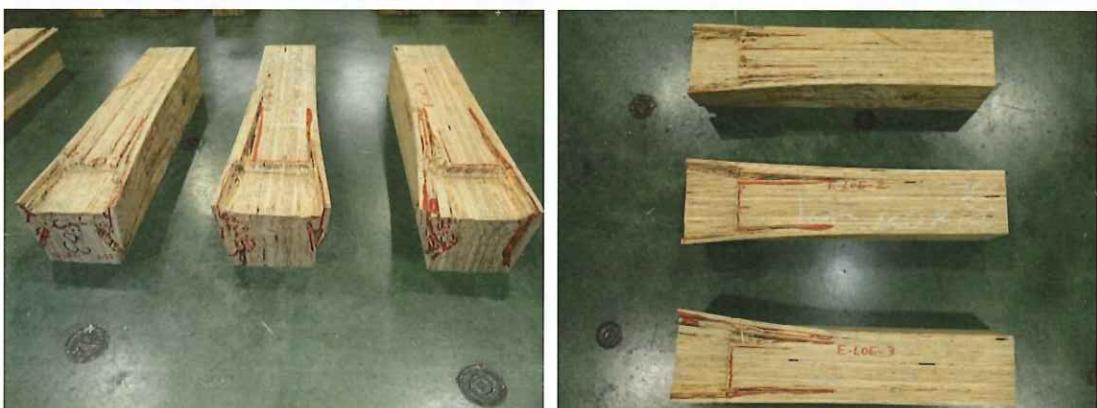


写真 めりこみ試験状況

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 めりこみ試験終了時

2.4.3.7 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-LOC-1とE-COC-2の平均 $K_{2mm}=63.25 \text{ kN/mm}$ 、 $P_y=155 \text{ kN}$ 程度,

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

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

- E-LOC から E_{90} を逆算する。

ダフリカカラマツ : J1→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-LOC 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 $E_{90}=E_0/50$ 、 $F_{cv}=20.5 \text{ N/mm}^2$ ($F_m=0.8 \text{ F}_{cv}=16.4 \text{ N/mm}^2$) とする。

このとき E-LOE は

$$C_x=1+(2 \cdot 120)/(3 \cdot 100) \cdot (2-e^{-\frac{3 \cdot 500}{2 \cdot 120}}-1)=1.80, C_y=1+(2 \cdot 120)/(3 \cdot 7 \cdot 100) \cdot (2-2 \cdot e^{-\frac{3 \cdot 7 \cdot 10}{2 \cdot 120}})=1.13$$

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

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

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

2.4.4 面材釘（一面せん断）試験

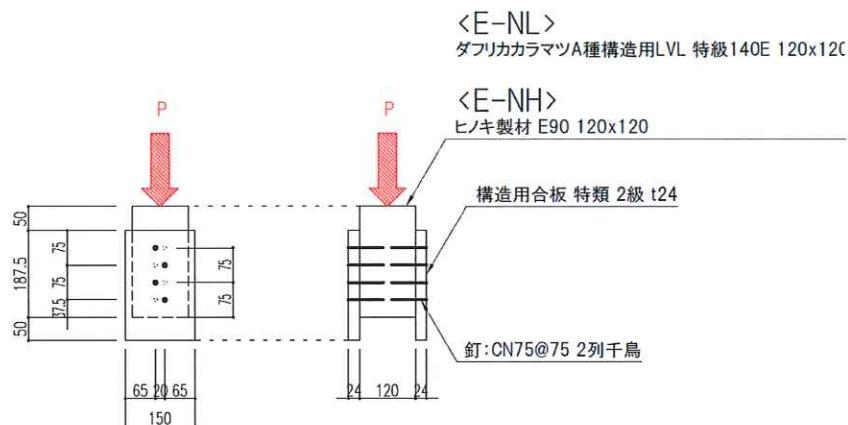
2.4.4.1 試験概要

(2021年度に実施の試験報告書)

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。

2.4.4.2 試験体仕様



面材釘試験 : LVL・ヒノキ製材各4体ずつ 計8体

表 2.4.4.1 木材の密度と含水率

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 2.4.4.1 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 ³)	密度(g/cm ³)	密度(g/cm ³)
E-NL-1	0.68	0.51	0.51
2	0.68	0.52	0.55
3	0.69	0.57	0.59

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

2.4.4.3 荷重変形関係

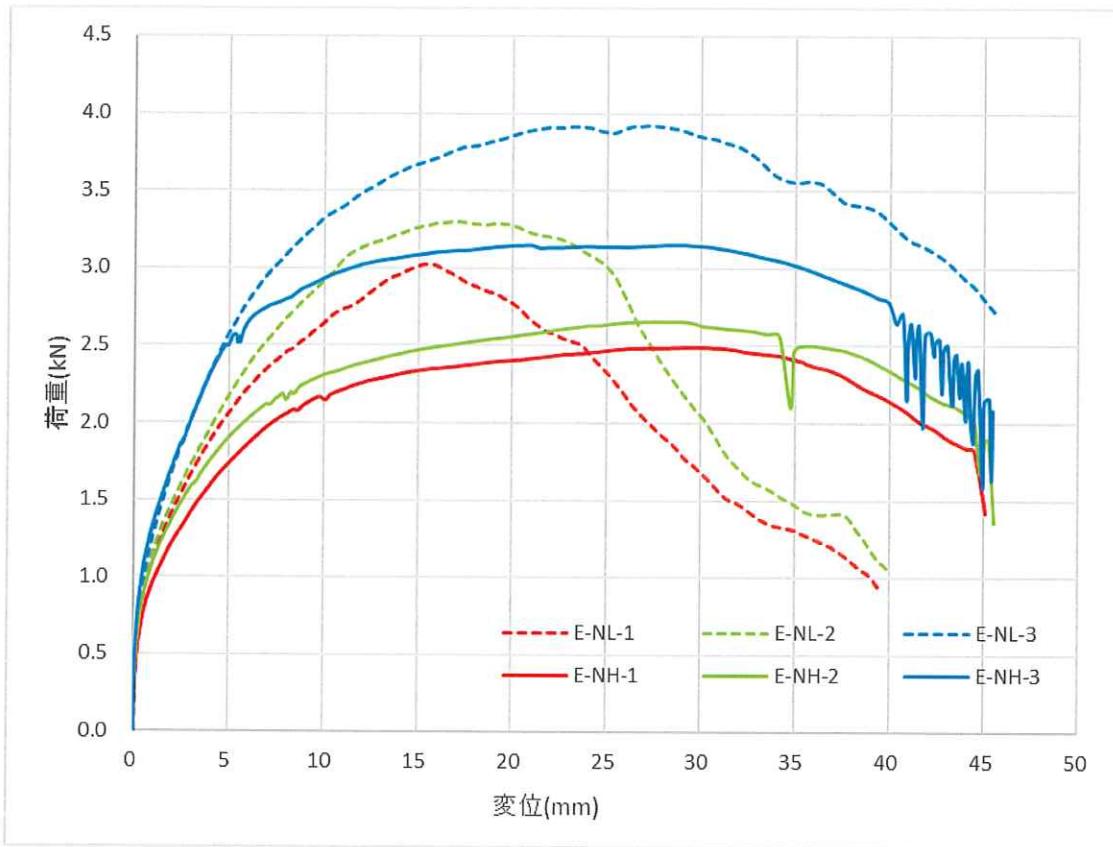


図 2.4.4.2 面材釘試験 荷重変形関係

2.4.4.4 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。

2.4.4.5 特性値

表 2.4.4.2 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 平均	E-NL CV	グレー本 (参考) *
最大荷重	P _{max}	(kN)	3.02	3.30	3.92	3.42	14%	
降伏耐力	P _y	(kN)	1.55	1.61	2.16	1.77	19%	
降伏変位	δ _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	Δ P _v	(kN)	2.68	3.02	3.63	3.11	15%	1.85
終局変位	δ _u	(cm)	2.40	2.64	4.17	3.07	31%	2.14
降伏点変位	δ _v	(cm)	0.43	0.47	0.58	0.49	15%	0.18
塑性率	μ = δ _u / δ _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 平均	E-NH CV	
最大荷重	P _{max}	(kN)	2.49	2.66	3.16	2.77	12%	
降伏耐力	P _y	(kN)	1.34	1.48	1.78	1.53	15%	
降伏変位	δ _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	Δ P _v	(kN)	2.32	2.45	2.98	2.58	14%	
終局変位	δ _u	(cm)	4.18	4.29	4.26	4.24	1%	
降伏点変位	δ _v	(cm)	0.44	0.41	0.37	0.41	10%	
塑性率	μ = δ _u / δ _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。

2.4.4.6 試験状況

<E-NH-1> 加力前

<E-NL-3> 試験終了時(45mm 変位で終了)

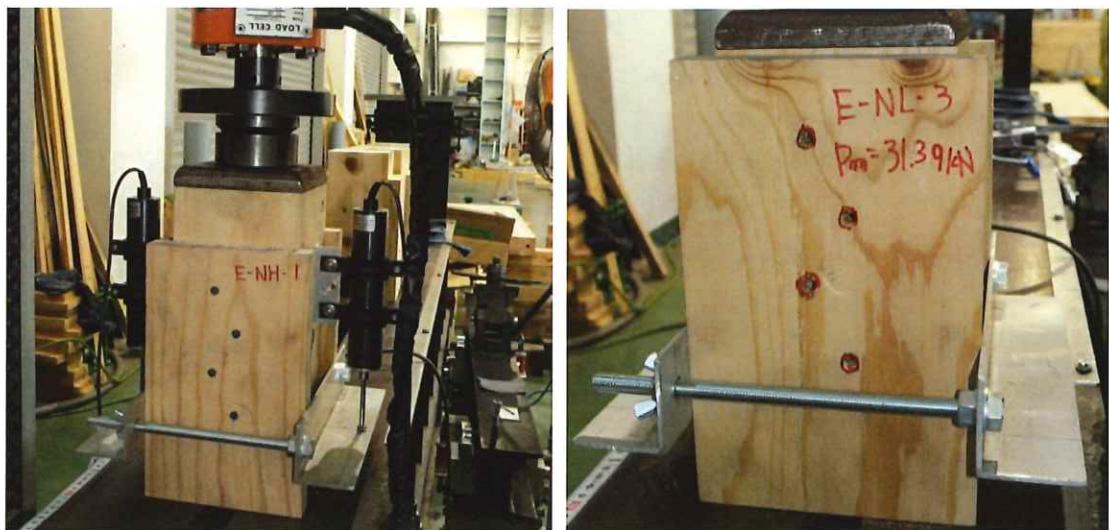


写真 面材釘試験状況

<E-NL> 主材 LVL



<E-NH> 主材ヒノキ製材

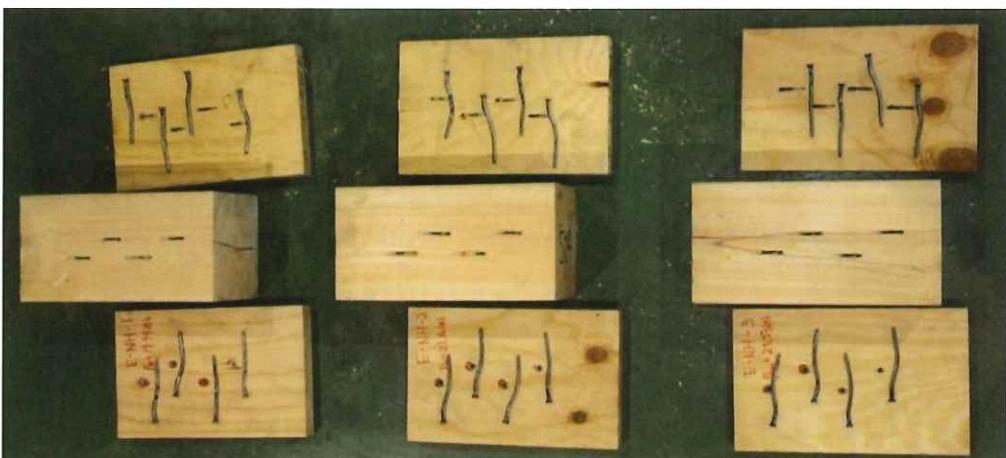


写真 面材釘試験終了時

2.4.5 ボルト引張試験

2.4.5.1 試験概要

(2021 年度に実施の試験報告書)

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。

2.4.5.2 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/mm²)
- 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)

2.4.5.3 応力－ひずみ関係

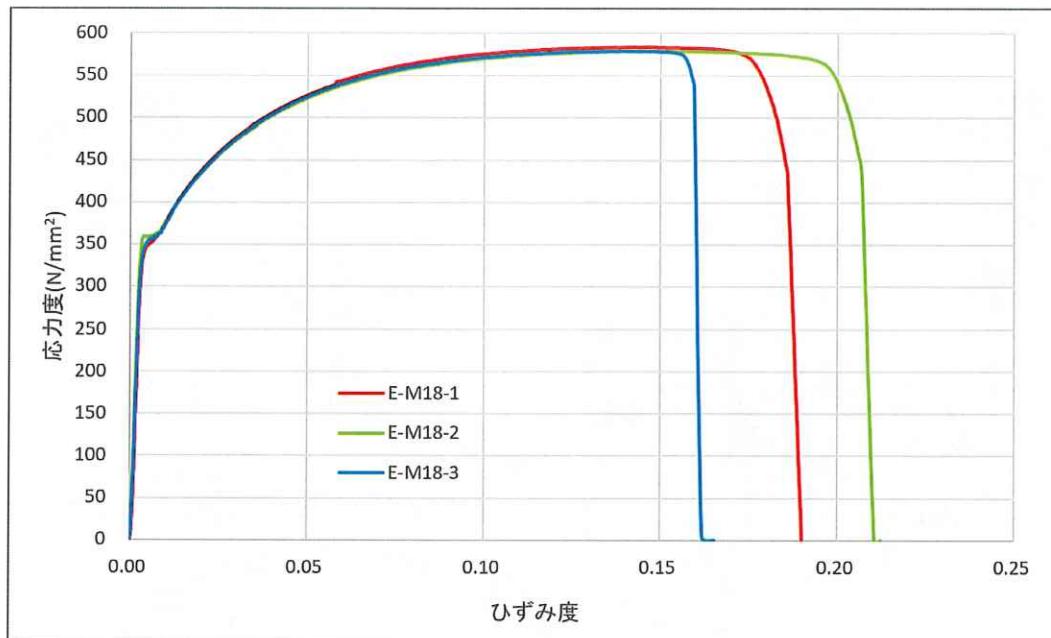


図 2.4.5.1 応力-ひずみ関係(M18)

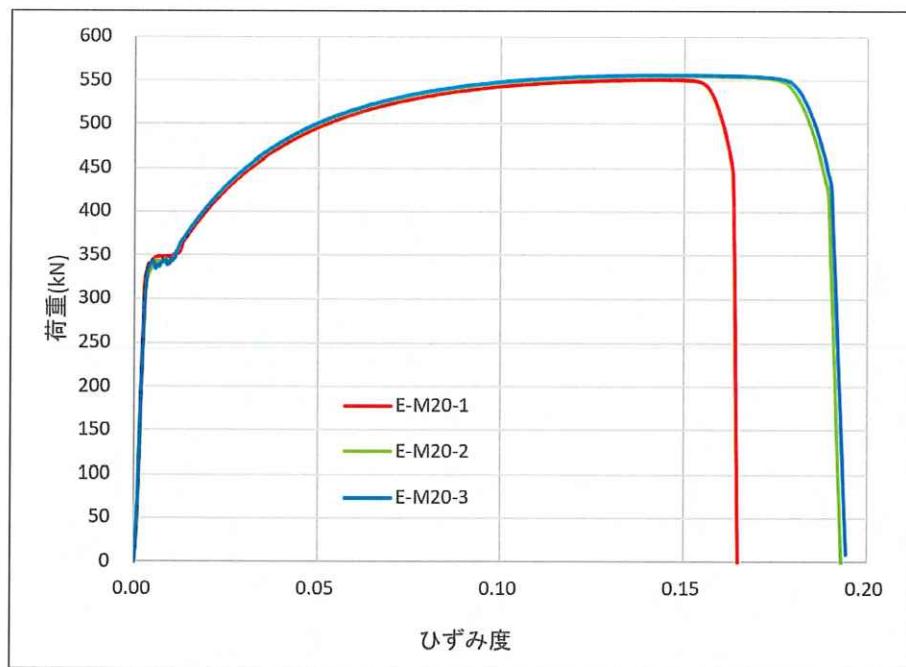


図 2.4.5.2 応力-ひずみ関係(M20)

2.4.5.4 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 ボルト引張試験状況

加力後 (M18)



写真 ボルト引張試験終了時

第3章　まとめ

1 構造用合板張り高耐力壁の面内せん断試験

(片面13倍相当耐力壁)

- 高倍率耐力壁に対し伸び能力のあるボルトを使用した結果は、ディテールに関わらず、壁倍率は17.2～19.2と高い倍率を示した。これは面材及び周辺部材の破壊が起きる前にボルトが降伏し、脆性破壊を防ぐことにより、十分な変形性能が得られるためである。
- PC鋼棒を使用した単体壁の試験では、接合部付近の柱が割裂して終了した。面外配置であるもののHD接合部が若干(32.5mm)偏心していた影響により、柱に曲げと引張の複合応力が生じ、HDの最大耐力を発揮できなかつたと考えられる。
- HDの取付方法を面外・面内で比較したところ、ほぼ偏心の影響のない面外配置の場合は接合部周辺での割裂破壊は見られなかつた。一方、HD金物を面内配置した場合、柱の曲げ引張破壊が起きた。これは、面外配置では柱脚の回転剛性が増大するため、柱の外面と内面で発生する軸力に差が出る。このため、先に軸力が大きい外側のHDが先に最大耐力に到達するため、同時に2本分の耐力は発揮できないためである。さらに、偏心配置されたHD金物が取り付く柱面には曲げと引張による縁応力度が大きくなるため、偏心がない場合よりも耐力が落ちることも影響している。
- 上述の通り、HDを面外に設けると曲げの影響が大きいことがわかつた。特に高耐力HDの場合ほどその影響は大きく、注意を要する。HDは納まり上の理由から面内に取り付けることが一般的なため、通常の柱脚金物の性能試験は片面に取り付けられた偏心を考慮した引張試験となっている。ただ、試験実施において振れ止めを設けることにより、曲げ応力が発生しない状態となる。面外に取り付ける場合には、偏心による曲げ応力が生じた場合の考慮をする必要がある。
- 构梁の応力について許容応力度計算や増分解析の結果により確認した。梁せいの小さい构梁の曲げ破壊が起らなかつたのは、降伏後1/10rad時の柱脚剛性が、初期剛性の1/2程度にしか落ちていないため、反極点高さ比も0.83と高い状態にあるためである。つまり1層程度では构梁を設けても反曲点高さ比が下がらないことが想定される。一方、架構が2層以上になると、反極点高さ比も下がるため、构梁の破壊が先行する可能性がある。
- 要素試験による復元力特性に基づいたモデルによって解析した荷重一変形角は面内せん断試験と比較して十分精度が高いものとなつた。各接合部のモデル化の考え方は、増分解析モデルの作成事例となるといえる。

(片面 20 倍相当耐力壁)

- 面材釘を斜め打ちする場合と垂直打ちの場合との比較では、斜め打ち仕様のほうが初期剛性は高くなることが確かめられた。ただし、塑性変形がある程度進んだ段階では垂直打ち仕様のほうが荷重は大きくなり、粘りのある接合であることが分かった。
- 斜め打ち試験体及び垂直打ち試験体ともに、面材の回転に伴う釘の曲げ変形による、木材に対する釘のめり込みが観察された。また、アンカーボルトの伸びと柱の土台へのめり込みによるロッキング変形も顕著に見られた。
- 垂直打ち試験体【F70-2】【F70-3】は $1/20 \sim 1/13\text{rad}$ 程度で下段面材の中央付近に縦方向にせん断破壊が生じた。このことから、特に高い耐力が要求される面材耐力壁では 1 級の構造用合板の使用も検討すべきであると考えられる。
- 試験結果と詳細計算法による計算値の比較において、壁の回転剛性 K_0 の値は、斜め打ちと垂直打ちの両方とも詳細計算法による計算値と試験結果値で概ね一致する結果となることが確認できた。
- 耐力壁両端の平角柱の両側面に面内配置された 2 本のアンカーボルトの軸力を比較した結果、外側と内側で大きな軸力の差があり 2 本のアンカーボルトが均等には効いていないことが分かった。設計においては、このアンカーボルトの偏心によって生じる柱脚の曲げ抵抗が耐力壁の弾塑性挙動に与える影響を適切に考慮する必要がある。

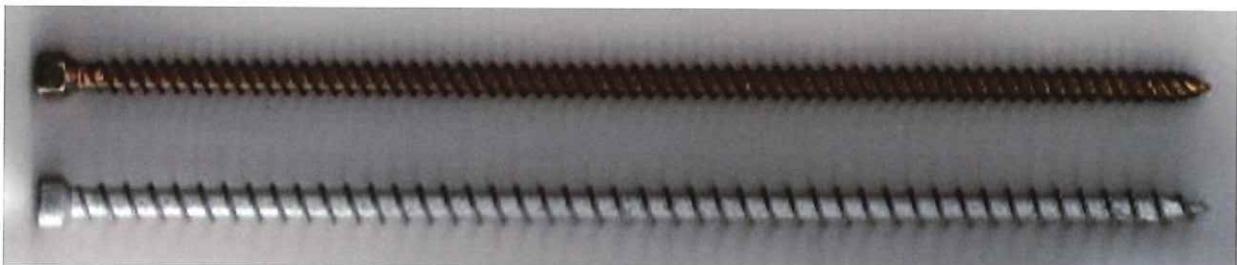
2 ラーメンフレーム・耐力壁併用架構の面内せん断試験

- 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) の順で架構の变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。

- 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。

3 高耐力柱脚接合金物の試験

- PX シリーズ（パネリード X PX8-260）と PP シリーズ（パイルパイクビス $\phi 9-260$ ）では、PP シリーズのほうが剛性・耐力ともに高い結果が得られた。これはビスの軸径やねじ部形状の違いに起因するものと考えられる。



上：PX8-260、下：パイルパイクビス $\phi 9-260$

- 支配的な破壊性状は、PX シリーズではビスの引き抜け、PP シリーズは集合型せん断破壊であった（例外あり）。
- 最大耐力の予想値 420kN に対して、PX シリーズの平均は 392kN 、PP シリーズの平均は 404kN となった。
- 降伏耐力 P_y は、グレー本 4.3.5 の解説(3)の計算方法（第 I 直線と第 III 直線の交点）による平均値として、PX シリーズ 184.9 kN、PP シリーズ 213.2 kN となった（ $2/3 P_{max}$ をかなり下回る）。
- PX シリーズで 1 体（PX-5）、PP シリーズで 2 体（PP-4, 5）上記の方法で P_y が計算できないケースがあった。その理由は 100 kN あたりで一旦剛性が低下し、その後また剛性が上昇する、下に凸の荷重変形関係となったことによる。

4 接合具等の要素試験

(柱頭柱脚接合部の要素試験)

- 柱木口面のめり込み補強として、鋼板プレートと土台側にフルスレッドビスを 6 本配置した。補強した土台と無補強の土台のめり込み試験結果を比較すると、剛性・耐力とも倍以上となり、十分な効果を発揮していることが確認できた。土台の破壊等を防ぐことができるため、耐力の性能増大において有効であるといえる。
- DP を用いた製作金物を柱脚に設置した場合の試験では、設置ボルトの軸剛性が HD タイプに比べ大きく、ボルトが降伏するまで引張柱の変形が小さい状態であった。一方、圧縮柱の方に負荷がかかり、柱脚金物周辺で破壊が起きた。韌性能を発揮するためには、引張側柱脚に対し圧縮側が破壊しない程度の剛性が必要であるといえる。

(ラーメン接合部の接合部試験)

- 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。

(LVL めり込み試験)

- 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。

(面材釘(一面せん断)試験)

- 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。

付録

付録 1 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。

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 記載場所等
A 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 タイプ：令和2 年度報告書 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"> ・高層（4階建て以上）の建物 ・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 <p>■第3回委員会（R030203） 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。 →「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） 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。 →「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"> ・高層（4階建て以上）の建物 ・脆的に壊れてはいけない建物 ・これまで検討されていなかったような建物 ・これまで想定されていない崩壊形の建物 <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"> ・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。 ・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 $0.2\sqrt{(2\mu-1)} \times Mu$ 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。） ・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）。 	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"> ・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。 <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。</p> <p>→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"> ・接合部を塑性化させる場合は、N値計算による方法 ・接合部を塑性化させない場合は、中大規模グレーの数値 ・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 	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"> ・1次設計用の金物の仮決め用として Bi は、小谷委員の方でパラスタ行い数値を決める。 <p>Bi 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 N 値を使うなどでもよいと思われる。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・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。 →その方法も併記する。 <p>■第3回委員会 (R030203)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・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、N 値計算を行うなどと記載することになるのではないか。 ・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 Ds 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 N 値計算で行うことが活かされるので、記述を残しても良いのではないか。 	<p>より存在応力に対して設計、</p> <p>ロ) 中大規模グレー本の標準設計法、ハ) 従来の N 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-△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"> ・P-△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。 <p>→実務における増分解析では、P-△効果を見込むことは難しい。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ルート 2 で P-△を見込むのはさらに難しい。 ・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-△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。 <ul style="list-style-type: none"> ・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。 <p>■第3回委員会 (R030203)</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> 	<p>・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-△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 階建て以上の建物については、P-△の影響を考慮する。</p> <p>・今年度(令和 3 年度)のモデルプランで P-△効果の影響を考慮した増分解析結果を示す。</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>■第3回委員会 (R030203)</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	<p>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</p> <ul style="list-style-type: none"> ・試験事例があるか。 ・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？ ・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。 <p>■第3回委員会（R030203） 右の設計案方針に対し特に意見なし。</p>	<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。</p>	
	A-7	<p>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> <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"> ・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。 ・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。 ・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。 ・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 ・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。 ・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。 ・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。 ・ルート3に限った話ではないので、触れておけば良い <p>■第3回委員会（R030203） →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>・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。</p>	<p>令和2年度報告書</p> <p>令和3年度報告書</p>
	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	<p>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</p> <p>・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つていればよいのか？</p> <p>・現段階では記載しておく？</p> <p>・他で韌性が稼げていればSNR材でなくともよい。</p> <p>・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。</p> <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材でなくてもよい。</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。 ・告示にかかわるので、触れない</p> <p>■第3回委員会（R030203） →右の設計案方針に対し特に意見なし。</p>		
B 保 有 水 平 耐 力 計 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"> ・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。 ・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。 ・Qu 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 Pu 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。 ・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 Pu とどちらか小さい方の変形角をとる。 ・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に思う。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？ <p>■第3回委員会（R030203）</p> <ul style="list-style-type: none"> ・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。 ・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。 →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。 ・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いれば、保有水平耐力時の層間変形角 	耐力壁の終局変形角を 1/30rad と考え、保有水平耐力は Pu を採用する。または設計者判断とする	令和2年度報告書

		<p>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"> ・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。 ・今回の委員会での意見も踏まえWGで議論する。 		
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"> ・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 D_s 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。 <p>■第6回WG (R030224) 中大規模グレーブの試験では、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"> ・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。 <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>D_s 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 D_s を算定する方法 B) 等価一質点系モデルを用いて D_s を算定する方法 C) 耐力壁単体の D_s から各階の D_s 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 D_s の算定方法を示した。</p>	令和2年度報告書 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"> ・木造の保有水平耐力は、バイリニア置換した時の Q_u 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。 ・耐力壁はバイリニア置換しても問題ないか。 →ルート3の場合は安全側となるので問題ないので。 <ul style="list-style-type: none"> ・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 D_s 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、D_s 値の評価が変わる。 ・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 	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>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) 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。 →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) 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) 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"> 事例確認 <p>■第 3 回委員会 (R030203) 関連項目 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。 →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 令 和 2 年 度 モ デ ル	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。

プラ ン 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 令 和 2 年 度 モ デ ル ブ ラ ン 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"> ・黄色本の水平構面の修正外力分布係数 A_i' 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。 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。 ・ 	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。	令和2年度報告書
	D-2	水平構面の設計方法記載（ F_e を考慮するか、弾性・弾塑性解析等）	<ul style="list-style-type: none"> ・水平構面の外力分布を考慮するのはどのようなときか。 剛床かつ偏心率が大きい場合→0.15/0.3をこえるとき？ 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。 ・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。 ・柔床モデル、質量比例 ・F_e は考慮する。 	<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、F_e を考慮する方法がある。</p>	令和2年度報告書 付録-2
E 令 和 2 年 度 実 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）	・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	反極点が高く、桁梁端部のモーメントが破壊に至るほど大きくならないことを確認。	令和2年度報告書
	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"> ・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。 ・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。 →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。 	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。	令和2年度報告書
	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"> ・今回の事業は 4~5 階建てなどを対象にしている。 ・4~5 隅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。 ・高耐力壁・高耐力 HD の採用 ・軸力に耐えられる柱断面 ・折損が生じない梁せい 		

