

令和5年度 森林・林業・木材産業グリーン成長総合対策補助金等
建築用木材供給・利用強化対策のうちCLT・LVL等の建築物への
利用環境整備事業のうちCLT建築物等の設計者等育成事業

中高層木質系混構造建築物の構造設計指針（案） 検討事業

報告書

令和6年3月

公益財団法人 日本住宅・木材技術センター

令和5年度 森林・林業・木材産業グリーン成長総合対策補助金等
建築用木材供給・利用強化対策のうちCLT・LVL等の建築物への利用環境整備事業のうち
CLT建築物等の設計者等育成事業 報告書

目次

はじめに 事業目的と実施体制

1.1 事業の目的	3
1.2 報告書の構成	3
1.3 実施体制	4

第I部 中高層木質系混構造建築物の構造設計指針（案）

第1章 実施概要

1.1 実施概要	6
----------	---

第2章 立面混構造の緩和措置 関連

2.1 はじめに	7
2.2 立面混構造高さ区分別の緩和条件一覧表	8
2.3 立面混構造における重量比・剛性率の分析	10
2.4 モード解析による検討	12
2.5 時刻歴応答解析の検討	23
2.6 修正 A_i 分布の提案	30
2.7 まとめ	38

第3章 立面混構造における保有水平耐力計算の適用性の検討

3.1 構造特性係数 D_s の設定法のレビュー	39
3.2 有効質量比に着目した検討	45
3.3 時刻歴応答解析による検討	55
3.4 まとめ	80

第4章 静的解析によらずにラーメン架構の D_s を略算的に求める考え方

4.1 はじめに	82
4.2 既往の研究結果	83
4.3 適用範囲の拡張に関する検討	85
4.4 ラーメン架構の D_s の略算値と静的増分解析結果に基づく値の比較	102
4.5 D_s の略算表	120
4.6 まとめ	121

第5章 高耐力壁の試験法・評価法 関連	
5.1 はじめに	123
5.2 高耐力壁の試験法・評価法の検討	124
5.3 高耐力壁の試験・評価事例	128

第II部 試験報告書

第1章 試験目的	134
----------------	-----

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	135
2.1.1 試験概要	136
2.1.2 試験体仕様	137
2.1.3 試験方法	151
2.1.4 評価方法	152
2.1.5 試験結果	156
2.1.6 面内せん断試験結果まとめ	193
2.1.7 アンカーボルトの計算	194
2.1.8 面材のせん断破壊・せん断座屈の検定	195
2.1.9 鉄骨実（試験法B）の検討	196
2.1.10 面材張り大壁の詳細計算法	198
2.2 要素試験報告書	200
2.2.1 柱脚ビス接合部の引張試験（T-CB）	200
2.2.2 柱脚ビス接合部の曲げ試験（M-CB）	210
2.2.3 柱頭ホールダウン金物接合部の引張試験（T-HD）	214
2.2.4 柱頭ホールダウン金物接合部の曲げ試験（M-HD）	218

第3章 まとめ	225
---------------	-----

はじめに 事業概要

1. 1 事業の目的

カーボンニュートラル 2025 に向けて、中高層の非住宅用途の建築物（4階建て以上の事務所、店舗等）について、木質材料活用の推進が急務となっており、中高層の木質系立面・平面混構造やRC造やS造中の木質部材利用の拡大を図るため、大断面の木質部材を用いた柱、横架材、高耐力壁、ラーメン架構等の耐力要素を加えて保有水平耐力計算による構造設計の手引書の作成が必要である。

一方、令和4年度には「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）」の検討において、保有水平耐力計算（ルート3）の構造設計指針案を取りまとめたところであり、この保有水平耐力計算の構造設計指針案をベースとして、木造軸組工法と構造特性が異なる鉄筋コンクリート造や鉄骨造との木質系混構造建築物の構造設計指針案の検討を進める必要がある。

このため、本事業においては、下層部に鉄筋コンクリート造、上層部に木造からなる木質系立面混構造の建築物の、保有水平耐力計算（ルート3）を行う場合の課題を整理し、構造設計の手引書のための基礎資料を作成する。

1. 2 事業概要

本事業は、木質系混構造建築物の保有水平耐力計算に関連する検討や高耐力壁の試験法・評価法の一例を「中高層木質系混構造建築物の構造設計指針（案）」として第I部にまとめており、第II部では第I部第5章に記載の高耐力の試験法・評価法の一例の確認として、壁試験および要素試験を実施した内容をとりまとめている。

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委員会を設置して実施した。次頁に委員会名簿を示す。

中高層木質系混構造建築物の構造設計指針検討委員会
名簿

(順不同、敬称略)

委員長	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	稲山 正弘	東京大学 大学院農学生命科学研究科 教授
	山崎 義弘	(国研)建築研究所材料研究グループ主任研究員 (令和5年12月まで) 東京工業大学 科学技術創成研究院 多元レジリエンス研究センター 准教授(令和6年1月から)
	小谷 竜城	株式会社エヌ・シー・エヌ 技術開発部 課長
	辻 拓也	京都大学生存圏研究所 生活圏木質構造科学分野 研究員
	荒木 康弘	国土交通省 国土技術政策総合研究所 建築研究部 基準認証システム研究室 主任研究官
	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
コンサルタント	村田 龍馬	株式会社村田龍馬設計所 代表取締役
	安曇 良治	銘建工業株式会社
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 課長補佐
	杉原 伸一	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

第 I 部

中高層木質系混構造建築物の構造設計指針（案）

第1章 実施概要

1. 1 実施概要

中高層木質系混構造建築物の構造設計指針（案）として、主に下記の①～⑤の内容について検討を進めてきた。

- ① 建築基準整備促進事業 S37 でまとめた立面混構造の剛性率 0.6 以下の場合の更なる緩和措置の検討（第 I 部第 2 章）
- ② 立面混構造における保有水平耐力計算の適用性の検討（第 I 部第 3 章）
- ③ 静的増分解析によらずにラーメン架構の D_s を略算的に求める方法の条件整理の検討（第 I 部第 4 章）
- ④ 高耐力壁における試験法・評価方法の一例の検討（第 I 部第 5 章）

第2章 立面混構造の緩和措置

2.1 はじめに

本章では、基整促 S37¹⁾ (以下、S37) でまとめた立面混構造における構造設計合理化の更なる整理を試みた。S37では、高さ31m以下の建物で中高層をターゲットとした一般的なものを対象としていたが、木造と鉄筋コンクリート造(以下、RC造)では、平19国交告第593号の中であるように、低層におけるニーズも多く、この部分での合理化範囲の拡大もニーズがあると判断する。S37の範囲と告示593号の間には、対象建物に幅があるため、その部分の合理化は重要である。また、S37では、一様な平面形を有する場合のみの検討となっていたことから、異なる平面形を有する場合の合理化検討も必要と判断する。技術基準解説書²⁾でも一様な構造形式における基壇を有する場合の外力分布の合理化手法が提案されているため、基壇型の建物形状を対象とした検討も行う。以上より、S37の検討に極端な重量組み合わせなどを加えて、より具体的な建物のパターンを対象にして合理化の可能性を示すことで、木質構造の利用拡大を図ることを目的とする。

具体的には、図2.1-1に示す重量比が0.25以下の範囲を対象に合理化可能な範囲がないか分析を行う。S37では、中高層をターゲットとした合理化の条件であったころもあり、上部構造の層の割合が25%以上かつ切り替わり層の重量比 α_i が0.25以上を設けて中高層における塔屋のような極端なケースを対象外とすることとした。しかし、図2.1-1に示す通り、右下の領域は、大半が応答倍率は大きくならないことを確認しているため、この範囲において、具体的な安全なケースを抽出することで合理化適用の範囲を拡大することとする。切り替わり層の重量比 $\alpha_i=0.25$ 以下となるケースで、具体的に合理化が可能なケースとしては、前述の通り、中低層型の上部階数の割合が小さい場合と、下部構造が極端に大きな場合である。よって、この2タイプを対象として検討を行う。

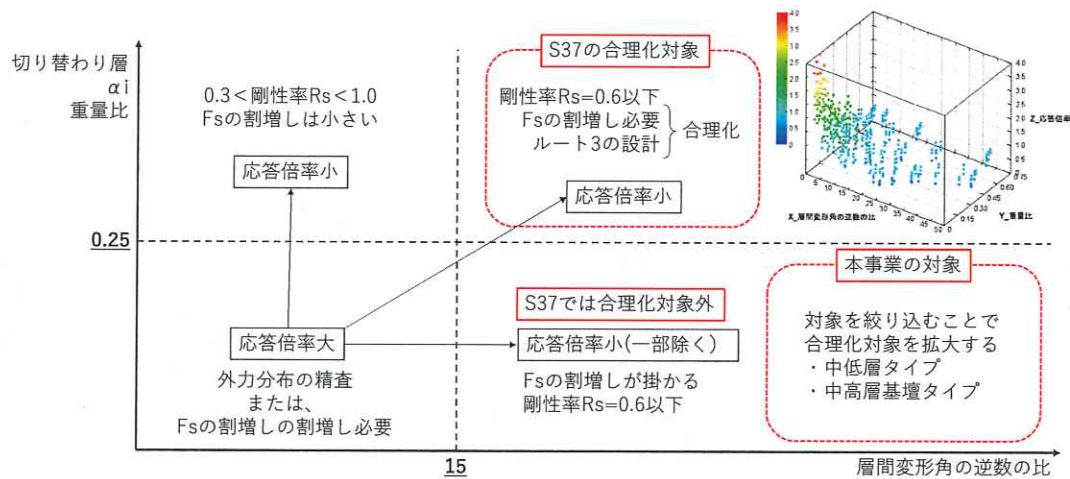


図2.1-1 立面混構造における合理化対象（S37 および本事業）

2. 2 立面混構造高さ区分別の緩和条件一覧表

まず、今回の検討および S37 の緩和条件等を整理した一覧表を表 2.2-1 に示す。これは、今回の検討結果も踏まえたまとめとなるため、結論を先に示す形となる。告示 593 号から S37 の合理化対象に加えて、今回の検討結果により、建物規模・高さ方向の組み合わせにおいては、網羅的にとらえることが可能となり、実態のニーズにもこたえられる構造設計の合理化とした。以下に、今回の検討で追加した中低層タイプと中高層基壇タイプの 2 つのタイプについての緩和条件のポイントを示す。

◆中低層タイプ

S37 の中高層の場合の検討と告示 593 号の緩和の対象の間では、一部、合理化可能性のあるケースをフォローできていない可能性があった。中低層程度の場合における上部木造が少ないケースになる。告示 593 号では、3 階建て以下では、延べ床面積が 500 m²以下であり、2 階建てであれば、延べ床面積が 3000 m²以下というケースが対象となっている。木造ルート 1 の対象が 16m 以下までとなると階高の設定によっては、4~5 階建てのケースも可能性がある。建築計画の中で、下層部に RC 造を設けて最上層に木造を配置する計画なども考えられる。こういったケースでは、S37 の層の割合 25%は守れるケースは多いが、切り替わり層の重量比 α_i が 0.25 以上という条件を満足することが難しい場合が考えられる。この場合には、S37 の合理化条件を満足できないため、剛性率が満足できず、告示 593 号の条件からも外れることとなり、ルート 3 の構造設計が必要となる。しかし、技術的には、層数が少ない場合には、切り替わり層の重量比 $\alpha_i=0.25$ 以下であってもほとんど、上部の損傷集中などは無いと考えている。そのため、高さが 16m 以下であれば、S37 の緩和条件のうち、切り替わり層の重量比 $\alpha_i=0.25$ 以上の重量比の条件は問わないかたちとした。ただし、木造部分および RC 造部分はそれぞれルート 1 の条件を満足するものとした。また、それぞれの構造はルート 1 とするが、立面混構造としてルート 2 となるため、各構造での剛性率 $R_s \geq 0.6$ および偏心率 $Re < 0.15$ 以下を確認することを条件とした。外力分布についても、重量比が小さくなると過大な外力分布となるため、告示 593 号の修正 A_i 分布と同じような考え方として、木造部分の重量に割増しを乗じた値を上限值として修正 A_i 分布を算定できるようにした。

◆中高層基壇タイプ

中高層基壇タイプは、技術基準解説書の「特殊な形態の建築物における地震力の算出」にあるような基壇タイプのケースを想定したものである。技術基準解説書では基壇を有するタワー型の建築物と表現しており、下部の基壇部分面積がタワー部分の面積の 8 倍を超える部分には、8 倍を上限としてタワー部分の層せん断力係数分布を算定してよいとされている。S37 切り替わり層の重量比 $\alpha_i=0.25$ 以上という条件は、上部木造と下部 RC 造が同じ面積を想定した場合の数字であるため、基壇タイプのように下部構造の面積が大きいことで上部木造部分の重量比が小さくなり条件を満足できないケースが考えられる。しかし、この場合は技術的な問題がないことを確認することで、切り替わり層の重量比が 0.25 以下であっても、上部木造の層数の割合が 25%以上であり、単位面積当たりの重量比を別途算定し、それが 0.25 以上は満足する形であれば S37 と同様に剛性率の規定および F_s による割増は不要とした。

2. 3 立面混構造における重量比・剛性率の分析

まずは、立面混構造の基本的な重量比と剛性率を分析し、今回緩和する対象がどのような範囲に該当するかを明らかにする。

◆重量比について

立面混構造における切り替わり層の重量比と上部構造の層の割合について示したものを図 2.3-1 に示す。ここでは、上部と下部の重量比を 1.0~4.0 で示す。一般的な重量で考えると木造と RC 造の重量は 3 倍程度異なる。切り替わり層の重量比 $\alpha_i=0.25$ 以上となる場合の層の割合は、木造と RC 造の場合概ね 0.50 以上となる。つまり、S37 が対象としているのは、少なくとも RC 造と木造の層数の割合が 1:1 程度となるものを対象としている。これは、1 時間耐火で 4 層分を木造とする場合に、8 階建て程度が可能という計算となる。このように木造部分の割合が多いことを前提とした合理化対象であることがわかる。これは、単位面積あたりの重量であることから、基壇タイプのようなものはより厳しい条件であること、中低層で下部構造の壁が多いようなケースでは、木造の層の割合が 25% 以上でも重量比で合理化条件を満たせない。

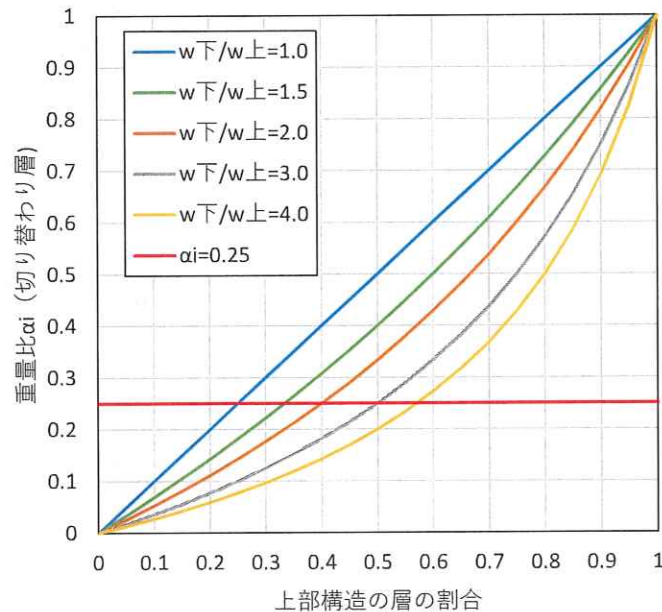


図 2.3-1 重量比と上部構造の層の割合

◆剛性率について

立面混構造の上部構造の剛性率の分布を図 2.3-2 に示す。図は横軸に層間変形角の逆数の比を示し、縦軸には、切り替わり層の重量比 α_i を示し、カラーコンターのドットで剛性率を示す。重量比が大きいほど、木造層の割合が多いことを示す。S37 の合理化範囲である層間変形角の逆数の比が 15 以上で重量比が 0.25 以上の範囲は、剛性率 R_s が 0.4~0.2 程度で分布していることがわかる。本事業での対象範囲においては、重量比が 0.25 以下の場合で、剛性率 R_s は 0.2 以下と非常に小さい範囲となることがわかる。この剛性率のプロットを F_s の割増しに置き換えたものを図 2.3-3 に示す。本事業の対象は、 $F_s=1.8\sim 2.0$ という範囲であるが、ほとんどが損傷集中は見られない範囲であることを S37 でも確認している。そのため、本事業では、この部分をより具体的なケースを想定した分析を行い合理化可能な範囲を検討する。

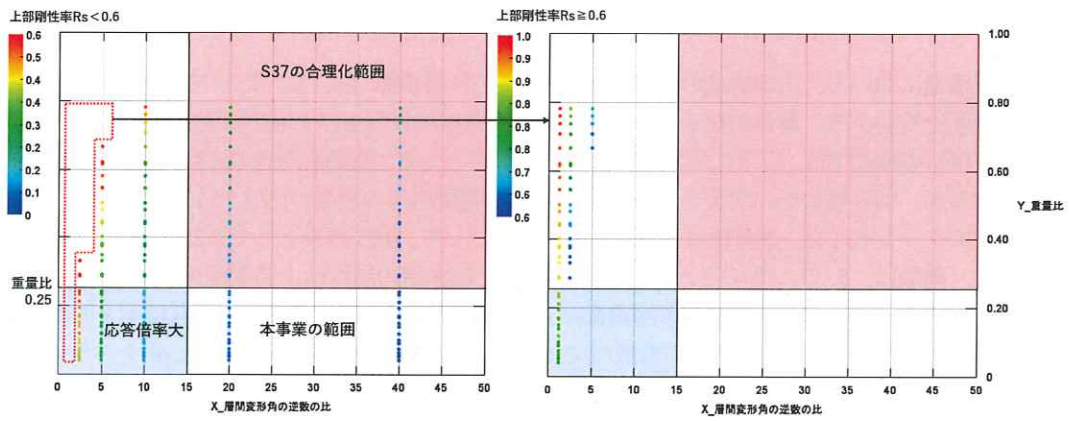


図 2.3-2 立面混構造における上部構造の剛性率の分布 (左: $R_s=0.6$ 未満、右: $R_s=0.6$ 以上)

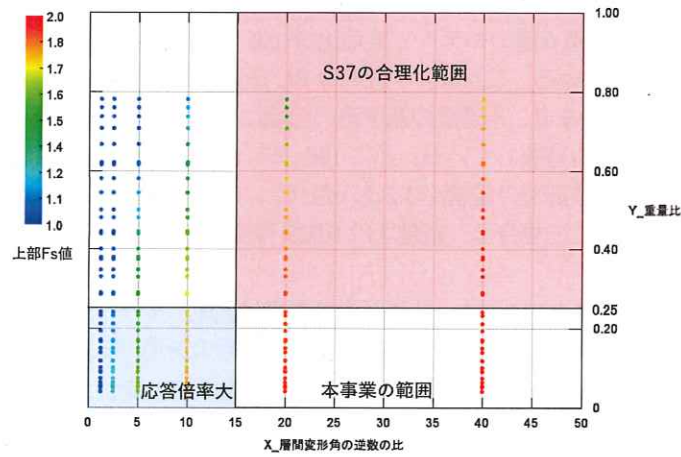


図 2.3-3 立面混構造における上部構造のFs値

2. 4 モード解析による検討

立面混構造において、上部構造の重量比 $\alpha_i=0.25$ 以下の範囲において、モード解析の検討により合理化範囲を検討する。具体的な手法は、後述するが基本的には S37 の検討手法と同様とする。

モード解析の検討では、以下に示すパラメータの設定とした。層間変形角の逆数の比が 15 以上を対象とするが、切り替わりの状況を見極めるため、層間変形角の逆数の比は 15 に加えて 10、30 を加えた 3 パターンとした。重量比は、0.25 以下を対象として、0.05 刻みとして 0.25-0.01 の 7 パターンとした。階数は、5、7、10 の 3 パターンとした。上部木造の層数は 1 時間耐火までを想定して、1-4 層の 4 パターンとした。木造階の層重量は、最上階で 3.5kN/m^2 、一般階で 5.5kN/m^2 とした。階高は、3m で統一とした。木造部分の重量が決まっており、切り替わり層の重量比 α_i をパラメータとするため、RC 造の重量を変動することで調整する。表 2.4-1 にモード解析パラメータ一覧を示す。RC 造部分の 1 層当たりの重量は、切り替わり層の重量比を算定する際に求まる RC 造の総重量を RC 造の階数で除している。切り替わり層の重量比が小さいケースでは、RC 造の 1 層あたりの重量が非常に重いケースが出てくる。これは、面積比を含むものと同義と判断している。例えば、10F_model の木造 4 層・RC 造 6 層のモデルで重量比が 0.05 のケースを見ると、1 層あたりの RC 造の重量は 63.3kN/m^2 となっている。これは、一般的な RC 造の 15kN/m^2 程度の重量から考えると、約 4 倍の重量となっている。つまり、木造層の基準階の面積に対して、RC 造部分の面積が 4 倍程度になっていることを同じことを意味している。逆に 10F_model の木造 1 層・RC 造 9 層モデルの重量比が 0.25 の場合には、RC 造部分の重量が 1.2kN/m^2 となっており、現実的には存在しないケースの組み合わせとなっている。この場合は、重量比は 0.025 程度が一般的な RC 造の重量のケースとなる。

各モデルの解析番号を表 2.4-2 に示す。技術基準解説書に記載のモード解析を用いた精算 A_i 分布を算定する。ここでの検討では、1 層を 1.0 に基準化しないものを用いる。図 2.4-1 に各解析モデルの最上階の精算 A_i 分布と現行 A_i 分布をプロットしたものを示す。まず、現行 A_i 分布に着目すると、現行 A_i 分布は重量比が小さくなるにつれて大きくなるが、上層部の割合が 1 層の場合には、最も重量比が小さい場合で 5.0 程度なる。これは、ペントハウスのようなものが水平震度 $K=1.0$ を採用することと同じような状況となっている。同じ範囲のモード解析結果を用いた精算 A_i 分布に着目すると、現行 A_i 分布を超えるものいくつかみられる。ただし、このようなケースは、重量比が 0.05-0.01 程度と非常に重量比 α_i が小さいケースとなっている。5 階建て程度の中低層であれば、最上層のみが木造でも、木造と RC 造の重量比が 3 倍程度で面積が同程度であれば、最上層の重量比は、 $1/13=0.076$ 程度であり、0.05 は上回る状態と考えられる。また、層間変形角の逆数が大きいケースで、重量比が 0.05 以上あれば、現行 A_i 分布に対して精算 A_i 分布の方が小さいことも確認できる。5 階程度までの中低層であれば、切り替わり層の重量比 α_i が 0.25 以下でも極端に下部の面積が大きいケースなどでなければ、現行 A_i 分布の適用はもちろん、さらに合理化できる可能性があると考えられる。中高層となると同程度の面積では、現行 A_i 分布と精算 A_i 分布が近づく可能性などがあることから、S37 の検討でもあったケースであるが、現行 A_i 分布の適用などが危険な範囲がみられる可能性があるということがわかる。

表 2.4-1 パラメータ組み合わせ

階 / 組み合わせ	10F_model				7F_model				5F_model				
	10	木	木	木	木								
	9	木	木	木	RC								
	8	木	木	RC	RC								
	7	木	RC	RC	RC	木	木	木	木				
	6	RC	RC	RC	RC	木	木	木	RC				
	5	RC	RC	RC	RC	木	木	RC	RC	木	木	木	木
	4	RC	RC	RC	RC	木	RC	RC	RC	木	木	木	RC
	3	RC	RC	RC	RC	RC	RC	RC	RC	木	木	RC	RC
2	RC	RC	RC	RC	RC	RC	RC	RC	木	RC	RC	RC	
1	RC	RC	RC	RC	RC	RC	RC	RC	RC	RC	RC	RC	
木部	10F_model				7F_model				5F_model				
	最上階重量	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
	一般階	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5	5.5
	上階重量	20.0	14.5	9.0	3.5	20.0	14.5	9.0	3.5	20.0	14.5	9.0	3.5
RC重量	10F_model				7F_model				5F_model				
	重量比	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
	RC造総重量	60.0	43.5	27.0	10.5	60.0	43.5	27.0	10.5	60.0	43.5	27.0	10.5
	RC重量	10.0	6.2	3.4	1.2	20.0	10.9	5.4	1.8	60.0	21.8	9.0	2.6
	重量比	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
	RC造総重量	80.0	58.0	36.0	14.0	80.0	58.0	36.0	14.0	80.0	58.0	36.0	14.0
	RC重量	13.3	8.3	4.5	1.6	26.7	14.5	7.2	2.3	80.0	29.0	12.0	3.5
	重量比	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
	RC造総重量	113.3	82.2	51.0	19.8	113.3	82.2	51.0	19.8	113.3	82.2	51.0	19.8
	RC重量	18.9	11.7	6.4	2.2	37.8	20.5	10.2	3.3	113.3	41.1	17.0	5.0
	重量比	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
	RC造総重量	180.0	130.5	81.0	31.5	180.0	130.5	81.0	31.5	180.0	130.5	81.0	31.5
	RC重量	30.0	18.6	10.1	3.5	60.0	32.6	16.2	5.3	180.0	65.3	27.0	7.9
	重量比	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
	RC造総重量	380.0	275.5	171.0	66.5	380.0	275.5	171.0	66.5	380.0	275.5	171.0	66.5
	RC重量	63.3	39.4	21.4	7.4	126.7	68.9	34.2	11.1	380.0	137.8	57.0	16.6
	重量比	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025	0.025
RC造総重量	780.0	565.5	351.0	136.5	780.0	565.5	351.0	136.5	780.0	565.5	351.0	136.5	
RC重量	130.0	80.8	43.9	15.2	260.0	141.4	70.2	22.8	780.0	282.8	117.0	34.1	
重量比	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	
RC造総重量	1980.0	1435.5	891.0	346.5	1980.0	1435.5	891.0	346.5	1980.0	1435.5	891.0	346.5	
RC重量	330.0	205.1	111.4	38.5	660.0	358.9	178.2	57.8	1980.0	717.8	297.0	86.6	

表 2.4-2 解析モデル組み合わせ

解析番号	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	No.11	No.12	No.13	No.14	No.15	No.16	No.17	No.18	No.19	No.20	No.21	No.22	No.23	No.24	No.25	No.26	No.27	No.28
階数	10F																											
木造	4				3				2				1															
RC	6				7				8				9															
重量比	0.25	0.2	0.15	0.1	0.05	0.025	0.01	0.25	0.2	0.15	0.1	0.05	0.025	0.01	0.25	0.2	0.15	0.1	0.05	0.025	0.01	0.25	0.2	0.15	0.1	0.05	0.025	0.01
階間変形角の逆数の比	10,15,30																											
解析番号	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	No.11	No.12	No.13	No.14	No.15	No.16	No.17	No.18	No.19	No.20	No.21	No.22	No.23	No.24	No.25	No.26	No.27	No.28
階数	7F																											
木造	4				3				2				1															
RC	3				4				5				6															
重量比	0.25	0.2	0.15	0.1	0.05	0.025	0.01	0.25	0.2	0.15	0.1	0.05	0.025	0.01	0.25	0.2	0.15	0.1	0.05	0.025	0.01	0.25	0.2	0.15	0.1	0.05	0.025	0.01
階間変形角の逆数の比	10,15,30																											
解析番号	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9	No.10	No.11	No.12	No.13	No.14	No.15	No.16	No.17	No.18	No.19	No.20	No.21	No.22	No.23	No.24	No.25	No.26	No.27	No.28
階数	5F																											
木造	4				3				2				1															
RC	1				2				3				4															
重量比	0.25	0.2	0.15	0.1	0.05	0.025	0.01	0.25	0.2	0.15	0.1	0.05	0.025	0.01	0.25	0.2	0.15	0.1	0.05	0.025	0.01	0.25	0.2	0.15	0.1	0.05	0.025	0.01
階間変形角の逆数の比	10,15,30																											

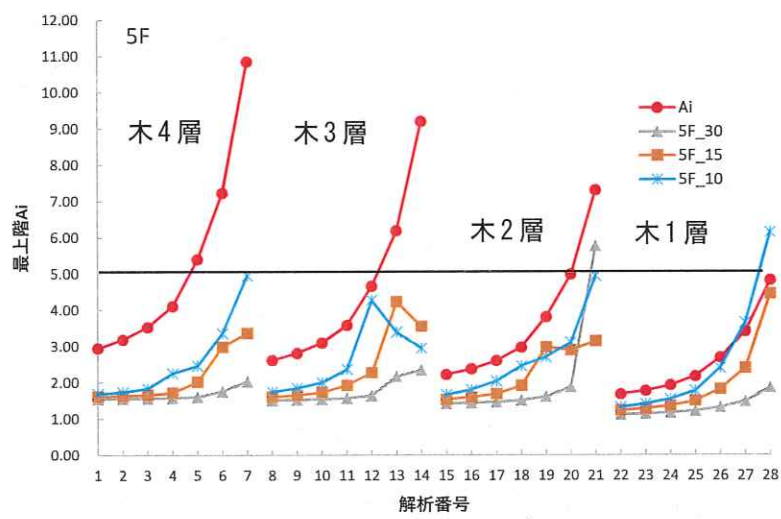
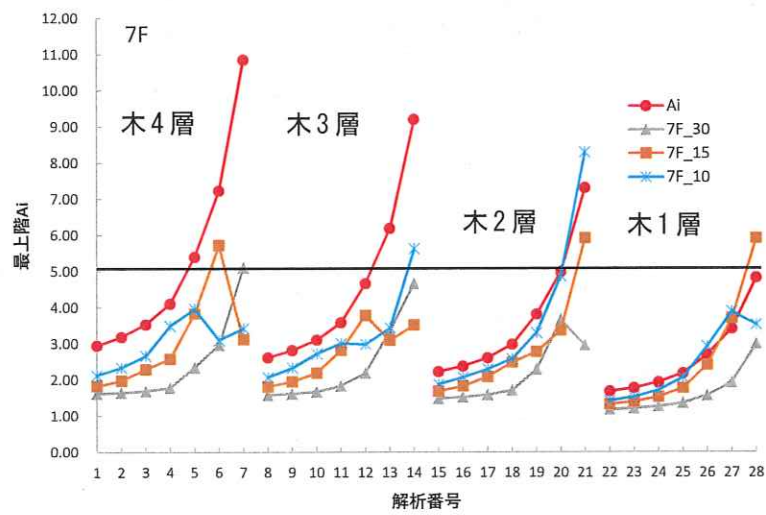
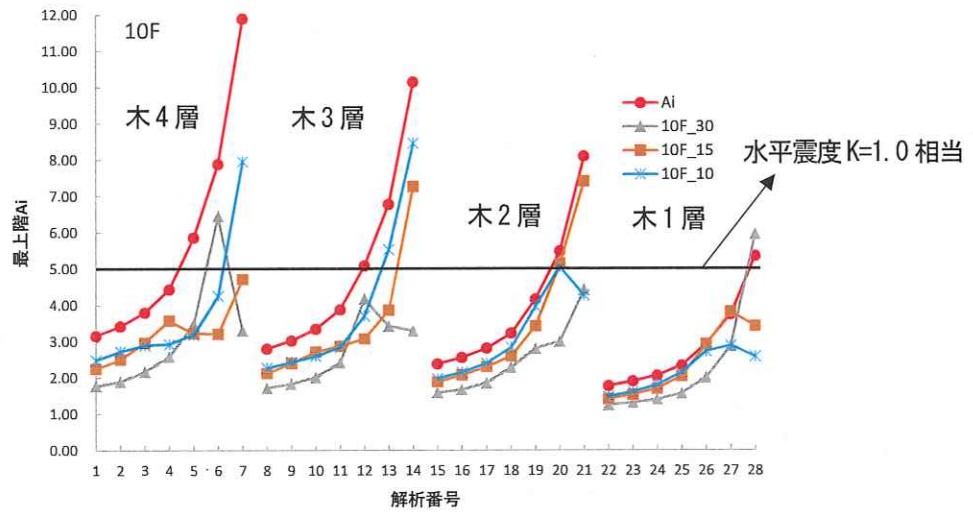


図 2.4-1 最上階の Ai 分布の比較 (上から 10 階、7 階、5 階)

次に基壇型の状況をより詳細に分析するために最上層のみ着目した分析ではなく全体の A_i 分布の比較を行う。基本的なパラメータの設定は、同じような考え方とするが、基壇型に着目した検討とするため、技術基準解説書の付録 1-1.2 にある特殊な形態の建築物における地震力の算出にある「タワー型建築物」を参考に面積比に着目してパラメータ整理を行う。

重量は、木造部分は最上階が 3.5kN/m^2 、一般階が 5.5kN/m^2 、RC 造部分は 15kN/m^2 とした。階数は、5 階、7 階、10 階として、木造層は、1~4 層までとした。面積比は、1 倍を標準として 4 倍、8 倍、12 倍とした。下部の層間変形角の逆数の比は、10、15、30 の 3 パターンとした。それぞれの面積比で上限とした現行 A_i 分布を併記して、精算 A_i 分布と比較する。

まずは、図 2.4-2~4 に 5~10 階の面積比 1 倍の外力分布の比較を示す。赤□で囲んだ部分はそれぞれ S37 の緩和対象に含まれるものであり、現行 A_i 分布と精算 A_i 分布の差がこれと同程度あれば特定層への損傷集中などもないと考えられる。

次に、面積比を変えた場合の比較を図 2.4-5~13 に示す。赤■の凡例がモード解析による精算 A_i 分布である。各図は No1~12 までのモデルとなっている。上段の No1~4 のモデルが面積比 4 倍で No1~4 の順で上部木造が 4 層~1 層なる。中段の No5~8 が面積比 8 倍、下段の No9~12 が面積比 12 倍のモデルとなっている。例えば、面積比 8 倍のモデルの場合、モード解析は、8 倍の面積比の重量で解析を実施しており、それに対して現行 A_i 分布を算定する際に同様に面積比 8 倍とした場合の結果と、外力分布を低減できる可能性として、面積の頭打ちを想定した 4 倍の場合の現行 A_i 分布を併記している。同様に 12 倍の面積比の場合は、4 倍、8 倍を併記している。赤□で囲んだ範囲は、単位重量当たりで考えた場合の S37 の緩和対象に入るケースである。赤□で囲んだ範囲で着目すると、面積比が 8 倍の重量の精算 A_i 分布が面積比 4 倍の現行 A_i 分布を上回ることはない。面積比が 12 倍の場合には、面積比が 4 倍の現行 A_i 分布を超えるものも見られる。面積比 8 倍という大きさは、上部木造の平面の各辺が 3 倍程度の大きさという意味する。一般的な基壇型で面積比が 8 倍というのは、単位重量が同程度での上限値であることを考えると、木造と RC 造の重量比が 3 倍程度とすると、重量として考えると 8 倍の面積比を重量比で除した形で約 3 倍程度と考えられる。今回の検討の面積比 4 倍も概ね妥当な範囲と考えらる。その他のケースについては、単位面積あたりの重量で考えた場合で S37 の緩和範囲を超えることから、そもそも緩和対象にならないことになるが、傾向を見ると同面積比の時点で現行 A_i 分布を超えるものも多くみられるため、S37 の緩和範囲の妥当性を改めて確認できた。

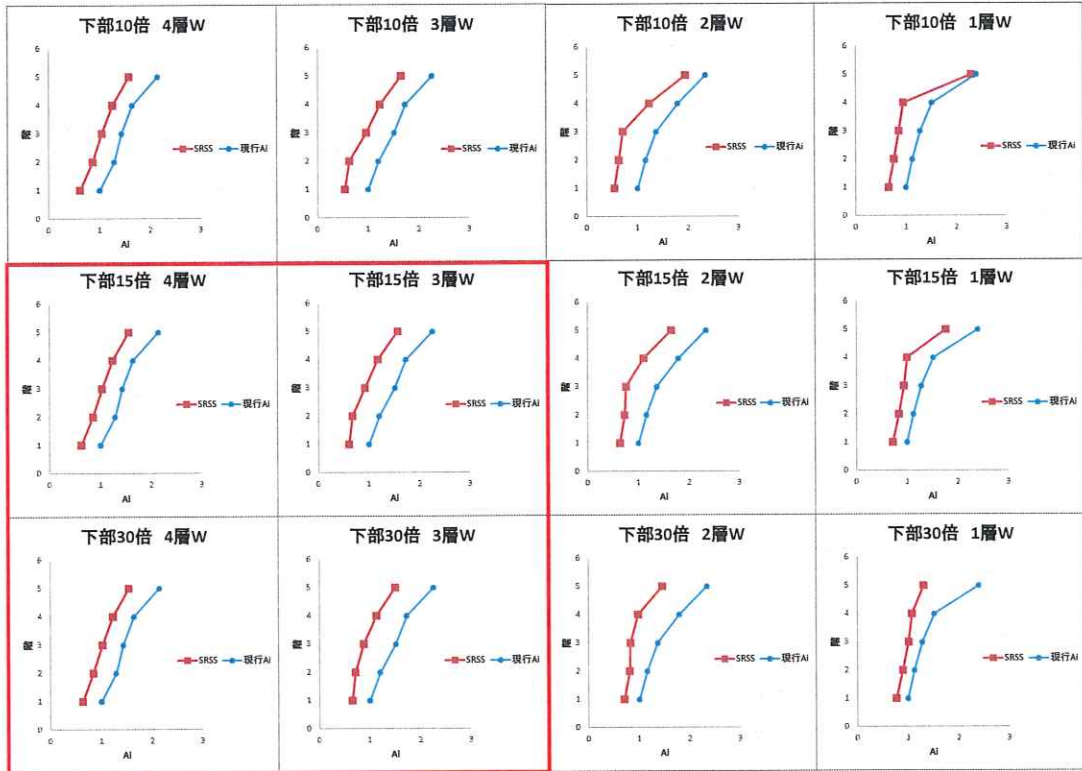


図 2.4-2 5階建て_面積比1倍の外力分布比較

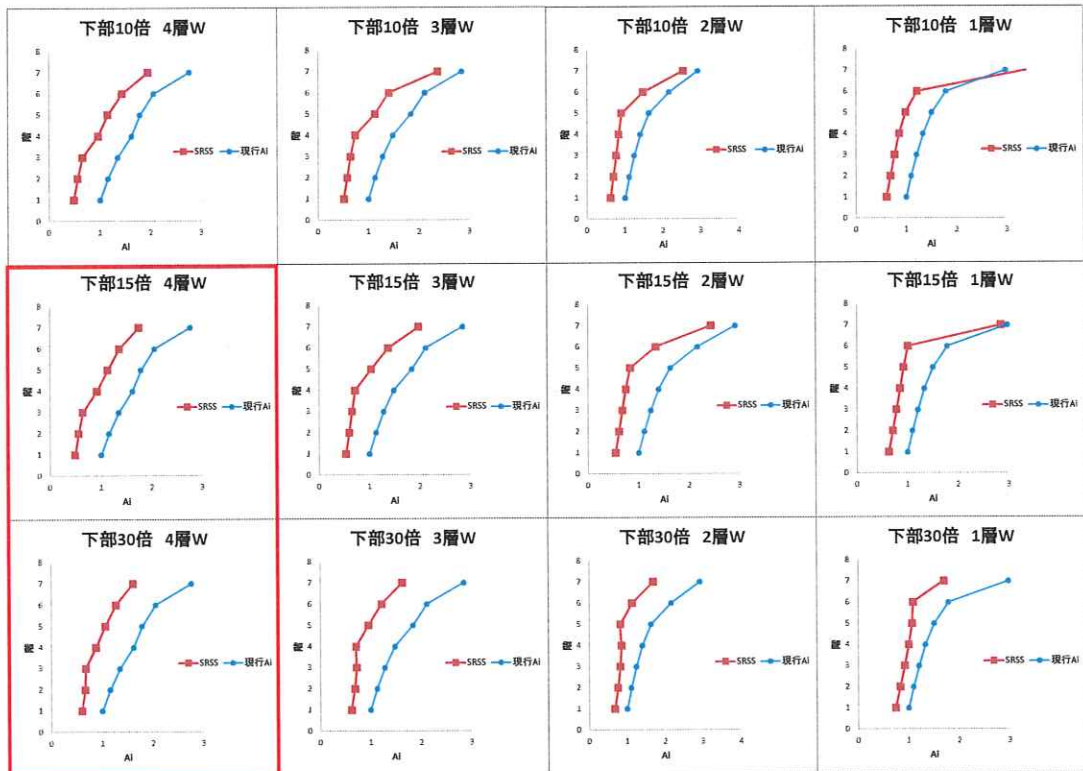


図 2.4-3 7階建て_面積比1倍の外力分布比較

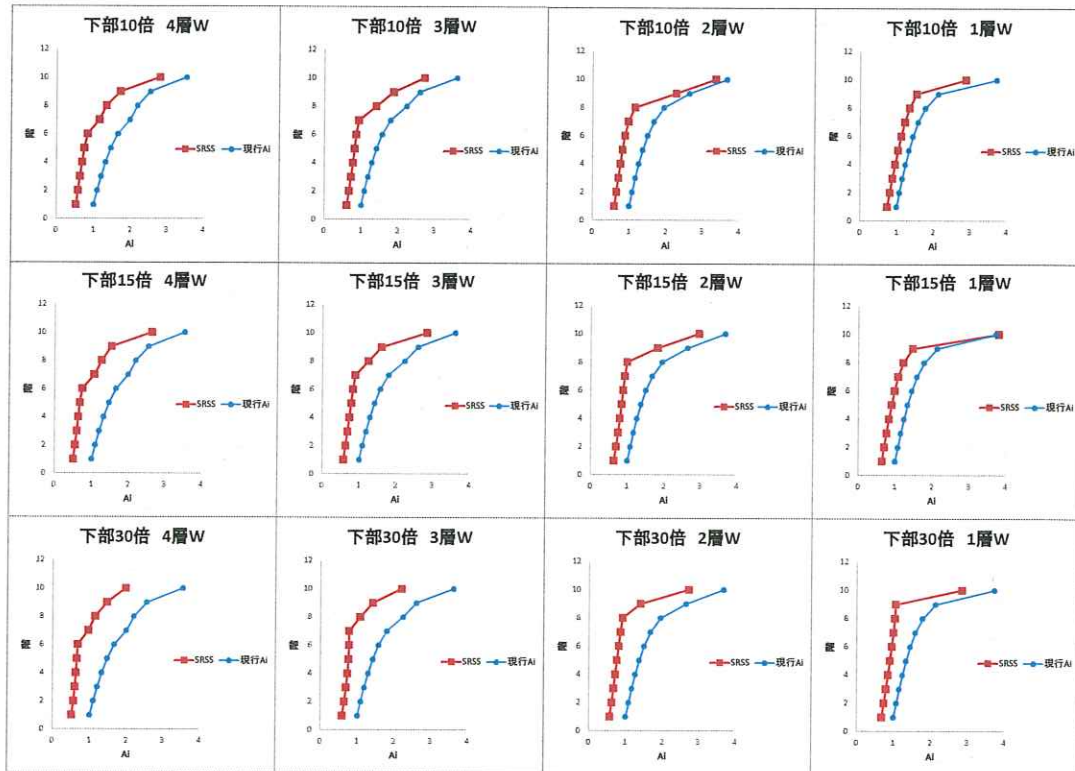


図 2.4-4 10 階建て_面積比 1 倍の外力分布比較

すべて
並びは共通

木造上部4層

木造上部3層

木造上部2層

木造上部1層

面積比4倍

面積比8倍

面積比12倍

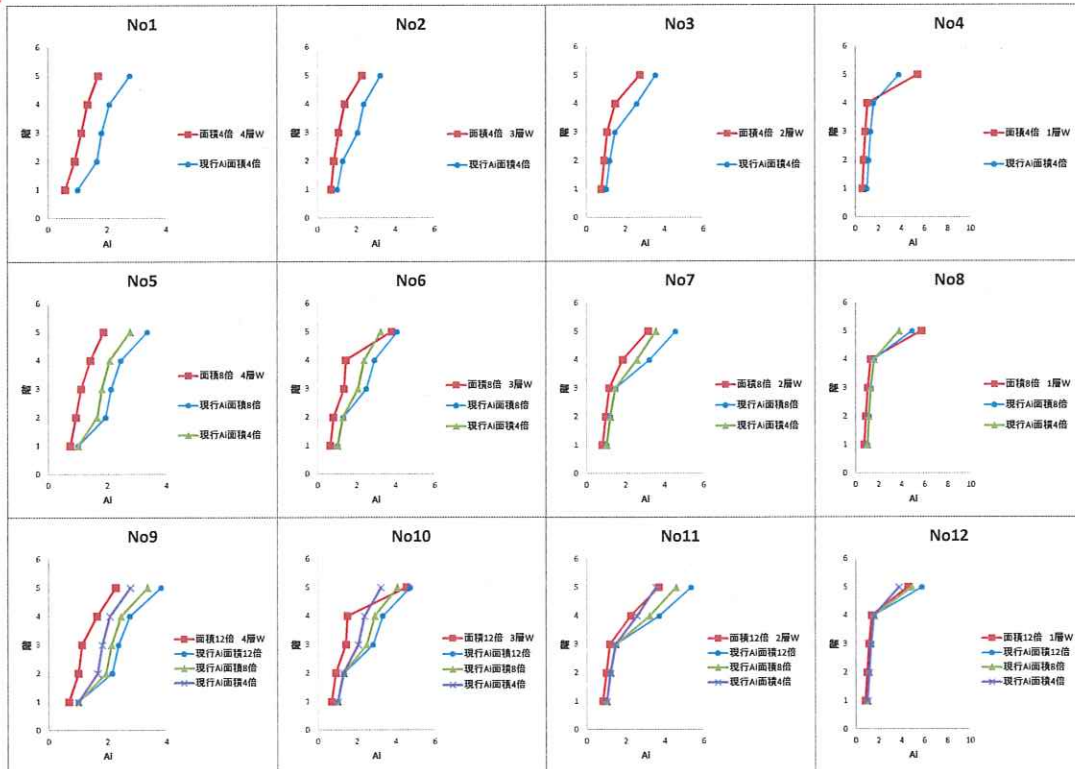


図 2.4-5 5階建て_層間変形角の逆数の比10倍

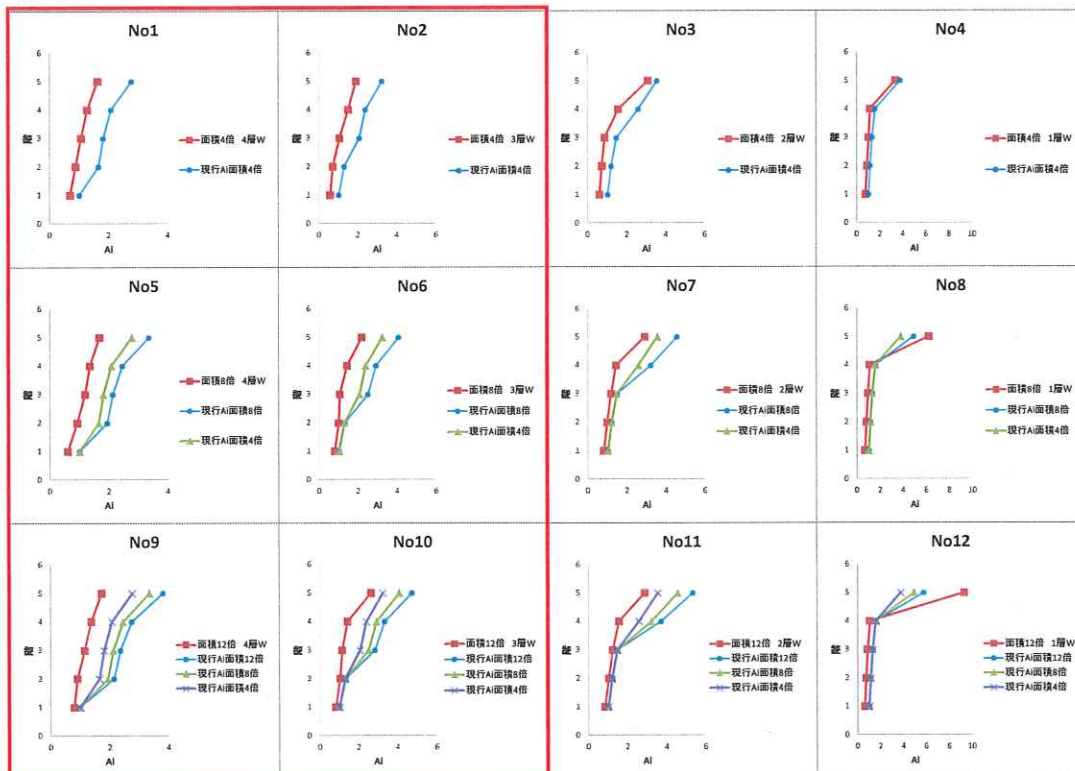


図 2.4-6 5階建て_層間変形角の逆数の比15倍

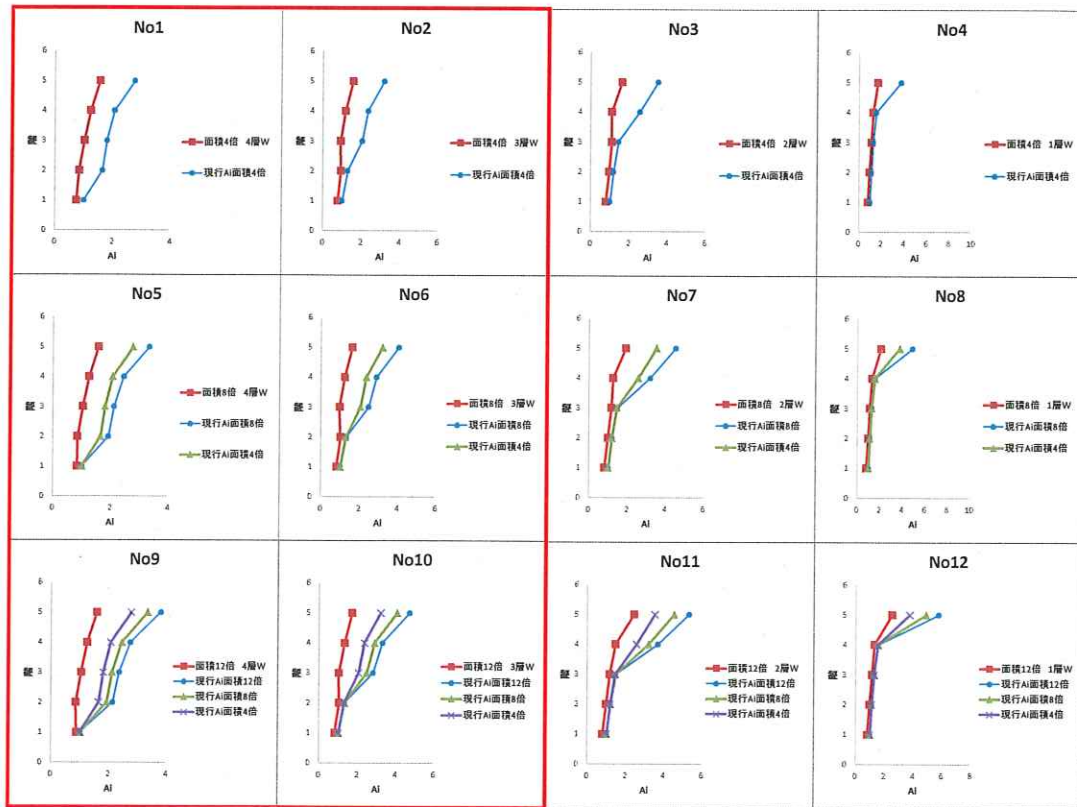


図 2.4-7 5階建て_層間変形角の逆数の比 30倍

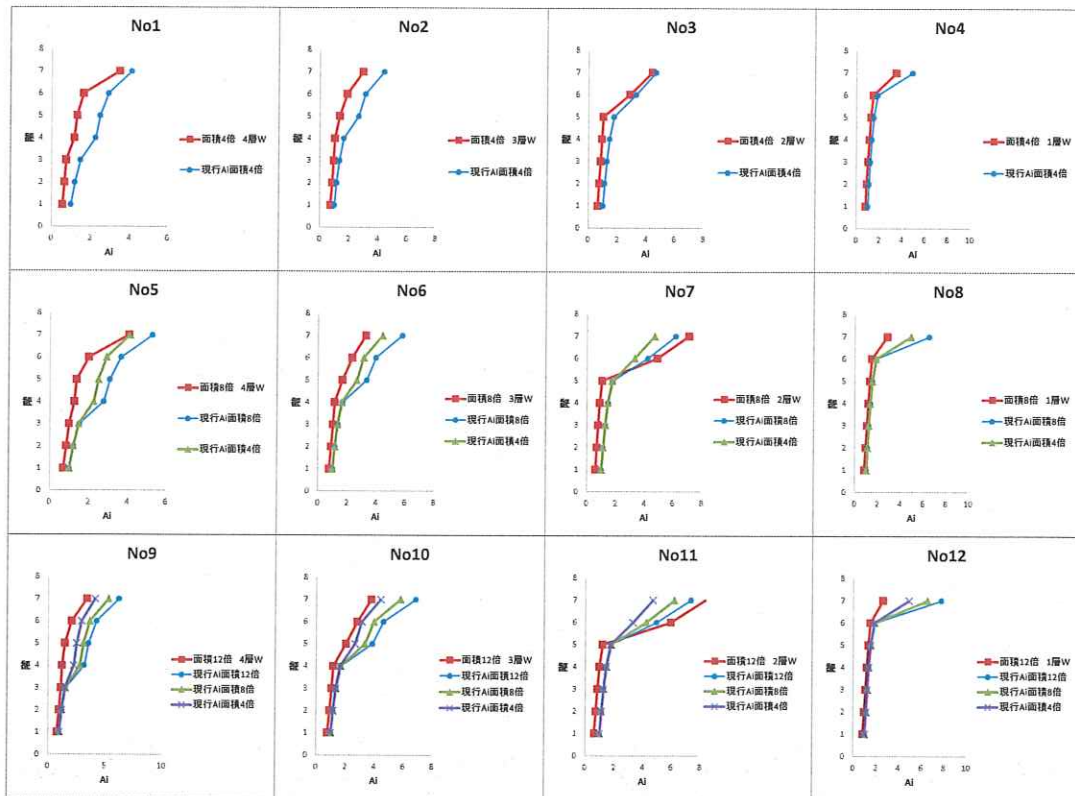


図 2.4-8 7階建て_層間変形角の逆数の比 10倍

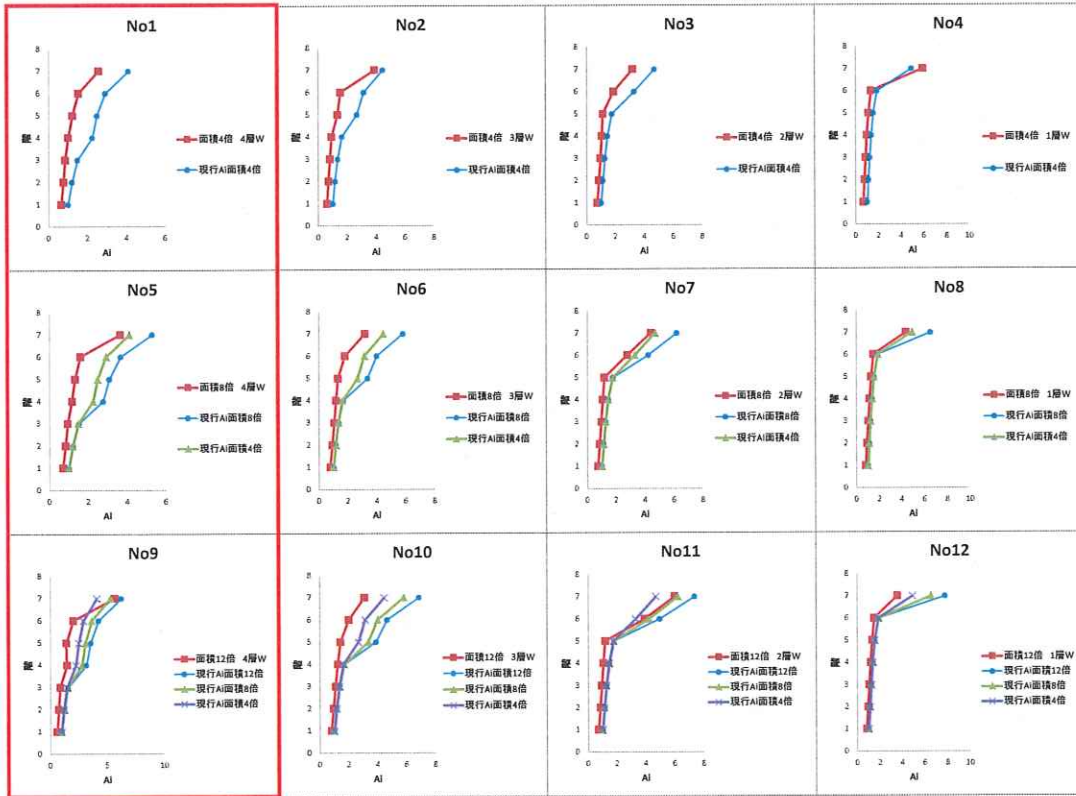


図 2.4-9 7階建て_層間変形角の逆数の比 **15倍**

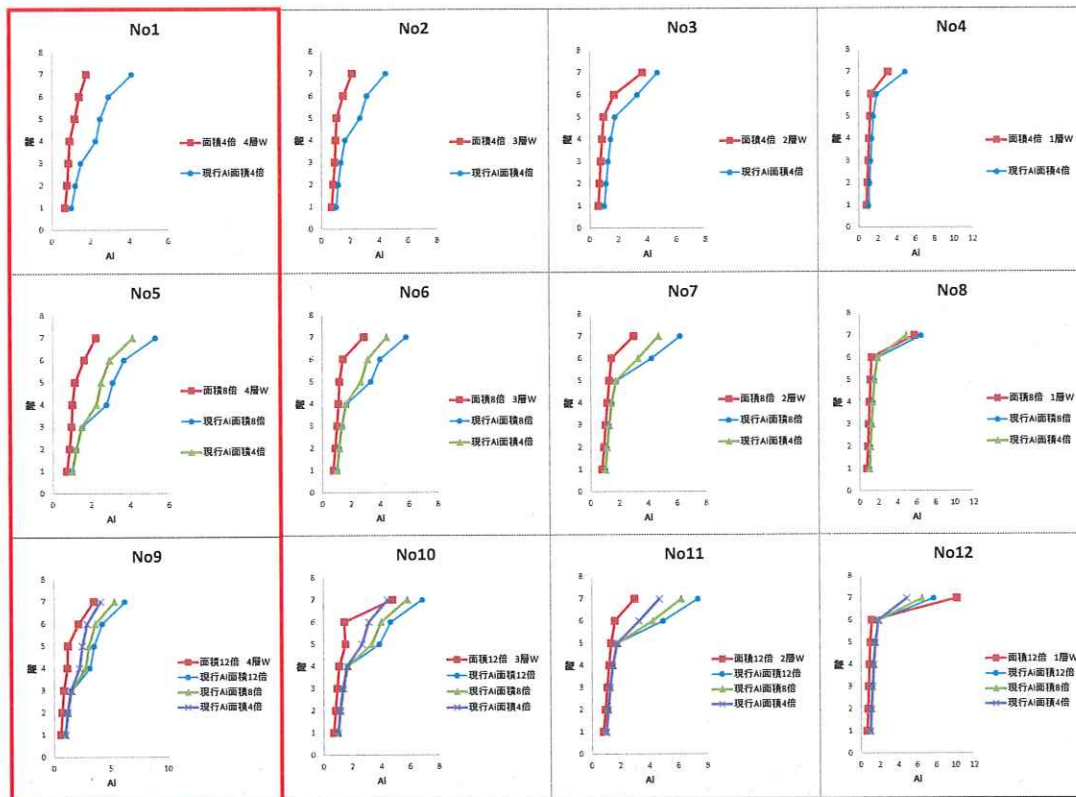


図 2.4-10 7階建て_層間変形角の逆数の比 **30倍**

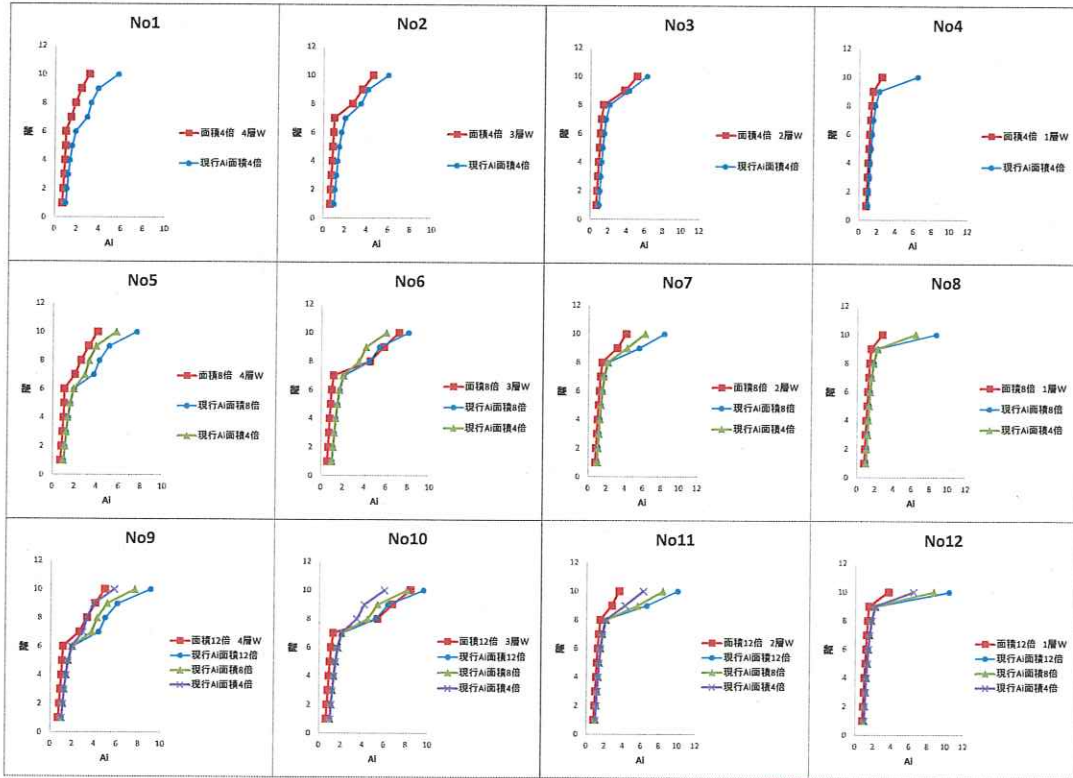


図 2.4-11 10 階建て_層間変形角の逆数の比 **10 倍**

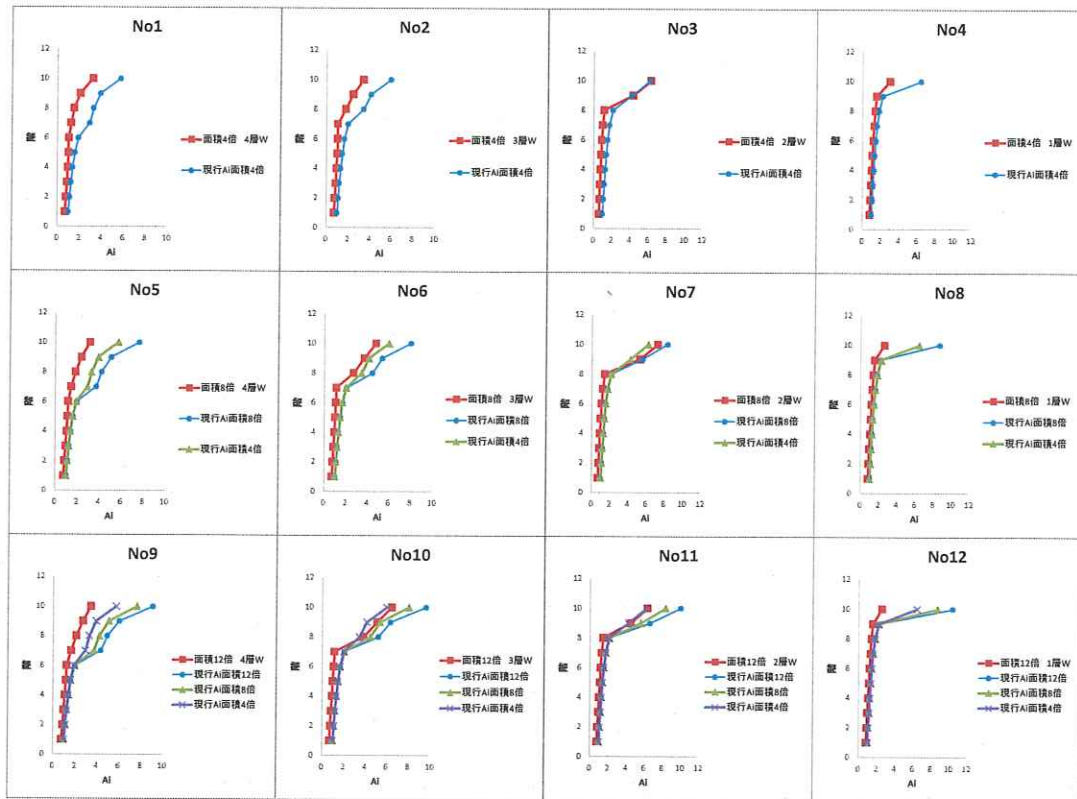


図 2.4-12 10 階建て_層間変形角の逆数の比 **15 倍**

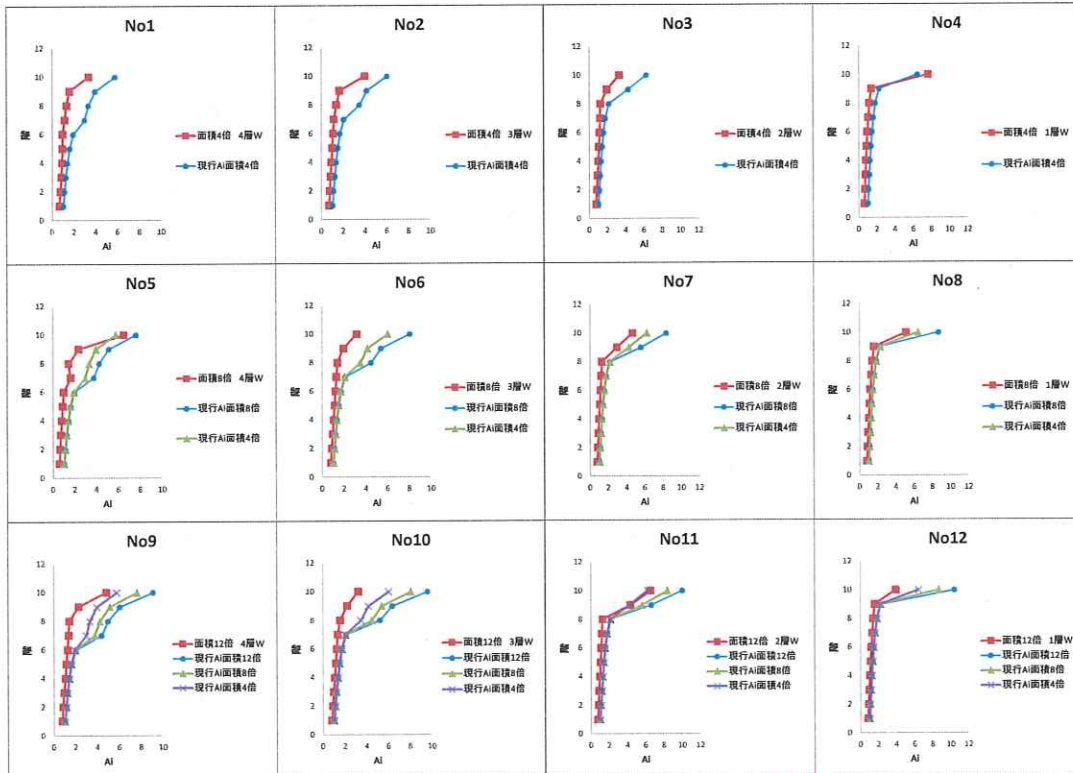


図 2. 4-13 10 階建て_層間変形角の逆数の比 30 倍

2. 5 時刻歴応答解析の検討

質点系のせん断バネモデルを用いて、時刻歴応答解析を実施する。クライテリアの算定などは、S37を参考に決定している。検討対象範囲は、モード解析と同様に層間変形角の逆数の比が10以上かつ重量比が0.25以下の範囲とした。以下に解析の概要を示す。

- ・ 下部構造の層間変形角の逆数の比は、10、15、30の3パターン
- ・ 重量比は、0.25、0.15、0.05、0.01の4パターン
- ・ 階数は、5階、7階、10階の3パターン
- ・ 上部木造の層数は、1~4層の4パターン
- ・ 木造階の重量は、最上階で 3.5kN/m^2 、一般階で 5.5kN/m^2
- ・ 階高は、各階3m
- ・ 復元力特性は、木造部分はSNAPの4折れ線モデル、RC造部分は弾性
- ・ 各層の荷重変形は、現行の A_i 分布に基づいて層せん断力を決定
- ・ 減衰は、瞬間剛性比例の $h=0.03$
- ・ 解析モデルに用いる木造部分の復元力特性を図2.5-1に示す。
- ・ 入力地震動は、表2.5-1に示す通り、観測波3波および告示波3位相の計6波とする。図2.5-2に加速度および速度応答スペクトルを示す。
- ・ 解析モデル一覧を表2.5-2に示す。
- ・ 応答値の評価は、基準となるクライテリアに対する倍率で示す。1.0以下となる場合にはクライテリアを満足することを意味する。クライテリアは、S37で用いたものを使うこととした。ただし、3つのクライテリアのうち最も厳しいものを採用した。①はすべてが木造の場合の基準モデルの6波の最大応答値の平均値、②は基準モデルの限界耐力計算の応答値、③は安全限界変形としての1/50となっている。応答値のクライテリアを表2.5-3に示す。

解析結果を図2.5-3~5に示す。地震波6波の最大応答倍率と平均値応答倍率をそれぞれ示す。

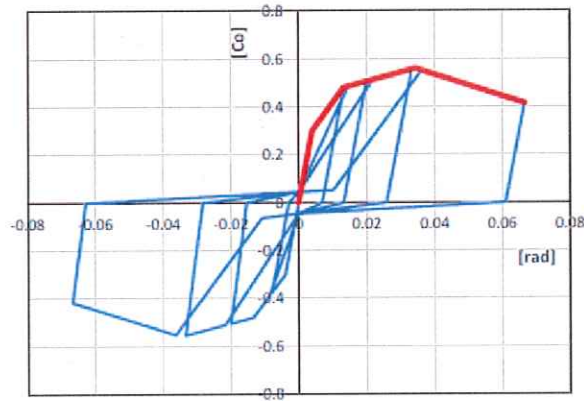


図 2.5-1 木造部分の復元力特性

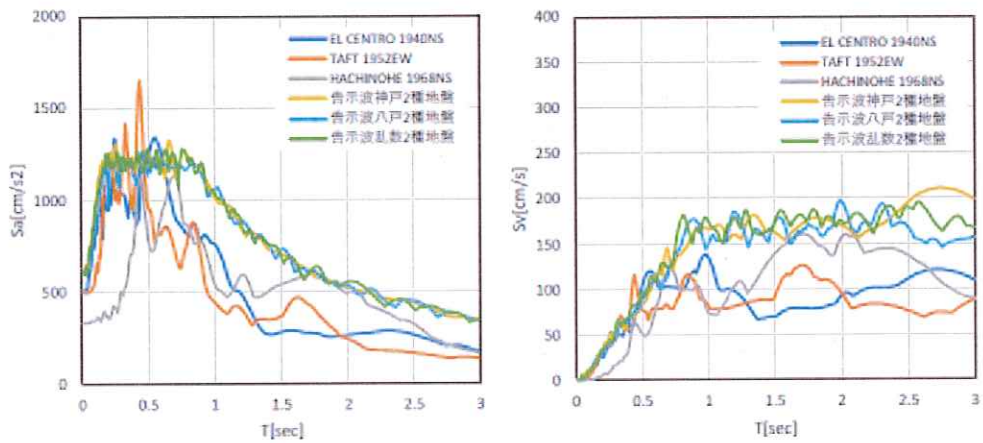


図 2.5-2 入力地震動の加速度・速度応答スペクトル

表 2.5-1 解析用地震動名称

解析用地震波名称	入力地震波名称
D1	ELCENTRO 1940NS 50kine 基準化
D2	TAFT 1952EW 50kine 基準化
D3	HACHINOHE 1968NS 50kine 基準化
D4	告示波 神戸位相 2種地盤増幅 L2
D5	告示波 八戸位相 2種地盤増幅 L2
D6	告示波 乱数位相 2種地盤増幅 L2

表 2.5-2 解析モデル一覧

No	木造層	重量比	層間変形角の逆数比	No	木造層	重量比	層間変形角の逆数比	No	木造層	重量比	層間変形角の逆数比	No	木造層	重量比	層間変形角の逆数比
10-4-1	4	0.25	30	10-3-1	3	0.25	30	10-2-1	2	0.25	30	10-1-1	1	0.25	30
10-4-2		0.15		10-3-2		0.15		10-2-2		0.15		10-1-2		0.15	
10-4-3		0.05		10-3-3		0.05		10-2-3		0.05		10-1-3		0.05	
10-4-4		0.01	10-3-4	0.01		10-2-4	0.01	10-1-4		0.01					
10-4-5		0.25	15	10-3-5		0.25	10-2-5	0.25		10-1-5	0.25				
10-4-6		0.15		10-3-6		0.15	10-2-6	0.15		10-1-6	0.15				
10-4-7		0.05		10-3-7		0.05	10-2-7	0.05		10-1-7	0.05				
10-4-8		0.01	10-3-8	0.01		10-2-8	0.01	10-1-8		0.01					
10-4-9		0.25	10	10-3-9		0.25	10-2-9	0.25		10-1-9	0.25				
10-4-10		0.15		10-3-10		0.15	10-2-10	0.15		10-1-10	0.15				
10-4-11		0.05		10-3-11		0.05	10-2-11	0.05		10-1-11	0.05				
10-4-12		0.01	10-3-12	0.01		10-2-12	0.01	10-1-12		0.01					

No	木造層	重量比	層間変形角の逆数比	No	木造層	重量比	層間変形角の逆数比	No	木造層	重量比	層間変形角の逆数比	No	木造層	重量比	層間変形角の逆数比
7-4-1	4	0.25	30	7-3-1	3	0.25	30	7-2-1	2	0.25	30	7-1-1	1	0.25	30
7-4-2		0.15		7-3-2		0.15		7-2-2		0.15		7-1-2		0.15	
7-4-3		0.05		7-3-3		0.05		7-2-3		0.05		7-1-3		0.05	
7-4-4		0.01	7-3-4	0.01		7-2-4	0.01	7-1-4		0.01					
7-4-5		0.25	15	7-3-5		0.25	7-2-5	0.25		7-1-5	0.25				
7-4-6		0.15		7-3-6		0.15	7-2-6	0.15		7-1-6	0.15				
7-4-7		0.05		7-3-7		0.05	7-2-7	0.05		7-1-7	0.05				
7-4-8		0.01	7-3-8	0.01		7-2-8	0.01	7-1-8		0.01					
7-4-9		0.25	10	7-3-9		0.25	7-2-9	0.25		7-1-9	0.25				
7-4-10		0.15		7-3-10		0.15	7-2-10	0.15		7-1-10	0.15				
7-4-11		0.05		7-3-11		0.05	7-2-11	0.05		7-1-11	0.05				
7-4-12		0.01	7-3-12	0.01		7-2-12	0.01	7-1-12		0.01					

No	木造層	重量比	層間変形角の逆数比	No	木造層	重量比	層間変形角の逆数比	No	木造層	重量比	層間変形角の逆数比	No	木造層	重量比	層間変形角の逆数比
5-4-1	4	0.25	30	5-3-1	3	0.25	30	5-2-1	2	0.25	30	5-1-1	1	0.25	30
5-4-2		0.15		5-3-2		0.15		5-2-2		0.15		5-1-2		0.15	
5-4-3		0.05		5-3-3		0.05		5-2-3		0.05		5-1-3		0.05	
5-4-4		0.01	5-3-4	0.01		5-2-4	0.01	5-1-4		0.01					
5-4-5		0.25	15	5-3-5		0.25	5-2-5	0.25		5-1-5	0.25				
5-4-6		0.15		5-3-6		0.15	5-2-6	0.15		5-1-6	0.15				
5-4-7		0.05		5-3-7		0.05	5-2-7	0.05		5-1-7	0.05				
5-4-8		0.01	5-3-8	0.01		5-2-8	0.01	5-1-8		0.01					
5-4-9		0.25	10	5-3-9		0.25	5-2-9	0.25		5-1-9	0.25				
5-4-10		0.15		5-3-10		0.15	5-2-10	0.15		5-1-10	0.15				
5-4-11		0.05		5-3-11		0.05	5-2-11	0.05		5-1-11	0.05				
5-4-12		0.01	5-3-12	0.01		5-2-12	0.01	5-1-12		0.01					

表 2.5-3 応答値のクライテリア

クライテリア	5F	7F	10F
①	1/54	1/67	1/81
②	1/60	1/67	1/56
③	1/50	1/50	1/50
採用クライテリア	1/60	1/67	1/81
クライテリア最大/最小	1.2	1.34	1.62

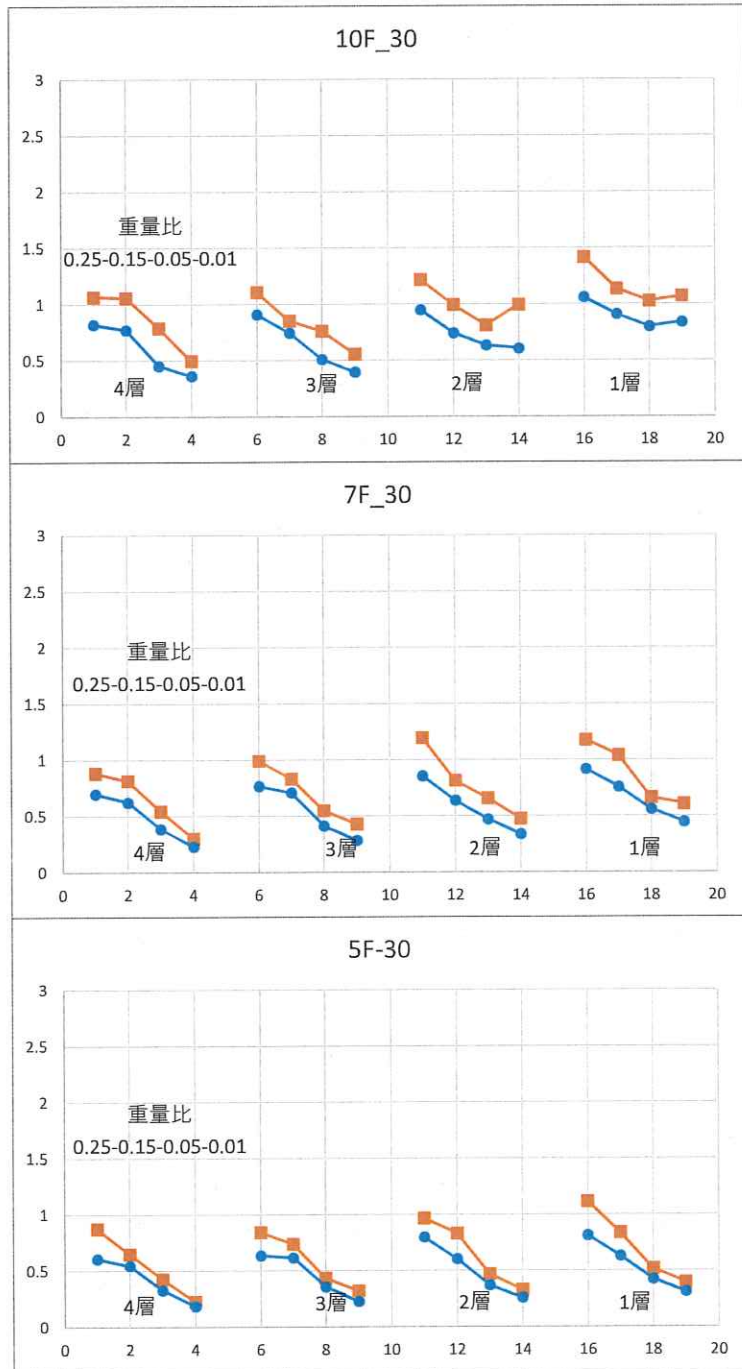


図 2.5-3 時刻歴応答解析結果の応答倍率_層間変形角の逆数の比 30

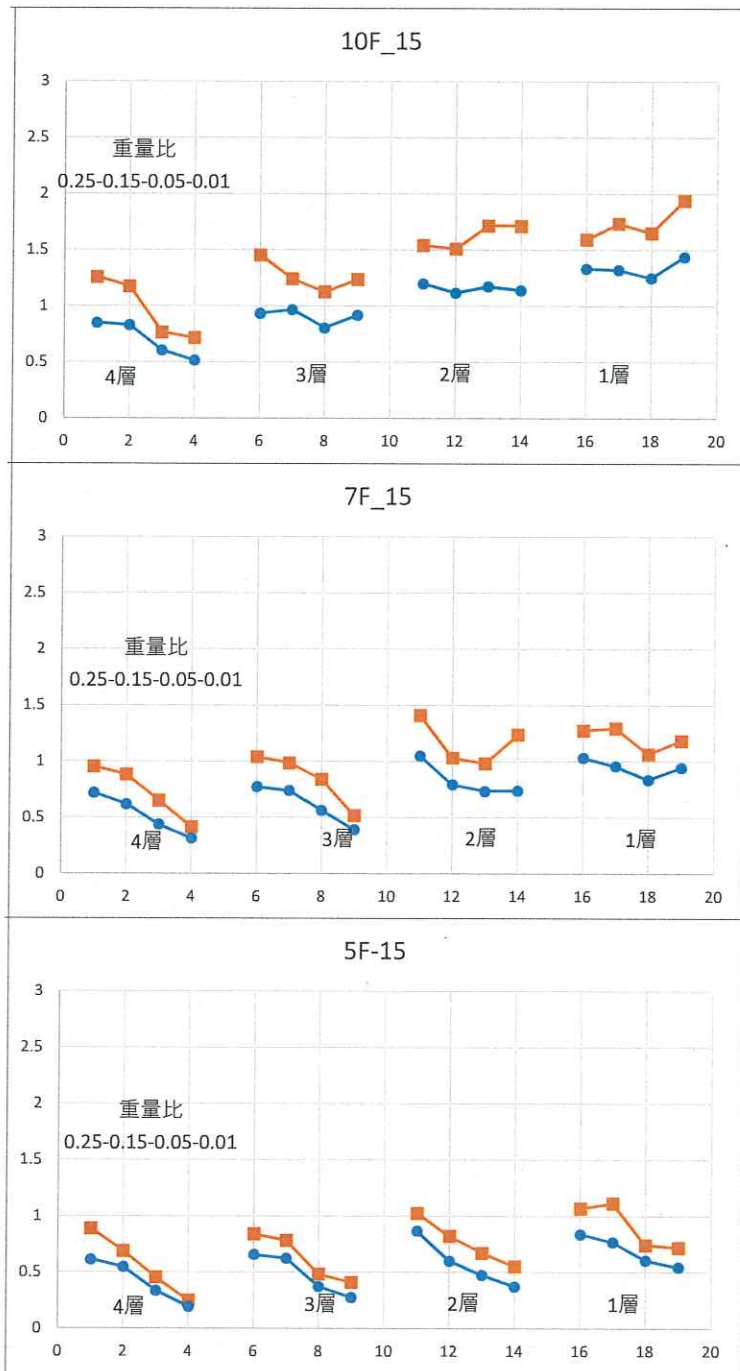


図 2.5-4 時刻歴応答解析結果の応答倍率_層間変形角の逆数の比 15

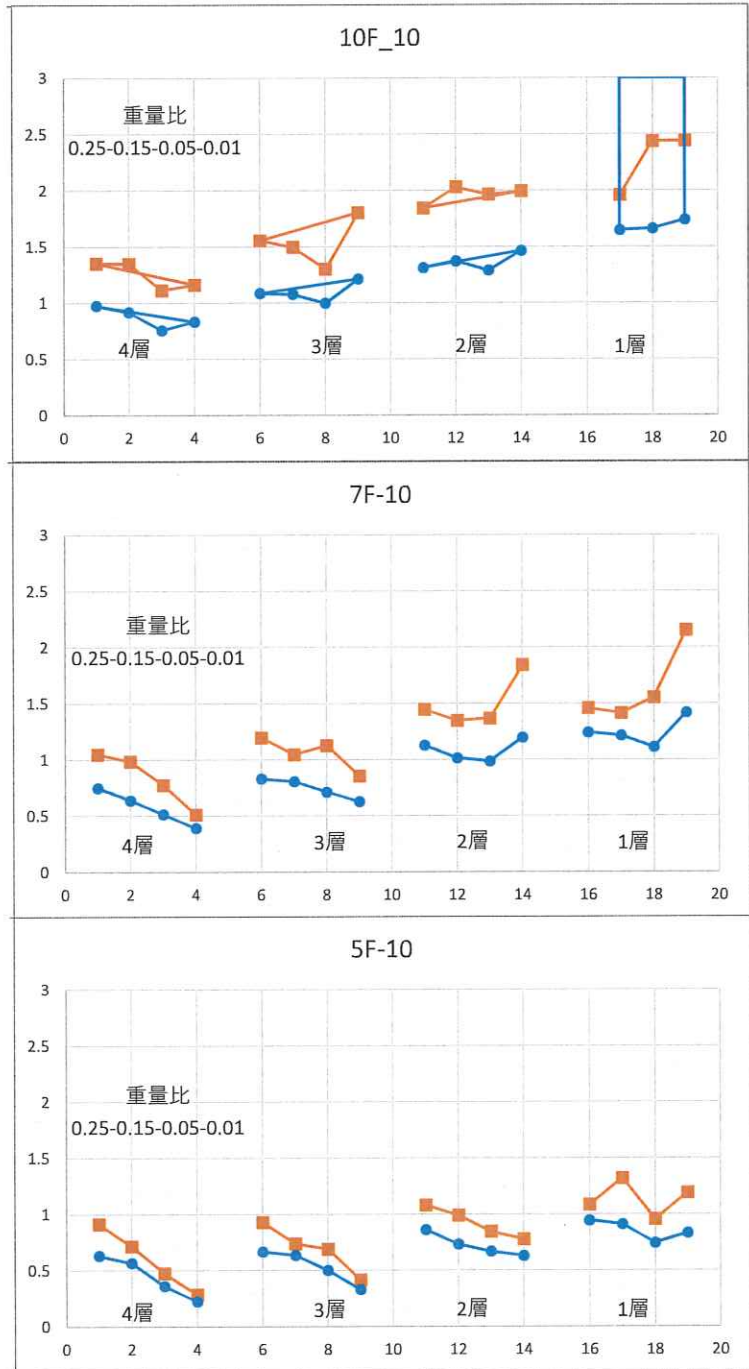


図 2.5-5 時刻歴応答解析結果の応答倍率_層間変形角の逆数の比 10

解析結果より、応答倍率が 1.0 以下となっている部分について確認する。これは、現行の Ai 分布での設計が過剰なことを意味しているともいえるため、設計用外力分布の合理化が可能な範囲と考える。各グラフは左から重量比が 0.25~0.01 となっている。右下がりのグラフの場合には、下部重量が大きいほど、現行 Ai 分布が安全側の設計となっていることを意味する。階数が低いほど、木造の割合が多いほど、重量比が小さいほど、下部剛性が高いほど、応答倍率は小さい傾向にある。このことから、基壇モデルは、面積比のままに現行 Ai 分布で設計することが安全側であることがわかる。これは、モード解析とも同様の結果である。中低層を想定した場合でも、木造層数が少ないケースでは、重量比が 0.05 程度となることから、現行 Ai 分布では安全側の設計となることが確認できた。

応答倍率が 1.0 付近で平行である場合は、現行 Ai 分布での設計が妥当であり、Fs による割増なども不要であるといえる。右上がりになるものについては、現行の Ai 分布では必要耐力が足りてないと考えられる。Fs の割増しや外力分布の割増しが必要なケースといえる。これは、当然のことながら S37 の緩和範囲に含まれないところで多く見られる傾向にある。

以上より、基壇タイプや中低層で木造層の割合が少ないケースにおいて、外力分布の合理化の可能性を確認した。

2. 6 修正 A_i 分布の提案

モード解析・時刻歴応答解析結果から現行 A_i 分布での設計が安全側である範囲を明らかにした。ここでは、それらの結果から、より合理的な設計が可能となるように修正 A_i 分布の提案を行う。中低層タイプと基壇タイプそれぞれで修正 A_i 分布を提案し、それに基づく設計例を示し、モード解析および時刻歴応答解析にて提案による外力分布の妥当性を確認する。

◆中低層タイプ

中低層タイプでは、告示 593 号の修正 A_i 分布の延長が適用できないか検討する。木造と RC 造の重量比が約 3 倍とすると現状の告示 593 号の修正 A_i 分布の木部の重量の 2 倍を上限とすることは、設計手法としてもわかりやすいと考える。また、モード解析結果より、下部の RC 造部分が十分に剛強な場合、重要比によらず概ね精算 A_i 分布は 2.0 を超えるようなケースはないと考えられる。告示 593 号の修正 A_i 分布は図 2.6-1 に示すような考え方である。ここで、最上階のみ木造の場合は、分かりやすく最上層の 5 倍の重量として 3 階の外力分布を算出できる。2,3 階が木造の場合は、2,3 階の木造部分の合計を 2 倍したもので木造部分の A_i 分布を算出している。

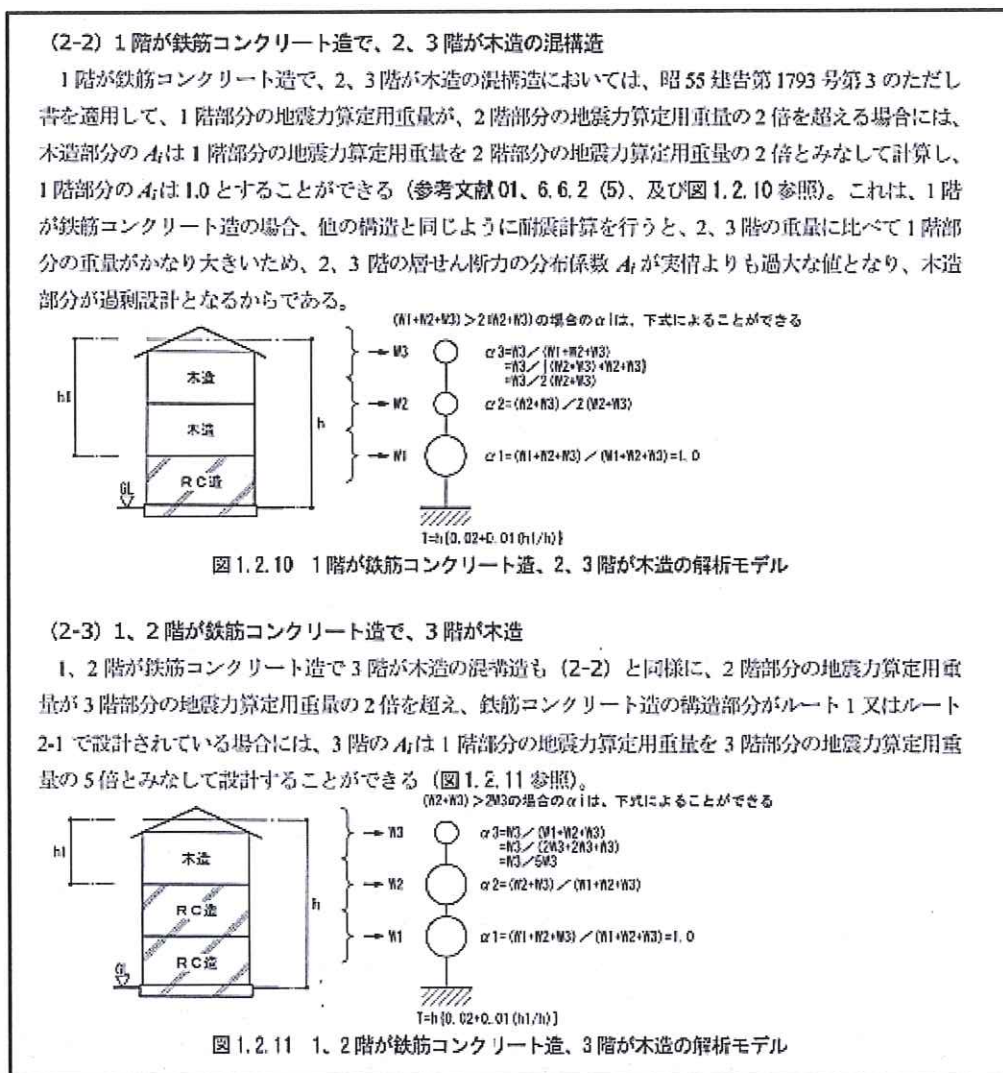


図 2.6-1 告示 593 号の修正 A_i 分布 (木質系混構造建築物の構造設計の手引き³⁾ 抜粋)

図2.6-2に中低層における修正 A_i 分布の考え方を示す。木造の重量を1として模式的に示している。今回ターゲットとできるのは、16m以下で4階建て程度までで階高を詰めれば5階建ても可能性があったとした範囲とした。木造部分の層の割合は25%以上とするS37の条件を満たすようには考えるため、以下の2パターンが危険側の検討として確認しておく必要がある。告示593号の方法を踏襲する形で考えている。4階建ての場合は、最上層の a_i は0.143となり $A_i=1.817$ となる。5階建てで上部2層が木造の場合、図2.6-1の方法の通りやるとやや大きい値となる。ただし、告示593号の2、3階木造の場合には、RC造部分の重量を直上の木造の2倍として考えて、 $W_2=W_3$ とすると案2のような考え方も可能となる。案2の方法とすることで、最上階の A_i 分布は、2.0程度になり、モード解析による精算 A_i 分布に近い形となる。なお、この方法では、RC造部分の外力分布は、実情の重量比で算定する。

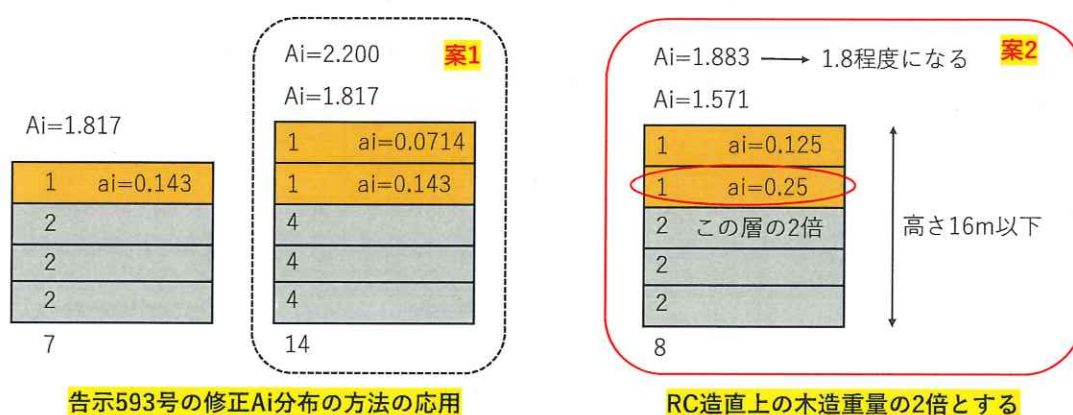


図2.6-2 中低層における修正 A_i 分布

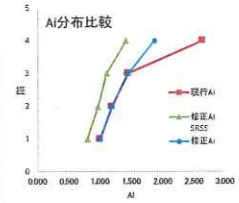
図2.6-3に、試設計(基準階面積: 500 m^2)を用いて案1と案2で算定した修正 A_i 分布の比較を示す。4階建てでは、最上階のみが木造なので、告示593号と同様の考え方で問題ない。現行 A_i 分布と修正 A_i 分布によるせん断力の差は200kN弱となり、壁倍率7倍とすると各方向約15mずつ耐力壁を少なくできる。割合としては、3割程度減となっている。これは、修正 A_i 分布を用いることで合理的な設計が可能なのがあきらかである。5階建てでは、案1と案2の比較をしている。案1の方は、ほとんど現行 A_i 分布変わらない値となっている。それに対して案2は、4階建てと同様に設計用せん断力が200kN程度少なくなっている。割合としては、15%程度減となっている。以上より、5階建てについては、案2の考え方が有効と判断する。精算 A_i 分布はいずれも修正 A_i 分布を超えるものはない。図2.6-4に4階建てと5階建ての案2の時刻歴応答解析結果を示す。この時の下部の剛性は、層間変形角の逆数の比が15となるケースとした。入力地震動などの設定は2.5で示したものとす。いずれも応答値は概ね1/50以下になっており、修正 A_i 分布の妥当性も確認できた。中低層では、告示593号の修正 A_i 分布に近い形で適用範囲を広げて問題ないとする。中低層タイプは極端な面積比の異なるケースなどは、精算 A_i 分布も5.0近い数字を示す可能性もあるため、ペントハウスのような形状となる場合は突出部扱いとして水平震度 $K=1.0$ などの外力に対して設計することとする。

S37の範囲でもある木造層の割合が多いケースでも修正 A_i 分布が使えるかも確認する。同様に5階建てで検証する。図2.6-5に木造層の割合が多い場合の試設計を示す。案1では、修正 A_i 分布の

$\alpha = 0.250$
 $T = 0.360 \text{ sec}$

階	高さ		面積 m ²	単位重量 kN/m ³	重量 kN	現行Ai分布				修正Ai分布				1次設計 層せん断力		層せん断力 差分	低減率	修正Ai SRSS
	m	m				層重量	層重量	ai	現行Ai	層重量	層重量	ai	修正Ai	現行Ai	修正Ai			
4	4	16	500	2.5	1250	1250	1250	0.044	2.630	1250	1250	0.143	1.866	657.6	466.6	191.0	0.71	1.413
3	4	12	500	18	9000	9000	10250	0.363	1.449	2500	3750	0.429	1.449	2970.6	2970.6	0.0	1.00	1.102
2	4	8	500	18	9000	9000	19250	0.681	1.183	2500	6250	0.714	1.183	4556.3	4556.3	0.0	1.00	0.964
1	4	4	500	18	9000	9000	28250	1.000	1.000	2500	8750	1.000	1.000	5650.0	5650.0	0.0	1.00	0.796

※案1 ※RC部は現行Aiと同じ

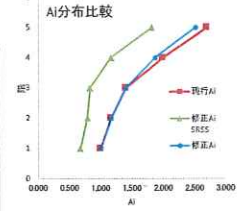


上下の層間変形角の逆数の比 15

$\alpha = 0.400$
 $T = 0.360 \text{ sec}$

階	高さ		面積 m ²	単位重量 kN/m ³	重量 kN	現行Ai分布				修正Ai分布				1次設計 層せん断力		層せん断力 差分	低減率	修正Ai SRSS
	m	m				層重量	層重量	ai	現行Ai	層重量	層重量	ai	修正Ai	現行Ai	修正Ai			
5	3	15	500	2.5	1250	1250	1250	0.041	2.696	1250	1250	0.051	2.515	673.9	628.7	45.2	0.93	1.810
4	3	12	500	4.5	2250	2250	3500	0.115	1.982	2250	3500	0.143	1.866	1387.5	1306.5	81.0	0.94	1.161
3	3	9	500	18	9000	9000	12500	0.410	1.399	7000	10500	0.429	1.399	3497.1	3497.1	0.0	1.00	0.826
2	3	6	500	18	9000	9000	21500	0.705	1.168	7000	17500	0.714	1.168	5023.6	5023.6	0.0	1.00	0.782
1	3	3	500	18	9000	9000	30500	1.000	1.000	7000	24500	1.000	1.000	6100.0	6100.0	0.0	1.00	0.672

※案1 ※RC部は現行Aiと同じ

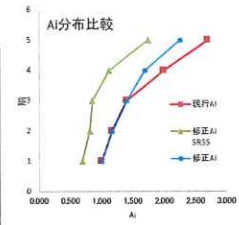


上下の層間変形角の逆数の比 15

$\alpha = 0.400$
 $T = 0.360 \text{ sec}$

階	高さ		面積 m ²	単位重量 kN/m ³	重量 kN	現行Ai分布				修正Ai分布				1次設計 層せん断力		層せん断力 差分	低減率	修正Ai SRSS
	m	m				層重量	層重量	ai	現行Ai	層重量	層重量	ai	修正Ai	現行Ai	修正Ai			
5	3	15	500	2.5	1250	1250	1250	0.041	2.696	1250	1250	0.074	2.251	673.9	562.8	111.1	0.84	1.739
4	3	12	500	4.5	2250	2250	3500	0.115	1.982	2250	3500	0.206	1.692	1387.5	1184.1	203.4	0.85	1.122
3	3	9	500	18	9000	9000	12500	0.410	1.399	4500	8000	0.471	1.399	3497.1	3497.1	0.0	1.00	0.848
2	3	6	500	18	9000	9000	21500	0.705	1.168	4500	12500	0.735	1.168	5023.6	5023.6	0.0	1.00	0.805
1	3	3	500	18	9000	9000	30500	1.000	1.000	4500	17000	1.000	1.000	6100.0	6100.0	0.0	1.00	0.691

※案2 ※RC部は現行Aiと同じ



上下の層間変形角の逆数の比 15

図 2.6-3 試設計による修正 Ai 分布の比較

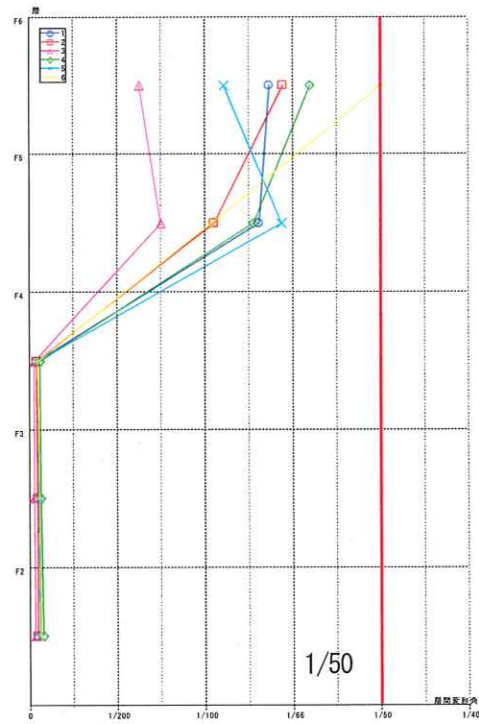
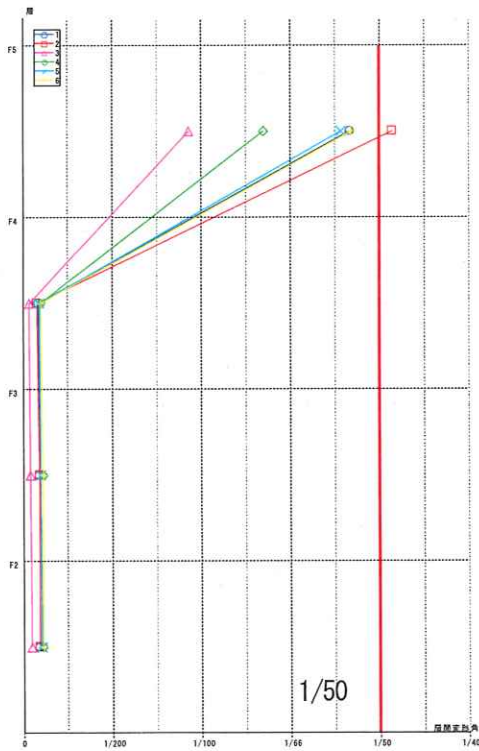
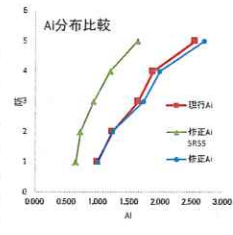


図 2.6-4 試設計の時刻例応答解析結果 (左: 5階建て(案2)、右: 4階建て)

α= 0.600
T= 0.390 sec

階	高さ		面積	単位重量	重量	現行Ai分布				修正Ai分布				1次設計 層せん断力		層せん断力 差分	低減率	修正Ai SRSS
	m	m				kN/m ²	kN	kN	kN	ai	現行Ai	kN	kN	ai	修正Ai			
			層重量	Σ層重量	層重量											Σ層重量		
5	3	15	500	2.5	1250	1250	1250	0.053	2.548	1250	1250	0.043	2.708	637.0	677.1	-40.1	1.06	1.670
4	3	12	500	4.5	2250	2250	3500	0.147	1.883	2250	3500	0.122	1.986	1318.4	1390.5	-72.1	1.05	1.226
3	3	9	500	4.5	2250	2250	5750	0.242	1.643	2250	5750	0.200	1.732	1890.0	1991.6	-101.6	1.05	0.954
2	3	6	500	18	9000	9000	14750	0.621	1.233	11500	17250	0.600	1.233	3637.0	3637.0	0.0	1.00	0.686
1	3	3	500	18	9000	9000	23750	1.000	1.000	11500	28750	1.000	1.000	4750.0	4750.0	0.0	1.00	0.613

※案1 ※RC部は現行Aiと同じ

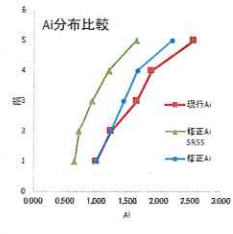


上下の層間変形角の逆数の比 15

α= 0.600
T= 0.390 sec

階	高さ		面積	単位重量	重量	現行Ai分布				修正Ai分布				1次設計 層せん断力		層せん断力 差分	低減率	修正Ai SRSS
	m	m				kN/m ²	kN	kN	kN	ai	現行Ai	kN	kN	ai	修正Ai			
			層重量	Σ層重量	層重量											Σ層重量		
5	3	15	500	2.5	1250	1250	1250	0.053	2.548	1250	1250	0.085	2.204	637.0	551.1	85.9	0.87	1.631
4	3	12	500	4.5	2250	2250	3500	0.147	1.883	2250	3500	0.237	1.653	1318.4	1156.8	161.5	0.88	1.195
3	3	9	500	4.5	2250	2250	5750	0.242	1.643	2250	5750	0.390	1.436	1890.0	1650.9	239.1	0.87	0.930
2	3	6	500	18	9000	9000	14750	0.621	1.233	4500	10250	0.695	1.233	3637.0	3637.0	0.0	1.00	0.719
1	3	3	500	18	9000	9000	23750	1.000	1.000	4500	14750	1.000	1.000	4750.0	4750.0	0.0	1.00	0.648

※案2 ※RC部は現行Aiと同じ

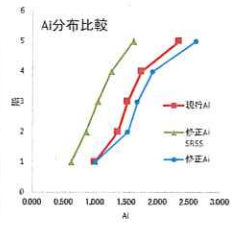


上下の層間変形角の逆数の比 15

α= 0.800
T= 0.420 sec

階	高さ		面積	単位重量	重量	現行Ai分布				修正Ai分布				1次設計 層せん断力		層せん断力 差分	低減率	修正Ai SRSS
	m	m				kN/m ²	kN	kN	kN	ai	現行Ai	kN	kN	ai	修正Ai			
			層重量	Σ層重量	層重量											Σ層重量		
5	3	15	500	2.5	1250	1250	1250	0.074	2.343	1250	1250	0.052	2.609	585.8	652.3	-66.5	1.11	1.610
4	3	12	500	4.5	2250	2250	3500	0.206	1.743	2250	3500	0.146	1.919	1219.8	1343.4	-123.5	1.10	1.254
3	3	9	500	4.5	2250	2250	5750	0.338	1.513	2250	5750	0.240	1.670	1740.4	1920.8	-180.5	1.10	1.042
2	3	6	500	4.5	2250	2250	8000	0.471	1.367	2250	8000	0.333	1.520	2187.0	2431.8	-244.8	1.11	0.857
1	3	3	500	18	9000	9000	17000	1.000	1.000	16000	24000	1.000	1.000	3400.0	3400.0	0.0	1.00	0.619

※案1 ※RC部は現行Aiと同じ

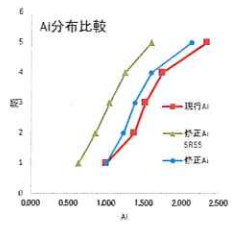


上下の層間変形角の逆数の比 15

α= 0.800
T= 0.420 sec

階	高さ		面積	単位重量	重量	現行Ai分布				修正Ai分布				1次設計 層せん断力		層せん断力 差分	低減率	修正Ai SRSS
	m	m				kN/m ²	kN	kN	kN	ai	現行Ai	kN	kN	ai	修正Ai			
			層重量	Σ層重量	層重量											Σ層重量		
5	3	15	500	2.5	1250	1250	1250	0.074	2.343	1250	1250	0.100	2.138	585.8	534.5	51.3	0.91	1.597
4	3	12	500	4.5	2250	2250	3500	0.206	1.743	2250	3500	0.280	1.598	1219.8	1118.8	101.0	0.92	1.248
3	3	9	500	4.5	2250	2250	5750	0.338	1.513	2250	5750	0.460	1.377	1740.4	1583.6	156.8	0.91	1.038
2	3	6	500	4.5	2250	2250	8000	0.471	1.367	2250	8000	0.640	1.227	2187.0	1962.8	224.3	0.90	0.854
1	3	3	500	18	9000	9000	17000	1.000	1.000	4500	12500	1.000	1.000	3400.0	3400.0	0.0	1.00	0.630

※案2 ※RC部は現行Aiと同じ



上下の層間変形角の逆数の比 15

図 2.6-5 試設計(木造の割合が多い)による修正 Ai 分布の比較

方が現行 Ai 分布より大きくなってしまふ。案 2 であれば、木造層の割合が少ない場合に比べると、低減率は少ないが、せん断力としてはいずれも最大で 200kN 以上の低減がみられる。このことから案 2 の手法の方が修正 Ai 分布としても望ましいと判断する。

最後に、S37 の対象となるような一般的な中高層の立面混構造でも中低層タイプの修正 Ai 分布が有効かを確認する。7 階建てで下部 2 層が RC 造の場合の試設計を図 2.6-6 に示す。中高層タイプでは、木造部分の割合が多いような場合には現行 Ai 分布との誤差が案 2 の方法でも 5% 程度の違いしかない。中高層タイプでは層の割合などにも幅があるため、ターゲットを限定することも難しいこと、現行 Ai 分布でも過大な安全率がかかっていないことなどを鑑みて、修正 Ai 分布の適用は中低層まででよいと判断する。

$\alpha = 0.667$
 $T = 0.640 \text{ sec}$

階	高さ		現行Ai				修正Ai				1次設計の層せん断力		層せん断力の差分	低減率
			層重量	Σ層重量	ai	現行Ai	層重量	Σ層重量	ai	修正Ai	現行Ai	修正Ai		
	m		kN	kN			kN	kN						
7	3.2	24	1400	1400	0.063	2.718	1400	1400	0.074	2.583	761	723	37.9	0.95
6	3.2	20.8	2200	3600	0.162	2.017	2200	3600	0.189	1.924	1453	1385	67.3	0.95
5	3.2	17.6	2200	5800	0.261	1.743	2200	5800	0.305	1.660	2022	1925	96.9	0.95
4	3.2	14.4	2200	8000	0.360	1.572	2200	8000	0.421	1.491	2516	2386	130.0	0.95
3	3.2	11.2	2200	10200	0.459	1.445	2200	10200	0.537	1.363	2948	2780	168.0	0.94
2	4	8	6000	16200	0.730	1.193	4400	14600	0.768	1.193	3866	3866	0.0	1.00
1	4	4	6000	22200	1.000	1.000	4400	19000	1.000	1.000	4440	4440	-	1.00
							直上層の2倍							

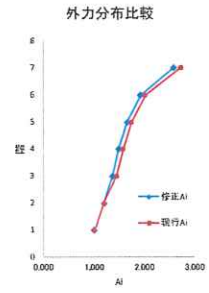


図 2. 6-6 中高層タイプの修正 Ai 分布の試設計

◆中高層基壇タイプ

中高層基壇タイプについては、技術基準解説書のタワー型建築物の面積比の手法を採用し、既往の8倍の面積比を上限とすることに加えて、木造とRC造の重量比を鑑みて、基壇部分の面積比の上限を3倍までとして下部重量の頭打ちを設けることとした。

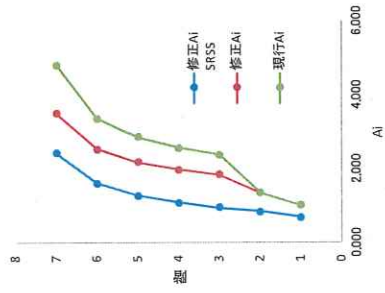
ただし、極端に上部木造の割合が少ないケースなどを回避するために、単位面積あたりで重量比を別途算出して、その時の切り替わり層の重量比 α_i は0.25以上であること、下部のRC造が十分に剛強であることなど、S37で得られた緩和条件は満たす形とした。

具体の設計例を図2.6-7に示す。なお、RC造部分の A_i 分布については、上限を設ける前の重量比で算出したものを用いることとしている。試設計は、下部の面積が上部の8倍のものとしている。これに対して木造部分の修正 A_i 分布は面積比を3倍として重量を頭打ちとして算定している。修正 A_i 分布は現行 A_i 分布と精算 A_i 分布の中間程度に位置し、合理的な外力分布であることがわかる。本モデルを中低層と同様に時刻歴応答解析を実施した。質点モデルと最大層間変形角を図2.6-8に示す。いずれの地震波も1/50以下の応答におさまっており、面積比上限を設けた外力分布を用いて設計した場合でも特定層への損傷集中や全体として過大な応答は得られないことが確認できた。以上より、基壇タイプにおける合理的な外力分布を提案した。

$\alpha = 0.667$

$T = 0.640 \text{ sec}$

階	高さ m	単位重量によるチエック		現行Ai				修正Ai				次設計の層せん断力層せん断力の差分		低減率	修正Ai SRSS			
		単位重量 kN/m ²	単位重量 △単位重量 kN/m ²	面積 m ²	層重量 kN	△層重量 kN	ai	現行Ai	面積 m ²	層重量 kN	△層重量 kN	ai	修正Ai			修正Ai	修正Ai SRSS	
7	3.2	3.5	3.5	400	1400	1400	0.013	4.812	400	1400	0.030	3.505	1347	981	366.0	0.73	2.422	
6	3.2	5.5	9	400	2200	3600	0.034	3.366	400	2200	0.078	2.536	2424	1826	597.5	0.75	1.600	
5	3.2	5.5	14.5	400	2200	5800	0.055	2.852	400	2200	0.126	2.182	3308	2531	776.8	0.77	1.265	
4	3.2	5.5	20	400	2200	8000	0.075	2.564	400	2200	0.173	1.978	4103	3164	938.6	0.77	1.077	
3	3.2	5.5	25.5	400	2200	10200	0.096	2.372	400	2200	0.221	1.836	4840	3746	1093.9	0.77	0.942	
2	4	15	40.5	3200	48000	58200	0.548	1.352	1200	18000	0.610	1.352	15736	15736	0.0	1.00	0.829	
1	4	15	55.5	3200	48000	106200	1.000	1.000	1200	18000	1.000	1.000	21240	21240	-	1.00	0.688	
木部 高さ	16			下部 面積8倍			切り替わり 層<0.25				切り替わり 層<0.25							



上下の層間変形の逆数の比15

図 2.6-7 基礎タイプの試設計

最大層間変形角(加力方向)

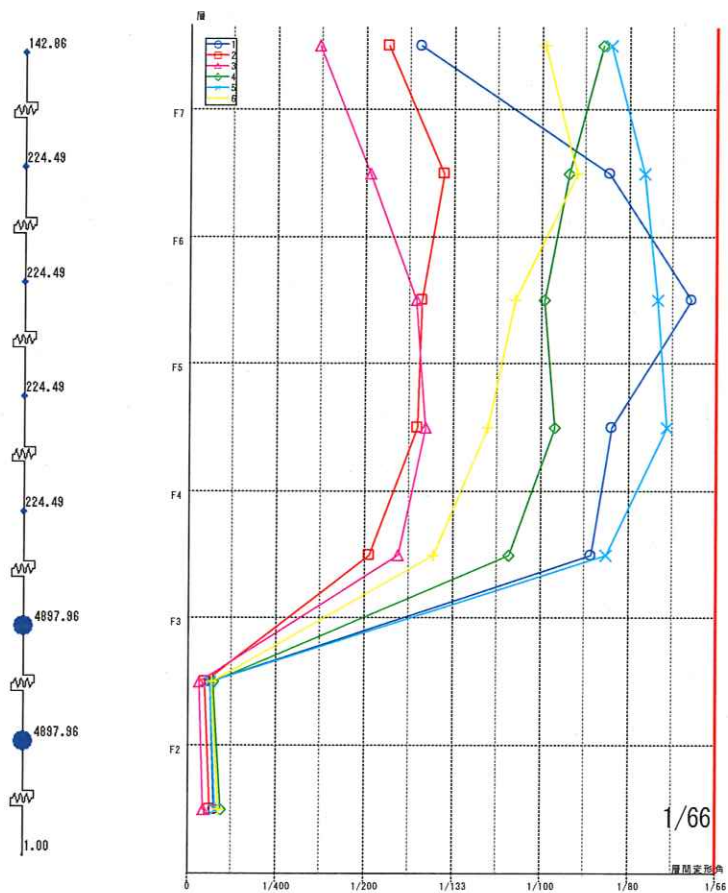


図 2. 6-8 試設計の時刻例応答解析結果および解析モデル

2. 7 まとめ

本検討により、S37 では網羅できなかった範囲である中低層タイプと基壇型の合理化の可能性を示した。

◆中低層タイプ

- ・ 上部木造の重量比 α_i が 0.25 以下の場合においても、全体層数が少ない場合で下部構造の剛性・強度が高い場合には上部構造の外力分布は過大にならず、損傷集中も生じないことを確認した。
- ・ 外力分布についても現状の修正 A_i 分布を用いた合理化が可能であることを確認した。さらに、修正 A_i 分布の考え方についても切り替わり層の木造部分の重量の 2 倍で下部 RC 造を表現すること（本検討の案 2 の方法）でより合理化が可能であることを確認した。

◆中高層基壇タイプ

- ・ 基壇タイプでは、技術基準解説書のタワー型の検討に倣い、面積比の上限を設けることで上部外力分布の合理化を可能とした。
- ・ 基壇タイプでは、上部構造の重量比 α_i が 0.25 以下となることが多いが、上記の通り面積上限を設けて合理化可能であることから、通常重量比としては、0.25 以下でも単位面積当たりの重量比 α_i が 0.25 以上であれば、剛性率および F_s による割増の合理化も可能であることを確認した。

以上より、S37 の合理化範囲に加えて本検討により、立面併用構造を対象とした構造設計の合理化の対象が不連続的にならずに網羅的に対応することが可能となった。

(第 2 章：参考文献)

- 1) 令和 3 年度 建築基準整備促進事業 S37 「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設計ルート等の合理化に関する検討(S37)報告書」2022 年 2 月 一般社団法人日本建築防災協会
- 2) 2020 年版 建築物の構造関係技術基準解説書 一般財団法人建築行政情報センター，一般財団法人日本建築防災協会
- 3) 木質系混構造建築物の構造設計の手引き 公益財団法人 日本住宅・木材技術センター

第3章 立面混構造における保有水平耐力計算の適用性の検討

3.1 構造特性係数 D_s の設定法のレビュー

3.1.1 はじめに

保有水平耐力計算で必要となる構造特性係数 D_s について、昭55建告1792号第二の表の数値に基づく方法の他、特にCLTパネル工法を中心として計算により合理的に設定する方法が検討されている。その中で、文献1に示される、限界耐力計算に基づく応答計算から求まる D_s (以下、文中で区別する場合は $D_s(\text{JSCA})$ と略記する) の設定法は、地震時の応答変位と陽に対応付けられ、さらに保有水平耐力計算において本来は剛性率による必要保有水平耐力の割増 F_s 、すなわち各層の層間変形角の不均一さの影響についても、後述のように $D_s(\text{JSCA})$ の評価において考慮されると考えられる。したがって、立面混構造の保有水平耐力計算において有力な手法の一つとなり得るが、その適用性については十分に吟味されていない。 $D_s(\text{JSCA})$ は次式で求めるが、文献1では昭55建告1792号第二の表の数値を下回らないこととされている。

$$D_s = \min \left[A_0 G_a F_h p, \frac{(V_0 G_v F_h p)^2}{\Delta_s} \right] \cdot \frac{R_m}{g \cdot R_f} \quad (3.1-1)$$

Δ_s : 等価一自由度系の代表変位 (=安全限界変位)

F_h : 減衰による加速度低減率 (等価一自由度系の減衰定数による)

p : 階数による調整係数

R_f : 昭55建告第1793号による振動特性係数

R_m : 安全限界時の有効質量比

A_0, V_0, G_a, G_v : 地盤種別に応じた係数

g : 重力加速度

なお、本検討は立面混構造を主な対象としているが、平面混構造でも共通する課題については既往文献を参照しながら適宜言及する。

3.1.2 JSCA版の手法と立面混構造の場合の留意点

表3.1-1, 3.1-2に示す限界耐力計算における地震力の調整係数 p (および q) は、均一せん断棒の理論解から導出されている (図3.1-1)²⁾。一方、立面混構造では、高さ方向の質量分布や変位モードの不均一性により、均一せん断棒とは傾向が異なることが予想される。そのため、弾性域であっても地震力の評価が難しい。そこでまずは、古典的な連続体モデルの理論を立面混構造にも拡張し、適用性を確認する。

表 3.1-1 限界耐力計算における地震力の調整係数 p

階数	1	2	3	4	5以上
調整係数 p	0.8	0.85	0.9	0.95	1

表 3.1-2 限界耐力計算における地震力の調整係数 q

有効質量比	0.75以上	0.75未満
調整係数 q	1.0	0.75/有効質量比

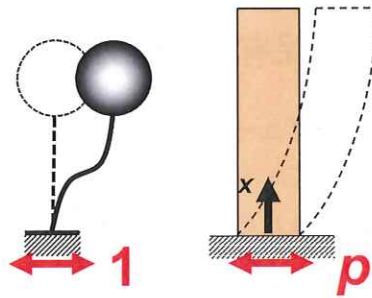


図 3.1-1 一質点系モデルと連続体モデル（多質点系モデル）のベースシア係数

ここで言う連続体モデルとは、図 3.1-2 のように質量とせん断剛性が均一に分布した一次元弾性体（以下、均一せん断棒）を指す。均一せん断棒のモード解析は数学的に扱いやすく、地震時の挙動を巨視的に調べるのに有用であり、現行の A_i 分布式や調整係数 p もこの理論から展開されている。

下部が鉄筋コンクリート造、上部が木造の立面混構造においては、図 3.1-3 のように下部と上部をそれぞれ異なる質量・剛性をもつ二種類の均一せん断棒が接続されているモデルで考えることができる。

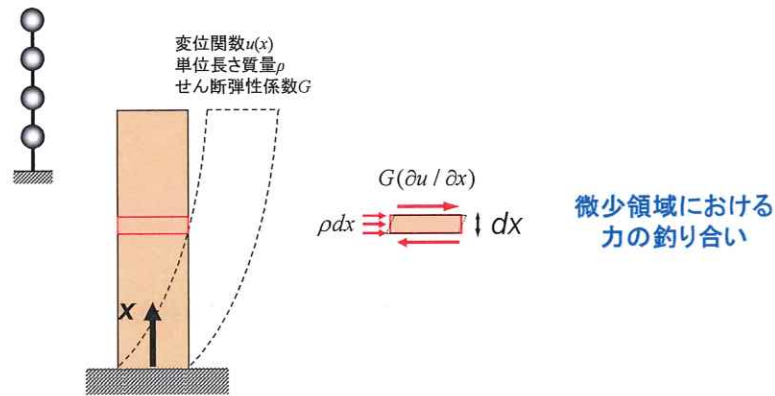


図 3.1-2 重層構造を模擬する均一せん断棒モデル

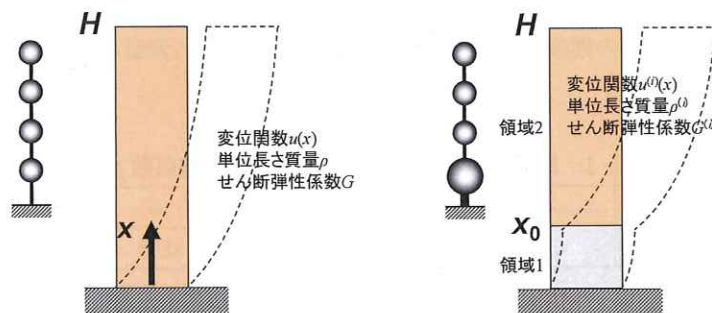


図 3.1-3 立面混構造を模擬する均一せん断棒モデル

左：一般的な重層構造、右：立面混構造（下層（領域1）が重・剛）

均一せん断棒は一般的な重層構造を表すものであり、その境界条件として固定端（建物基部）で変位がゼロ、自由端（建物頂部）でせん断力（せん断変形、すなわち変位の1階微分）がゼロであることを与え、式(3.1-3)、(3.1-4)のように i 次モードの変位関数 $u_i(x)$ および固有円振動数 ω_i が得られる。なお、 x はせん断棒の材軸に沿った座標軸である。

$$u(0) = 0, \quad \frac{\partial u(H)}{\partial x} = 0 \quad (3.1-2a,b)$$

$$u_i(x) = C_i \sin\left(\frac{\omega_i}{V_s} x\right), \quad V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (3.1-3a,b)$$

$$\omega_i = \frac{(2i-1)\pi V_s}{2H} \quad (3.1-4)$$

式(3.1-4)のように、 ω_i は平易な代数方程式の解として得られる

一方、立面混構造のように二種類の均一せん断棒が $x=x_0$ で接続されたモデルを考える場合、二つの均一せん断棒間での変位とせん断力が連続であるという条件が加えられ、下部を領域1（上付き(1)）、上部を領域2（上付き(2)）として、それぞれの領域の i 次モードの変位関数 $u_i^{(j)}(x)$ ($j=1,2$) が式(3.1-6), (3.1-7)のように表される。 i 次モードの固有円振動数 ω_i は式(3.1-8), (3.1-9)の超越方程式の解であり、数値解として求める。

$$u_i^{(1)}(0) = 0, \quad u_i^{(1)}(x_0) = u_i^{(2)}(x_0), \quad G^{(1)} \frac{\partial u_i^{(1)}(x_0)}{\partial x} = G^{(2)} \frac{\partial u_i^{(2)}(x_0)}{\partial x}, \quad \frac{\partial u_i^{(2)}(H)}{\partial x} = 0 \quad (3.1-5a-d)$$

$$u_i^{(1)}(x) = C_i^{(1)} \sin\left(\frac{\omega_i}{V_s^{(1)}} x\right), \quad V_s^{(i)} = \sqrt{\frac{G^{(i)}}{\rho^{(i)}}} \quad (3.1-6a,b)$$

$$u_i^{(2)}(x) = C_i^{(2)} \sin\left(\frac{\omega_i}{V_s^{(2)}} x\right) + D_i^{(2)} \cos\left(\frac{\omega_i}{V_s^{(2)}} x\right) \quad (3.1-7)$$

$$\frac{C_i^{(2)}}{C_i^{(1)}} = \frac{\sin\left(\frac{\omega_i}{V_s^{(1)}} x_0\right)}{\sin\left(\frac{\omega_i}{V_s^{(2)}} x_0\right) + \frac{\cos\left(\frac{\omega_i}{V_s^{(2)}} x_0\right)}{\tan\left(\frac{\omega_i}{V_s^{(2)}} H\right)}}, \quad \frac{D_i^{(2)}}{C_i^{(2)}} = \frac{1}{\tan\left(\frac{\omega_i}{V_s^{(2)}} H\right)} \quad (3.1-8a,b)$$

$$\tan\left(\frac{\omega_i}{V_s^{(1)}} x_0\right) = \frac{G^{(1)} V_s^{(2)}}{G^{(2)} V_s^{(1)}} \tan\left(\frac{\omega_i}{V_s^{(2)}} x_0 + \alpha\right), \quad \tan \alpha = \frac{1}{\tan\left(\frac{\omega_i}{V_s^{(2)}} H\right)} \quad (3.1-9a,b)$$

ここで、計算例を示す。図3.1-4左のように下部2層がRC造、上部8層が木造の立面混構造を考え、それぞれの単位重量の比を2.5、剛性の比を20とする。このとき、下部構造と上部構造の層間変形角の比は15程度となる。

連続体モデルの数値解として得られた各次モード刺激関数を図3.1-4右に示す。1次モードでは建物頂部が大きく振られるが、このとき下部構造の変位は小さい。下部構造の応答が励起されるのは6次モードと7次モードである。ただし、後述するようにこのケースにおいてはベースシアに対して1次モードが支配的である。

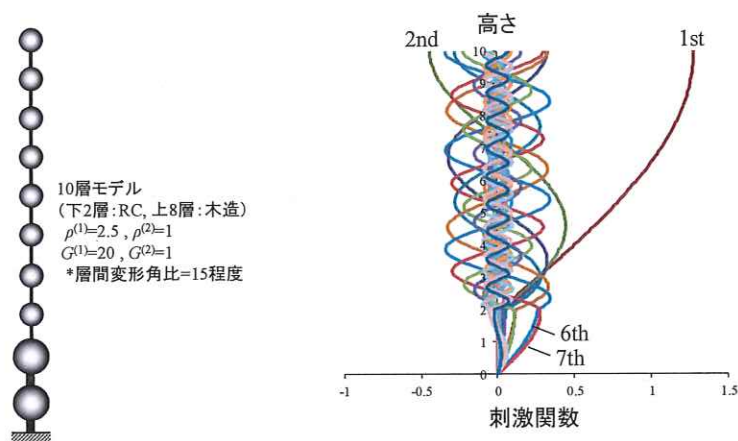


図 3.1-4 立面混構造の連続体モデルによる計算例

左：対象とする質点系モデル、右：連続体モデルによる刺激関数の解析解

次に、擬似加速度応答スペクトルが一定という条件を考え、さらに各次モードの減衰定数も等しいとして、SRSS 法により求めた層せん断力係数分布を図 3.1-5 に示す。連続体モデルによる解に加え、注 1 に示す文献(基準整備促進事業 S37 報告書)に示される質点系モデルの固有値解析による SRSS 解も重ねて示す。なお、この質点系モデルは、下部構造と上部構造の一般階の単位重量の比が 2.5 であり、現行 A_i 分布外力に対して下部構造と上部構造の層間変形角の比が 15 となるように剛性が配分されたモデルである。連続体モデルと質点系モデルの解は概ね一致しており、ある程度均一な構造体を対象とすれば連続体モデルの適用性が確認できる。

また、層せん断力係数(A_i)分布の 1 層の値に注目すると、 $A_1 \approx 0.53$ となっている。このことは有効質量比が 0.53 程度しかないことを表し、一般的な重層構造よりかなり低めである。ちなみに、擬似加速度一定領域では、均一せん断棒(1次元モデル)の理論解では有効質量比が 0.82、平面混構造を模擬した 2次元モデルの理論解では 0.67 (木造部分) である。

このように、立面混構造(本検討では対象としないが、平面混構造も同様)では有効質量比が 0.75 を下回り、表 3.1-2 に示す q による割増がかかるケースが多いと考えられる。 D_s (JSCA)の適用にあたっては、式(3.1-1)で有効質量比を表す R_m に制限を設ける(すなわち、 q を考慮する)必要性が示唆される。

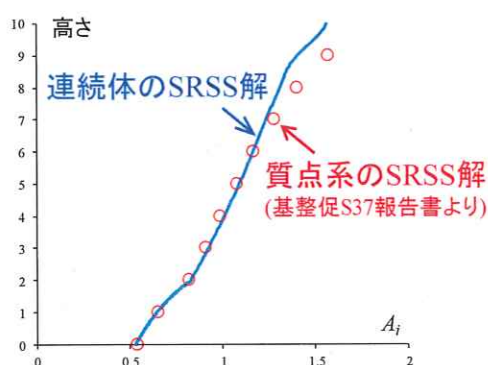


図 3.1-5 質点系モデルと連続体モデルの層せん断力係数分布の比較

各次モードの有効質量比を図 3.1-6 に示す。1次モードの有効質量比(=0.52)は、全モードの SRSS による有効質量比(=0.53)と大差ないことがわかる。文献 2 で有効質量比の下限を 0.75 とすることの根拠として、図 3.1-7 のように 1~3 次モードを考慮し、2 次の有効質量が 3 次の有効質量の 2 倍であるという仮定がされているが、この仮定に基づく分布とは大きく異なっている。これは立面混構造において、小さい有効質量比をもつモードが多数現れるためである。

上述した有効質量比の下限値 (=0.75) の趣旨は、「1次有効質量比/有効質量比の誤差を小さくする」ことであり、1次モードが支配的であるなら数値の大小に関わらず補正を行う必要はないが、ここでは下部のRC造が2層、上部の木造が8層のモデルを対象としたため、より広範なモデルでの検討を次節で示す。



図 3.1-6 連続体モデルの解析解による各次モードの有効質量比

(2) 有効質量に応じた加速度の調整係数

構造物の地震応答に対する高次モードの影響は、線形応答では各次固有モードを重ね合わせることで評価が可能であるが、非線形応答に対してはこのようなモード重畳法の適用は一般に困難である。そこで、限界耐力計算では、高次モードの影響をあらかじめ Bi 分布として水平力分布形に含ませるとともに、この水平力分布形に対応する有効質量を規定値(0.75)以上とすることで、各次モードの影響を包括的に評価している。

ここに求められる有効質量は1次モードの水平力分布形に対応するものでないで正確には1次有効質量ではないがほぼそれに近い値であり、言わば擬似1次有効質量ともいべきものである。高次モードが卓越するような構造物では、この擬似1次有効質量は各次有効質量を重畳したものよりも小さくなる傾向にあり、これに基づき地盤入力を設定すると地盤入力を過少評価する場合も生ずる。そこで、このような有効質量の下限値を設定している。q値は、この擬似1次有効質量が0.75を下回る場合に、これを0.75とするための調整係数である。

この下限値設定の根拠を、以下の簡単な例題をもとに示す。

例題

仮定：3次までの有効質量を考慮する。その際、2次の有効質量は3次の有効質量の2倍とする。有効質量は、各次有効質量をSRSS法により重畳して求める。応答スペクトルは、加速度一定とする。

表 2.5.8-2 及び図 2.5.8-2 から、1次有効質量比(全質量に対する1次有効質量の比率をいう。)を有効質量比(全質量に対する有効質量の比率)と見なした場合の誤差((有効質量比-1次有効質量比)/1次有効質量比で表す。)が5%以上となるのは、1次有効質量比が0.7以下の範囲であることが読み取れる。

なお、曲げ系の有効質量比は約0.68、せん断系のそれは約0.81である。

表 2.5.8-2 1次有効質量比と損傷との関係

1次有効質量比	2次有効質量比	3次有効質量比	有効質量比	損傷%
0.1	0.6	0.3	0.678233	578.233
0.15	0.566667	0.283333	0.651067	334.045
0.2	0.533333	0.266667	0.628932	214.466
0.25	0.5	0.25	0.612372	144.949
0.3	0.466667	0.233333	0.601849	100.6163
0.35	0.433333	0.216667	0.597681	70.76592
0.4	0.4	0.2	0.6	50
0.45	0.366667	0.183333	0.608733	35.27394
0.5	0.333333	0.166667	0.62361	24.72191
0.55	0.3	0.15	0.644205	17.12817
0.6	0.266667	0.133333	0.669992	11.66528
0.65	0.233333	0.116667	0.700397	7.75334
0.7	0.2	0.1	0.734847	4.978132
0.75	0.166667	0.083333	0.772802	3.040206
0.8	0.133333	0.066667	0.81377	1.721297
0.85	0.1	0.05	0.857321	0.861342
0.9	0.066667	0.033333	0.903081	0.34235
0.95	0.033333	0.016667	0.950731	0.076917
1	0	0	1	0

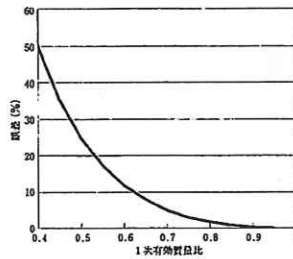


図 2.5.8-2 1次有効質量比と損傷との関係

図 3.1-7 文献 2 による地震力の調整係数 q の根拠

比較として、平面混構造の固有値解析から得られた卓越モードを図 3.1-8 に示す³⁾。柔構造と剛構造で有効質量を分け合うため、このようなケースでは、1 次モードの有効質量比と全モードの SRSS による有効質量比が大きく異なる。しかし、個々の構造の質量を分母にとれば、それぞれの 1 次モードが大部分を占めている。したがって、コア部分で全地震力を負担できることを別途確認しつつ、木造部分の応答を求める際の地震力には有効質量による割増はかけない、という対応も考えられる。

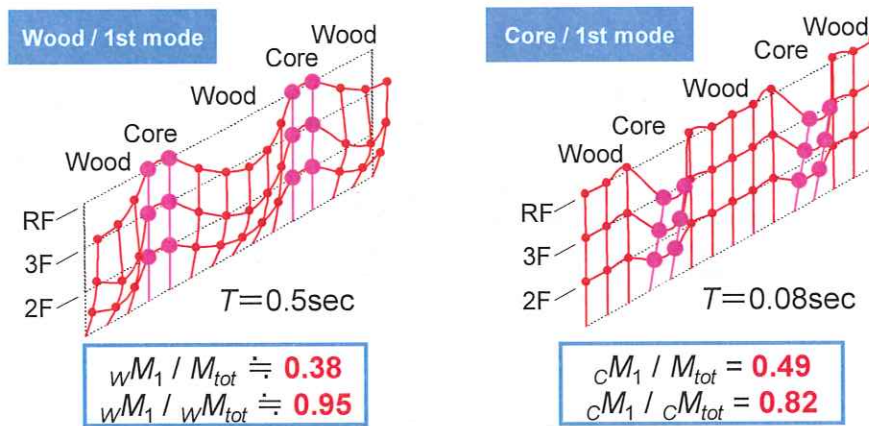


図 3.1-8 平面混構造の卓越モードと有効質量比³⁾

3.2 有効質量比に着目した検討

3.2.1 有効質量に着目する意義

前節では D_s の設定方法の一つとして、文献 1 に示される限界耐力計算に基づく応答計算により求まる D_s について示し、立面混構造に適用する際の留意点を述べた。その中で、立面混構造は一般的な重層構造と比較し

て有効質量比が小さめであることから、限界耐力計算における地震力の割増係数 q の妥当性について改めて検証する必要性が示唆された。まず、有効質量比に着目する意義を整理すると、下記ようになる。

① ベースシアの大きさ

主に下部構造の地震力の評価に影響する。各層が均一な構造の場合、重層構造では有効質量比が 0.8 程度となるが、下層に変形が集中する場合は有効質量比は大きく、上層に変形が集中する場合は有効質量比は小さくなる。例えば、図 3.2-1 のように下部 4 層が RC 造、上部 4 層が木造で、それぞれの層間変形角比 θ_w/θ_{RC} が 0.5 → 15 の場合を考えると、有効質量比は 0.81 → 0.30 まで低下する。 θ_w/θ_{RC} を大きくすれば RC 造を剛体と仮定した値 (=0.21) に漸近するものの、RC 造の剛性を極めて大きくする必要がある。ただし、これは静的解析による評価の場合であり、モード解析 (SRSS 法) を行うと傾向が異なると考えられる。

このように、ここで対象とする立面混構造は、基本的に有効質量比が 0.8 より小さくなるため、ベースシアの評価において現行の評価が危険側にはなることは考えにくい。

② 限界耐力計算における調整係数 q の適用性検証

限界耐力計算で有効質量比の下限値を 0.75 (q により調整) とする趣旨は、単一の振動モード (静的地震力による擬似的な 1 次モード) が卓越しない場合に、ベースシアを過小評価しないためである。

立面混構造で有効質量比が低下する現象は、上記の趣旨に適合するものか否かを確認する必要がある。 D_s (JSCA) を評価する場合にも影響する。

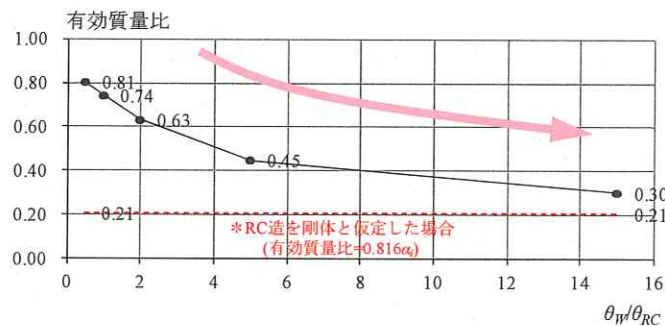
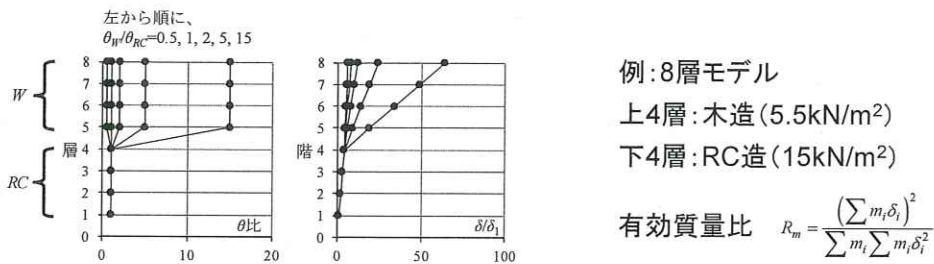


図 3.2-1 立面混構造の有効質量比の計算例

3.2.2 検討方法

R3 年度基整促 S37 における、上層: 木造、下層: RC 造のモデルを対象とした (図 3.2-2)。上層と下層の層間変形角比は 2,7,15,30 を考慮した。

5-1：モード解析による検討（中高層の場合）

S/R/C		wM1	wM2
F層	最上層	1.5	3.5
	一般層	2.5	9.5
		PM1	
F層	切り替わり層	13	
	一般層	15	
		wM1	wM2
5階	全層統一	8	6

解析番号	No1	No2	No3	No4	No5
F層RC造/上部木、S造	上層	wM1	wM2	wM1	wM2
	F層	PM1	PM1	PM1	PM1

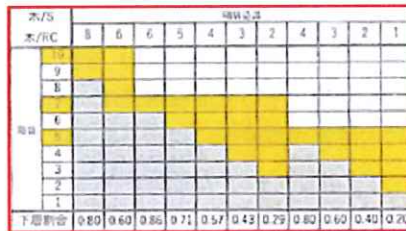
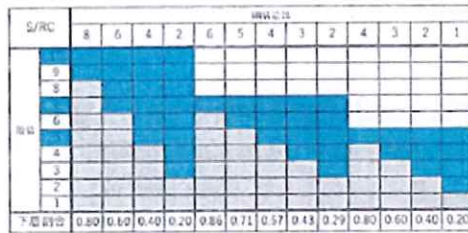
質量の組み合わせ：面積比によるケースは無し

層間変形角の組み合わせ：低層と同様の考え方

階高：全層3mに統一

層の組み合わせ：右図の通り

構造の組み合わせによって変える
木造は1時間耐火程度を想定



5-63

R3年度基整促S37報告書

図 3.2-2 対象とする立面混構造のモデル^{注1)}

有効質量比の評価方法として、以下の方法をそれぞれ比較した（図 3.2-3）。

①モード解析による評価

R3年度基整促 S37 と同様、質点系モデルの固有値解析により得られる各次モードの刺激関数より評価する。
このとき、

- ①-1 全モードを考慮して SRSS で重ね合わせた場合
- ①-2 1次モードのみを考慮した場合

を比較する。

②質点系モデルによる評価

パラメータが多く煩雑なため、2 質点系に縮約したモデルによる評価を試みる。具体的な計算方法は後述する。

③静的解析による評価

各層を A_i 分布で载荷したときの変位モードから評価する。

①-1 が最も精緻な計算であり、実態に近いと考えられる。一方、設計実務では③のように静的解析で評価することが一般的と考えられる。

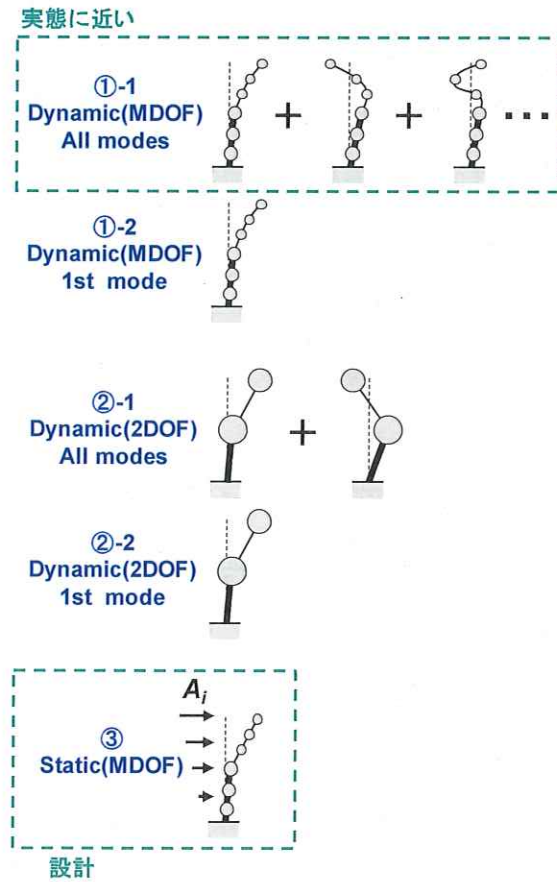


図 3.2-3 有効質量比の評価方法

2 質点系モデルによる評価では、文献 4 を参考に、次式のように 1 層の層せん断力係数 (=有効質量比) を評価した。

$$A_1(1) = \frac{1}{b+1}(b\beta_1 + \beta_1 U_1) \quad (1 \text{ 次モードのみ考慮した有効質量比}) \quad (3.2-1)$$

$$= \frac{1}{b+1} \frac{(b+U_1)^2}{b+U_1^2}$$

$$A_1(\text{all}) = \sqrt{(A_1(1))^2 + (1-A_1(1))^2} \quad (\text{全モード考慮した有効質量比}) \quad (3.2-2)$$

ただし、2 自由度系への縮約にあたり、 a (剛性比), b (質量比) は次式のように設定した。

$$b = \frac{\sum m_{RC}}{\sum m_W}, \quad a = \frac{(U_1-1)(U_1+b)}{U_1}, \quad U_1 = \frac{\theta_W n_W}{\theta_{RC} n_{RC}} \quad (3.2-3a-c)$$

$$= \frac{1-\alpha_i}{\alpha_i}$$

ここで、 m^* , θ^* , n^* は*(W : 木造 or RC : RC 造)の総質量、平均層間変形角、層数である。 α_i は切り替え層での $\alpha_i (=m_W/(m_W+m_{RC}))$ である。本検討では、 $\theta_W/\theta_{RC}=2\sim 30$ を考慮する。

図 3.2-4 の 2 自由度系は、上部構造(木造部分)を TMD に見立てることができる。TMD を有する一質点系では、質量比 $\mu(=1/b)$ と振動数比 $\gamma=\omega_T/\omega_S(=(b/a)^2)$ でその特性が決定づけられる。このように、二つの無次元パラメータにより振動特性が決定づけられるため、傾向を理解しやすい。

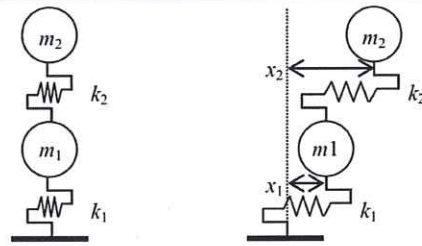


図6 解析モデル図

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = \{0\} \quad (4)$$

$$\begin{bmatrix} bm_2 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_2(a+1) & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{Bmatrix} = \{0\} \quad (5)$$

$$k_1 = a \cdot k_2, \quad m_1 = b \cdot m_2$$

$$\omega_i^2 = \frac{k_2}{2m_2b} \cdot \left\{ (a+b+1) \mp \sqrt{(a-b)^2 + 2a + 2b + 1} \right\} \quad (6)$$

$$U_i = \frac{-2b}{(a-b+1) \mp \sqrt{(a-b)^2 + 2a + 2b + 1}} \quad (7)$$

$$\beta_i = \frac{b + U_i}{b + U_i^2} \quad (8)$$

図 3.2-4 文献4の評価方法

3.2.3 計算結果

(1) 上層と下層の層間変形角比を15で固定した場合

固有値解析結果を図3.2-5に示す。上から順に、 $A_1(\text{all})$ は①-1に、 $A_1(1)$ は①-2に、 $A_1(\text{st})$ は③に対応する。図中に示す赤破線の0.8は均一せん断棒の理論解(0.816)、0.75は限界耐力計算における下限値を表す。傾向として、 $A_1(\text{all})$ は全て0.75を下回る事、および $A_1(1)$ と $A_1(\text{st})$ は $A_1(\text{all})$ に比してかなり小さいことが読み取れる。

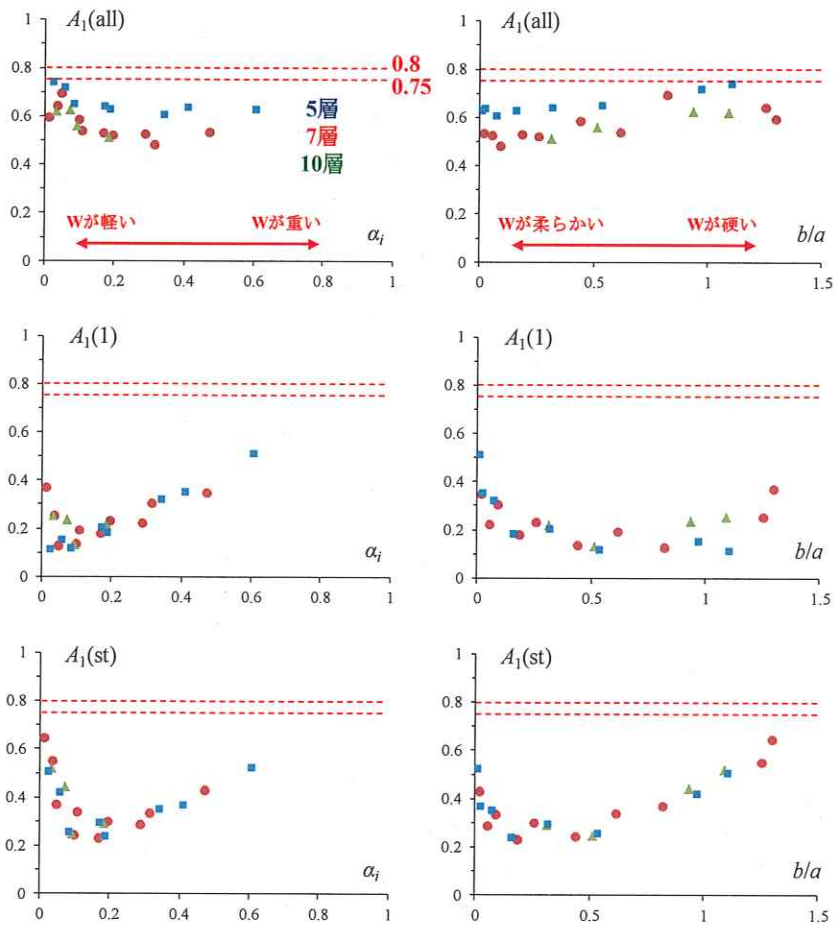


図 3.2-5 各手法による有効質量比の評価結果

次に、 $A_1(\text{all})$ と $A_1(\text{st})$ の比較を図 3.2-6 に示す。前述のように、これらは実態値と設計値の比較に相当する。また、図中の赤破線は限界耐力計算の考えに基づき、0.75 を下限とする場合の関係である。

$A_1(\text{st})$ は $A_1(\text{all})$ より小さいことがわかる (1 ケースのみ例外)。限界耐力計算において、有効質量比が 0.75 を下回る際に割り増す (下限値を 0.75 とする) 操作は理に適ってはいるが、 $A_1(\text{all})$ も 0.75 を常に下回るため、0.75 を下限値とすることは有効質量の観点からするとやや過大評価になると考えられる。

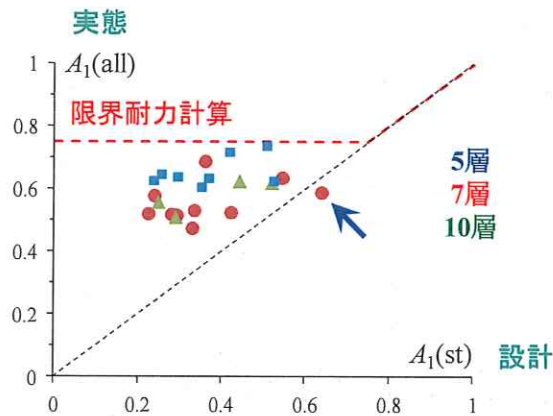


図 3.2-6 モード解析(全モード考慮)と静的解析による有効質量比の比較

ここで、図 3.2-6 において $A_1(st)$ が $A_1(all)$ より大きくなってしまふ例外のケースを示す。図 3.2-7 左のように、7 層モデルの最上層のみ軽い木造であり、 $\alpha_f=0.017$ (全ケースで最小)、 $bla=1.30$ (全ケースで最大)となり、結果として $A_1(all)=0.59$, $A_1(st)=0.64$ であった。図 3.2-7 左には各次モードの刺激関数と固有周期を示しているが、1 次と 2 次の固有周期が近接していることがわかる。このようなケースでは、SRSS 法の精度も不確かと言える。

これに類似するケースとして、図 3.2-7 右のように最上階の木造の重量が少し大きい場合には、 $\alpha_f=0.038$ 、 $bla=1.26$ であり、このとき $A_1(all)=0.64$, $A_1(st)=0.55$ であった。最上階の重量の違いのみで異なる傾向となった。

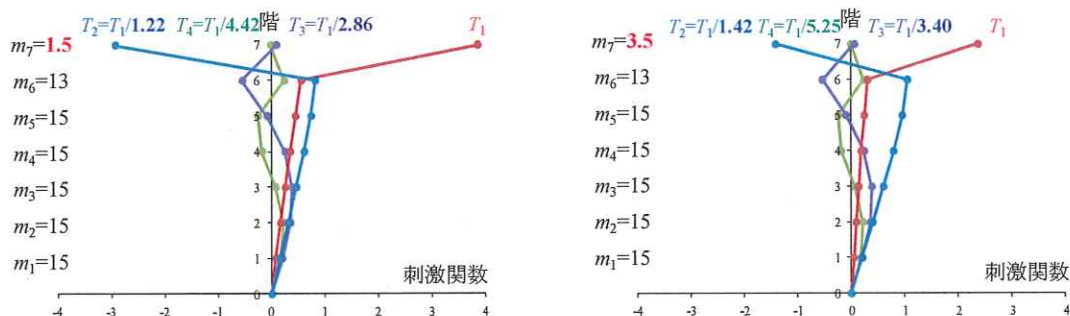


図 3.2-7 各次モードの固有周期と刺激関数
 図 3.2-6 における例外のケース (左) とこれに類するケース (右)

続いて、2 質点系モデルによる評価との比較を図 3.2-8 に示す。RC 造層と木造層の単位床面積重量比を ρ_{RC}/ρ_W として、 $\rho_{RC}/\rho_W=(m_{RC}/m_W)*(n_W/n_{RC})$ と求める。 $\rho_{RC}/\rho_W=15/5.5=2.72\sim 15/1.5=10$ を考慮した。なお、2DOF と MDOF の有効質量比を比較する際、2DOF には 0.8 を乗じている。

$A_1(all)$ は MDOF と 2DOF で概ね対応することがわかる。ただし、元々 0.6 近傍で安定しており、変化が乏しい。また、MDOF の $A_1(st)$ は、2DOF の $A_1(1)$ と概ね対応している。これは式(3.2-3c)で 2 質点系の変位モード比 U_i を、MDOF の静的変位モード (θ_w/θ_{RC}) に基づいて設定したためであると考えられる。

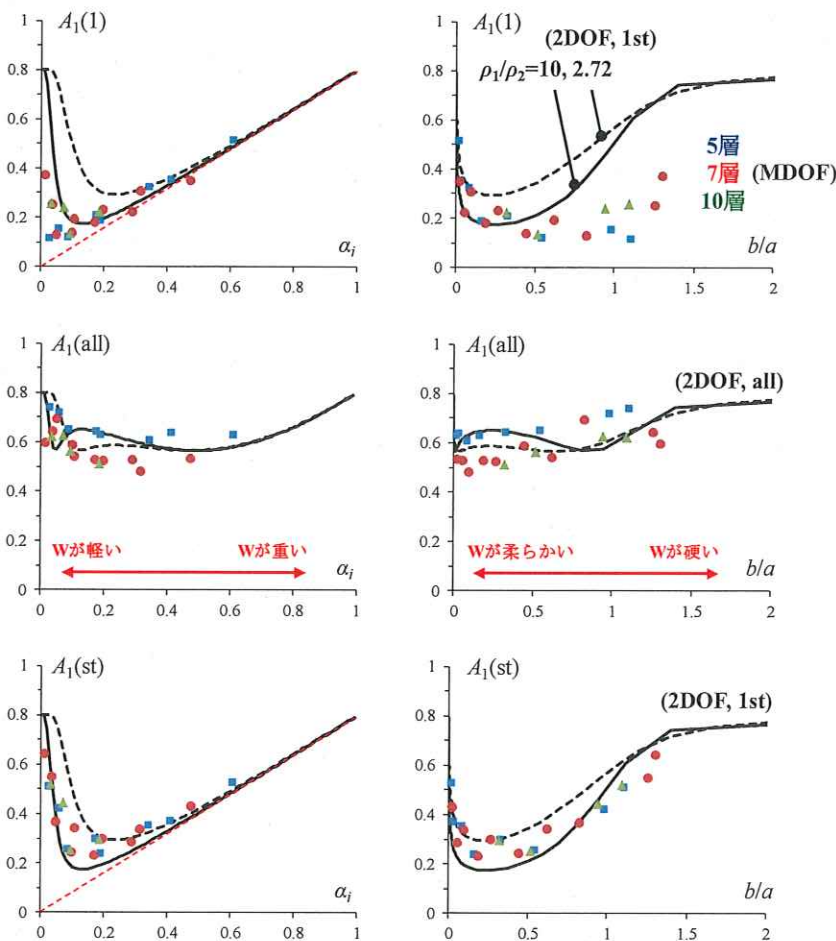


図 3.2-8 2 質点系モデルによる有効質量比の精度

(1)の検討で得られた傾向をまとめる。

- ・モード解析で得られる全モードをSRSSで考慮した有効質量比 ($A_1(\text{all})$) は、全て 0.75 を下回った。1 次モードのみ考慮した有効質量比 ($A_1(1)$) や A_i 分布により静的評価した有効質量比 ($A_1(\text{st})$) はそれよりも小さかった (一部例外あり)。
- 限界耐力計算において、有効質量比が 0.75 を下回る際に q で割り増す操作は理に適ってはいるが、 $A_1(\text{all})$ も 0.75 を常に下回るため、0.75 を下限値とすることは有効質量の観点からするとやや過大評価となる。
- ・2 自由度系(2DOF)による評価も試み、2DOF の $A_1(1) \approx \text{MDOF}$ の $A_1(\text{st})$, 2DOF の $A_1(\text{all}) \approx \text{MDOF}$ の $A_1(\text{all})$ であることを確認した。

(2) 上層と下層の層間変形角比を 2~30 で変化させた場合

層間変形角比 $\theta_w / \theta_{RC} = 2, 7, 15, 30$ について、質点系モデルの固有値解析から求めた $A_1(\text{all})$ と $A_1(\text{st})$ の比較、および $A_1(\text{all})$ と $A_1(1\text{st})$ の比較を図 3.2-9 に示す。図中の赤破線は限界耐力計算の考え方 (下限値 0.75) であり、黒線は次式のように $A_1(1\text{st})$ ($\approx A_1(\text{st})$) から $A_1(\text{all})$ を推定した場合の関係である。

$$A_1(\text{all}) \approx \sqrt{[A_1(1\text{st})]^2 + C[(1 - A_1(1\text{st}))]^2} \quad (3.2-4)$$

上式では各次モードの有効質量比の総和が 1 であることを利用している。C は高次モード (2 次以上) の有効質量の分布を表す係数であり、C が最大となるのは高次モードが単一 (2 次のみ、2DOF) のとき、最小となるのは高次モードが多数に分配される (層数多、 α_i 大など) ときである (図 3.2-10)。

$A_1(st)$ は $A_1(all)$ より小さい傾向にある（一部例外あり）。限界耐力計算において、有効質量比が0.75を下回る際に割り増す（下限値を0.75とする）操作は理に適ってはいるが、 $A_1(all)$ も大部分は0.75を下回るため、0.75を下限値とすることは有効質量の観点からするとやや過大評価となる。 $A_1(all)$ との相関は、 $A_1(st)$ （図3.2-9左）より $A_1(1st)$ （図3.2-9右）の方がやや強いこともわかる。また、式(3.2-4)のように $A_1(st)$ （or $A_1(1st)$ ）から $A_1(all)$ が推定できる可能性がある。ただし、現状では係数 C を合理的に定めることが難しく、 $A_1(all)$ の変動幅は推定できるものの、個々の $A_1(all)$ を精度よく予測することは困難である。

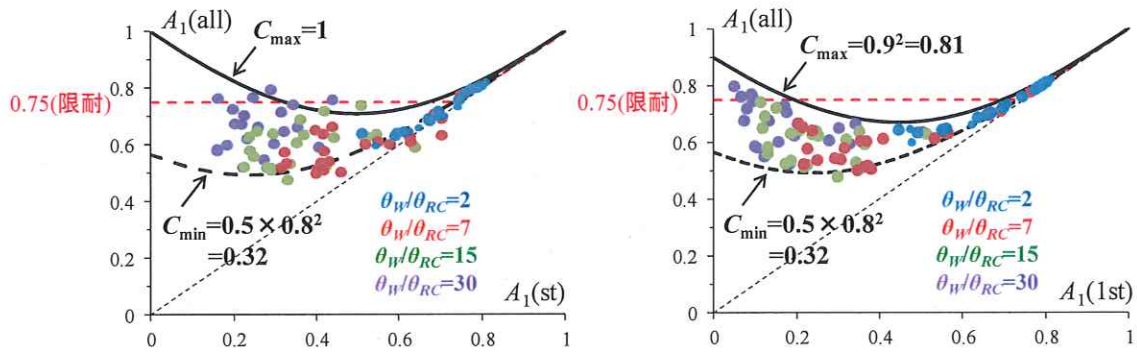


図3.2-9 モード解析(全モード考慮)による有効質量比の傾向



図3.2-10 係数 C の傾向

次に、 $A_1(st)/A_1(all)$ （有効質量比の実態値に対する設計値の比）の傾向を図3.2-11に示す。 $A_1(st)/A_1(all)$ が1を大きく下回るケースは、換言すると高次モードが卓越する（ $A_1(st)$ =小）と考え、静的解析で求まる有効質量比から判別する方が簡便と考えられる。 $A_1(st)/A_1(all)>0.95$ となるのは、 $C=C_{max}$ のとき $A_1(st)=0.75$ 、 $C=C_{min}$ のとき $A_1(st)=0.65$ 程度である。限界耐力計算で有効質量比=0.75を閾値とするのは、立面混構造においても妥当と考えられる。一方で、 $A_1(st)$ に応じて $A_1(all)$ を個別に精度よく予測するのは現状では難しい。

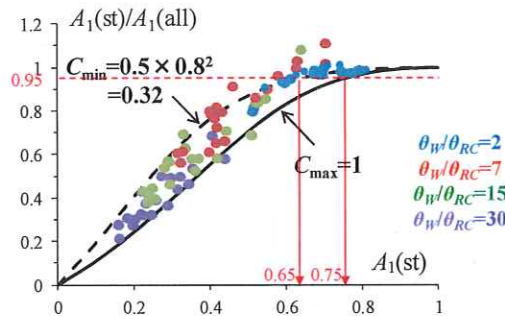


図3.2-11 モード解析(全モード考慮)および静的解析による有効質量比の傾向

以上の(1),(2)の結果を踏まえると、立面混構造で顕著に見られる有効質量比の低下は、高次モードの卓越とも解釈できる。一般的な重層構造では、高次モードは建物頂部に近いところで特に励起されるのに対し、立面混構造の高次モードは建物基部に近い下部構造でも卓越し、さらにこれらの高次モードが応答を励起する下部

構造は重量が大きいと、それなりに大きな有効質量を有しているところに特徴がある。そこで、高次モードによるせん断力の増大に関する既往研究を整理する。

文献1には、「崩壊形を確保し保証するためには高次のモードによる建築物全体の力の増大に対応する必要がある。目安としては、有効質量比の逆数程度を高次モードの影響として層のせん断設計などに考慮する必要がある。」とある。例えば有効質量比=0.75 なら、1.33 倍の割増が必要となる。

文献5では、高次モードによる応力割増について図3.2-12のように解説されている。このとき、高次モード成分とは2次モード成分(弾性モード)+3次以上(剛体モード)とされている。ただし、文献5では外力分布を A_i 分布ではなく弾塑性1次モード比例分布としているため、限界耐力計算の考え方とは必ずしも整合しない。

9.3 高次モード応答の考慮

9.3.1 平面的不整形性が小さい建物に対する高次モードによる応力割増

平面的不整形性が小さい建物では、主に建物高さ方向に対して高次モードが地震応答に影響する。建物各層の最大地震応答せん断力 Q_i の評価においては、以下の方法によって高次モードの影響を考慮するものとする。

$$Q_i = \sqrt{Q_1^2 + \dots + Q_n^2} \quad (9.3.1)$$

$$iQ_1 = \sum_{j=1}^n m_j \cdot \beta_j \cdot \mu_j \cdot iS_{aj} \quad (9.3.2)$$

$$iQ_n = \sqrt{iQ_1^2 + \left(\sum_{j=1}^n m_j \left(1 - \frac{\beta_j \cdot \mu_j}{\beta_1 \cdot \mu_1} \right) \cdot x_{\text{max}} \right)^2} \quad (9.3.3)$$

$$iS_{aj} = \sum_{k=1}^n m_k \cdot \beta_k \cdot \mu_k \cdot iS_{ak} \quad (9.3.4)$$

ここに、 iQ_1 : i 層の層せん断力の一次モード成分

iQ_n : i 層の層せん断力の高次モード成分

iQ_2 : i 層の層せん断力の二次モード成分

m_j : j 層の質量

$\beta_j \cdot \mu_j$: j 層の等価一次制振因数。7.3.1 項で算出した等価1自由度系の応答値に対応する静的非線形増分解析結果 (MAP 解析結果) を用いて次式で算定してよい。

$$\beta_j \cdot \mu_j = \frac{\sum_{k=1}^n m_k \cdot i\delta_k}{\sum_{k=1}^n m_k \cdot i\delta_k^2} \cdot i\delta_j \quad (9.3.5)$$

$i\delta_k$: k 層の1層床位置に対する相対変位 (MAP 解析値)

$\beta_j \cdot \mu_j$: j 層の弾性二次制振因数

iS_{aj} : 7.3.1 項で算出した等価1自由度系の応答加速度 (代表加速度)

iS_{ak} : 弾性二次モードに対応する応答加速度

x_{max} : 地動の加速度の最大値 ($S_{amax}/2.5$)

S_{amax} : 加速度応答スペクトルの最大値

各層の応答値は、原則として7.3.2項で求めた各層の応力の一次モード成分に、それぞれ上記で求めた応答せん断力の一次モード成分に対する比率 Q_i/Q_1 を乗じて算定してよい。ただし、両端ヒンジ部材の応力については、割増さなくてよい。

建物の設計過程で想定された崩壊機構を確実に形成するため、建物を構成する各部材に作用するせん断力を高精度に予測することが必要である。特に鉛直部材に作用する応力は、高次モード応答の影響を受けて、本指針の地震応答評価で仮定した一次モード応答から大きく乖離することが予測されるため、本指針では、高次モード応答による部材応力のばらつきを陽に評価する方法を示す方針とした。文献9.3.1)では、限界耐力計算における耐震性能評価法に対して高次モードの影響を考慮することを目的として、多層建物の最大層せん断力の評価式が(9.3.1)式のように提案されている。本指針では、この提案式を用いて、高次モード応答による層せん断力および鉛直部材の応答せん断力の変動を評価することとする。

解説9.3.1)に上記の文献で示された Taft 波 75 cm/sec 入力による12層フレームの(疑似)応答加速度-応答変位関係 (S_a - S_d 関係)を一例として示す。 i 層の層せん断力 Q_i は、等価1自由度系の応答加速度 iS_a (解説図9.3.1の○印)を用いて(9.3.2)式により算定される一次モード成分 iQ_1 と(9.3.3)式で与えられる高次モード成分 iQ_n にSRSSを適用して(9.3.1)式で与えられるものとする。

図3.2-12 文献5の抜粋 (高次モードによる応力割増)

文献6では、図3.2-13のように平面混構造においてコア部分(極短周期で応答)に生じる地震力の位相が地動と同調することを指摘している。つまり、コア部分に作用する地震力は、文献6で言うところの剛体モード(3次以上)に該当し、通常のSRSSによる重ね合わせでは過小評価となり、直和とする必要がある。

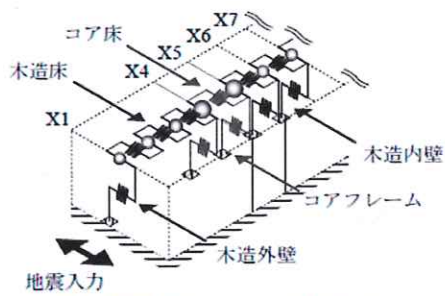


図2 振動解析モデル (1階部分)

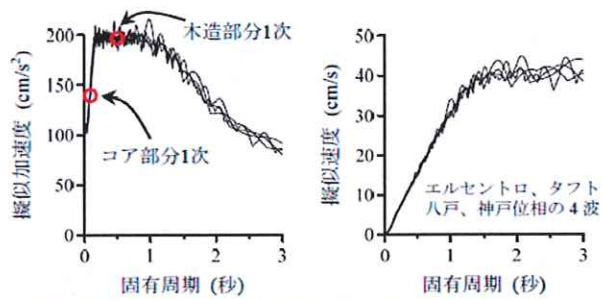


図3 解析に用いた地震動の応答スペクトル (5%減衰)

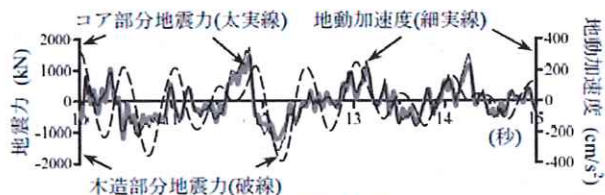


図4 地震力と地動加速度の時刻歴波形 (エルセントロ波)

図 3.2-13 文献 6 の抜粋 (平面混構造の剛構造部分に現れる剛体モード)

3.3 時刻歴応答解析による検討

3.3.1 はじめに

立面混構造のベースシア係数の傾向を調べるにあたり、これまでは質点系モデルの固有値解析に基づくモーダルアナリシスから求まる有効質量をもとに検討を行ってきた。しかし、保有水平耐力計算においては大地震時の安全性の確認も必要であり、それには構造特性係数 D_s や層せん断力係数分布 A_i などの適用性も併せて調べる必要がある。

D_s の設定方法については、文献1の方法（以下、JSCA法）によれば安全限界変位と対応付けて D_s 値を設定することが可能である。JSCA法は限界耐力計算の理論をベースとしており、限界耐力計算については文献2で特定層の剛性が高いあるいは低い場合にも適用可能であることが確認されているが、立面混構造を対象とした検討はこれまで行われていない。そこで本検討では、質点系モデルの時刻歴応答解析を実施し、限界耐力計算との比較を通じて、最大層間変形角分布や最大層せん断力係数分布の精度を調査する。

3.3.2 解析概要

3.3.2.1 骨格曲線の設定方法

木造部分については次のように骨格曲線を設定する。なお、説明の都合上、第1層のベースシア係数 C_1 - 層間変形角関係 R_1 としているが、第 i 層 ($i \geq 2$) の層せん断力係数 C_i は、 $C_i = C_1 A_i$ となる。また、 j 層以下がRC造の場合は、3.3.2.2で述べる方法で別途モデル化を行う。なお、設定法により定まる保有水平耐力 (C_s) はJSCA法により求まる必要保有水平耐力と概ね対応することを別途確認している（注2、基準整備促進事業 S42 報告書）。

木造部分の第1層のベースシア係数-層間変形角関係の骨格曲線を次のように設定した（図3.3.2-1）。

- 1) 安全限界変形角 R_s を建物階数に応じて表3.3.2-1のように決める。ただし、7階建て以上でも $1/50\text{rad}$ を上限とした(*1)。
- 2) 骨格曲線を完全弾塑性置換したときの折れ点変形角 R_y を $1/150\text{rad}$ とする。
- 3) 1),2)から塑性率 $\mu (=R_s/R_y)$ が定まり、次式により保有水平耐力 $C_s (=D_s/R_s)$ 、ただし以下では $R=1$ とする)が決まる。

$$D_s = \frac{0.75(1+0.05\mu)}{\sqrt{2\mu-1}} \quad (3.3-1)$$

- 4) 第1折れ点に相当する損傷限界時の変形角 R_d は R_y の $2/3$ とする。損傷限界時の耐力 C_d は、初期剛性が2),3)で決まる勾配 (C_d/R_y) をもつように定める。このとき、 C_d が 0.2 を下回る場合は 0.2 とする(*2)。
- 5) 第2折れ点の変形角 R_2 は R_d と R_s を $2:1$ に内分する変形角とし、このとき保有水平耐力 C_s に到達する。また、第2折れ点以降の3次勾配は、初期の勾配の 0.2 倍とする(*3)。

(*1) 文献7に示される表3.3.2-1は限界耐力計算を対象としたものであるため。

(*2) この条件により、 $C_0=0.2$ に対して $1/150\text{rad}$ に収まることになるが、本報で対象としたモデルではこの条件に該当したものはなかった。

(*3) 文献8を参考に設定した（参考）。

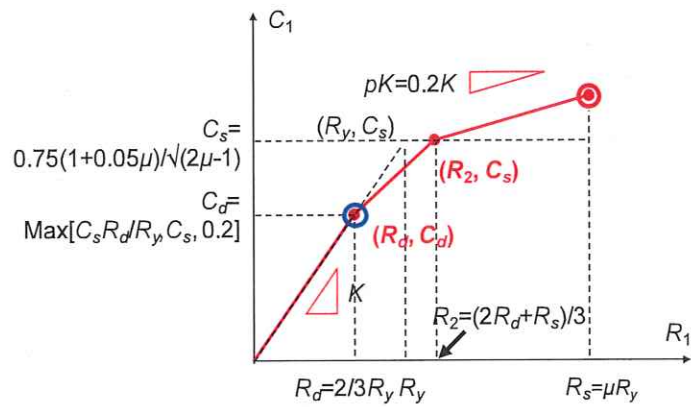


図 3.3.2-1 第 1 層のベースシア係数-層間変形角関係の設定方法

表 3.3.2-1 CLT マニュアルにおける安全限界変形角 (限界耐力計算)

表 8.2-1 安全限界変形角の上限値 γ_s 【暫定値】

階数	3 以下	4	5	6	7	8 以上
γ_s	1/30	1/40	1/45	1/50	1/60	1/75

1.50 とする

【参考】

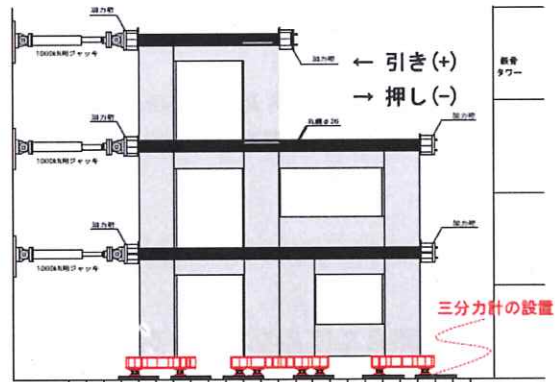


図 1 試験体セットアップと正負関係

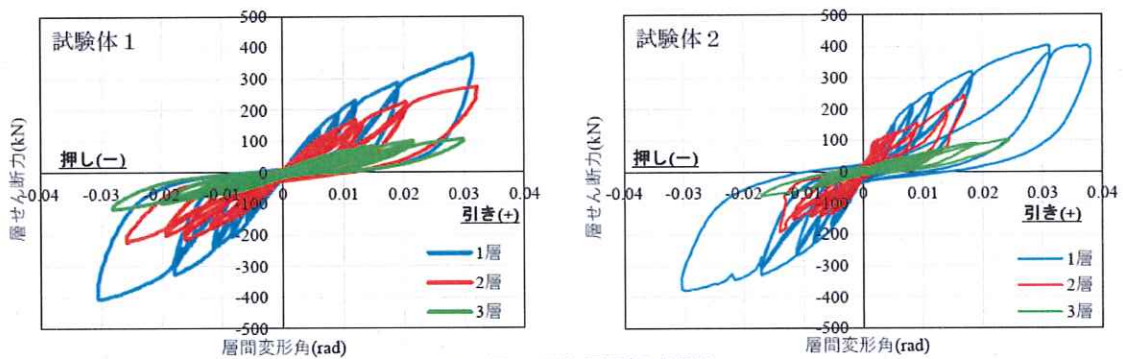


図 2 層せん断力-層間変形角関係

以上の方法に基づき7層モデルについて定めた骨格曲線を図3.3.2-2に示す。なお、図中右には文献9のモデルを示している。これより若干剛性が低めであるが、概ね同程度である。

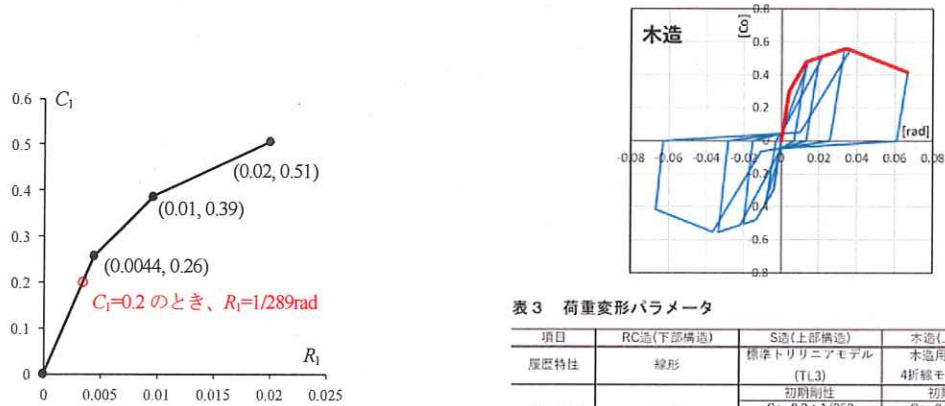


表3 荷重変形パラメータ

項目	RC造(下部構造)	S造(上部構造)	木造(上部構造)
履歴特性	線形	標準トリリニアモデル (TL3)	本造用強度低下4折線モデル(W54)
骨格曲線	線形	初期剛性	初期剛性
		$C_0=0.2:1/250$	$C_0=0.2:1/375$
		保有水平耐力	保有水平耐力
		$C_0=0.5:1/75$	$C_0=0.48:1/75$
履歴特性	TL3: $p1=1.0$		
パラメータ	WS4: $p1=2.59, p2=-0.06, p3=0.15, p4=1.09, p5=1.45, p6=0.0$		

図3.3.2-2 第1層のベースシア係数—層間変形角関係の骨格曲線 (右は文献9のモデル)

3.3.2.2 振動解析モデル

図 3.3.2-3 に示す質点系モデルとした。木造部分については、図 3.3.2-1 のように設定した骨格曲線を基準とし、 i 層の層せん断力係数は C_1 に昭 55 建告第 1793 号第 3 の A_i を乗じて $C_i=C_1A_i$ と設定した。すなわち、 A_i 分布の静的外力に対して層間変形角分布が常に一樣となるモデルとした。RC 部分については、弾性域において木造部分の層間変形角の 1/15 となるよう剛性を設定し、弾性とした。

高さ方向の質量分布は文献 9 のモデルと同様とし、総質量を 100ton (1 層の支持重量が 980kN) とした。階高は一律 3.5m とした。

木造部分の復元力特性モデルを図 3.3.2-4 に示す。図 3.3.2-1 に示した骨格曲線のうち、3 次勾配は図 3.3.2-4 右の弾性要素で表し、その他を図 3.3.2-4 左のスリップ要素で表した。繰り返し変形時の荷重軸切片は、元の骨格曲線の第 2 折れ点耐力の 0.1 倍となるようにした (文献 9)。

時間刻みは 0.005 秒で平均加速度法により時刻歴応答解析を行った。

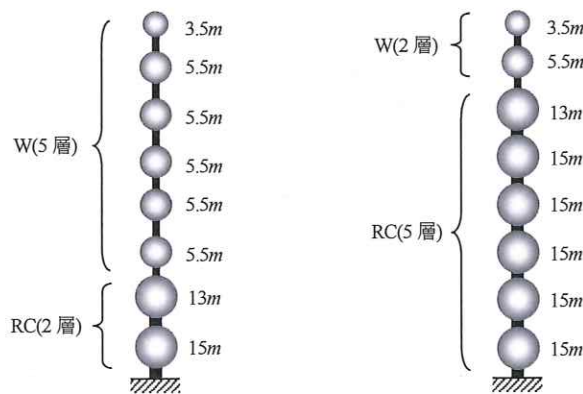


図 3.3.2-3 振動解析モデル (左: 5/2 モデル、右: 2/5 モデル)

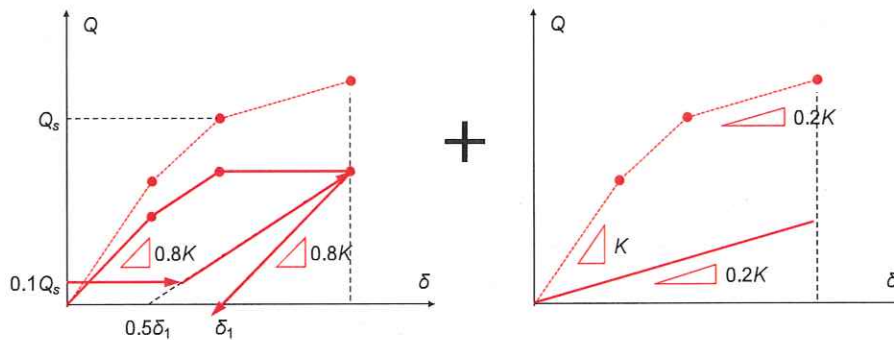


図 3.3.2-4 復元力特性モデル

5/2 モデルおよび 2/5 モデルの固有値解析により得た 1~8 次の刺激関数を図 3.3.2-5 に、有効質量比を図 3.3.2-6 に示す。大きな有効質量比を有するのは、5/2 モデルでは 1 次モードと 6 次モード、2/5 モデルでは 2 次モードであった。

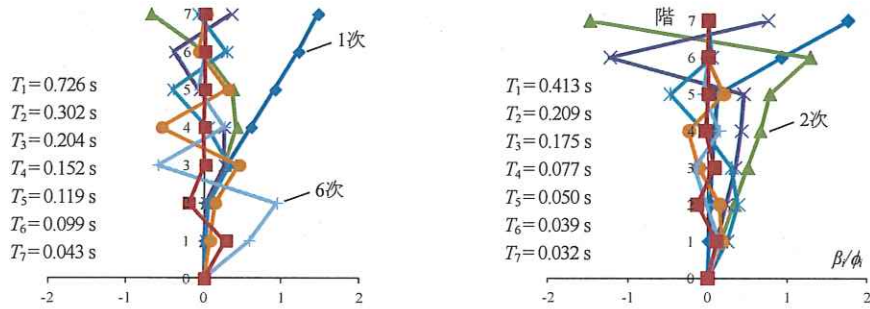


図 3.3.2-5 各次モードの刺激関数 (左: 5/2 モデル、右: 2/5 モデル)

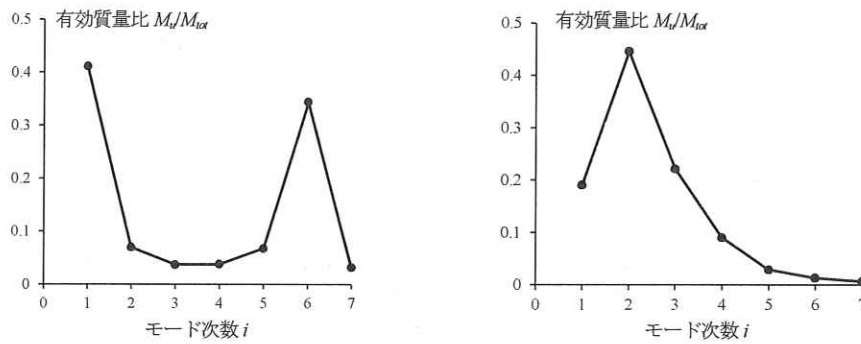


図 3.3.2-6 各次モードの有効質量比 (左: 5/2 モデル、右: 2/5 モデル)

本検討では高次モードによる最大応答への寄与を調べるのが趣旨であるため、減衰の設定においては、レイリー減衰(R)と剛性比例減衰(S)の2種を比較した。レイリー減衰では1次と3次に対して3%とし、剛性比例減衰では1次に対して3%とした。いずれの場合も剛性マトリクスは接線剛性で定義した。それぞれの減衰タイプにおける、1~8次モードの減衰定数を図3.3.2-7に示す。周知のとおり、剛性比例減衰では減衰定数が振動数に比例するが、図3.3.2-6で示した通り、立面混構造では高次モードが大きな有効質量比を有することに留意する必要がある。

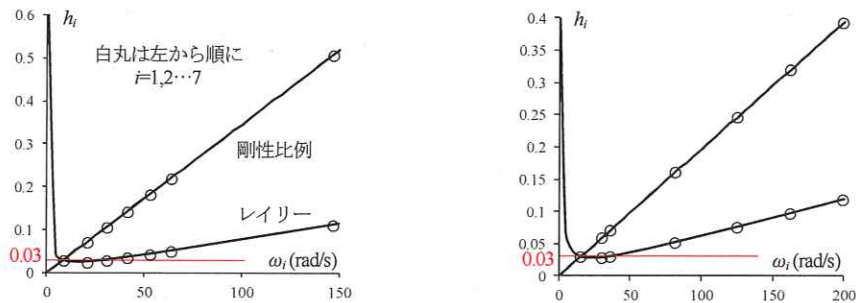


図 3.3.2-7 各次モードの減衰定数 (左: 5/2 モデル、右: 2/5 モデル)

3.3.2.3 入力地震動

入力地震動は、極めて稀に発生する地震動に対応する工学的基盤上の加速度応答スペクトルに、平12建告第1457号第10の表層地盤による加速度の増幅率（第二種地盤）を乗じて得られるスペクトルに概ね対応する模擬地震動を用いた（図3.3.2-8）。位相特性は表3.3.2-2に示す既往観測波のもので計7波を用いた。これを100%入力として、弾性応答を調べる目的の5%入力と、僅かに塑性化させる50%入力の計3種とした。

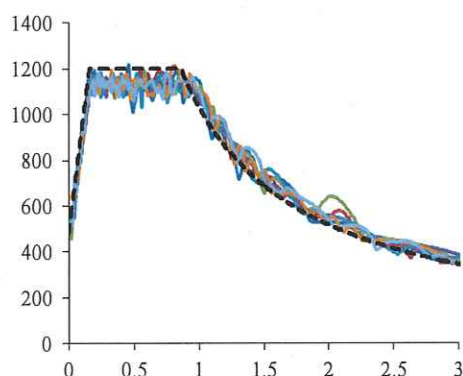


図 3.3.2-8 入力地震動の擬似加速度応答スペクトル

表 3.3.2-2 地震動の位相特性

呼称	発生地震	備考
エルセントロ NS 波	Imperial Valley 地震, 1940.05.18	(一社)建築性能基準推進協会頒布の強震動記録 ^[1]
タフト EW 波	Kern County 地震, 1952.07.21	
八戸 NS 波(1) ^[3]	十勝沖地震, 1968.05.16	
東北 NS 波	宮城県沖地震, 1978.06.12	
JMA 神戸 NS 波	兵庫県南部地震, 1995.01.17	旧・神戸海洋気象台観測波
JR 鷹取 EW 波	兵庫県南部地震, 1995.01.17	JR 鷹取駅観測波
KNET 小千谷 EW 波	新潟県中越地震, 2004.10.23	K-NET (NIG019) 観測波 ^[2]

[1] (一社)建築性能基準推進協会：代表的な観測地震波（加速度データ）（<https://www.seinokyo.jp/jsh/top/>）

[2] 防災科学技術研究所：強震観測網（K-NET, KiK-net）（<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>）

[3] (財)日本建築センター：ビルディングレター（1986年6月号）「高層建築物の動的解析用地震動について」

3.3.2.4 パラメトリックスタディにおける変動要因

変動要因を以下にまとめる。

① 層数バランス：

5/2（木造5層／RC造2層）と2/5（木造2層／RC造5層）の2種類

② 減衰モデル：

レイリー減衰(R)と剛性比例減衰(S)の2種類

③ 地震入力の倍率：

5%, 50%, 100%の3種類

3.3.3 解析結果

3.3.3.1 各モデルの応答と限界耐力計算の精度検証

8層モデルを例に各層の層せん断力-層間変形関係を図 3.3.3-1 に示す。

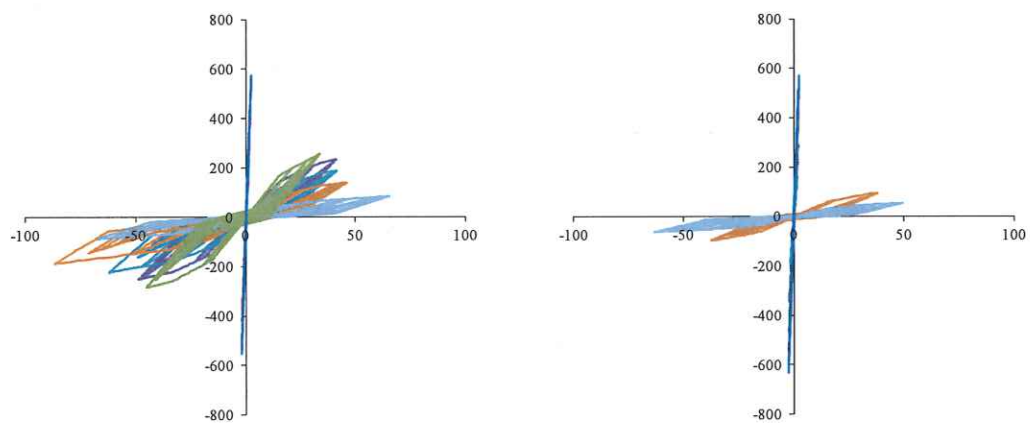


図 3.3.3-1 各層の層せん断力-層間変形関係の例（東北 NS 位相波、100%入力）
左：5/2 モデル、右：2/5 モデル

限界耐力計算による 100%入力時の計算結果を、5/2 モデルは図 3.3.3-2 に、2/5 モデルは図 3.3.3-3 に示す。限界耐力計算では有効質量比が 0.75 を下回る場合には有効質量比を 0.75 とする割増（調整係数 q ）がかかるが、これの非考慮／考慮による差異も比較した。

2/5 モデルは载荷にともなう有効質量比 M_d/M_{tot} の変化（層間変形が大きくなるほど M_d/M_{tot} が低下）が大きく、 q を考慮するか否かで応答の計算値が大きく異なることがわかる。

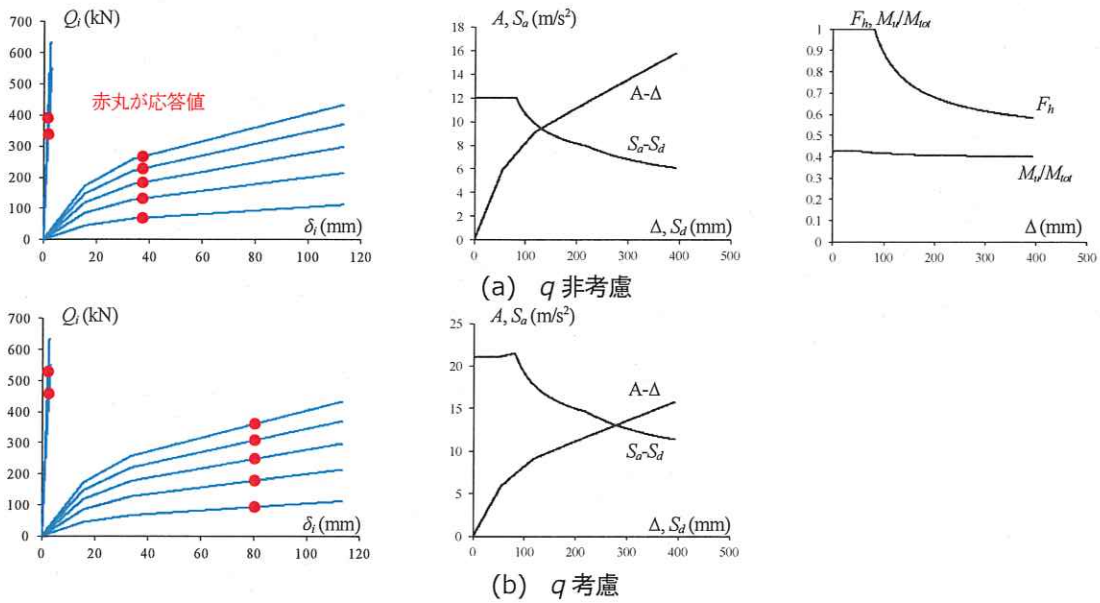


図 3.3.3-2 5/2 モデルの限界耐力計算による計算結果（100%入力）

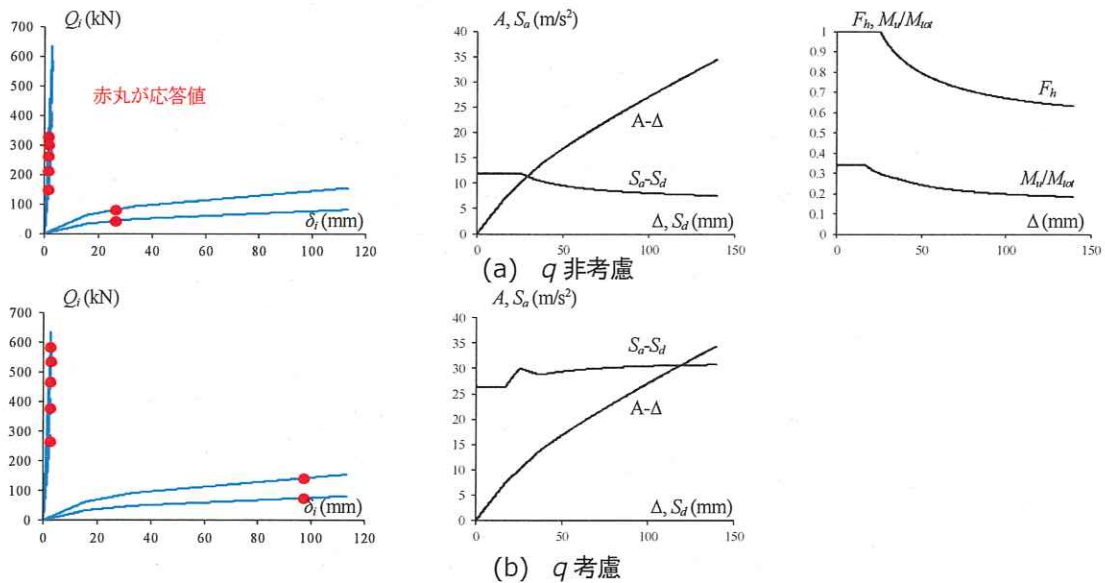


図 3.3.3-3 2/5 モデルの限界耐力計算による計算結果（100%入力）

次に、最大層間変形および最大層せん断力係数の分布を比較する。5/2 モデルの結果を図 3.3.3-4～3.3.3-9 に、2/5 モデルの結果を図 3.3.3-10～3.3.3-15 に示す。各層での 7 波平均値を赤線で示している。以下に結果を要約する。

【最大応答値について】

- 1) 上部構造の木造部分は A_i 分布に比例する剛性・耐力を与えているが、最大層間変形の分布は必ずしも一様ではなく、多少のばらつきを有している。しかし、7 波平均値で見れば木造部分の特定層への極端な変形集中はなかった。
- 2) 基整促 S42 (注 2) で検討されている D_s の設定法は、立面混構造の上部構造 (木造部分) の設計に対しても概ね妥当であることを確認した。すなわち、極稀地震に対して最大層間変形角が平均で 1/50rad 程度に収まり、そのときのベースシア係数は 1/100rad 時で 0.39、最大応答時 (1/50rad 程度) で 0.5 程度であった。

【限界耐力計算の精度について】

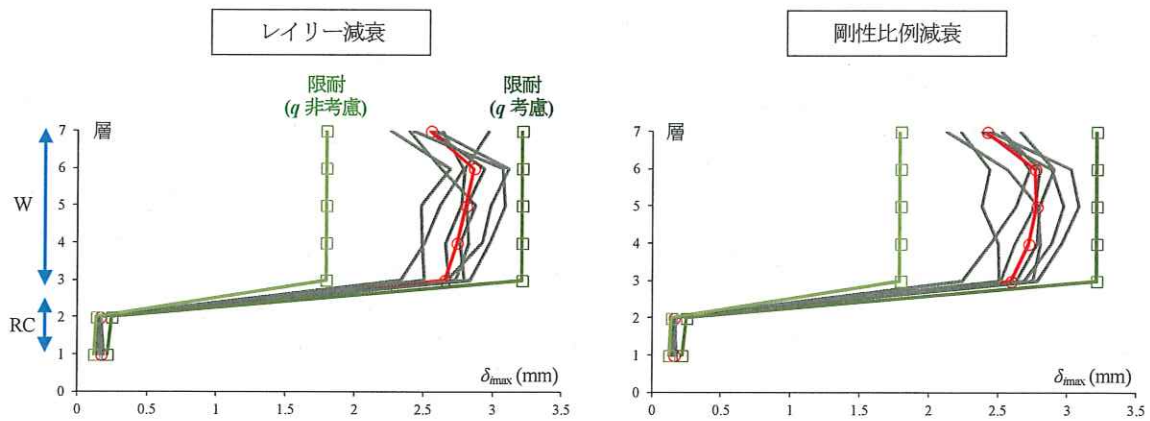
- 3) 上部構造 (木造部分) ではおおよそ、限界耐力 (q 非考慮) < 時刻歴 (平均) < 限界耐力 (q 考慮) の関係であり、限界耐力計算は q の考慮により総じて安全側であると言える。
- 4) しかし、下部構造 (RC 造部分) では 100% 入力時に限界耐力 (q 考慮) < 時刻歴 (平均) となる傾向にあった。特に 2/5 モデルでは限界耐力 (q 考慮) より時刻歴応答解析 (平均) の応答値が最大 20～40% 程度上回った。

【告示 A_i 分布 (昭 55 建告第 1793 号第 3) による地震力分布の精度について】

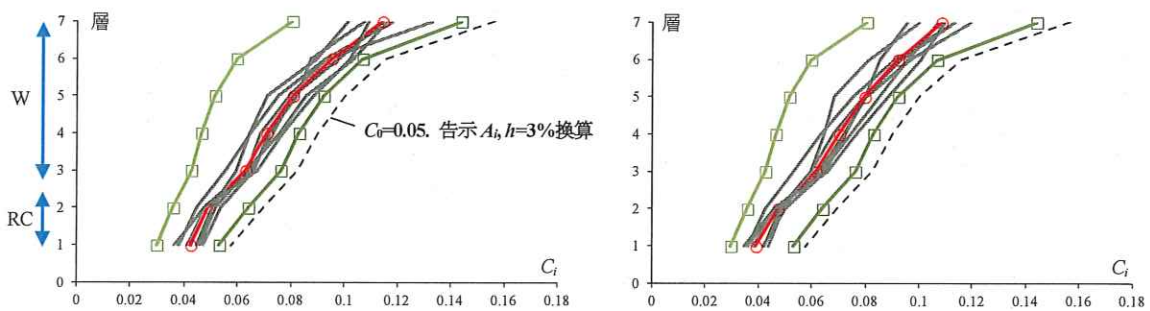
- 5) 層せん断力係数分布 (C_i/C_1 , 1 階を 1 に基準化した A_i 分布) は、多くのケースで計算値が時刻歴 (平均) を上回り安全側となったが、5% 入力 (弾性応答) における 2/5 モデルの最上階、および 5/2 モデルの木造部分の中間部では、計算値が時刻歴 (平均) を下回り危険側となった。しかし、この傾向は入力が大きくなるにつれ見られなくなるが、これは 4) で述べたように下部構造の地震力を過小評価していることが影響していると考えられる。
- 6) 層せん断力係数分布 (C_i , 1 階を 1 に基準化しない A_i 分布) は、5% 入力 (弾性応答) において計算値が時刻歴 (平均) を上回り安全側となった (一部の波では時刻歴が上回ることがあった)。これは計算値 (許容応力度計算) では有効質量を考慮しないことの影響が大きいと考えられる。

【その他】

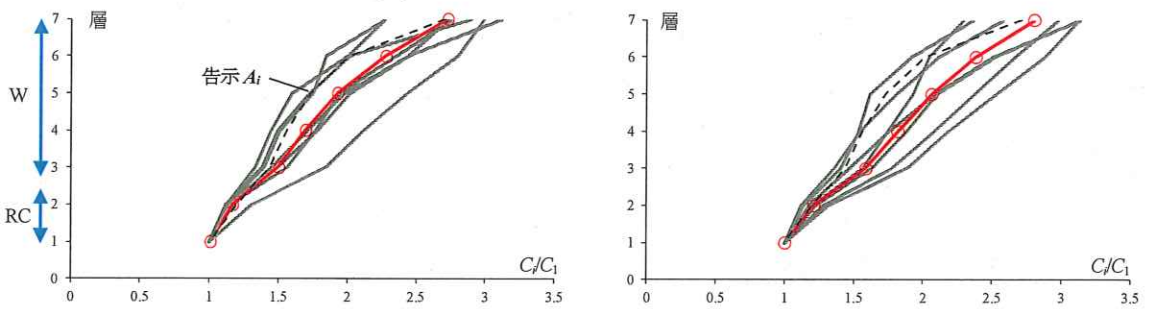
- 7) 立面混構造では高次モードが大きな有効質量比を有することがあるため、特に下部構造の地震力評価においては高次モードの減衰定数を上げすぎない配慮 (レイリー減衰の採用など) が必要と考えられる。



(a) 最大層間変形分布



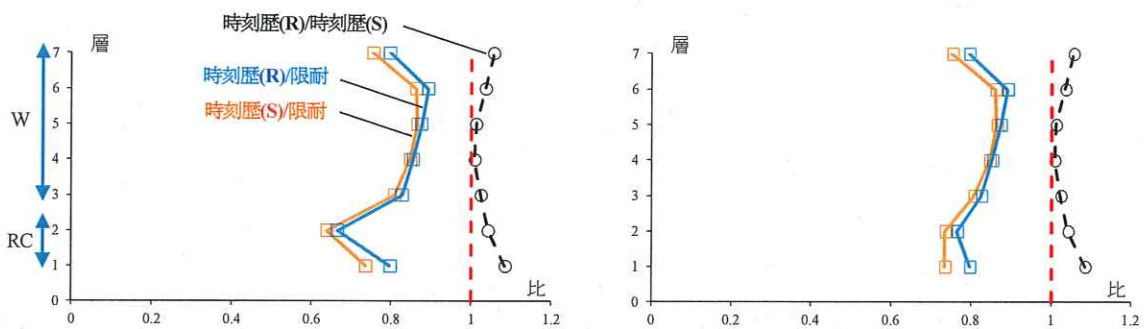
(b) 最大層せん断力係数分布 (C_i 分布)



(c) 最大層せん断力係数分布 (C_i/C_1)

図 3.3.3-4 5/2 モデル・5% 入力 の解析結果

* 赤線は各層での 7 波平均値を示す



(a) 最大層間変形

(b) 最大層せん断力係数

図 3.3.3-5 5/2 モデル・5% 入力 の解析結果の比

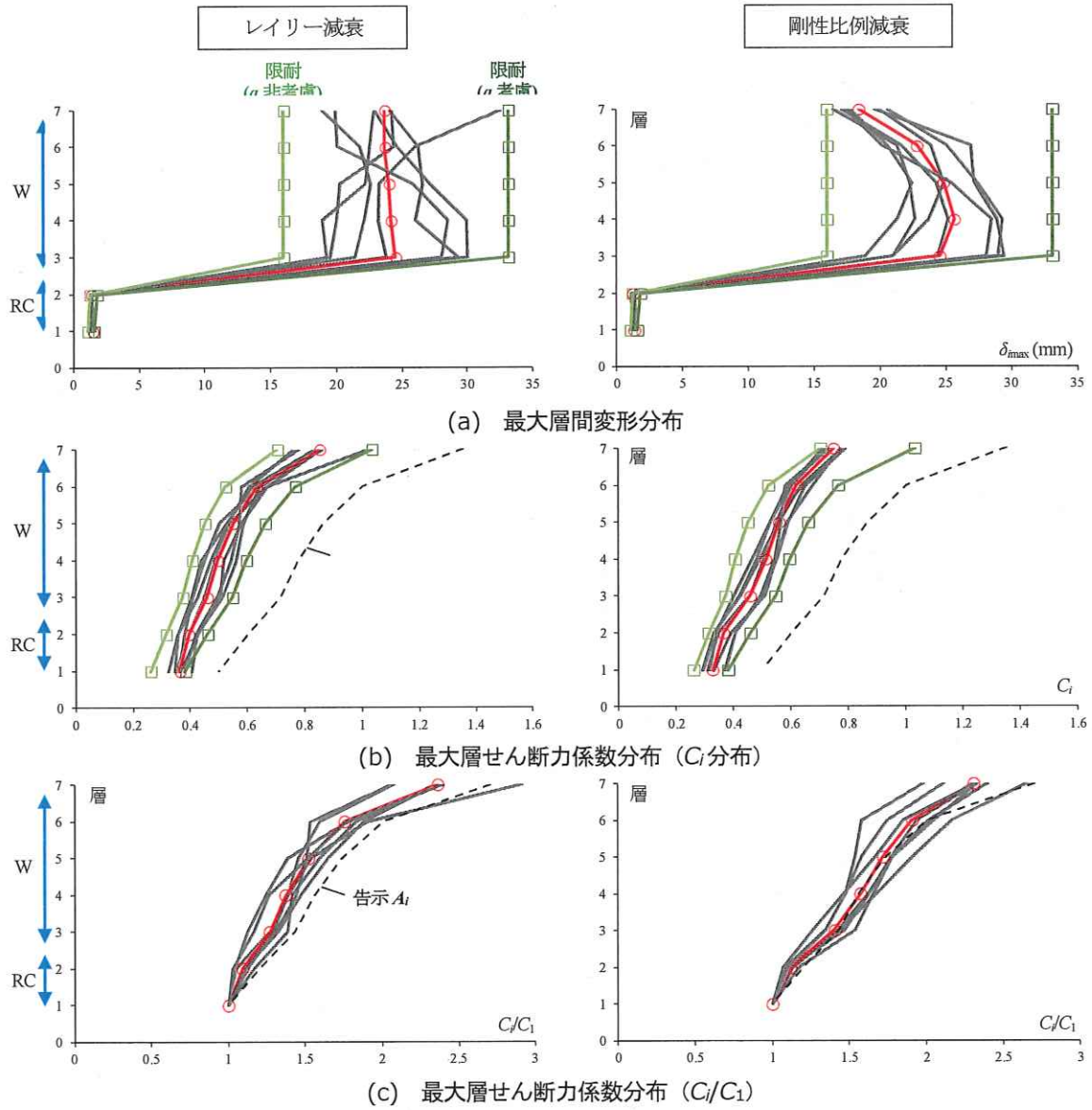


図 3.3.3-6 5/2 モデル・50% 入力 の解析結果

* 赤線は各層での 7 波平均値を示す

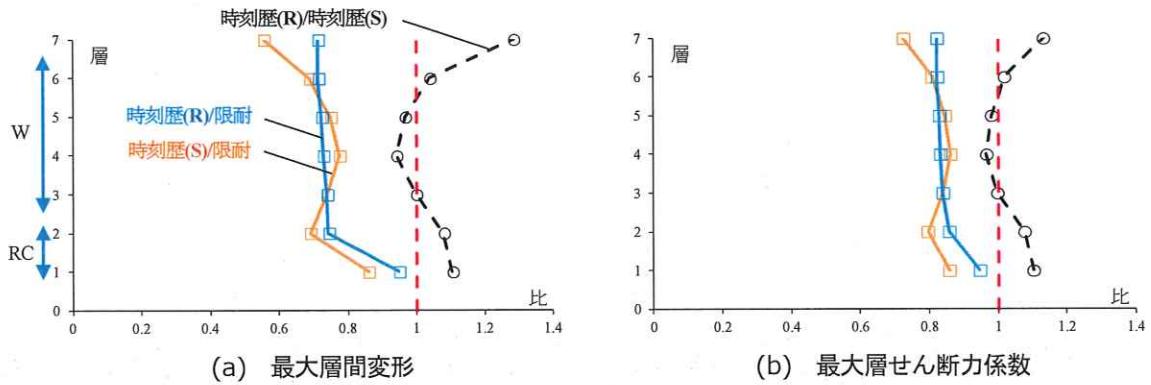
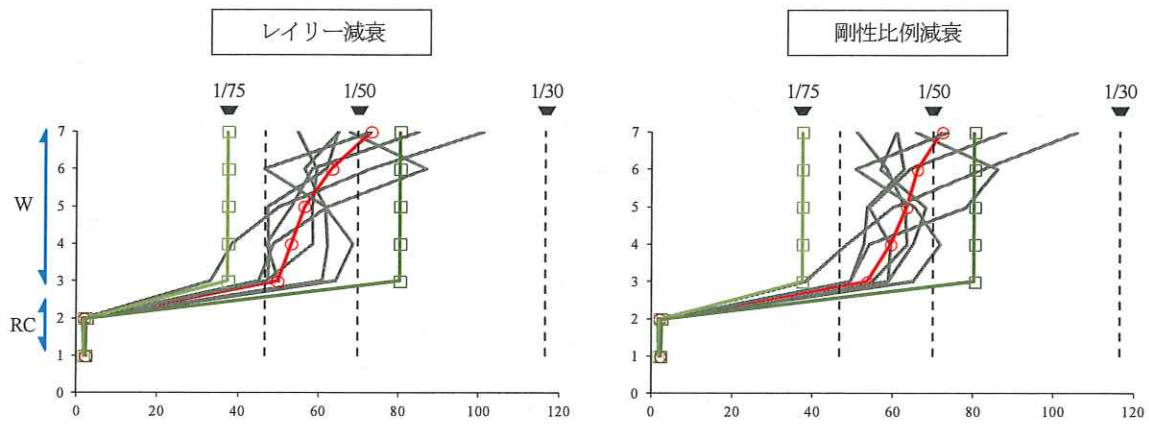
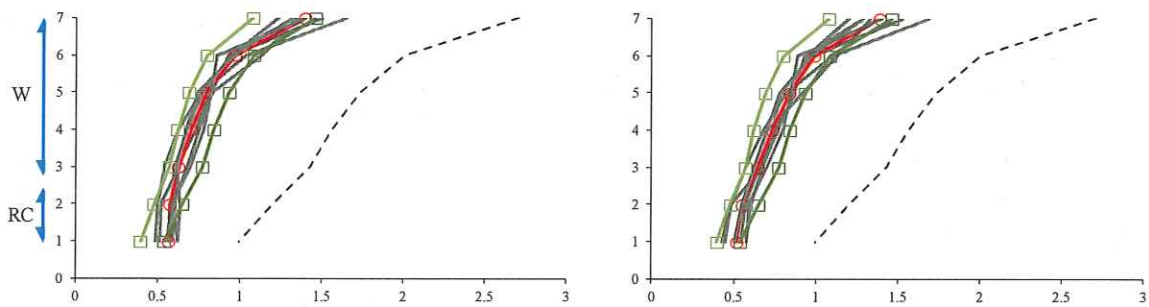


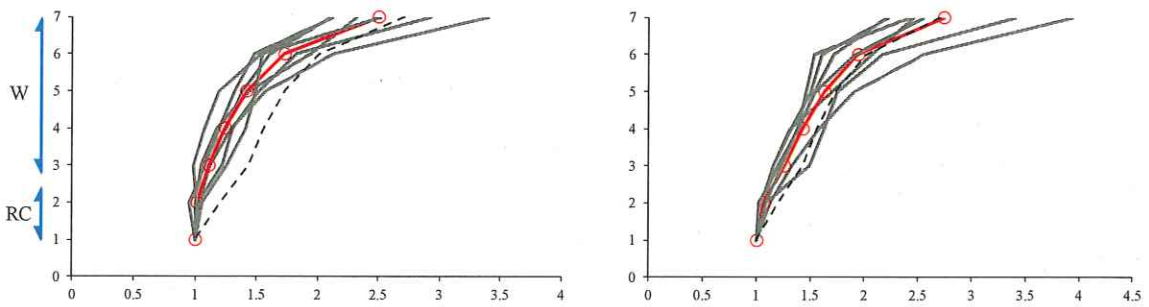
図 3.3.3-7 5/2 モデル・50% 入力 の解析結果の比



(a) 最大層間変形分布



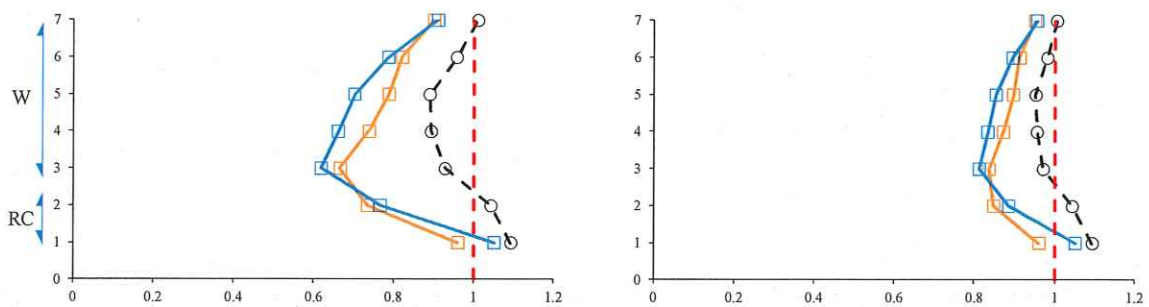
(b) 最大層せん断力係数分布 (C_i 分布)



(c) 最大層せん断力係数分布 (C_i/C_1)

図 3.3.3-8 5/2 モデル・100% 入力の解析結果

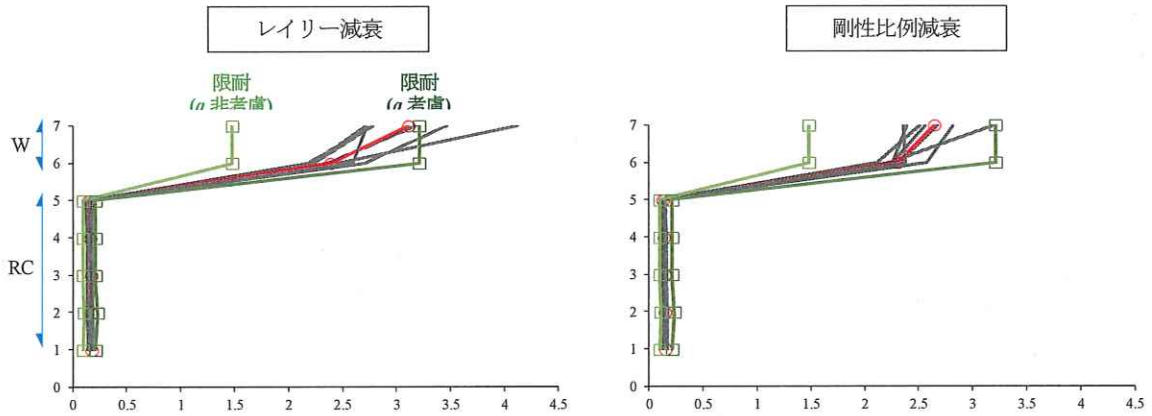
* 赤線は各層での 7 波平均値を示す



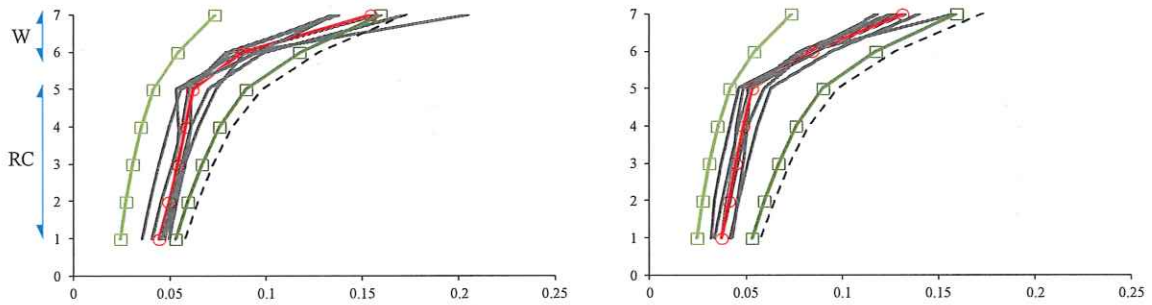
(a) 最大層間変形

(b) 最大層せん断力係数

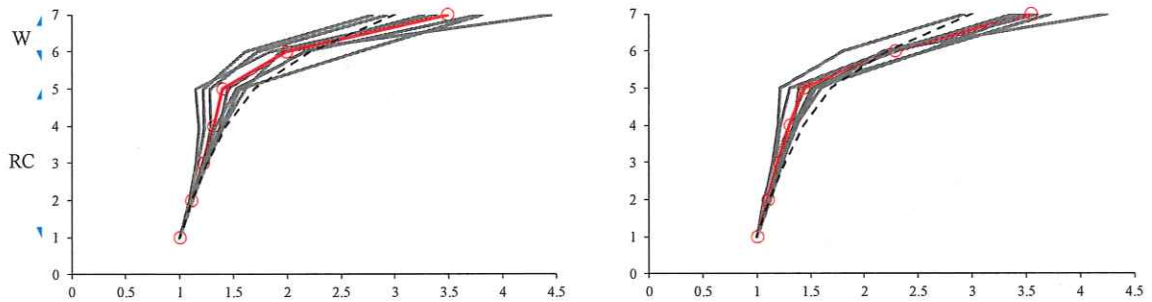
図 3.3.3-9 5/2 モデル・100% 入力の解析結果の比



(a) 最大層間変形分布



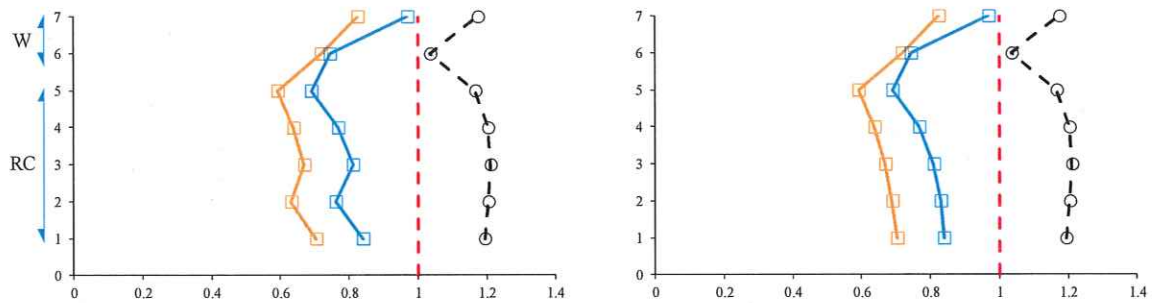
(b) 最大層せん断力係数分布 (C_i 分布)



(c) 最大層せん断力係数分布 (C_i/C_1)

図 3.3.3-10 2/5 モデル・5%入力の解析結果

* 赤線は各層での7波平均値を示す



(a) 最大層間変形

(b) 最大層せん断力係数

図 3.3.3-11 2/5 モデル・5%入力の解析結果の比

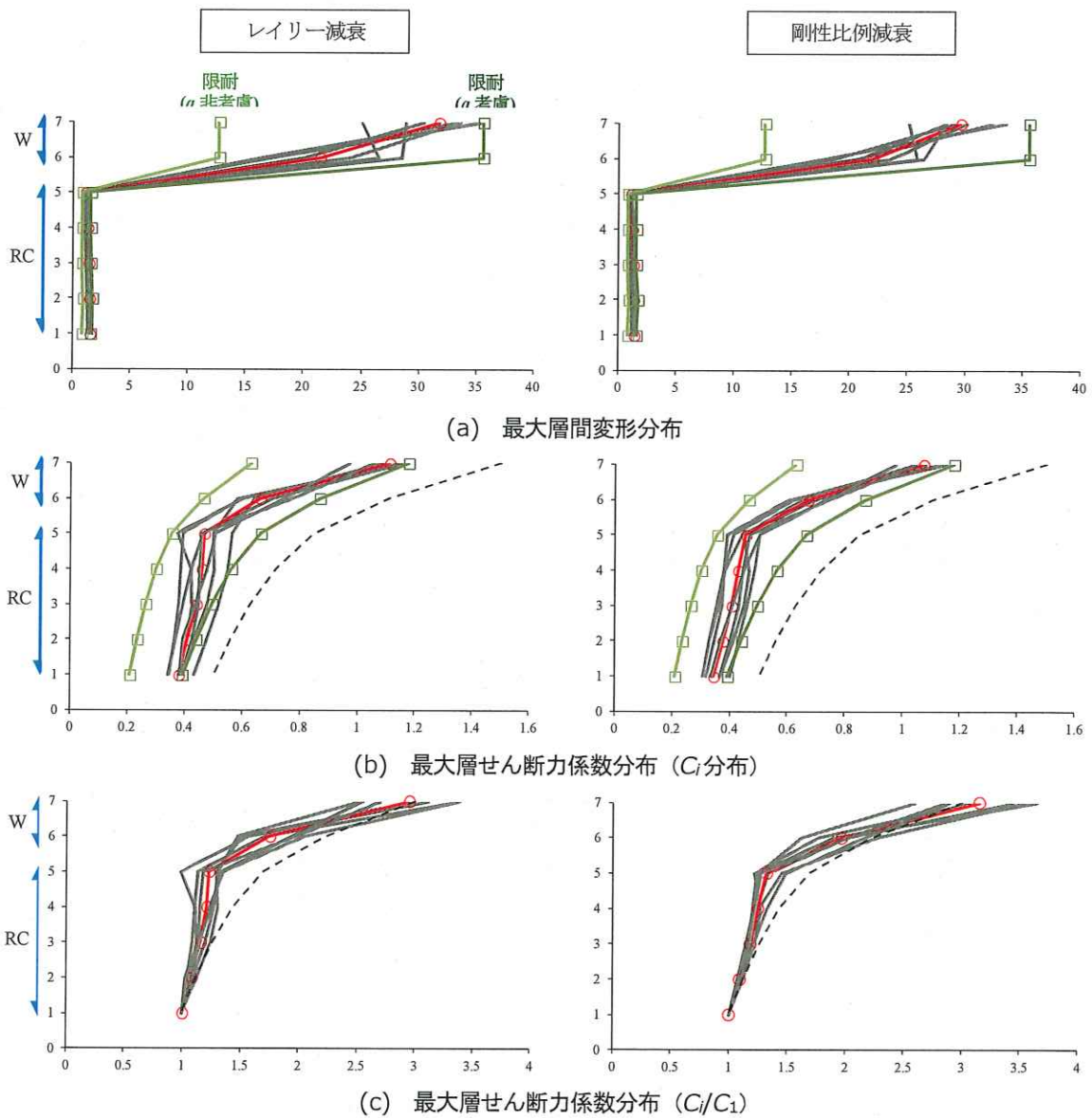


図 3.3.3-12 2/5 モデル・50%入力の解析結果

* 赤線は各層での 7 波平均値を示す

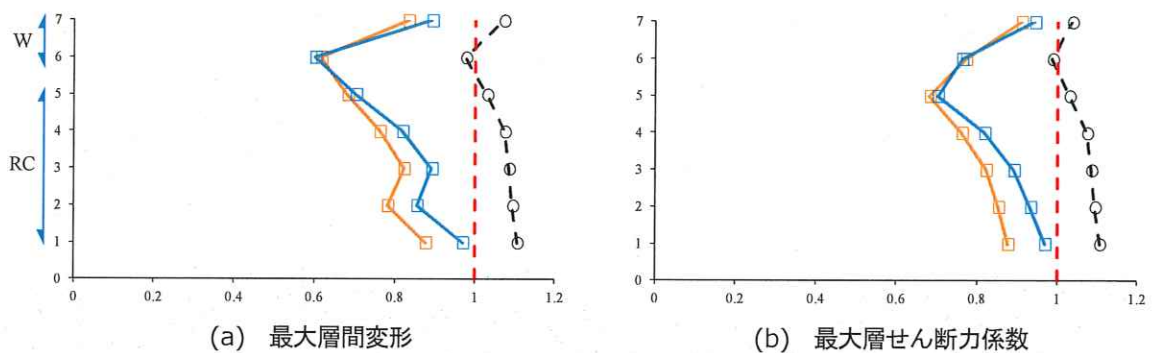
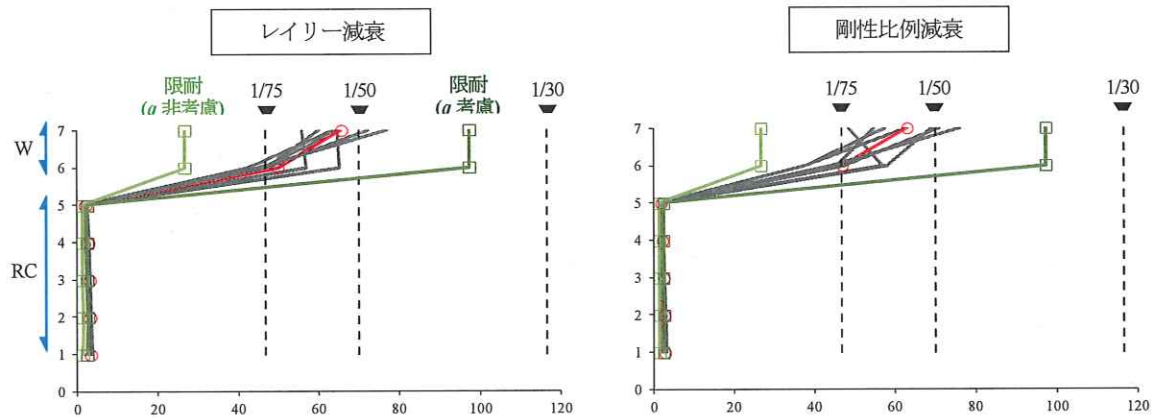
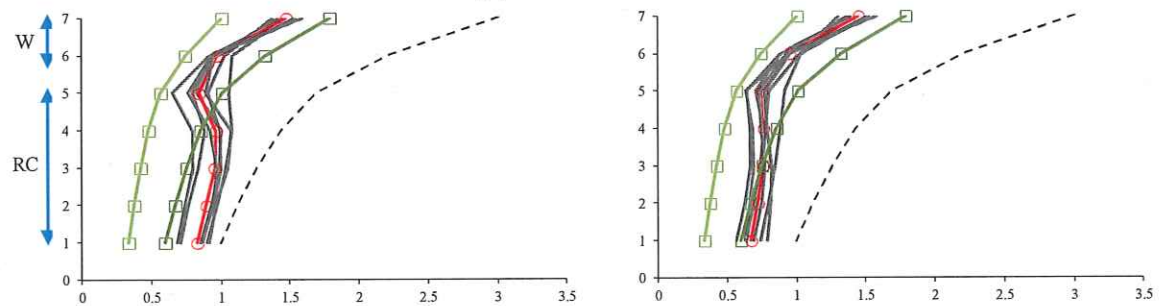


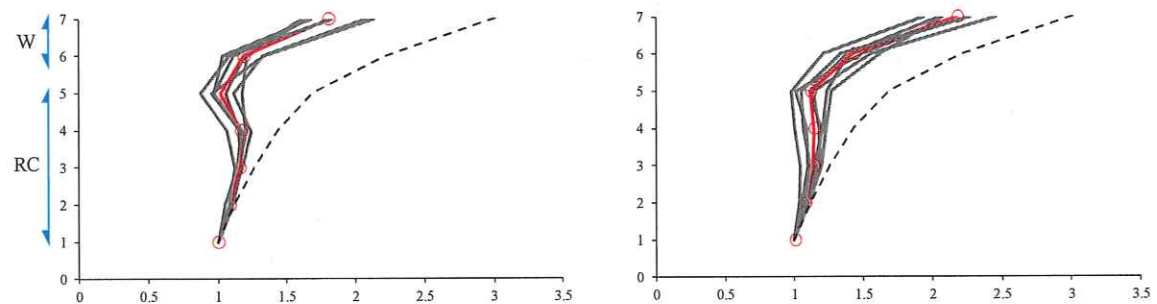
図 3.3.3-13 2/5 モデル・50%入力の解析結果の比



(a) 最大層間変形分布



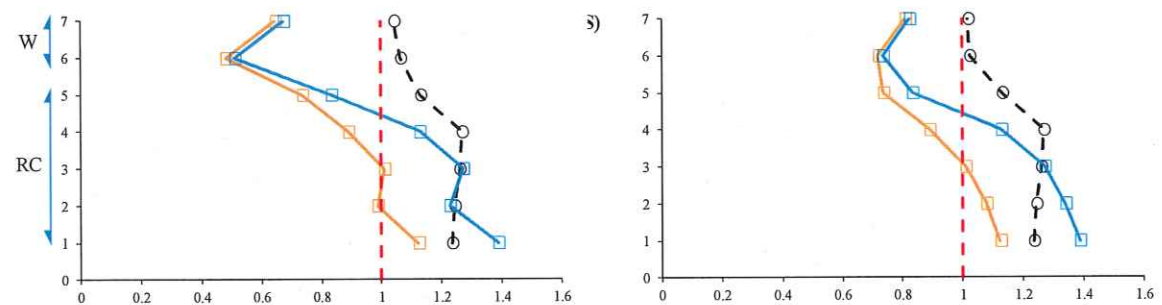
(b) 最大層せん断力係数分布 (C_i 分布)



(c) 最大層せん断力係数分布 (C_i/C_1 分布)

図 3.3.3-14 2/5 モデル・100%入力の解析結果

* 赤線は各層での7波平均値を示す



(a) 最大層間変形

(b) 最大層せん断力係数

図 3.3.3-15 2/5 モデル・100%入力の解析結果の比

3.3.3.2 外力分布形の影響の調査

外力分布の影響を調べる目的で、モード適応型静的非線形荷重増分解析 (Mode-Adaptive Pushover Analysis, 以下、MAP 解析) ^{10,11)} を実施した。MAP 解析では、 k ステップの i 層に与える荷重 ${}_1P_{i,k}$ を、 $k-1$ ステップの変位分布に基づいて次式により定める。

$${}_1P_{i,k} = \frac{m_i \cdot {}_1\delta_{i,k-1}}{\sum_{j=1}^N m_j \cdot {}_1\delta_{j,k-1}} ({}_1Q_{B,k-1} + d_1 Q_B) \quad (3.3-2)$$

ここで、

m_i : i 層の質量

${}_1\delta_{i,k-1}$: $k-1$ ステップの i 層床の水平変位

${}_1Q_{B,k-1}$: $k-1$ ステップのベースシア

$d_1 Q_B$: ベースシアの増分

MAP 解析によれば、塑性化による変位モードの変化を外力分布形に反映させて載荷することができ、塑性化が進展する層への変形集中を精度よく再現することができる。

MAP 解析に基づく限界耐力計算による 100%入力時の計算結果を、5/2 モデルは図 3.3.3-16 に、2/5 モデルは図 3.3.3-17 に示す。まず、MAP 解析では上部構造（木造部分）の層間変形角分布が均一にならないことが確認できる。また、 A_i 分布解析との差異に着目すると、MAP 解析の方が $A-\Delta$ 関係が右下に下がり、これにより上部構造の応答値が大きくなっていると考えられる。2/5 モデルでは、MAP 解析の有効質量比 M_{eff}/M_{tot} がかなり小さめであることがわかる

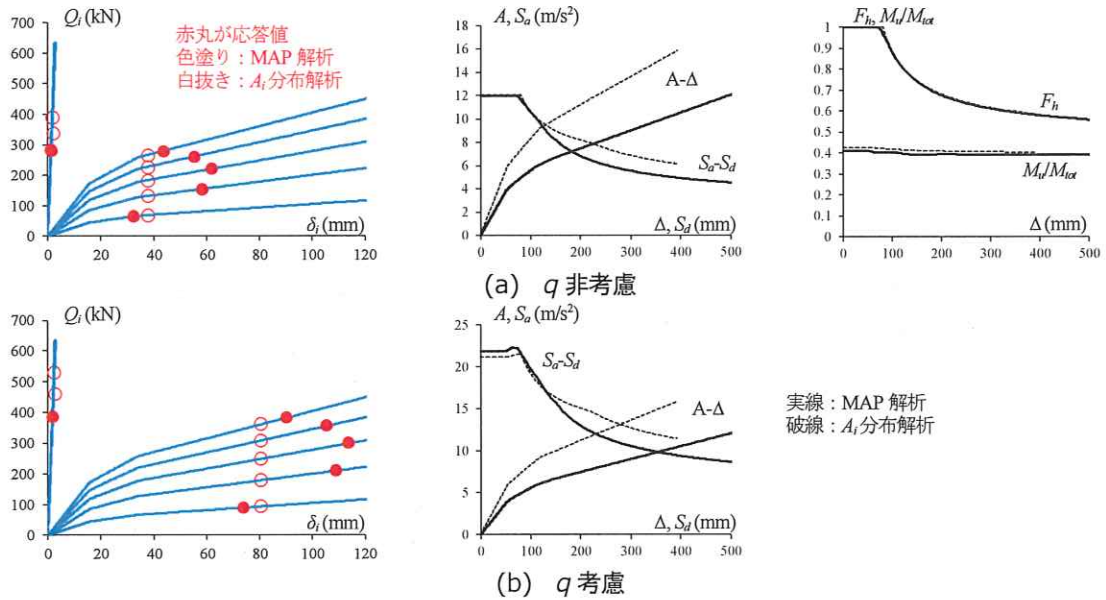


図 3.3.3-16 5/2 モデルの MAP 解析に基づく限界耐力計算による計算結果 (100%入力)

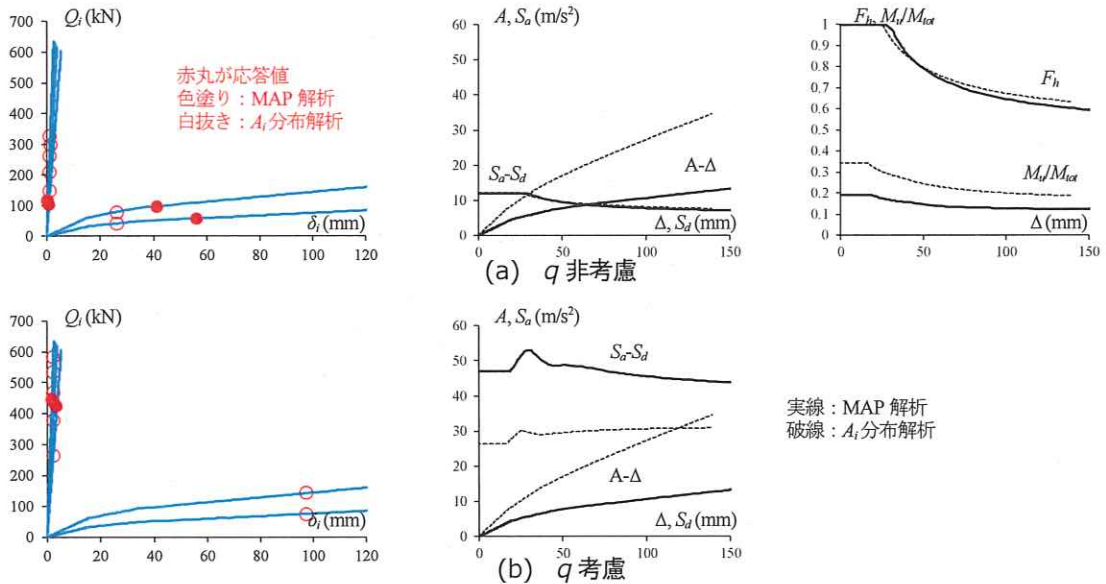


図 3.3.3-16 2/5 モデルの MAP 解析に基づく限界耐力計算による計算結果 (100%入力)

時刻歴応答解析と MAP 解析による、最大層間変形および最大層せん断力係数の分布の比較を図 3.3.3-18～3.3.3-23 に示す。上部構造（木造部分）の応答については、MAP 解析で q を考慮すると応答を極めて過大評価することがあり、 q を非考慮とした結果が概ね対応することがわかる。ただし、最上階では応答を過小評価する傾向も見られる。また、下部構造（RC 造分）では q を非考慮とすると応答を過小評価している。

以上のことから、1 次モードで最大応答が決定づけられる上部構造（木造部分）については MAP 解析で q を非考慮とした解析の精度がよいと言える。ただし、最上階については高次モードの考慮が必要と考えられる。下部構造（RC 造部分）については、現行 A_1 分布による解析と同様、 q を考慮しても過小評価することがあり、適切な応力割増が必要であることが示唆された。

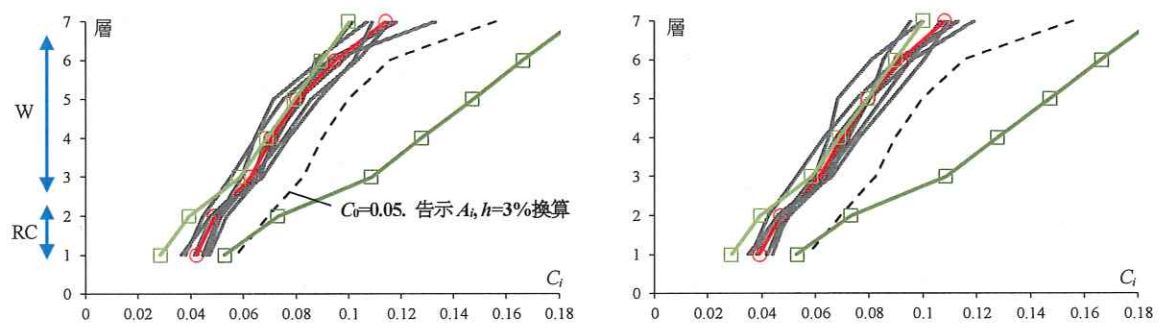
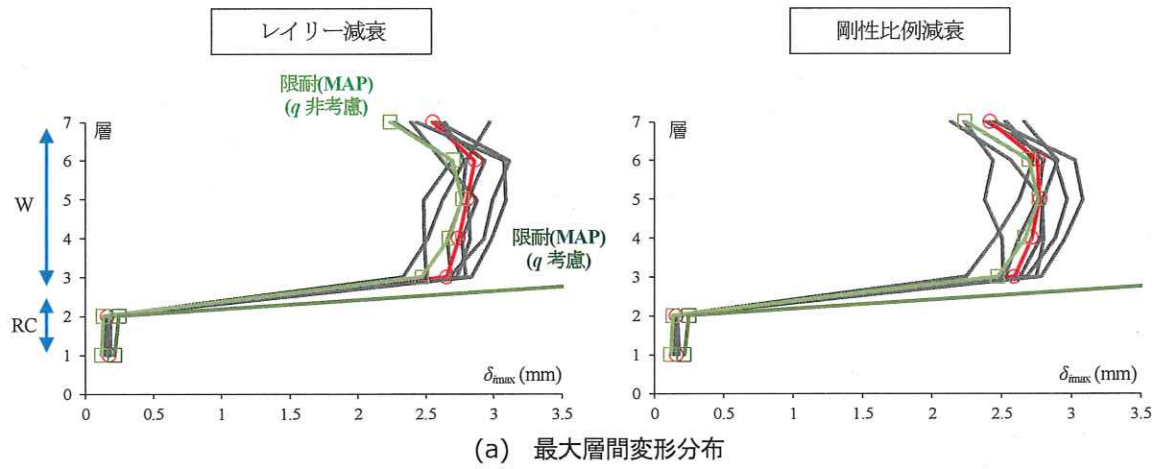
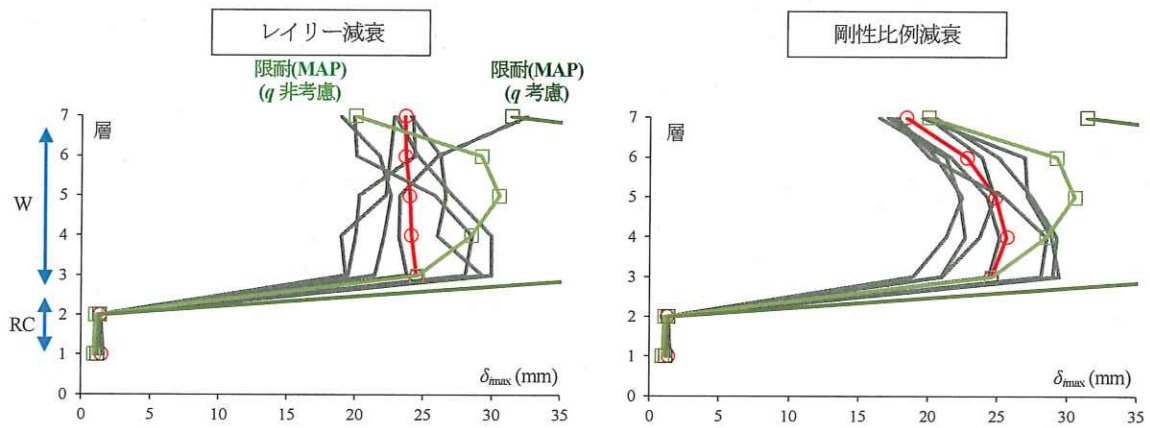
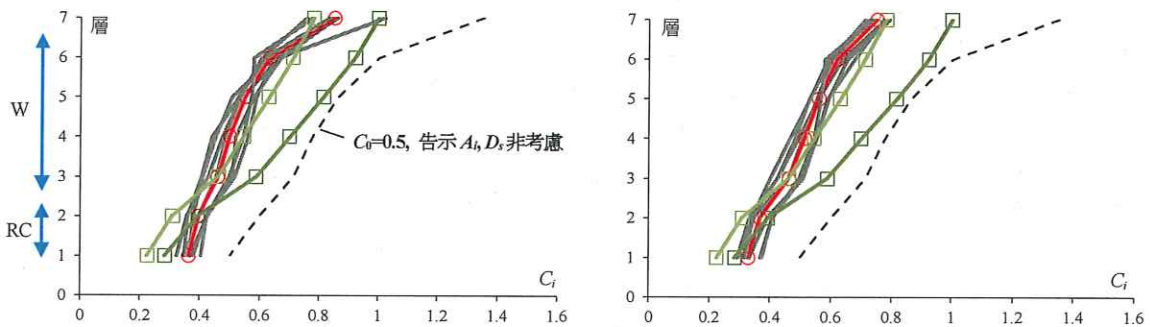


図 3.3.3-18 5/2 モデル・5%入力の MAP 解析結果

* 赤線は各層での 7 波平均値を示す



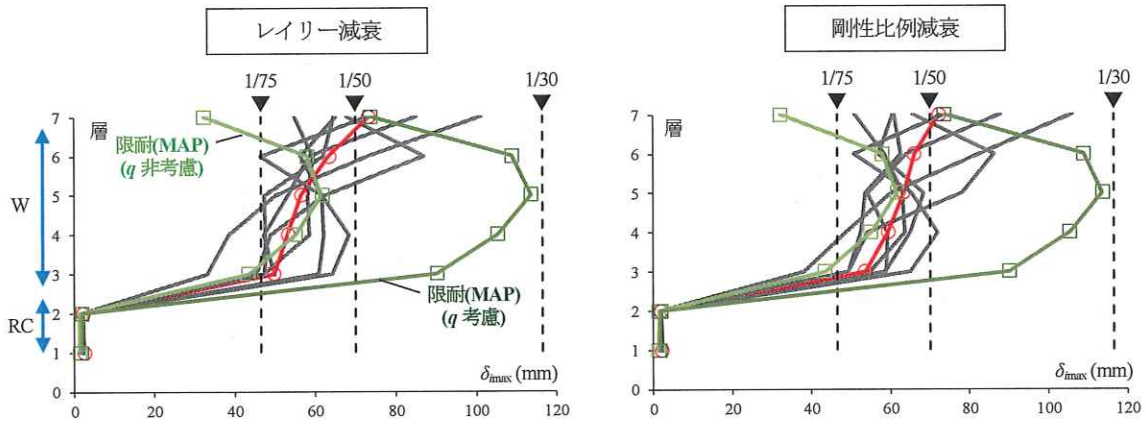
(a) 最大層間変形分布



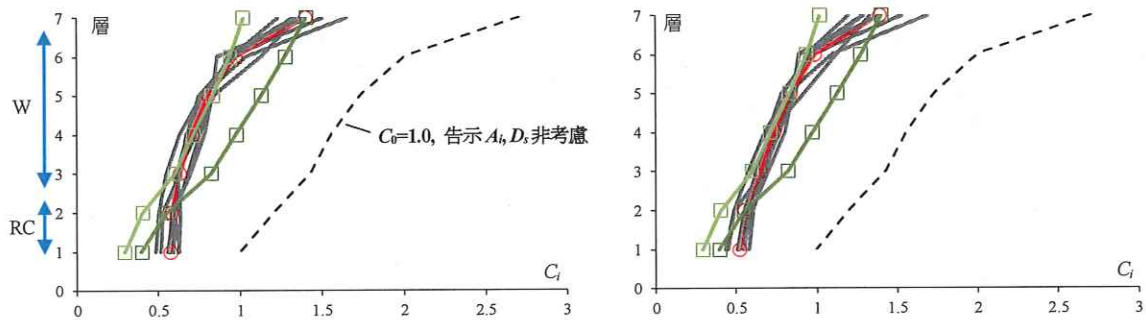
(b) 最大層せん断力係数分布 (C_i 分布)

図 3.3.3-19 5/2 モデル・50%入力の MAP 解析結果

* 赤線は各層での 7 波平均値を示す



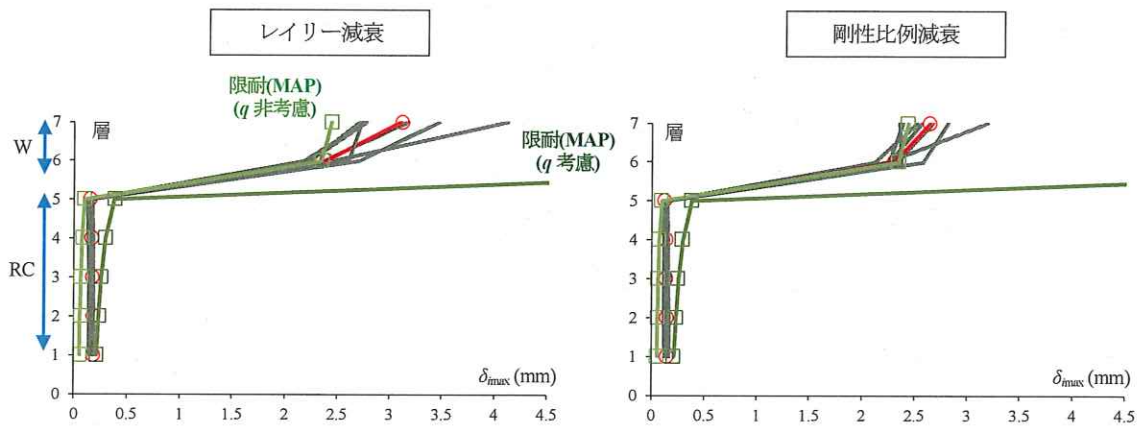
(a) 最大層間変形分布



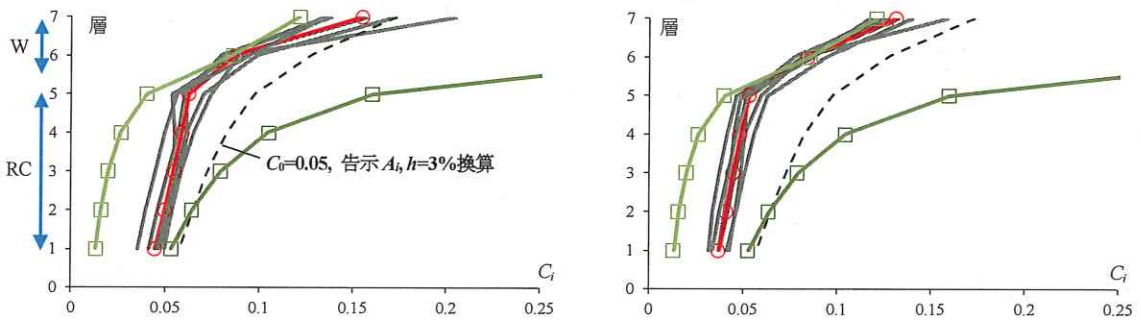
(b) 最大層せん断力係数分布 (C_i 分布)

図 3.3.3-20 5/2 モデル・100% 入力 の MAP 解析結果

* 赤線は各層での 7 波平均値を示す



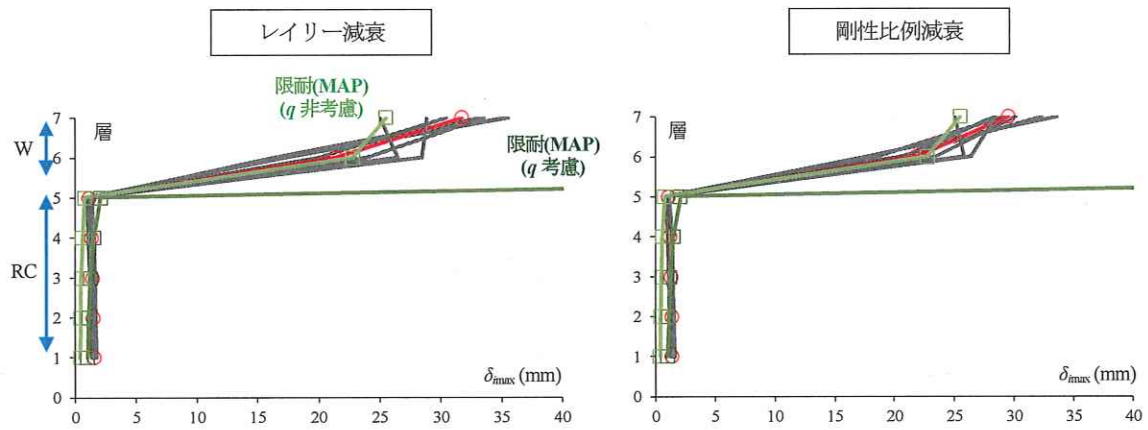
(a) 最大層間変形分布



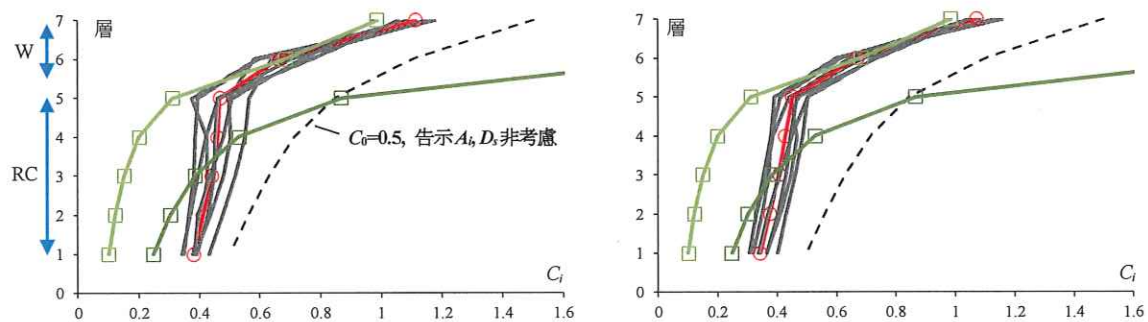
(b) 最大層せん断力係数分布 (C_i 分布)

図 3.3.3-21 2/5 モデル・5%入力の MAP 解析結果

* 赤線は各層での 7 波平均値を示す



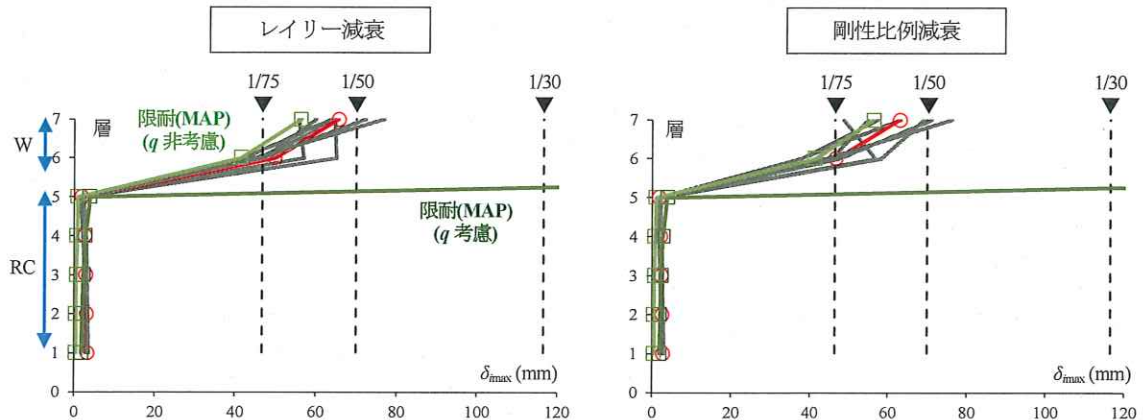
(a) 最大層間変形分布



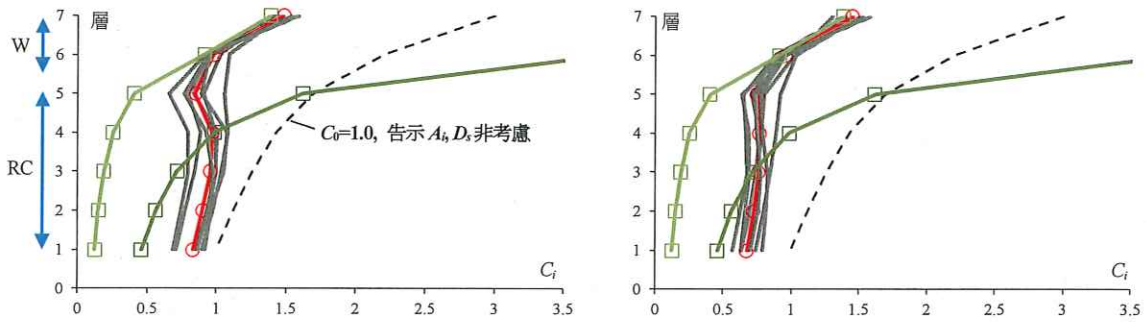
(b) 最大層せん断力係数分布 (C_i 分布)

図 3.3.3-22 2/5 モデル・50%入力の MAP 解析結果

* 赤線は各層での 7 波平均値を示す



(a) 最大層間変形分布



(b) 最大層せん断力係数分布 (C_i 分布)

図 3.3.3-23 2/5 モデル・100%入力の MAP 解析結果

* 赤線は各層での 7 波平均値を示す

3.4 まとめ

以下にまとめを示す。

3.1節では、構造特性係数 D_s の設定法のレビューを行った。

- ・ 文献1に示される、限界耐力計算に基づく応答計算から求まる D_s に着目し、立面混構造の保有水平耐力計算において適用する場合の留意点を整理した。

3.2節では、3.1節で述べた留意点のうち有効質量比に着目し、検討を進めた。

- ・ 現行の限界耐力計算では、地震力の調整係数 q により、有効質量比の下限値(=0.75)が定められているが、その趣旨は「1次有効質量比/有効質量比の誤差を小さくする」ことであり、この規定を適用する妥当性について広範なモデルで検討を行った。なお、立面混構造を主な対象としているが、平面混構造でも共通する課題については既往文献を参照しながら整理した。
- ・ 現行 A_i 分布による静的解析で求まる有効質量比は、モード解析のSRSSで求まる有効質量比より小さい傾向にある。したがって、限界耐力計算における、有効質量比が0.75を下回る際の割増しは理に適ってはいないが、下限値0.75の数値自体はやや過大評価(安全側)であった。
- ・ 静的解析で求まる有効質量比から、モード解析のSRSSで求まる有効質量比を推定できる可能性があることが示唆されたが、個々の数値を精度よく予測することは現状で困難であることがわかった。
- ・ 以上のように、限界耐力計算における地震力の調整係数 q の妥当性について検証を行ったが、これは文献1の D_s 算定法においては、 R_m (式(3.1-1)、安全限界時の有効質量比)に反映させる必要性を示唆するものである。

3.3節では、有効質量比だけでなく、保有水平耐力計算で必要となる構造特性係数 D_s や層せん断力係数分布 A_i などの影響も含めた検討として、時刻歴応答解析を実施した。

- ・ 基整促S42で検討されている D_s の設定法が、立面混構造の上部構造(木造部分)の設計に対しても概ね妥当であることを確認した。すなわち、極稀地震に対して最大層間変形角が平均で1/50rad程度に収まり、そのモデルの必要ベースシア係数は1/100rad時で0.39、最大応答時(1/50rad程度)で0.5程度であった。
- ・ 現行 A_i 分布に基づき限界耐力計算を行った場合、現行の地震力の調整係数 q を考慮することで上部構造(木造部分)については総じて安全側となることを確認した。しかし、下部構造(RC造部分)では100%入力時に q を考慮した限界耐力計算が危険側となることもあった。
- ・ 立面混構造では高次モードが大きな有効質量比を有することがあるため、特に下部構造の地震力評価においては高次モードの減衰定数を上げすぎない配慮(レイリー減衰の採用など)が必要と考えられる。
- ・ 上記に加え、外力分布の影響の調査として、Mode-Adaptive Pushover(MAP)解析に基づく限界耐力計算による応答値も比較した。上部構造(木造部分)の応答については、 q を考慮すると応答を極めて過大評価することがあり、 q を非考慮とした結果が時刻歴応答解析結果に概ね対応した。ただし、最上階では応答を過小評価する傾向も見られた。また、下部構造(RC造部分)では q を非考慮とすると応答を過小評価した。
- ・ これらのことから、1次モードで最大応答が決定づけられる上部構造(木造部分、最上階は除く)についてはMAP解析で q を非考慮とした解析の精度がよいと言える。下部構造(RC造部分)については、現行 A_i 分布による解析と同様、 q を考慮しても過小評価することがあり、適切な応力割増が必要であることが示唆された。

参考文献

- 1) 一般社団法人 日本建築構造技術者協会 (JSCA) 編 : JSCA 版 木造建築構造の設計 (第2版), オーム社, p424, 2021.5
- 2) ぎょうせい : 改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景, 2001.3
- 3) 山崎義弘, 坂田弘安 : 剛なコアをもつ建築構造のモデル化手法と地震力評価 木質系平面異種混構造の動的挙動に関する研究 その1, 日本建築学会構造系論文集, 第720号, pp.291-301, 2016.2
- 4) 辻拓也, 五十田博 : 木造と鉄筋コンクリート造の立面的併用構造の地震時外力分布とその挙動, 日本地震工学会論文集, 第12巻, 第1号, 2012
- 5) 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート造建物の等価線形化手法に基づく耐震性能評価型設計指針(案)・同解説, 2019.3
- 6) 山崎義弘, 坂田弘安 : 木質系平面異種混構造の動的挙動の考察と静的解析による再現性の検討, 日本建築学会大会学術講演(近畿), pp.555-556, 2014.9
- 7) (公財)日本住宅・木材技術センター : 2016年版 CLT を用いた建築物の設計施工マニュアル 2021年構造・材料増補版, 2021
- 8) 古市泰輔, 松田昌洋, 荒木康弘, 向井里沙, 中太郎, 中島昌一, 篠原昌寿, 五十田博 : CLT パネル工法の構造計算モデル簡略化に関する研究 その2 実大3層試験体の実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp.591-592, 2023.
- 9) 辻拓也, 五十田博, 荒木康弘 : 中高層を対象とした立面的併用構造の地震時挙動の分析と耐震設計の合理化の検討, 日本建築学会技術報告集, 第73号, pp.1344-1349, 2023.10
- 10) Kuramoto H. and Matsumoto K. : Mode-Adaptive Pushover Analysis for Multi-Story RC Buildings, Proceedings of Thirteenth World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, Paper No.2500(CD-ROM), 2004.8
- 11) 倉本洋 : 限界耐力計算による多層建築物の最大地震応答評価における高次モード応答の考慮, 日本建築学会構造系論文集, 第587号, pp.69-76, 2005.1

注で示した文献は、下記に示す事業報告書である。

- 注1) 令和3年度建築基準整備促進事業 S37「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」
- 注2) 令和5年度建築基準整備促進事業 S42「CLT パネル工法建築物の仕様規定ルートの基準整備及び構造性能に関する検討」

第4章 静的解析によらずにラーメン架構の D_s を略算的に求める考え方

4.1 はじめに

2017～2019年度に集成材等建築物における接合部性能とルート3における架構の構造特性係数 D_s の関係に関する調査を行った⁴⁾。その結果として2章に示すようなラーメン架構の接合部性能に基づいた D_s の略算法を提案した。具体的には様々な接合形式を対象にパラスタを行い、接合性能と「JSCA版 木造建築構造の設計」に示されている安全限界変位に基づく D_s の関係を近似式にまとめた。(詳細な検討方法は付録に示す)。このときの適用条件は次頁の(i)～(vii)に示す通りであるが、これはパラメトリックスタディで対象とした接合部性能及び架構形状の組み合わせで設定した値であり、当該適用範囲を満足しない場合にそれらが D_s の精度に与える影響は確認されていない。また、近年の中高層化を視野にいれた接合部開発が盛んに行われており、同適用条件を満足しない接合部性能も見られるようになってきた。そこで、本検討では接合部性能が適用範囲を満足しない場合の D_s 計算精度を確認するとともに、先行破壊箇所の条件、地盤種別の条件等の緩和の可能性についても検討を行う。

4. 2 既往の研究結果

文献 4-1)では JSCA 版木造建築構造の設計⁴²⁾に示されている安全限界変位に基づき D_s を算出する手法を用いて既往の接合部を対象にパラメトリックスタディを行い、下記の(i)~(vii)に適合することを条件に1階柱脚接合部の性能と D_s の関係を式(4.2-1)のように近似化した。

- (i) ラーメン架構の柱頭・柱脚接合部及び梁端接合部は図 4.2-1 に示すように、回転バネでモデル化できる架構とする。
- (ii) 通し柱架構を原則とする。柱を継いでも良いが、柱相互の接合部が終局時まで弾性範囲であることを確認する。
- (iii) 1層の柱脚接合部及び梁端接合部のみが塑性化する全体崩壊系となり、1層の柱脚接合部が先行破壊する(終局変位に達する)こと確認する。
- (iv) 柱脚接合部の回転剛性 K_{θ} 柱脚は梁端接合部の回転剛性 K_{θ} 梁端の2倍以上とする。
- (v) 柱脚接合部の終局強度比(= M_u 柱脚/ M_a 柱脚)は1.2~2.4 まで、梁端接合部の終局強度比(= M_u 梁端/ M_a 梁端)は1.3~3.4 まで範囲とする。
- (vi) 各階の高さは3.0m~3.5m 程度とする。階数は1~5 階建ての範囲とする。
- (vii) 地盤は第二種地盤とする。

※ 上記の条件(iv)と(v)を満足する仕様を図 4.2-2 に例示する。

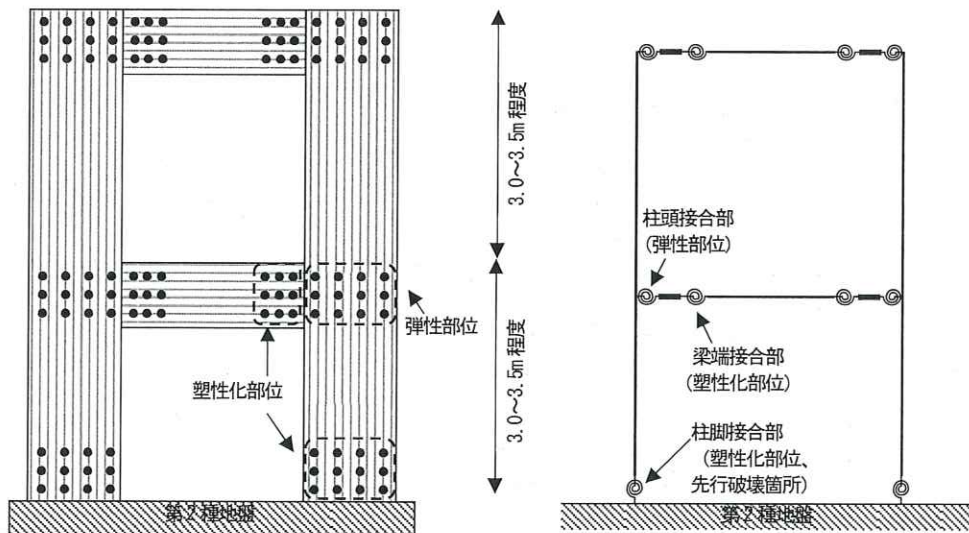
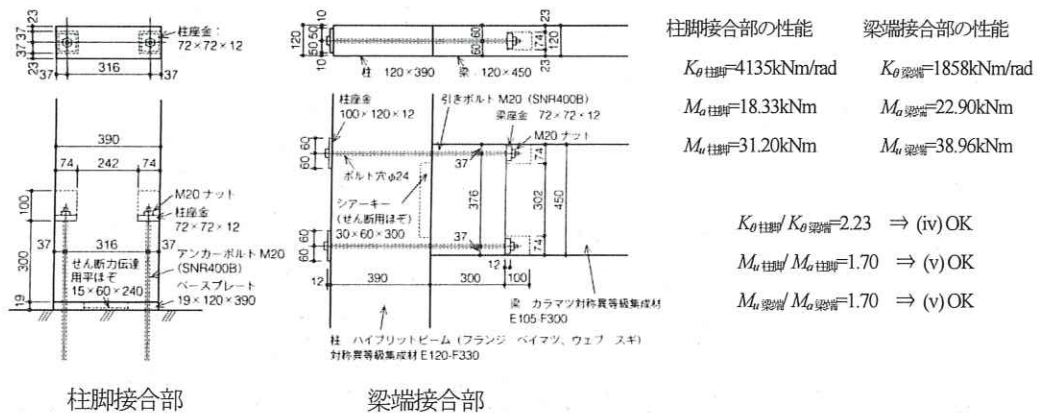


図 4.2-1 対象とするラーメン架構形状



<出典：稲山正弘 中大規模木造建築物の構造設計の手引き⁴³⁾>

図 4.2-2 条件(iv)と(v)を満足する仕様例

$$D_s = \min(D_{s1}, D_{s2}) \cdot \frac{P}{0.9} \quad (4.2-1)$$

ただし、 D_{s1} : 加速度一定領域で決まるときの D_s で下式による

$$D_{s1} = A_1 \cdot \theta_{u\text{柱脚}} + B_1$$

D_{s2} : 速度一定領域で決まるときの D_s で下式による

$$D_{s2} = A_2 \cdot e^{B_2 \cdot \theta_{u\text{柱脚}}}$$

A_1, B_1 : D_{s1} 算出のための諸係数で下式による

$$A_1 = (4.36 \cdot k_\alpha + 2.50) \cdot \alpha - 11.46 \cdot k_\alpha - 12.35$$

$$B_1 = (0.0462 \cdot k_\alpha - 0.0667) \cdot \alpha - 0.106 \cdot k_\alpha + 1.06$$

A_2, B_2 : D_{s2} 算出のための諸係数で下式による

$$A_2 = (0.137 \cdot k_\alpha - 0.104) \cdot \alpha - 0.31 \cdot k_\alpha + 1.34$$

$$B_2 = (-2.36 \cdot k_\alpha + 10.27) \cdot \alpha + 0.82 \cdot k_\alpha - 47.1$$

α : 1階柱脚接合部の終局強度比で下式による

$$\alpha = \frac{M_{u\text{柱脚}}}{M_{a\text{柱脚}}}$$

k_α : 1階柱脚接合部の基準剛性に対する比で下式による

$$k_\alpha = \frac{K_{\theta\text{柱脚}} / M_{a\text{柱脚}}}{293}$$

$K_{\theta\text{柱脚}}$: 1階柱脚接合部の回転剛性

$M_{a\text{柱脚}}$: 1階柱脚接合部の許容モーメント

$M_{u\text{柱脚}}$: 1階柱脚接合部の終局モーメント

$\theta_{u\text{柱脚}}$: 1階柱脚接合部の終局変形角

P : 第二種地盤における加速度応答スペクトルに建物の階数に応じた調整係数

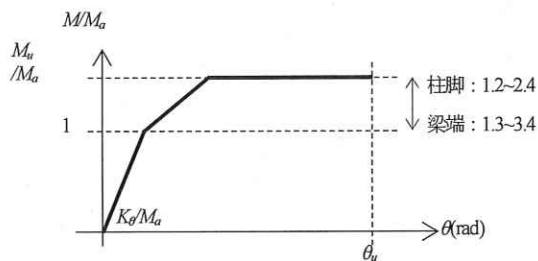


図 4.2-3 M_a で基準化した 1 階柱脚接合部
性能と各記号の定義

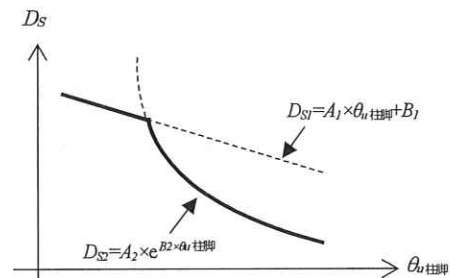


図 4.2-4 D_{s1} と D_{s2} の定義

4. 3 適用範囲の拡張に関する検討

4. 3. 1 概要

接合部性能から架構の D_s を算出する略算式を用いる際、4. 2 節で示した (i)～(vii) の条件に適合することが求められている。このうち、(iii) については D_s が柱脚の終局変形角に応じて近似式が求められているためであり、必ずしも柱脚接合部の先行破壊が求められているということではない。すなわち、梁端部で決まるときの柱脚変形角を推定すれば略算法が適用可能と考えられる。

(iv)～(vi) については、当該適用範囲はパラメトリックスタディで対象とした接合部性能及び架構形状の組み合わせで設定した値であり、当該適用範囲を満足しない場合にそれらが D_s の精度に与える影響は確認されていない。

(vii) については、地盤種別に応じた係数 C_g の比を速度一定領域で決まるときの D_s に乗じれば考慮可能と考えられる。

ここでは上記の方針で適用範囲の拡張を目的として、 D_s の略算値と安全限界変位に基づき算出した解析値の比較を行う。

また、適用条件では触れられていないが、架構の D_s は接合部性能のみではなく、部材の弾性変形も影響する。具体的には、接合部に対して部材変形の比率が大きいほど減衰性は低下するという不利側の影響と終局変形量が増えることによる変形性能の向上という有利側の効果がある。次頁以降で後述するように、文献 4-1) ではパラメトリックスタディより部材変形の影響について調べており、接合部に対して部材変形の比率が大きいほど D_s が大きくなる傾向があるとしている。略算式の算出においては接合部に対して部材変形の比率が大きいケースを対象としている。その際、一次設計が NG、すなわち短期地震時に $1/120\text{rad}$ を超えるような架構構成も対象に略算式を誘導している。実際の設計においては一次設計を満足するような部材剛性を有していることが別途確認されることから、接合部と部材変形の比率に関する適用範囲は概ね自動的に満足されるものと考えられる。

(1) 接合部性能の分類⁴⁻¹⁾

接合部性能は、既往の実験研究^{4-3)~4-7)}を参考に、耐力を許容モーメント M_a で基準化し、接合部の許容モーメント M_a 以降の特性を高・中・低に分類する。本検討では終局モーメント M_u と短期許容モーメント M_a の比を終局強度比と定義し、終局強度比の高・中・低は「高終局強度比」、「中終局強度比」、「低終局強度比」と呼ぶこととする。終局変形角 θ_u についても、変形量に応じて「高靱性」、「中靱性」、「低靱性」に分類する。さらに、接合部の初期剛性 K_g についても「高剛性」、「中剛性」、「低剛性」に分類する。

(1) 接合部の耐力の分類

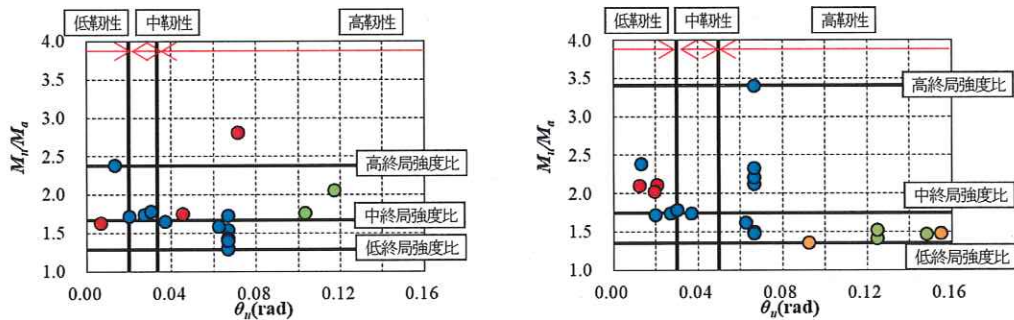
既往の文献の実験結果より得られる各接合部の $M_u/M_a-\theta_u$ 関係を図 4.3-1 に示す。LSB 接合部については、参照した文献に M_u が示されていないため、参考として $M_{max}/M_a-\theta_u$ 関係を図中に示している。「高終局強度比」、「中終局強度比」、「低終局強度比」は下記のように分類する。同様に、変形性能の分類においても「高靱性」、「中靱性」、「低靱性」を下記のように分類する。

終局強度比の分類

- ① 高終局強度比：各接合部の M_u/M_a の最大値
柱脚接合部 $M_u/M_a=2.38$
梁端接合部 $M_u/M_a=3.40$
- ② 中終局強度比：各接合部の M_u/M_a の平均値
柱脚接合部 $M_u/M_a=1.67$
梁端接合部 $M_u/M_a=1.74$
- ③ 低終局強度比：各接合部の M_u/M_a の最小値
柱脚接合部 $M_u/M_a=1.29$
梁端接合部 $M_u/M_a=1.35$

靱性の分類

- ① 高靱性：柱脚接合部：終局変形角 θ_u が $1/30\text{rad}$ 以上
梁端接合部：柱脚接合部の 1.5 倍 ($1/30\text{rad}\times 1.5$) 以上
- ② 中靱性：柱脚接合部：終局変形角 θ_u が $1/50\text{rad}$ 以上かつ $1/30\text{rad}$ 未満
梁端接合部：柱脚接合部の 1.5 倍 ($1.5/50\text{rad}$ 以上かつ $1.5/30\text{rad}$) 未満
- ③ 低靱性：柱脚接合部 終局変形角 θ_u が $1/50\text{rad}$ 未満
梁端接合部 柱脚接合部の 1.5 倍 ($1/50\text{rad}\times 1.5$)



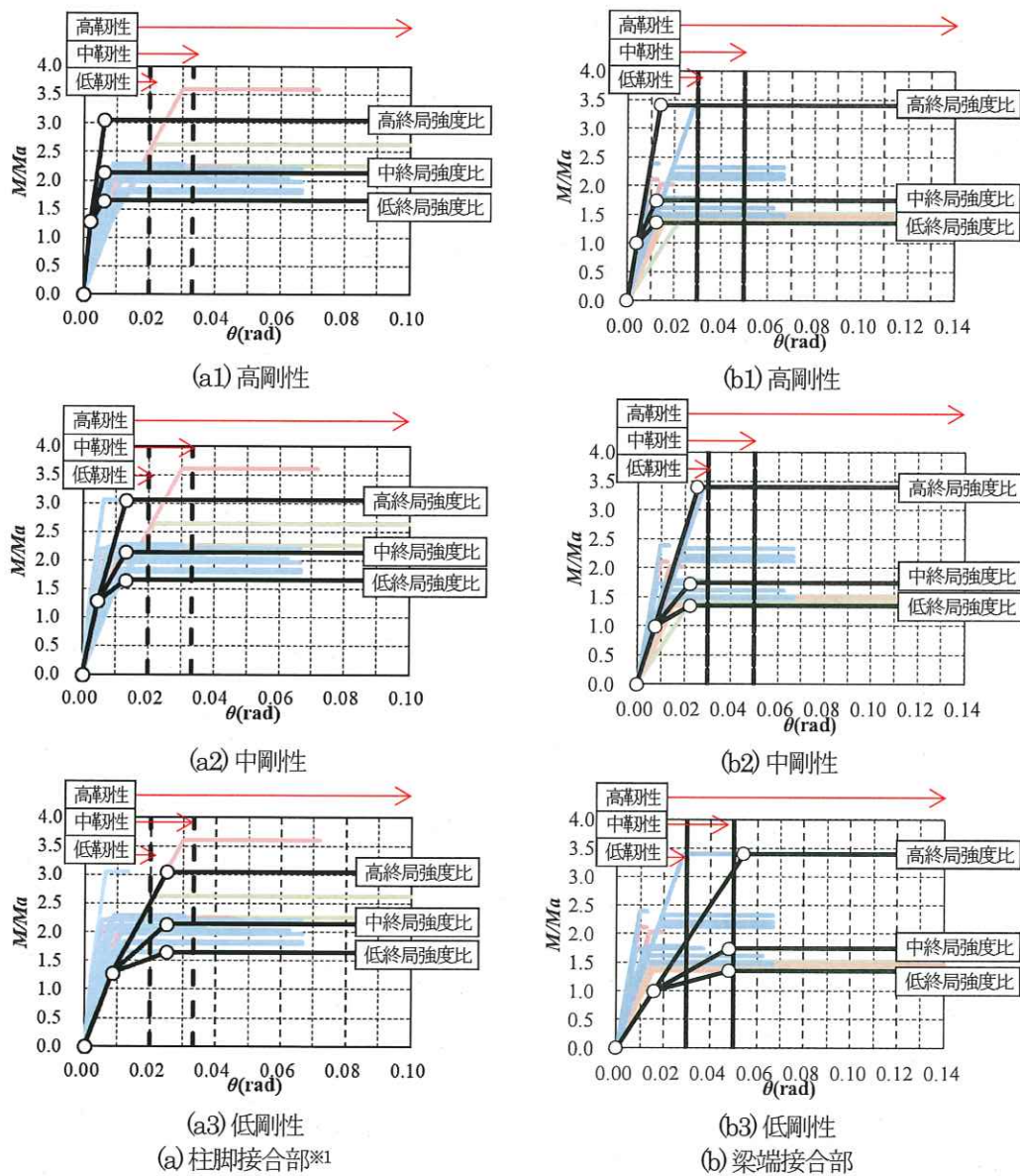
凡例 ●：引きボルト、●：挿入鋼板ドリフトピン、●：LSB※、●：合わせ柱
※LSB 接合部のみ M_u の値が文献中に示されていないため、参考値として M_{max}/M_a 図中に示している

(a) 柱脚接合部

(b) 梁端接合部

図 4.3-1 $M_u/M_a-\theta_u$ 関係

柱脚接合部及び柱-梁接合部の $M/M_a-\theta$ 関係を図 4.3-2 に示す。ここで、実際の架構では柱脚接合部と梁端接合部が混在するにあたり、両者の耐力の大小関係を表現するために、柱脚接合部の許容モーメントの平均値 $M_{a,av}$ 柱脚 と梁端接合部の許容モーメントの平均値 $M_{a,av}$ 梁端 の比を算出し、柱脚接合部の耐力に乘じる、即ち、柱脚接合部においても梁端接合部の許容モーメントで基準化することとする。そのため、柱脚接合部性能は図 4.3-2 (a) に示すように、基準化した耐力に 1.28 ($=M_{a,av}$ 柱脚 / $M_{a,av}$ 梁端) を乗じている。



凡例 — : 引きボルト、— : 挿入鋼板ドリフトピン、— : LSB^{※2}、— : 合わせ柱
 ※1 梁端接合部の M_a の平均値で基準化している、具体的には、柱脚接合部の M_a の平均値 / 梁端接合部の M_a の平均値としているため、柱脚接合部の第一折れし点は 1.28 となっている。
 ※2 参考とした文献には M_a が記載されていないため、参考値として M_{end} / M_a を記載した。

図 4.3-2 解析モデルに設定する $M/M_a-\theta$ 関係

(2) 部材の剛性がDsに与える影響⁴⁻¹⁾

接合部と部材の弾性剛性の比率は既往の実験研究を参考にして、「剛」、「高剛性」、「低剛性」の3種類を設定する。水平力に対する水平変形に占める接合部変形と部材変形の比率は架構のスパンや階高にも依存するため、定量的に接合部変形と部材変形の比率を求めることは難しい。ここでは図4.3-3に示すような架構の応力状態を想定し、図4.3-4に示すように高さ3mの片持ち柱の曲げ剛性と等価な回転剛性 $K_{\theta F}$ と接合部の回転剛性 $K_{\theta J}$ の比率を調べる。部材の曲げ剛性 EI は、参考文献とした各接合部に対応する部材の EI を設定する。片持ち柱の高さ h に応じた $K_{\theta F}$ は式(4.3-1)で得られる。

$$K_{\theta F} = \frac{P}{\frac{P \cdot h^3}{3 \cdot EI \cdot h}} = \frac{3EI}{h^3} \quad (4.3-1)$$

既往の実験研究より得られる部材の弾性剛性 $K_{\theta F}$ と接合部の弾性剛性 $K_{\theta J}$ の比率($K_{\theta F}/K_{\theta J}$)を図4.3-5に示す。同図より下記のように「剛」、「高剛性」、「低剛性」を定義する。

- ① 剛 : 柱脚接合部、梁端接合部共に $K_{\theta F}/K_{\theta J}=1000$ (接合部変形のみ)
- ② 高剛性 : 柱脚接合部 $K_{\theta F}/K_{\theta J}=4.0$ 梁端接合部 $K_{\theta F}/K_{\theta J}=7.7$
- ④ 低剛性 : 柱脚接合部 $K_{\theta F}/K_{\theta J}=0.4$ 梁端接合部 $K_{\theta F}/K_{\theta J}=1.4$

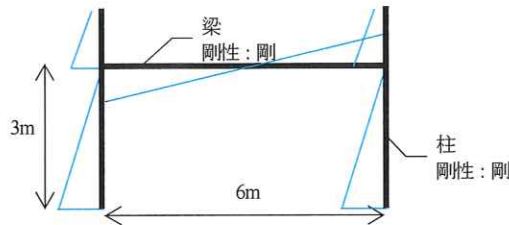


図4.3-3 想定した架構とモーメント図

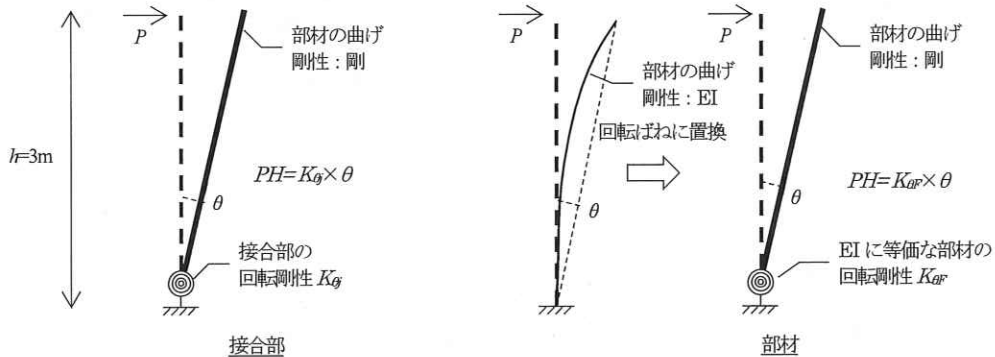


図4.3-4 $K_{\theta J}$ と $K_{\theta F}$ の定義

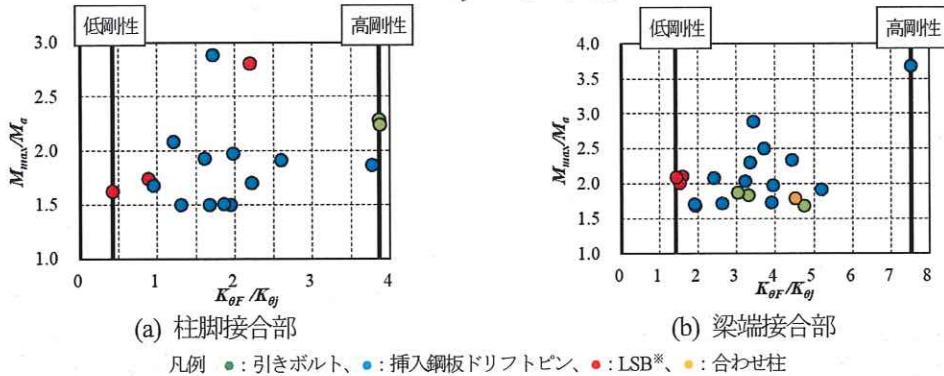


図4.3-5 $M_{max}/M_a-\theta$ 関係 M_{max}/M_a

部材の弾性変形について、接合部に対して部材変形の比率が大きいほど減衰性は低下するという不利側の影響と終局変形量が増えることによる変形性能の向上という有利側の効果がある。文献4-1)ではパラメトリックスタディより部材変形の影響について調べている。接合部の剛性と終局強度比と終局変形角、接合部剛性に対する部材の剛性を変数として増分解析を行い、安全限界変位に基づく D_s と任意の柱脚接合部の終局変形角 $\theta_{u, \text{柱脚}}$ の関係を調べた。解析モデルは図4.3-6に示すような3層1スパンモデルとする。接合部性能は図4.3-2で設定した値とする。その際、柱脚接合部と梁端接合部は同一区分となる組み合わせ（例 柱脚接合部：高剛性・高終局強度比、梁端接合部：高剛性・高終局強度比）としている。部材の剛性は前頁で設定した接合部剛性 $K_{\theta j}$ と部材剛性 $K_{\theta F}$ の比率が「剛」、「高剛性」、「低剛性」と等価となるような曲げ剛性 EI を柱と梁にそれぞれ設定している。

解析結果より得られる $D_s - \theta_{u, \text{柱脚}}$ 関係を図4.3-7に示す。参考として、 $D_s - \theta_{us}$ 関係も示す。図中の赤印は1次設計を満足していない、具体的には $C_0=0.2$ 時に $1/120\text{rad}$ を超えたケースをプロットしている。 $D_s - \theta_{u, \text{柱脚}}$ 関係において、「部材低剛性」のほうが「部材剛」及び「部材高剛性」よりも D_s が大きくなる傾向が確認された。「接合部中剛性」かつ「高終局強度比」では「部材低剛性」のほうが D_s が小さくなる傾向がみられたが、そのほとんどが1次設計を満足していないケースであった。なお、 $D_s - \theta_{us}$ 関係においても同様の傾向が確認されたが、 θ_{us} が同じ値であっても部材の剛性、即ち接合部と部材の変形の比によって D_s の相違が $D_s - \theta_{u, \text{柱脚}}$ 関係と比較して大きいことが図4.3-7より確認された。

以上より、接合部に対して部材変形の比率が大きいほど D_s が大きくなる傾向が確認され、略算式は接合部に対して部材変形の比率が大きいケースを対象に算出している。その際、一次設計がNG、すなわち短期地震時に $1/120\text{rad}$ を超えるような架構構成も対象に略算式を誘導している。実際の設計においては一次設計を満足するような部材剛性を有していることが別途確認されることから、接合部と部材変形の比率に関する条件は概ね自動的に満足されるものと考えられるため、4.2節で示したような適用条件を設けていない。

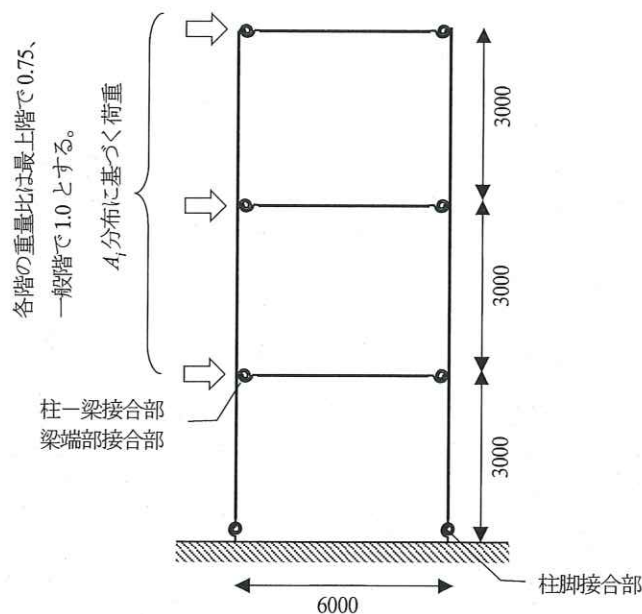
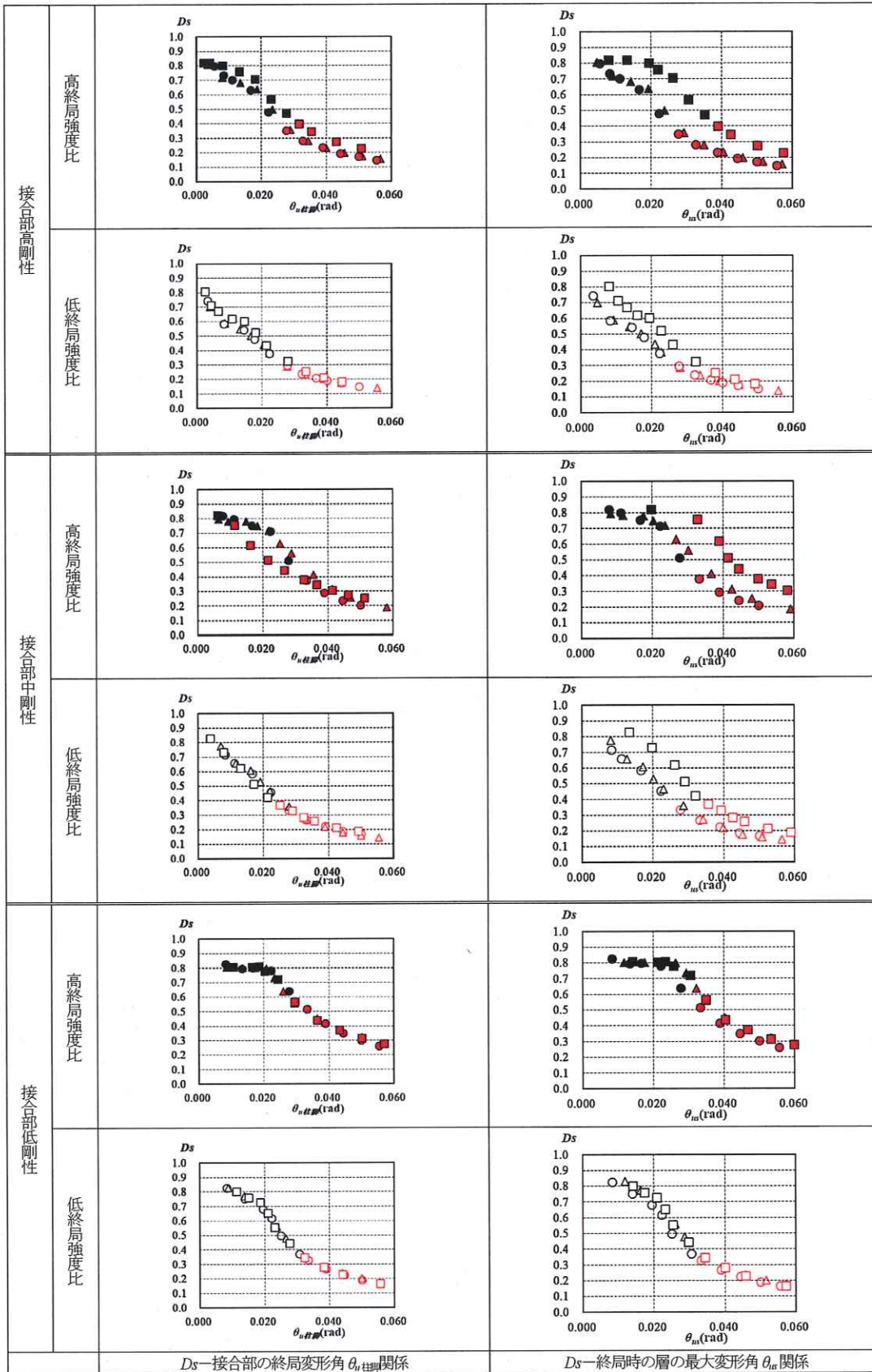


図4.3-6 解析モデル



凡例 ●, ○: 部材剛性, ▲, △: 部材高剛性, ■, □: 部材低剛性 赤印は1次設計NG

図 4.3-7 接合部と部材の変形比と構造特性係数 D_s の関係

4. 3. 2 架構の終局変形角が梁端接合部で決まるときの柱脚変形角の推定方法

4.2節で示したラーメン架構の接合部性能に基づいた D_s の略算法は1階柱脚部が先行破壊することを想定している。しかしながら、例えば柱脚部の終局性能が ABR のような塑性変形能力を有するアンカーボルトで決まる場合は、ラーメンの梁端接合部が先行破壊する場合が考えられる。その場合、梁端接合部の終局変形角時の1階柱脚部を求めることで、4.2節で示した略算法が適用可能となると考えられる。

ラーメン柱心から梁端接合部剛心位置までの距離 w に応じたラーメン柱脚部の回転角 θ と梁端接合部の回転角 θ_j の関係は、下図に基づき下式のように得られる。なお、部材の変形の影響はここでは考慮しないものとする。

$$\theta \doteq \theta_j - \frac{2 \cdot \delta}{L - 2 \cdot w} \quad (4.3-2)$$

ただし、 δ : 梁端接合部の鉛直方向変位で下式による。

$$\delta = w \cdot \sin \theta$$

w : ラーメン柱心から梁端接合部剛心位置までの距離

L : ラーメン柱心間距離 (スパン)

表 4.3-1 にスパン L とラーメン柱幅 D を変数とした θ_j と θ の関係を示す。橙色塗り箇所は柱幅がスパンの 1/10 となる組み合わせを意味している。柱幅がスパンの 1/10 の場合は θ/θ_j は 0.89 であった。柱幅がスパンの 1/10 程度以下の場合、梁端接合部の終局変形角に 0.9 を乗じた値と柱脚接合部の終局変形角の小さい方の値を 4.2節の式中の $\theta_{u, \text{柱脚}}$ に代入することで、梁端接合部の構造性能で決まる場合の D_s が得られる。

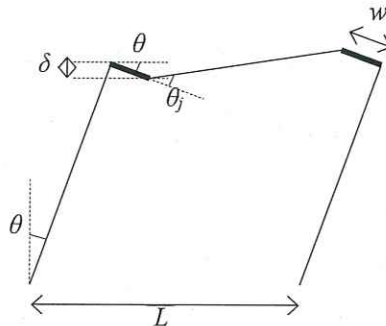


図 4.3-8 各記号の定義

表 4.3-1 スパン L とラーメン柱幅 D を変数とした θ_j と θ の関係

D^{*1} (mm)	L (mm)	θ_j (rad)	θ/θ_j^{*2} (-)	L (mm)	θ_j (rad)	θ/θ_j^{*2} (-)	L (mm)	θ_j (rad)	θ/θ_j^{*2} (-)	L (mm)	θ_j (rad)	θ/θ_j (-)
450	5000	0.030	0.90	6000	0.031	0.92	8000	0.031	0.94	10000	0.032	0.95
500 ^{*3}		0.030	0.89		0.030	0.91		0.031	0.93		0.032	0.95
600 ^{*3}		0.029	0.86		0.030	0.89		0.031	0.92		0.031	0.94
650		0.028	0.85		0.029	0.88		0.030	0.91		0.031	0.93
700		0.028	0.84		0.029	0.87		0.030	0.90		0.031	0.92
750		0.027	0.82		0.029	0.86		0.030	0.90		0.031	0.92
800 ^{*3}		0.027	0.81		0.028	0.85		0.030	0.89		0.030	0.91
850		0.027	0.80		0.028	0.83		0.029	0.88		0.030	0.91
900		0.026	0.78		0.027	0.82		0.029	0.87		0.030	0.90
950		0.026	0.77		0.027	0.81		0.029	0.87		0.030	0.90
1000 ^{*3}		0.025	0.75		0.027	0.80		0.029	0.86		0.030	0.89
1050		0.024	0.73		0.026	0.79		0.028	0.85		0.029	0.88
1100		0.024	0.72		0.026	0.78		0.028	0.84		0.029	0.88
1150		0.023	0.70		0.025	0.76		0.028	0.83		0.029	0.87
1200		0.023	0.68		0.025	0.75		0.027	0.82		0.029	0.86

※1 ここでは簡単のため $D=w$ としている。

※2 $\theta=1/30\text{rad}(=0.033)$

※3 灰塗りは柱幅がスパンの 1/10 を意味している。

4. 3. 3 接合部性能が適用範囲を満足しない場合のケーススタディ

式(4.2-1)に示す D_s の略算式を用いる際、4.2節で示した(iv)～(vi)の条件に適合する接合部性能を用いることが求められている。この適用範囲はパラスタで対象とした接合部性能及び架構形状の組み合わせで設定した値であり、適用範囲を満足しない場合にそれらが D_s の精度に与える影響は確認されていない。式(4.2-1)中の「 A_1 」、「 B_1 」、「 A_2 」、「 B_2 」は図 4.3-9～図 4.3-11 の(a)～(c)で表され、図 4.3-9～図 4.3-11 の(d)～(g)は $A_1 \cdot B_1 \cdot A_2 \cdot B_2$ と柱脚接合部の終局強度比 α の関係とその近似式をそれぞれ示している⁴¹⁾。「 A_{11} 」、「 A_{12} 」、「 B_{11} 」、「 B_{12} 」、「 A_{21} 」、「 A_{22} 」、「 B_{21} 」、「 B_{22} 」(以下、単に諸定数)は同図のように定義され、諸定数と M_a で基準化した時の柱脚接合部の回転剛性の関係とその近似式が図 4.3-12 のように表される。

$$A_1 = A_{11} \cdot \alpha + A_{12} \quad (4.3-3)$$

$$B_1 = B_{11} \cdot \alpha + B_{12} \quad (4.3-4)$$

$$A_2 = A_{21} \cdot \alpha + A_{22} \quad (4.3-5)$$

$$B_2 = B_{21} \cdot \alpha + B_{22} \quad (4.3-6)$$

ただし、 A_{11} : 図 4.1.14 (a)より得られる諸定数の近似解で下式による

$$A_{11} = 4.36 \cdot k_\alpha + 2.50$$

A_{12} : 図 4.1.14 (b)より得られる諸定数の近似解で下式による

$$A_{12} = -11.46 \cdot k_\alpha - 12.35$$

B_{11} : 図 4.1.14 (c)より得られる諸定数の近似解で下式による

$$B_{11} = 0.0462 \cdot k_\alpha - 0.0667$$

B_{12} : 図 4.1.14 (d)より得られる諸定数の近似解で下式による

$$B_{12} = -0.106 \cdot k_\alpha + 1.06$$

A_{21} : 図 4.1.14 (e)より得られる諸定数の近似解で下式による

$$A_{21} = 0.137 \cdot k_\alpha - 0.104$$

A_{22} : 図 4.1.14 (f)より得られる諸定数の近似解で下式による

$$A_{22} = -0.31 \cdot k_\alpha + 1.34$$

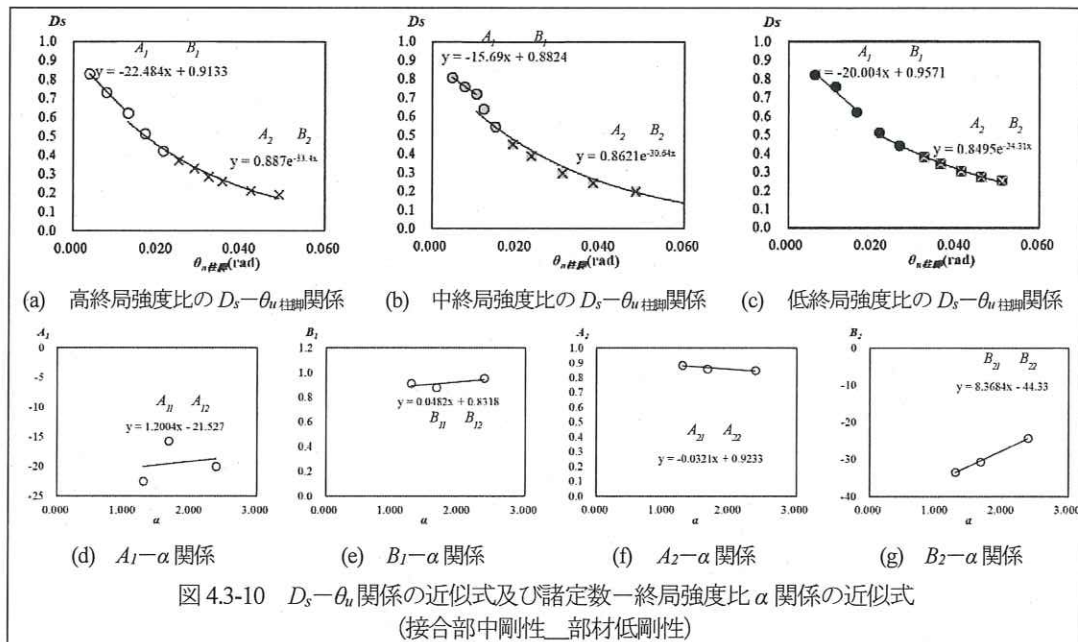
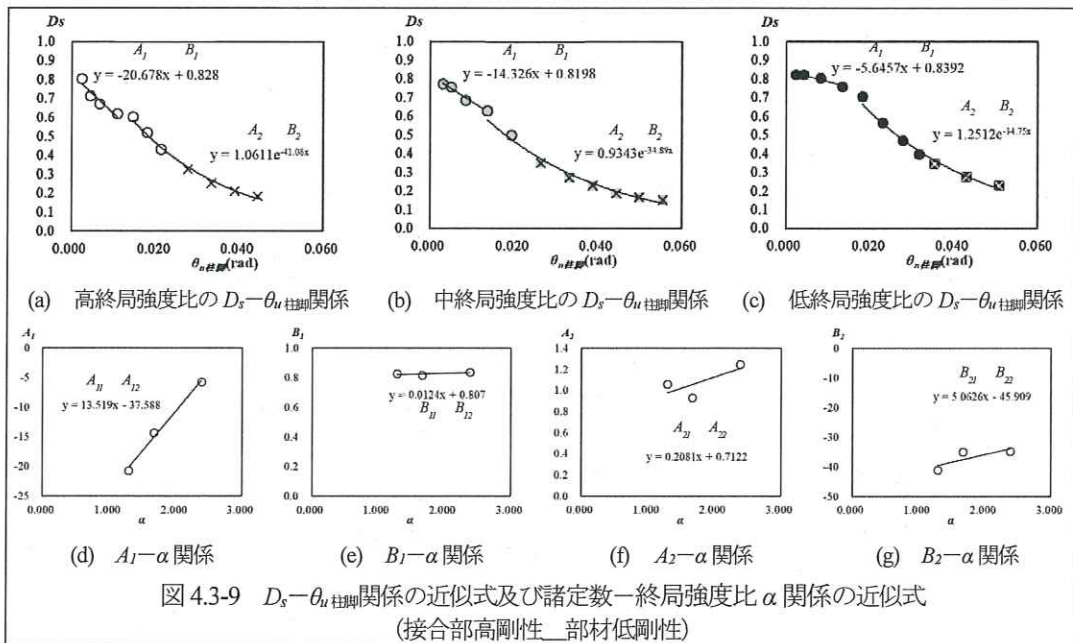
B_{21} : 図 4.1.14 (g)より得られる諸定数の近似解で下式による

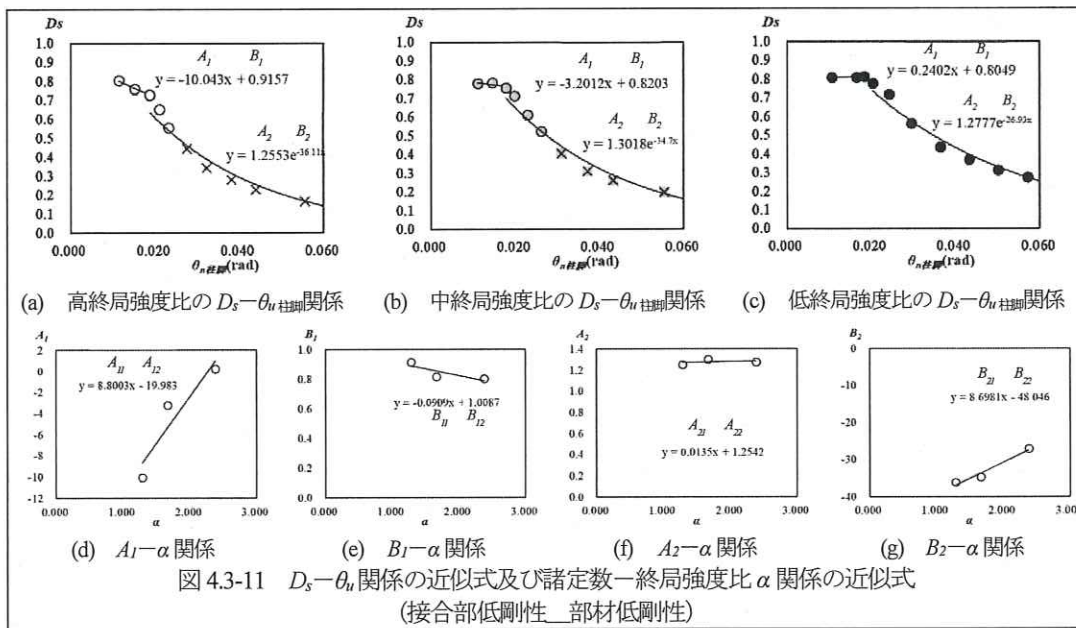
$$B_{21} = -2.36 \cdot k_\alpha + 10.27$$

B_{22} : 図 4.1.14 (h)より得られる諸定数の近似解で下式による

$$B_{22} = 0.82 \cdot k_\alpha - 47.1$$

「 A_1 」、「 B_1 」、「 A_2 」、「 B_2 」は簡単のため1次関数の式としているが、図 4.3-12 に示すように、相関性がよくない係数もみられる。言い換えると、上記(iv)～(vi)の適用範囲を満足しない場合であっても、式(4.2-1)に示す D_s の略算値が運用可能な精度で得られる可能性がある。そこで、ここでは昨年度報告書⁴⁸⁾及び既往の文献⁴⁹⁾に示されている上記(iv)～(vi)の適用範囲を一部満足しない仕様を対象に、式(4.2-1)に示す D_s の略算値と JSCA 版木造建築構造の設計⁴²⁾に示されている増分解析結果より得られる安全限界変位に基づく D_s の比較を行い、式の精度を確認する。解析ケース一覧を表 4.3-2～4 に示す。表中の網掛けは4.2節で示した適用条件に適合していないケースを意味している。計算値と解析結果の比較は4.3.3節及び4.3.4節の検討結果も併せて4.4節で後述する。





※ $\alpha = M_{u柱脚} / M_{0柱脚}$ 、図中の「x」は1次設計でNGとなるものを意味している。

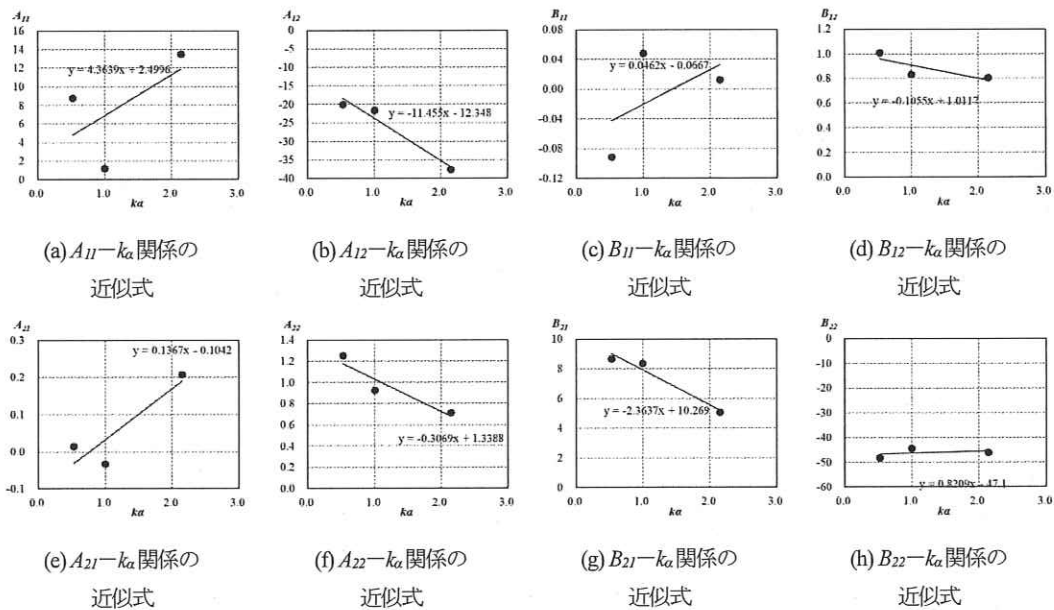


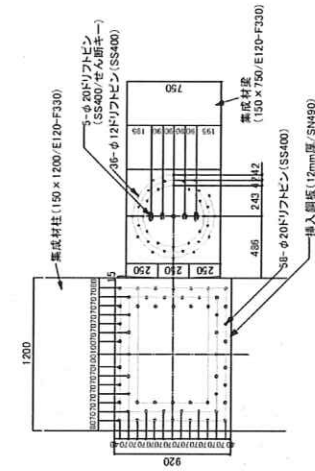
図 4.3-12 部材が低剛性のときの諸定数の近似式

表 4.3-2 解析ケース「No.1-a」～「No.2-c」(引きボルト接合部)

解析ケース		No.1-a	No.1-b	No.1-c	No.2-a	No.2-b	No.2-c
接合形式		引きボルト					
階数	N	(-)	1	1	3	3	3
1階階高	H	(m)	3	3	4	4	4
一般階階高	H	(m)	—	—	3.2	3.2	3.2
スパン	L	(m)	6	6	6	6	6
地盤種別	—	(-)	第一種	第二種	第三種	第一種	第二種
R階の重量比	w _r	(-)	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
一般階の重量比	w _g	(-)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
接合部仕様記号		PB-1					
アンカーボルト接合部の回転剛性		K _{α, 1階}	(kNm/rad)	—	—	—	—
1階柱脚接合部の回転剛性		K _{α, 1階}	(kNm/rad)	4135	4589	4589	4589
1階柱脚接合部の許容モーメント		M _{c, 1階}	(kNm)	18.33	37.9	37.9	37.9
1階柱脚接合部の終局モーメント		M _{u, 1階}	(kNm)	31.2	48.5	48.5	48.5
1階柱脚接合部の終局変形角		θ _{u, 1階}	(rad)	0.0500	0.0667	0.0667	0.0667
柱梁接合部の回転剛性		K _{α, 梁端}	(kNm/rad)	—	—	—	—
梁端接合部の回転剛性		K _{α, 梁端}	(kNm/rad)	1858	1858	4050	4050
梁端接合部の許容モーメント		M _{c, 梁端}	(kNm)	22.9	22.9	33.8	33.8
梁端接合部の終局モーメント		M _{u, 梁端}	(kNm)	38.96	38.96	52.5	52.5
梁端接合部の終局変形角		θ _{u, 梁端}	(rad)	0.0667	0.0667	0.0667	0.0667
梁端接合部が決まる1階柱脚接合部の終局変形角算出のための係数		θ _{u, 1階}	(-)	0.90	0.90	0.90	0.90
梁端接合部が決まる1階柱脚接合部の終局変形角に対する比		θ _{u, 1階}	(-)	0.0600	0.0600	0.0600	0.0600
1階柱脚接合部の基準剛性に対する比		k _α	(-)	0.77	0.77	0.41	0.41
1階柱脚接合部の終局強度比(1.2 ≤ α _{梁端} ≤ 2.4)		α _{梁端}	(-)	1.70	1.70	1.28	1.28
梁端接合部の終局強度比(1.3 ≤ α _{梁端} ≤ 3.4)		α _{梁端}	(-)	1.70	1.70	1.55	1.55
1階柱脚接合部と梁端接合部の剛性比(K _{α, 1階} /K _{α, 梁端} ≥ 2.0)		K _{α, 1階} /K _{α, 梁端}	(-)	2.23	2.23	2.47	1.13
適用条件(i) 各接合部を回転バネでモデル化		適用条件(i)	OK	OK	OK	OK	OK
適用条件(ii) 通し柱架構または終局時に柱継手が弾性であることの確認		適用条件(ii)	OK	OK	OK	OK	OK
適用条件(iii) 崩壊系の確認		適用条件(iii)	—	—	—	—	—
適用条件(iv) 1階柱脚接合部と梁端接合部の剛性比の判定(K _{α, 1階} /K _{α, 梁端} ≥ 2.0)		適用条件(iv)	OK	OK	OK	OK	OK
適用条件(v) 1階柱脚接合部の終局強度比の判定(1.2 ≤ α _{梁端} ≤ 2.4)		適用条件(v)	OK	OK	OK	OK	OK
適用条件(v) 梁端接合部の終局強度比(1.3 ≤ α _{梁端} ≤ 3.4)		適用条件(v)	OK	OK	OK	OK	OK
適用条件(vi) (3.0 ≤ 階高 ≤ 3.5)		適用条件(vi)	OK	OK	OK	OK	OK
適用条件(vi) 階数 ≤ 5		適用条件(vi)	OK	OK	OK	OK	OK
適用条件(vii) 第2種地盤		適用条件(vii)	NG	NG	NG	NG	NG

表 4.3-4 解析ケース [No.7-a] ~ [No.10-c] (LSB 接合部)

解析ケース 接合形式	LSB													
	No.7-a	No.7-b	No.7-c	No.8-a	No.8-b	No.8-c	No.9-a	No.9-b	No.9-c	No.10-a	No.10-b	No.10-c		
階数 1階階高 一般階階高 スパン	N	(-)	1	3	3	5	8							
	H	(m)	3	4	4	4	4							
	H	(m)	—	3.2	3.2	3.5	3.5							
	L	(m)	6	6	6	6	6							
地震種別 R 階の重量比 一般階の重量比	—	(-)	第一種	第二種	第三種	第一種	第二種	第三種	第一種	第二種	第三種	第一種	第二種	第三種
	w_r	(-)	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
w_g	(-)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
接合部仕様記号	LSB-1													
	LSB-2													
アンカーボルト接合部の回転剛性	LSB-3													
	LSB-4													
1 階柱脚接合部の回転剛性	$K_{\alpha, 1階}$	(kNm/rad)	9488	9488	9488	9488	9488	9488	53200	53200	53200	59552	59552	
1 階柱脚接合部の許容モーメント	$M_{\alpha, 1階}$	(kNm)	44.6	44.6	44.6	44.6	44.6	44.6	155	155	155	160	160	
1 階柱脚接合部の終局変形角	$\theta_{\alpha, 1階}$	(rad)	0.0333	0.0333	0.0333	0.0333	0.0333	0.0333	0.0100	0.0100	0.0100	0.0333	0.0333	
柱梁接合部の回転剛性	$K_{\alpha, 柱梁}$	(kNm/rad)	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
梁端接合部の回転剛性	$K_{\alpha, 梁端}$	(kNm/rad)	43400	43400	43400	43400	43400	43400	9190	9190	9190	161128	161128	
梁端接合部の許容モーメント	$M_{\alpha, 梁端}$	(kNm)	87.6	87.6	87.6	87.6	87.6	87.6	59.8	59.8	59.8	236	236	
梁端接合部の終局変形角	$\theta_{\alpha, 梁端}$	(rad)	0.0333	0.0333	0.0333	0.0333	0.0333	0.0333	0.0105	0.0105	0.0105	0.0333	0.0333	
梁端接合部で決まる1階柱脚接合部の終局変形角算出のための係数	$\theta_{\alpha, 1階}$	(-)	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	
梁端接合部で決まる1階柱脚接合部の基礎剛性に対する比	k_{α}	(-)	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	1.17	1.17	1.17	1.27	1.27	
1 階柱脚接合部の終局強度比(1.2 $\leq \alpha_{1階} \leq 2.4$)	$\alpha_{1階}$	(-)	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.38	1.38	1.38	1.50	1.50	
梁端接合部の終局強度比(1.3 $\leq \alpha_{梁端} \leq 3.4$)	$\alpha_{梁端}$	(-)	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.61	1.61	1.61	1.50	1.50	
1 階柱脚接合部と梁端接合部の剛性比($K_{\alpha, 1階}/K_{\alpha, 梁端} \geq 2.0$)	$K_{\alpha, 1階}/K_{\alpha, 梁端}$	(-)	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	5.79	5.79	5.79	0.37	0.37	
適用条件(i) 各接合部を回転ベネでモデル化	適用条件(i) 各接合部を回転ベネでモデル化													
適用条件(ii) 通し柱梁構または終局剛性柱継手が弾性であることの確認	適用条件(ii) 通し柱梁構または終局剛性柱継手が弾性であることの確認													
適用条件(iii) 崩壊系の確認	適用条件(iii) 崩壊系の確認													
適用条件(iv) 1階柱脚接合部と梁端接合部の剛性比の判定($K_{\alpha, 1階}/K_{\alpha, 梁端} \geq 2.0$)	適用条件(iv) 1階柱脚接合部と梁端接合部の剛性比の判定($K_{\alpha, 1階}/K_{\alpha, 梁端} \geq 2.0$)													
適用条件(v) 1階柱脚接合部の終局強度比の判定(1.2 $\leq \alpha_{1階} \leq 2.4$)	適用条件(v) 1階柱脚接合部の終局強度比の判定(1.2 $\leq \alpha_{1階} \leq 2.4$)													
適用条件(vi) 梁端接合部の終局強度比(1.3 $\leq \alpha_{梁端} \leq 3.4$)	適用条件(vi) 梁端接合部の終局強度比(1.3 $\leq \alpha_{梁端} \leq 3.4$)													
適用条件(vii) (3.0 \leq 階高 \leq 3.5)	適用条件(vii) (3.0 \leq 階高 \leq 3.5)													
適用条件(viii) 階数 \leq 5	適用条件(viii) 階数 \leq 5													
適用条件(ix) 第2種地震	適用条件(ix) 第2種地震													

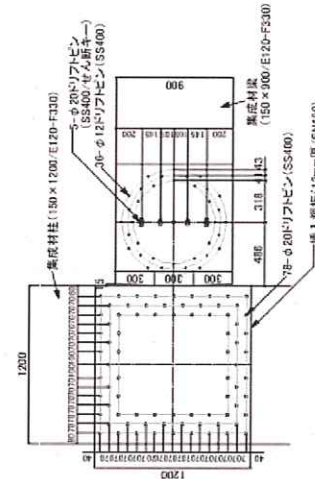


梁端接合部の性能 (4~6/6階, 5~8/8階)

$$K_{\theta, \text{柱梁}} = 200611 \text{ kNm/rad},$$

$$K_{\theta, \text{梁端}} = 31896 \text{ kNm/rad}, M_{\theta, \text{梁端}} = 112.7 \text{ kNm}$$

$$M_{\theta, \text{柱脚}} = 181.2 \text{ kNm}, \theta_{\theta, \text{梁端}} = 0.0199 \text{ rad}$$



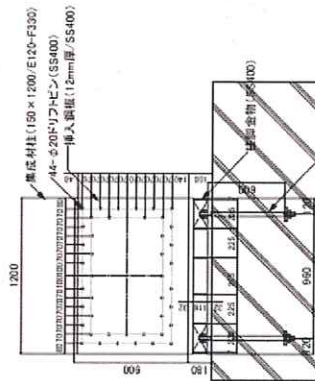
梁端接合部の性能 (1~3/6階, 1~4/8階)

$$K_{\theta, \text{柱梁}} = 294635 \text{ kNm/rad},$$

$$K_{\theta, \text{梁端}} = 50621 \text{ kNm/rad}, M_{\theta, \text{梁端}} = 145.6 \text{ kNm}$$

$$M_{\theta, \text{柱脚}} = 38.96 \text{ kNm}, \theta_{\theta, \text{梁端}} = 0.0226 \text{ rad}$$

DP-3, DP-4+13)

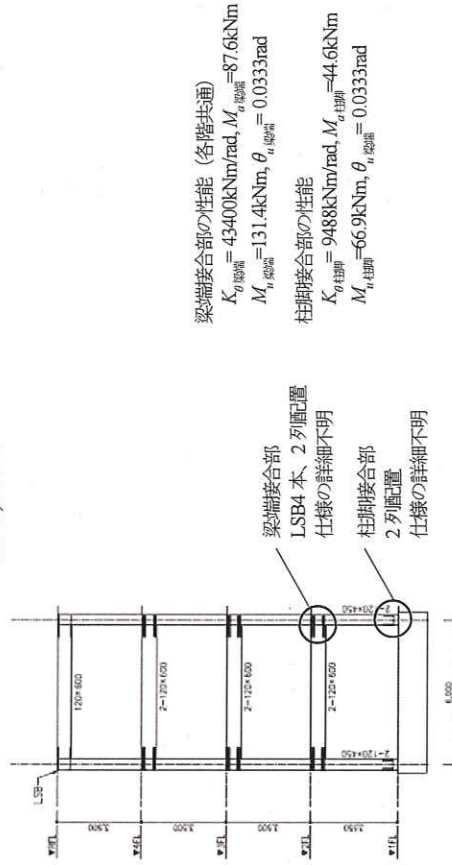


柱脚接合部の性能

$$K_{\theta, \text{アンカ}} = 162795 \text{ kNm/rad},$$

$$K_{\theta, \text{柱脚}} = 315413 \text{ kNm/rad}, M_{\theta, \text{柱脚}} = 256.1 \text{ kNm}$$

$$M_{\theta, \text{柱脚}} = 290.4 \text{ kNm}, \theta_{\theta, \text{柱脚}} = 0.0182 \text{ rad}$$



梁端接合部の性能 (各階共通)

$$K_{\theta, \text{梁端}} = 43400 \text{ kNm/rad}, M_{\theta, \text{梁端}} = 87.6 \text{ kNm}$$

$$M_{\theta, \text{柱脚}} = 131.4 \text{ kNm}, \theta_{\theta, \text{梁端}} = 0.0333 \text{ rad}$$

柱脚接合部の性能

$$K_{\theta, \text{柱脚}} = 9488 \text{ kNm/rad}, M_{\theta, \text{柱脚}} = 44.6 \text{ kNm}$$

$$M_{\theta, \text{柱脚}} = 66.9 \text{ kNm}, \theta_{\theta, \text{柱脚}} = 0.0333 \text{ rad}$$

LSB-1, LSB-2+8)

図 4.3-13 接合部仕様

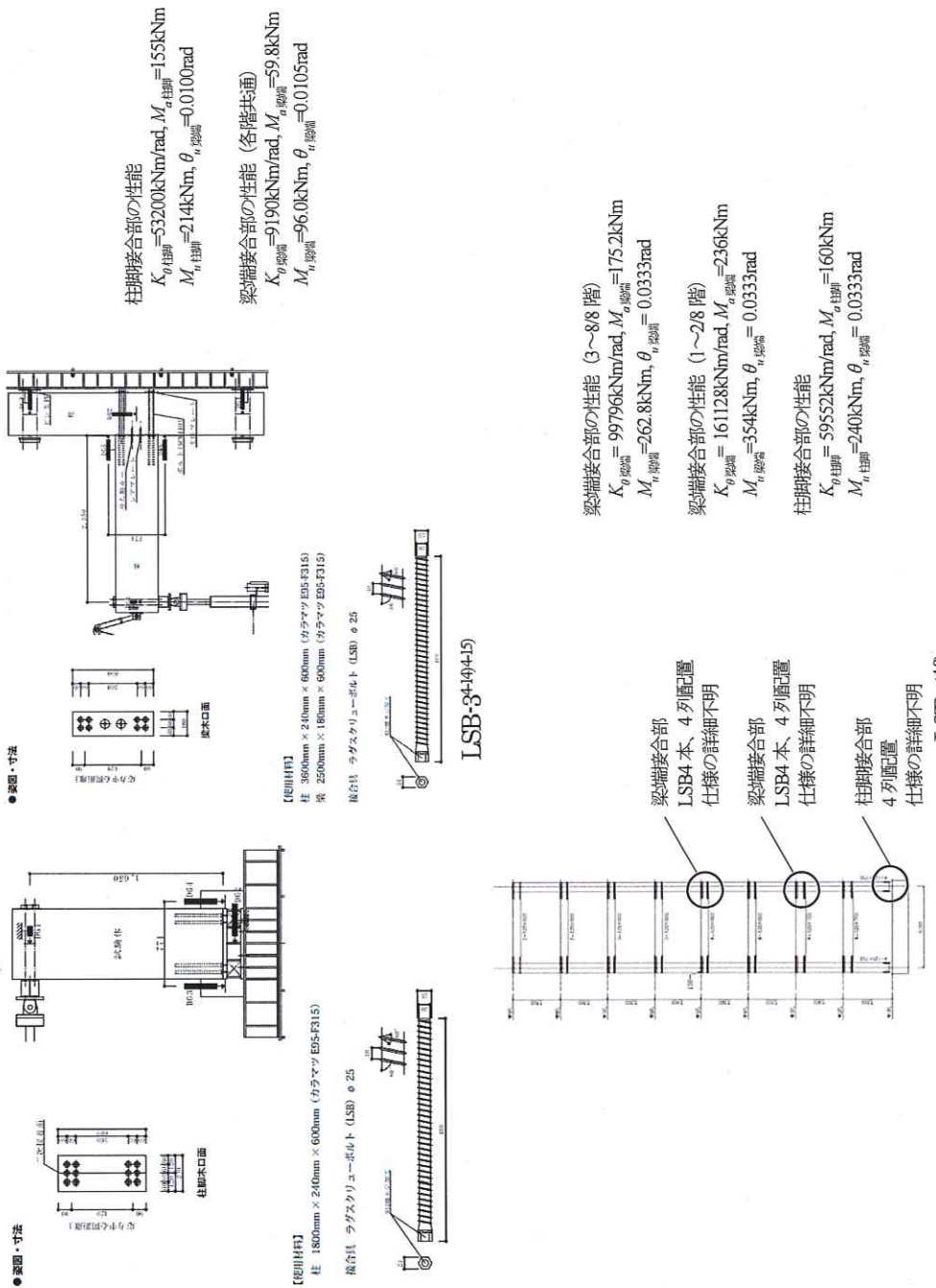


図 4.3-13 続 接合部仕様

4. 3. 4 第二種地盤以外の地盤種別の場合のDsの推定方法

式(4.2-1)で示した D_s の略算値は第二種地盤を想定している。JSCA 版木造建築構造の設計⁴⁻²⁾で示されている増分解析結果に基づく D_s では式(4.3-7)中の C_g で地盤種別の影響を考慮している。同式によると、地盤種別の影響は速度一定領域のみ考慮すればよいことが分かる。従って、略算値においても式(4.3-7)に示すように、速度一定領域で決まるときの D_{s2} に地盤種別に応じた C_g に第二種地盤の C_g を除した値を乗じればよいと考えられる。

$$D_s = \min \left(1.224 \cdot F_h \cdot p, \frac{C_g \cdot F_h^2 \cdot p^2}{\Delta_s} \right) \cdot \frac{R_m}{R_l} \quad (4.3-7)$$

$$D_s = \min \left(D_{s1}, D_{s2} \cdot \frac{C_g}{0.278} \right) \cdot \frac{p}{0.9} \quad (4.3-8)$$

ただし、 Δ_s : 安全限界時の代表変位で下式による

$$\Delta_s = \frac{\sum_i m_i \cdot d_{s,i}^2}{\sum_i m_i \cdot d_{s,i}}$$

R_m : 安全限界時の有効質量で下式による

$$R_m = \frac{\sum_i (m_i \cdot d_{s,i})^2}{\sum_i m_i \cdot d_{s,i}^2 \cdot \sum_i m_i}$$

F_h : 減衰による加速度低減率で下式による

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

h : 等価一自由度系の減衰定数で下式による

$$h = \frac{\sum_i h_{e,i} \cdot Q_{s,i} \cdot \delta_{s,i}}{\sum_i Q_{s,i} \cdot \delta_{s,i}} + 0.05$$

$h_{e,i}$: 各階の減衰定数 (粘性減衰を除く) で下式による

$$h_{e,i} = 0.2 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\delta_{d,i}}{\delta_{s,i}}} \right)$$

C_g : 地盤種別に応じた係数で下記とする

第一種地盤 : 0.123、第二種地盤 : 0.278、第三種地盤 : 0.494

$d_{s,i}$: 安全限界時における i 階の基礎からの水平変位

p : 建物の階数に応じた調整係数で下記とする

平屋建て : 0.8、2階建て : 0.85、3階建て : 0.9、4階建て : 0.95、その他 : 1.0

$Q_{s,i}$: 安全限界時における i 階の層せん断力

$\delta_{s,i}$: 安全限界時における i 階の層間変位

$\delta_{d,i}$: 損傷限界時における i 階の層間変位

R_l : 昭55 建告第1793号による振動特性係数

4. 4 ラーメン架構のDsの略算値と静的増分解析結果に基づく値の比較

4.3節の検討結果より、式(4.2-1)は式(4.4-1)のように改められる。ここでは4.3.3節で述べたように、表4.3-2～4の解析ケースを対象に式(4.4-1)によるDsの略算値と増分解析結果より得られる安全限界変位に基づくDsの解析値の比較を行い、式の精度を確認する。解析モデルを図4.4-1に示す。各階階高、各階の重量比等は表4.3-2～4中に示した通りである。なお、設計用のDsについては略算値と昭55建告第1792号第2に示されている値の大きい方を採用する。本検討で採用した接合部種別ごとの告示Dsを表4.4-1に示す。解析結果を図4.4-2及び表4.4-2～4に示す。

$$D_s = \min \left(D_{s1}, D_{s2} \cdot \frac{C_g}{0.278} \right) \cdot \frac{p}{0.9} \quad (4.4-1)$$

ただし、 D_{s1} : 加速度一定領域で決まるときのDsで下式による

$$D_{s1} = A_1 \cdot \theta_{eu\text{柱脚}} + B_1$$

D_{s2} : 速度一定領域で決まるときのDsで下式による

$$D_{s2} = A_2 \cdot e^{B_2 \cdot \theta_{eu\text{柱脚}}}$$

A_1, B_1 : D_{s1} 算出のための諸係数で下式による

$$A_1 = (4.36 \cdot k_\alpha + 2.50) \cdot \alpha - 11.46 \cdot k_\alpha - 12.35$$

$$B_1 = (0.0462 \cdot k_\alpha - 0.0667) \cdot \alpha - 0.106 \cdot k_\alpha + 1.06$$

A_2, B_2 : D_{s2} 算出のための諸係数で下式による

$$A_2 = (0.137 \cdot k_\alpha - 0.104) \cdot \alpha - 0.31 \cdot k_\alpha + 1.34$$

$$B_2 = (-2.36 \cdot k_\alpha + 10.27) \cdot \alpha + 0.82 \cdot k_\alpha - 47.1$$

α : 1階柱脚接合部の終局強度比で下式による

$$\alpha = \frac{M_{u\text{柱脚}}}{M_{a\text{柱脚}}}$$

k_α : 1階柱脚接合部の基準剛性に対する比で下式による

$$k_\alpha = \frac{K_{\theta\text{柱脚}} / M_{a\text{柱脚}}}{293}$$

$K_{\theta\text{柱脚}}$: 1階柱脚接合部の回転剛性

$M_{a\text{柱脚}}$: 1階柱脚接合部の許容モーメント

$M_{u\text{柱脚}}$: 1階柱脚接合部の終局モーメント

$\theta_{eu\text{柱脚}}$: 架構の終局時の柱脚接合部の変形角で下式による

$$\theta_{eu\text{柱脚}} = \min(\theta_{u\text{柱脚}}, \theta_{u\text{梁端}} \cdot \beta)$$

$\theta_{u\text{柱脚}}$: 柱脚接合部の終局変形角

$\theta_{u\text{梁端}}$: 梁端接合部の終局変形角

β : 梁端接合部で架構が終局に達するときの1階柱脚接合部の変形角を算出するための係数で4.3.2節の検討結果に基づき $\beta=0.9$ とする

p : 建物の階数に応じた調整係数

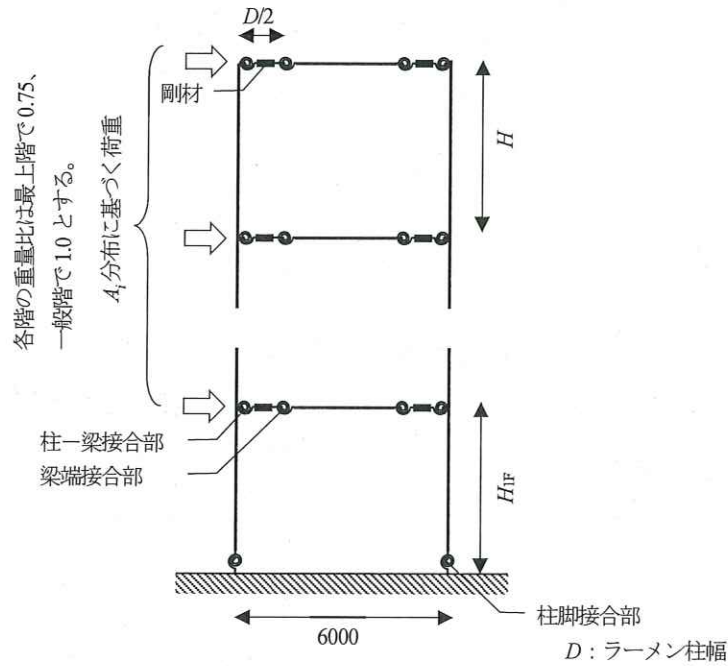


図 4.4-1 解析モデル

表 4.4-1 本検討で採用する告示 D_s

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	

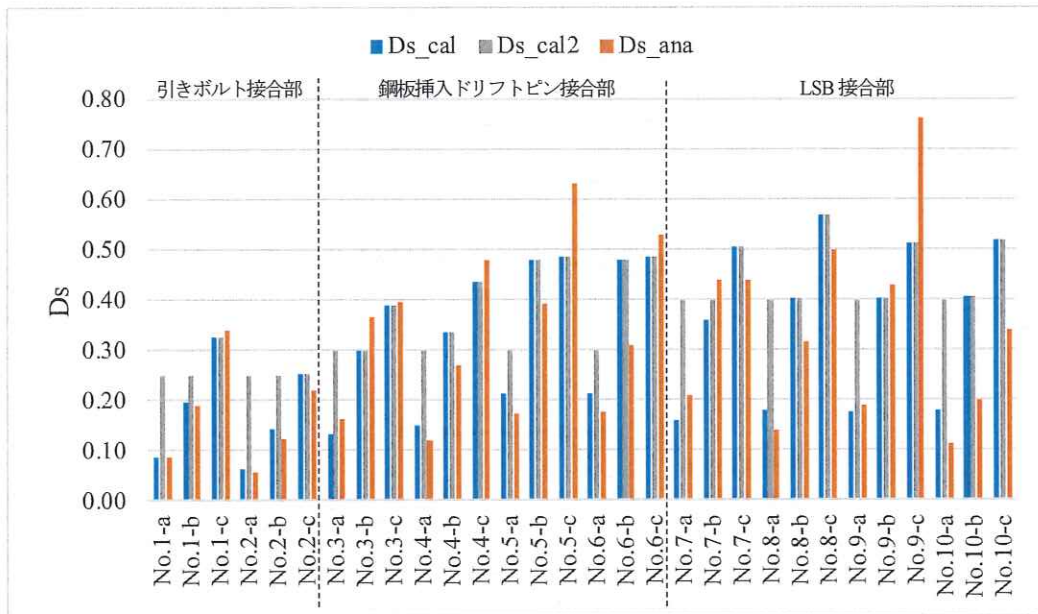
(い)		(ろ)	(は)	(に)
部材群としての種別		架構の形式		
柱及びはりの部材群としての種別	接合部の部材群としての種別	剛節架構又はアーチ架構で筋かいを設けない構造とした場合	(ろ)欄及び(に)欄に掲げる架構以外の架構の場合	$\beta_0 \geq 0.7$ の場合
(一)	SA	0.25	0.3	0.35
	SB	0.3	0.35	0.4
	SC	0.35	0.4	0.45
(四)	柱及びはりの部材群としての種別がFCである場合又は接合部の部材群としての種別がSDである場合	0.4	0.45	0.5

この表において、 β_0 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。

引きボルト接合部の採用 D_s

鋼板挿入ドリフトピン接合部の採用 D_s

LSB 接合部の採用 D_s



Ds_{cal} : 略算法により得られる Ds
 Ds_{cal2} : 略算法により得られる Ds と告示 Ds の大きい方の値 (設計時採用 Ds)
 Ds_{ana} : 増分解析結果より得られる安全限界変位に基づく Ds
 解析ケース名称において、a-c はそれぞれ第一種地盤、第二種地盤、第三種地盤を意味している。

図 4.4-2 Ds の略算値と解析値の比較

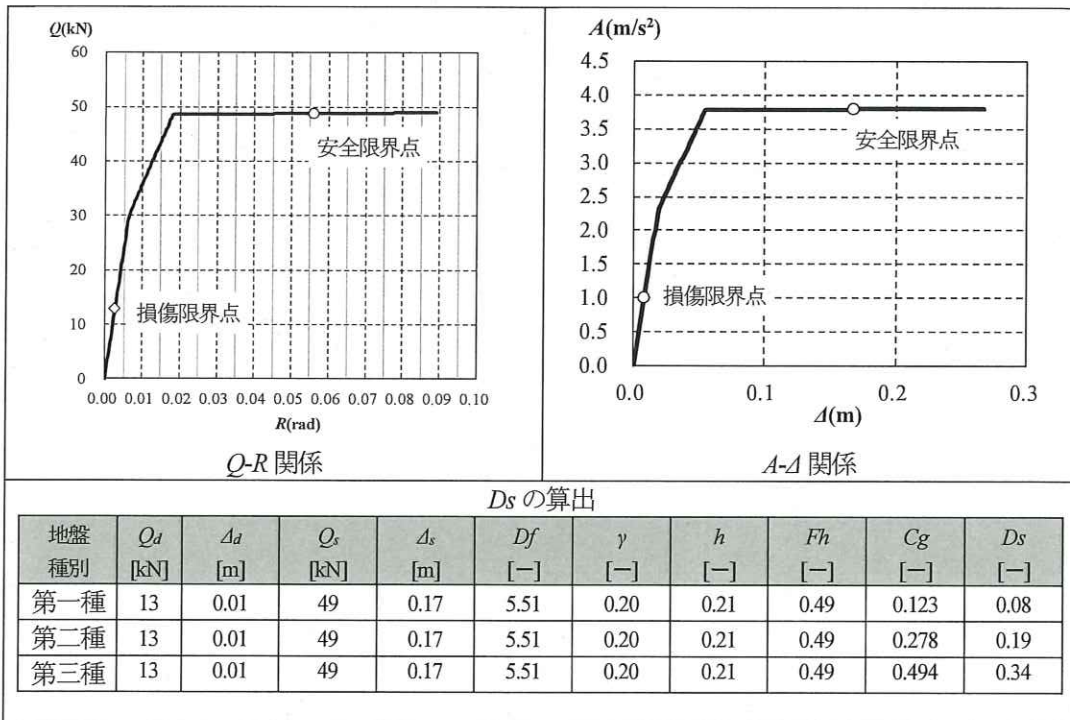


図 4.4-3 解析ケース「No.1」(引きボルト接合部)の解析結果

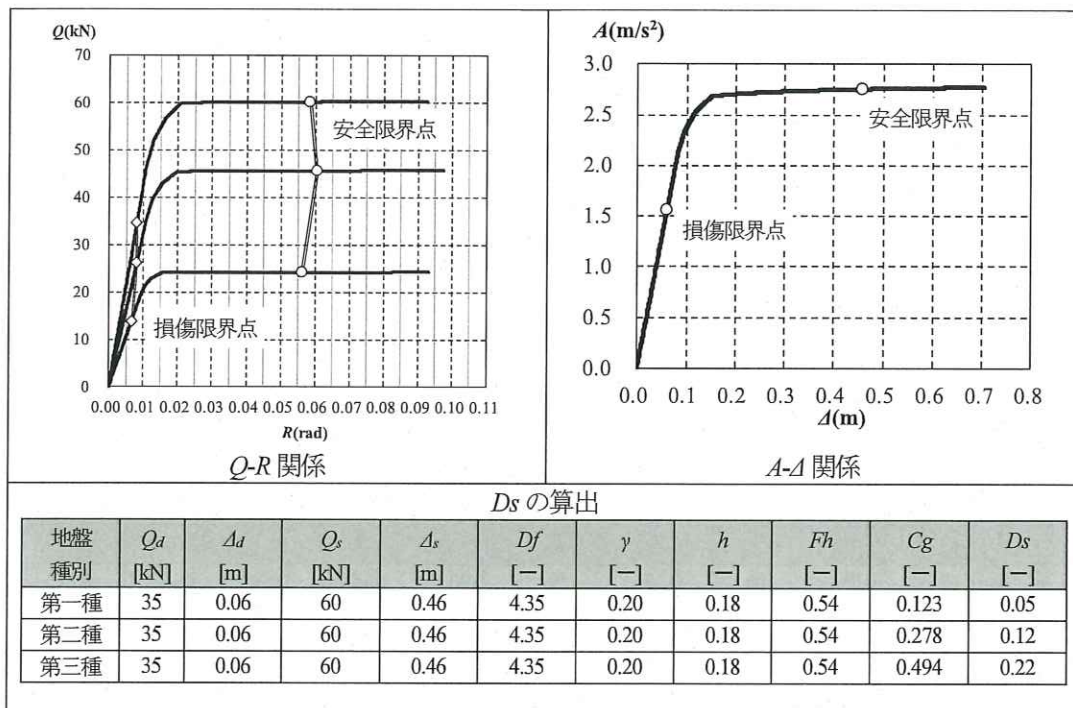


図 4.4-4 解析ケース「No.2」(引きボルト接合部)の解析結果

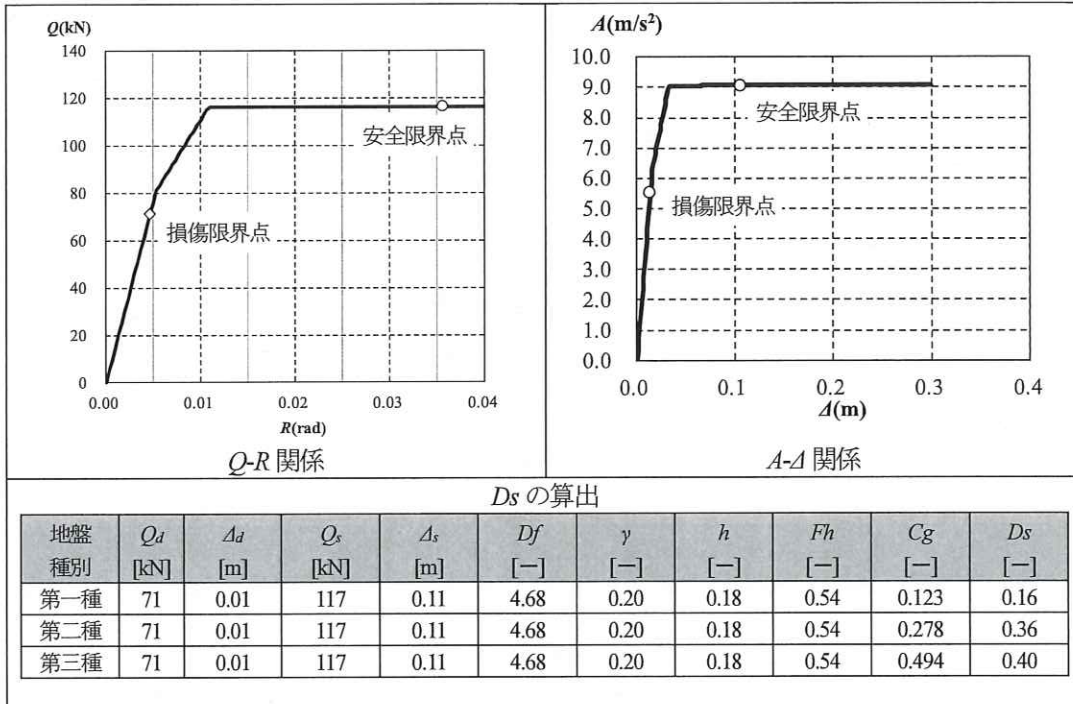


図 4.4-5 解析ケース「No.3」(鋼板挿入ドリフトピン接合部)の解析結果

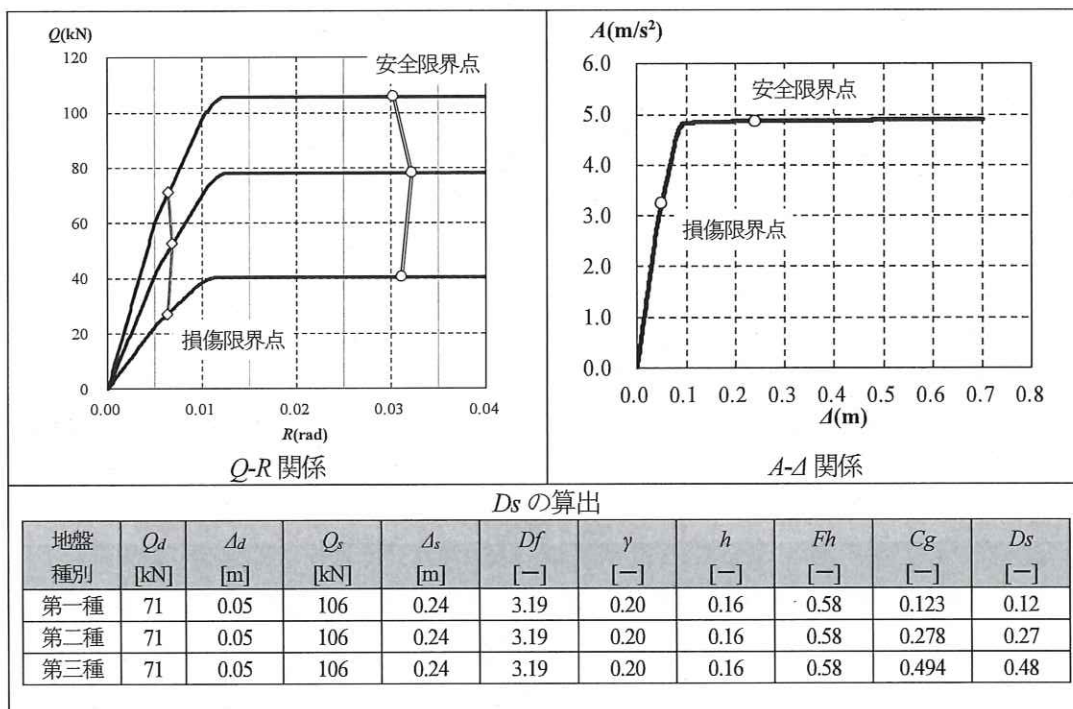


図 4.4-6 解析ケース「No.4」(鋼板挿入ドリフトピン接合部)の解析結果

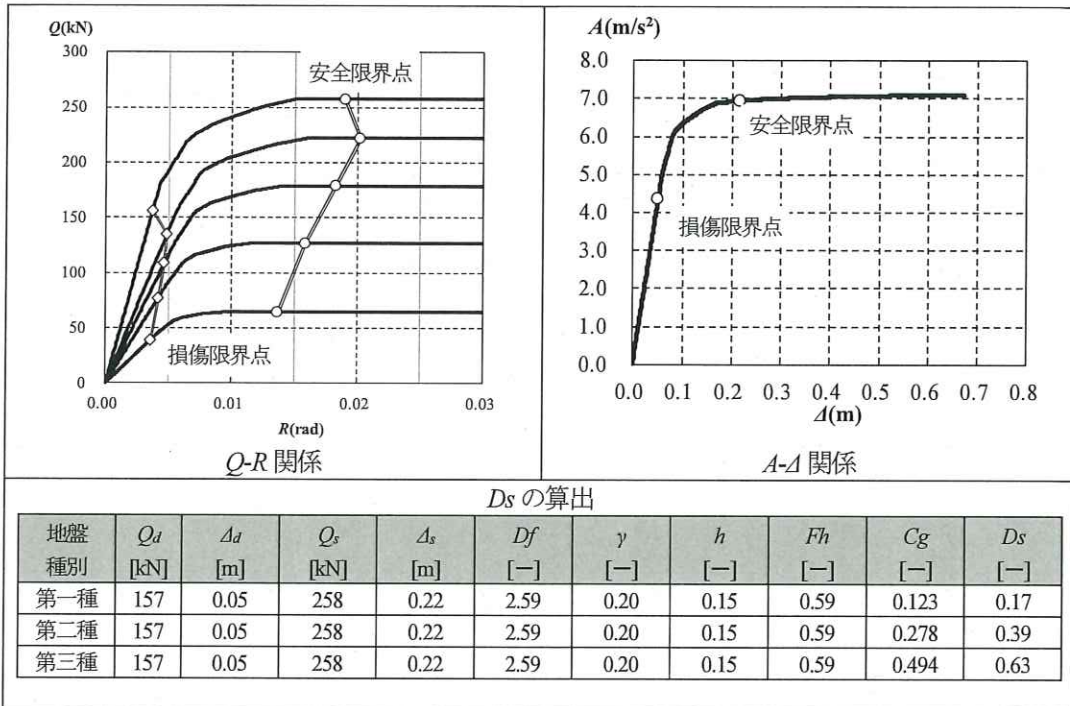


図 4.4-7 解析ケース「No.5」(鋼板挿入ドリフトピン接合部) の解析結果

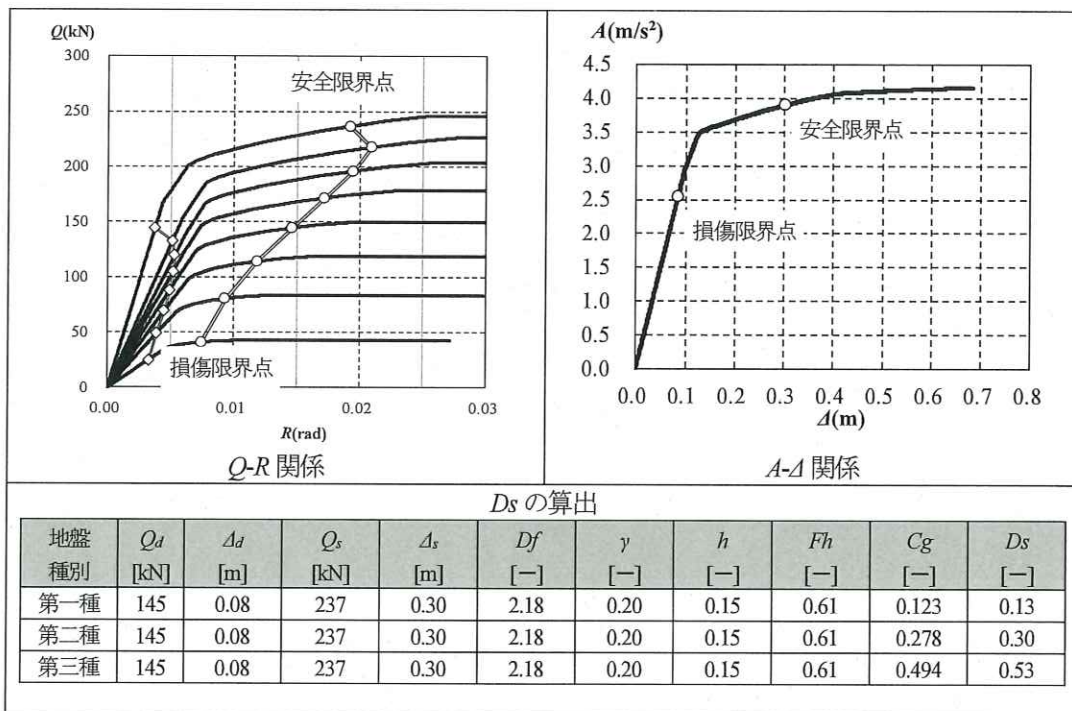


図 4.4-8 解析ケース「No.6」(鋼板挿入ドリフトピン接合部) の解析結果

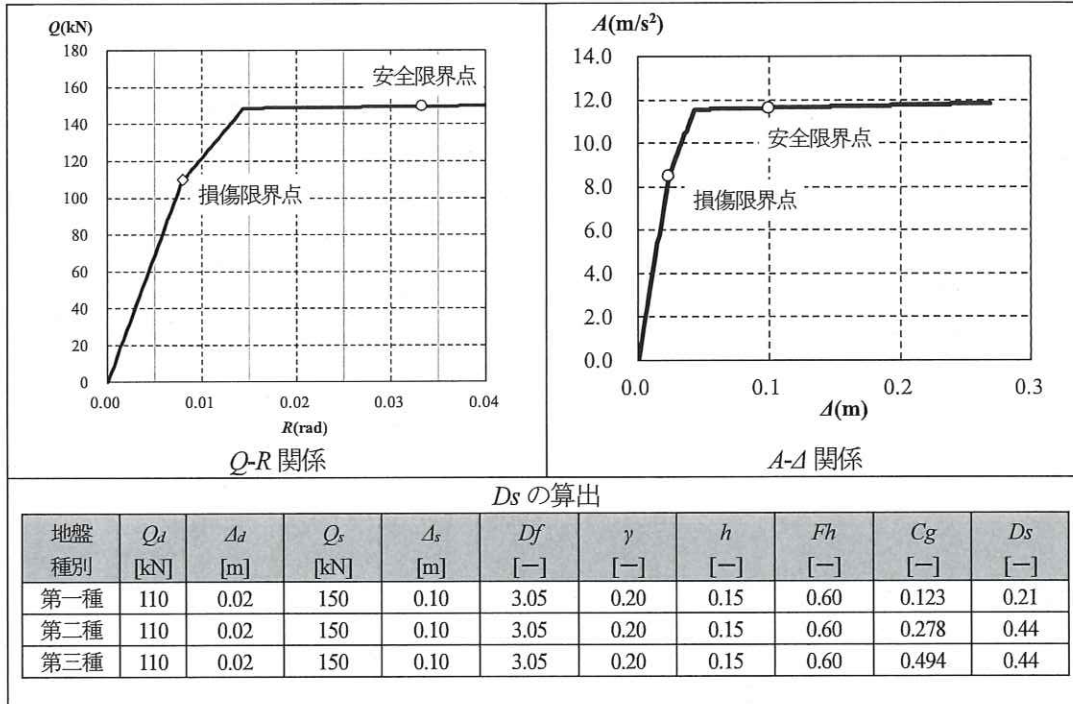


図 4.4-9 解析ケース「No.7」(LSB 接合部) の解析結果

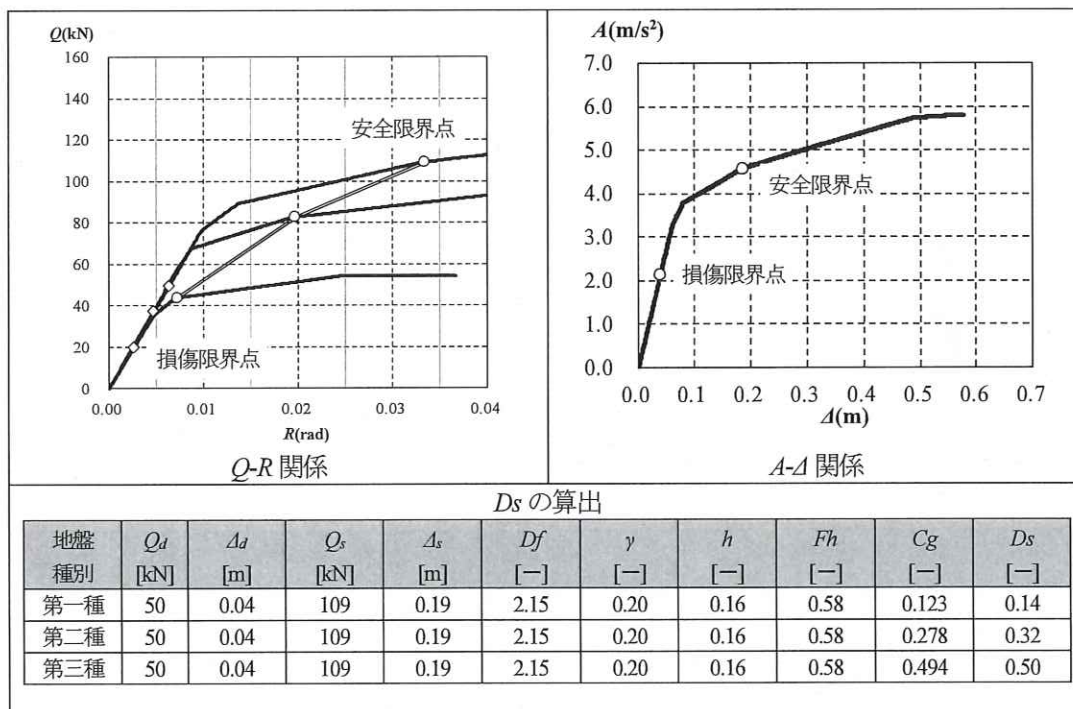


図 4.4-10 解析ケース「No.8」(LSB 接合部) の解析結果

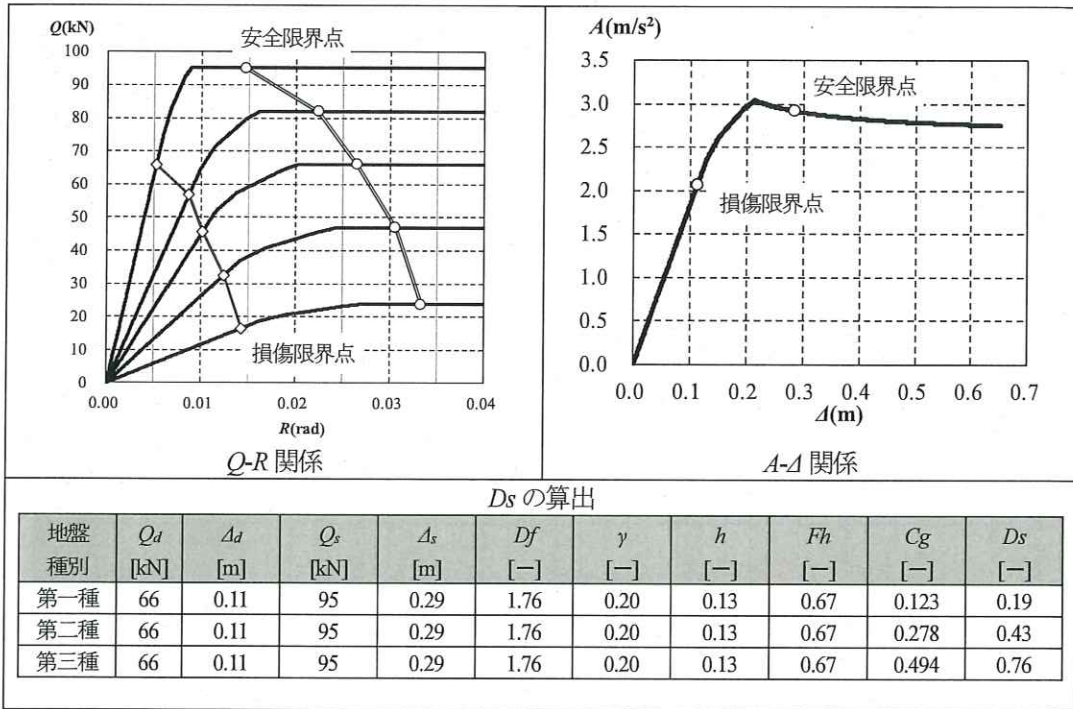


図 4.4-11 解析ケース「No.9」(LSB 接合部) の解析結果

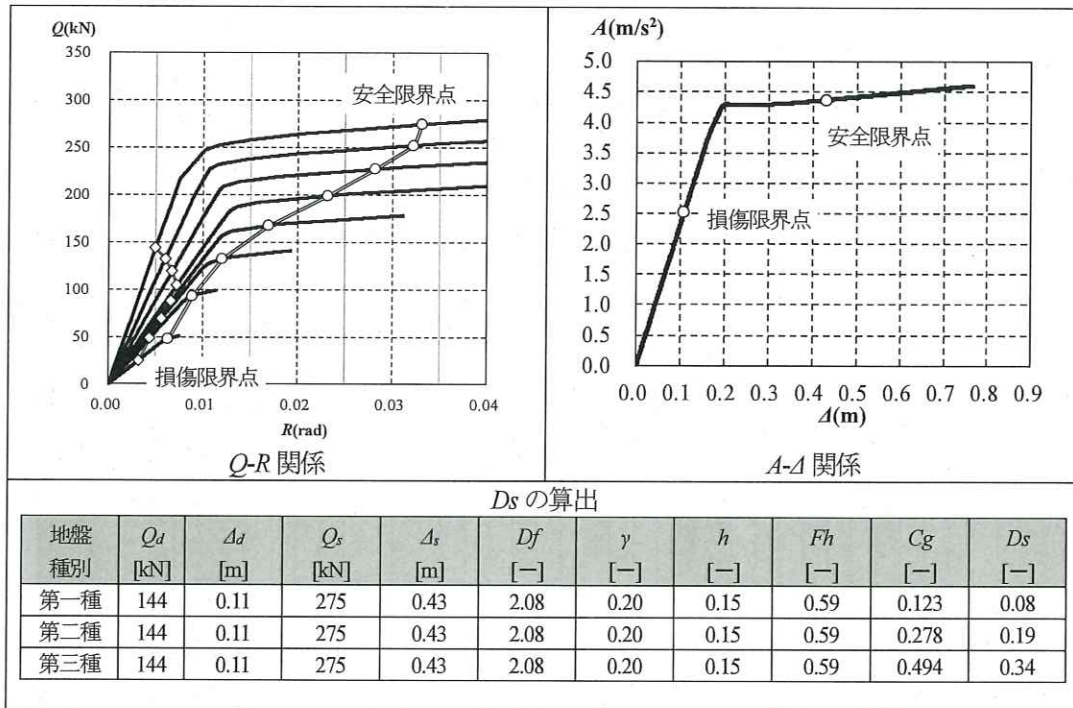


図 4.4-12 解析ケース「No.10」(LSB 接合部) の解析結果

表 4.4-2 解析ケース「No.1」～「No.2」(引きボルト接合部)のDsの計算値と解析値の比較

解析ケース		No.1-a	No.1-b	No.1-c	No.2-a	No.2-b	No.2-c
階数	N	1	1	1	3	3	3
1 階柱脚接合部の回転剛性	$K_{\theta, 1st}$	4135	4135	4135	4589	4589	4589
1 階柱脚接合部の許容モーメント	$M_{d, 1st}$	18.33	18.33	18.33	37.9	37.9	37.9
1 階柱脚接合部の終局モーメント	$M_{u, 1st}$	31.2	31.2	31.2	48.5	48.5	48.5
1 階柱脚接合部の終局変形角	$\theta_{u, 1st}$	0.0500	0.0500	0.0500	0.0667	0.0667	0.0667
1 階柱脚接合部の終局強度比(1.2 ≤ α_{lim} ≤ 2.4)	α_{lim}	1.70	1.70	1.70	1.28	1.28	1.28
1 階柱脚接合部の基礎剛性に対する比	k_a	0.77	0.77	0.77	0.41	0.41	0.41
梁端接合部の回転剛性	$K_{\theta, end}$	1858	1858	1858	4050	4050	4050
梁端接合部の許容モーメント	$M_{d, end}$	22.9	22.9	22.9	33.8	33.8	33.8
梁端接合部の終局モーメント	$M_{u, end}$	38.96	38.96	38.96	52.5	52.5	52.5
梁端接合部の終局変形角	$\theta_{u, end}$	0.0667	0.0667	0.0667	0.0667	0.0667	0.0667
梁端接合部の終局強度比(1.3 ≤ α_{lim} ≤ 3.4)	α_{lim}	1.70	1.70	1.70	1.55	1.55	1.55
梁端接合部の終局強度比(1.3 ≤ α_{lim} ≤ 3.4)	α_{lim}	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
梁端接合部で決まる 1 階柱脚接合部の終局変形角算出のための係数	θ_{1st}	0.0600	0.0600	0.0600	0.0600	0.0600	0.0600
梁端接合部で決まる 1 階柱脚接合部の終局変形角	θ_{1st}	2.23	2.23	2.23	1.13	1.13	1.13
1 階柱脚接合部と梁端接合部の剛性比($K_{\theta, 1st}/K_{\theta, end} \geq 2.0$)	$K_{\theta, 1st}/K_{\theta, end}$	OK	OK	OK	OK	OK	OK
適用条件(vii) 柱脚部の先行破壊の確認		OK	OK	OK	OK	OK	OK
適用条件(viii) 柱脚部の先行破壊の確認		OK	OK	OK	OK	OK	OK
適用条件(v) 1 階柱脚接合部と梁端接合部の剛性比の判定($K_{\theta, 1st}/K_{\theta, end} \geq 2.0$)		OK	OK	OK	NG	NG	NG
適用条件(v) 1 階柱脚接合部の終局強度比の判定(1.2 ≤ α_{lim} ≤ 2.4)		OK	OK	OK	OK	OK	OK
適用条件(v) 梁端接合部の終局強度比(1.3 ≤ α_{lim} ≤ 3.4)		OK	OK	OK	OK	OK	OK
適用条件(vi) (3.0 ≤ 階高 ≤ 3.5)		OK	OK	OK	OK	OK	OK
適用条件(vi) 階高 ≤ 5		OK	OK	OK	OK	OK	OK
適用条件(vii) 階高 ≤ 5		OK	OK	OK	OK	OK	OK
適用条件(vii) 階高 ≤ 5		NG	OK	NG	NG	OK	NG
終局時の 1 階柱脚接合部の終局変形角	θ_{1st}	0.0500	0.0500	0.0500	0.0600	0.0600	0.0600
Ds1 算出のための諸係数	A_1	-11.20	-11.20	-11.20	-11.58	-11.58	-11.58
	B_1	0.93	0.93	0.93	0.96	0.96	0.96
	A_2	1.10	1.10	1.10	1.15	1.15	1.15
	B_2	-32.08	-32.08	-32.08	-34.87	-34.87	-34.87
Ds2 算出のための諸係数	CgC2 種	0.442	1.000	1.777	0.442	1.000	1.777
加速度一定領域で決まるときの構造特性係数	D_{S1}	0.37	0.37	0.37	0.26	0.26	0.26
速度一定領域で決まるときの構造特性係数	D_{S2}	0.10	0.22	0.39	0.06	0.14	0.25
略算法による構造特性係数の計算値	P	0.80	0.80	0.80	0.90	0.90	0.90
告示による構造特性係数	$D_{S, cal}$	0.09	0.20	0.32	0.06	0.14	0.25
採用する構造特性係数の計算値	$D_{S, sel}$	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
加速度一定領域で決まるときの構造特性係数の解析値	$D_{S, ana}$	0.36	0.36	0.36	0.51	0.51	0.51
速度一定領域で決まるときの構造特性係数の解析値	$D_{S, ana}$	0.08	0.19	0.34	0.05	0.12	0.22
採用する構造特性係数の解析値	$D_{S, ana}$	0.08	0.19	0.34	0.05	0.12	0.22
	$D_{S, cal}/D_{S, ana}$	1.04	1.04	0.96	1.16	1.16	1.16
	$D_{S, cal2}/D_{S, ana}$	2.97	1.31	0.96	4.60	2.04	1.16

表 4.4-3 解析ケース [No.3] ~ [No.6] (鋼板挿入ドリフトピン接合部) のDsの計算値と解析値の比較

解析ケース	No.3-a		No.3-b		No.3-c		No.4-a		No.4-b		No.4-c		No.5-a		No.5-b		No.5-c		No.6-a		No.6-b		No.6-c	
	1	1	1	1	1	1	3	3	3	3	3	3	5	5	5	5	5	5	8	8	8	8	8	8
階数	N																							
1 階柱脚接合部の回転剛性	$K_{\alpha, 1st}$																							
1 階柱脚接合部の許容モーメント	$M_{d, 1st}$																							
1 階柱脚接合部の終局モーメント	$M_{u, 1st}$																							
1 階柱脚接合部の終局変形角	$\theta_{u, 1st}$																							
1 階柱脚接合部の終局強度比($1.2 \leq \alpha_{lim} \leq 2.4$)	α_{lim}																							
1 階柱脚接合部の基・欄剛性に対する比	k_{α}																							
梁端接合部の回転剛性	$K_{\alpha, 2nd}$																							
梁端接合部の許容モーメント	$M_{d, 2nd}$																							
梁端接合部の終局モーメント	$M_{u, 2nd}$																							
梁端接合部の終局変形角	$\theta_{u, 2nd}$																							
梁端接合部の終局強度比($1.3 \leq \alpha_{lim} \leq 3.4$)	α_{lim}																							
梁端接合部で決まる1階柱脚接合部の終局変形角算出のための係数	θ_{lim}																							
梁端接合部で決まる1階柱脚接合部の終局変形角	θ_{lim}																							
1 階柱脚接合部と梁端接合部の剛性比($K_{\alpha, 1st}/K_{\alpha, 2nd} \geq 2.0$)	$K_{\alpha, 1st}/K_{\alpha, 2nd}$																							
適用条件(vi) 梁端接合部の確認	適用条件(vi) 階数 ≤ 5																							
適用条件(vii) 柱脚部の先行破壊の確認	適用条件(vii) 柱脚部の先行破壊の確認																							
適用条件(viii) 1階柱脚接合部と梁端接合部の剛性比の判定($K_{\alpha, 1st}/K_{\alpha, 2nd} \geq 2.0$)	適用条件(viii) 1階柱脚接合部と梁端接合部の剛性比の判定($1.2 \leq \alpha_{lim} \leq 2.4$)																							
適用条件(v) 1階柱脚接合部の終局強度比($1.3 \leq \alpha_{lim} \leq 3.4$)	適用条件(v) 1階柱脚接合部の終局強度比($1.3 \leq \alpha_{lim} \leq 3.4$)																							
適用条件(vi) ($3.0 \leq \text{階高} \leq 3.5$)	適用条件(vi) ($3.0 \leq \text{階高} \leq 3.5$)																							
適用条件(vii) 階数 ≤ 5	適用条件(vii) 階数 ≤ 5																							
適用条件(viii) 第2種地震	適用条件(viii) 第2種地震																							
終局時の1階柱脚接合部の終局変形角	$\theta_{u, 1st}$																							
A_1	(rad)																							
B_1	(-)																							
B_2	(-)																							
D_{S1} 算出のための階係数	(-)																							
D_{S2} 算出のための階係数	(-)																							
$Cg, C2$ 種	(-)																							
D_{S1}	(-)																							
D_{S2}	(-)																							
加速度一定領域で決まるときの構造特性係数	(-)																							
速度一定領域で決まるときの構造特性係数	(-)																							
建築物の階数に応じた調整係数	(-)																							
略算法による構造特性係数の計算値	(-)																							
$D_{S, cal}$	(-)																							
$D_{S, cal2}$	(-)																							
採用する構造特性係数の計算値	(-)																							
採用する構造特性係数の計算値	(-)																							
加速度一定領域で決まるときの構造特性係数の解析値	(-)																							
速度一定領域で決まるときの構造特性係数の解析値	(-)																							
$D_{S, ana}$	(-)																							
$D_{S, cal}/D_{S, ana}$	(-)																							
$D_{S, cal2}/D_{S, ana}$	(-)																							

表 4.4-4 解析ケース「No.7」～「No.10」（鋼板挿入ドリフトピン接合部）のDsの計算値と解析値の比較

解析ケース	No.7-a	No.7-b	No.7-c	No.8-a	No.8-b	No.8-c	No.9-a	No.9-b	No.9-c	No.10-a	No.10-b	No.10-c
階数	1	1	1	3	3	3	5	5	5	8	8	8
1 階柱脚接合部の回転剛性	$K_{\theta, 1st}$	9488	9488	9488	9488	9488	53200	53200	53200	59552	59552	59552
1 階柱脚接合部の許容モーメント	$M_{a, 1st}$	44.6	44.6	44.6	44.6	44.6	155	155	155	160	160	160
1 階柱脚接合部の終局モーメント	$M_{u, 1st}$	66.9	66.9	66.9	66.9	66.9	214	214	214	240	240	240
1 階柱脚接合部の終局変形角	$\theta_{u, 1st}$	0.0333	0.0333	0.0333	0.0333	0.0333	0.0333	0.0333	0.0333	0.0333	0.0333	0.0333
1 階柱脚接合部の終局強度比($1.2 \leq \alpha_{lim} \leq 2.4$)	α_{lim}	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.38	1.38	1.38	1.50	1.50	1.50
1 階柱脚接合部の基礎剛性に対する比	k_{θ}	0.73	0.73	0.73	0.73	0.73	1.17	1.17	1.17	1.27	1.27	1.27
梁端接合部の回転剛性	$K_{\theta, end}$	43400	43400	43400	43400	43400	9190	9190	9190	161128	161128	161128
梁端接合部の許容モーメント	$M_{a, end}$	87.6	87.6	87.6	87.6	87.6	59.8	59.8	59.8	236	236	236
梁端接合部の終局モーメント	$M_{u, end}$	131.4	131.4	131.4	131.4	131.4	96	96	96	354	354	354
梁端接合部の終局変形角	$\theta_{u, end}$	0.0333	0.0333	0.0333	0.0333	0.0333	0.0333	0.0333	0.0333	0.0333	0.0333	0.0333
梁端接合部の終局強度比($1.3 \leq \alpha_{lim} \leq 3.4$)	α_{lim}	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.61	1.61	1.61	1.50	1.50	1.50
梁端接合部で決まる 1 階柱脚接合部の終局変形角	$\theta_{u, 1st}$	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
梁端接合部と梁端接合部の剛性比($K_{\theta, 1st}/K_{\theta, end} \geq 2.0$)	$K_{\theta, 1st}/K_{\theta, end}$	0.0300	0.0300	0.0300	0.0300	0.0300	0.0300	0.0300	0.0300	0.0300	0.0300	0.0300
1 階柱脚接合部の剛性比($K_{\theta, 1st}/K_{\theta, end} \geq 2.0$)	$K_{\theta, 1st}/K_{\theta, end}$	0.22	0.22	0.22	0.22	0.22	5.79	5.79	5.79	0.37	0.37	0.37
適用条件(iii) 剛接系の確認		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
適用条件(iii) 柱脚部の先行破壊の確認		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
適用条件(iii) 梁端接合部の剛性比の判定($K_{\theta, 1st}/K_{\theta, end} \geq 2.0$)		NG	NG	NG	NG	NG	OK	OK	OK	OK	OK	OK
適用条件(v) 1 階柱脚接合部の終局強度比の判定($1.2 \leq \alpha_{lim} \leq 2.4$)		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
適用条件(v) 梁端接合部の終局強度比($1.3 \leq \alpha_{lim} \leq 3.4$)		OK	OK	OK	OK	OK	NG	NG	NG	NG	NG	NG
適用条件(vi) ($3.0 \leq \text{階高} \leq 3.5$)		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
適用条件(vii) 階数 ≤ 5		OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
適用条件(viii) 第2種地震		NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG
終局時の 1 階柱脚接合部の終局変形角	$\theta_{u, 1st}$	0.0300	0.0300	0.0300	0.0300	0.0300	0.0300	0.0300	0.0300	0.0300	0.0300	0.0300
Ds 算出のための階係数	A_1	-12.17	-12.17	-12.17	-12.17	-12.17	-15.27	-15.27	-15.27	-14.85	-14.85	-14.85
	B_1	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.92	0.92	0.92	0.91	0.91	0.91
	A_2	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05	1.05
	B_2	-33.67	-33.67	-33.67	-33.67	-33.67	-35.78	-35.78	-35.78	-35.15	-35.15	-35.15
Ds 算出のための階係数	$C_{rg} C_{\theta}$	0.442	1.000	1.777	0.442	1.777	0.442	1.000	1.777	0.442	1.000	1.777
加速度一定領域で決まるときの構造特性係数	D_{s1}	0.57	0.57	0.57	0.57	0.57	0.46	0.46	0.46	0.47	0.47	0.47
速度一定領域で決まるときの構造特性係数	D_{s2}	0.18	0.40	0.72	0.18	0.40	0.16	0.36	0.64	0.16	0.37	0.65
建築物の階数に応じた階係数	P	0.80	0.80	0.80	0.90	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
階数による構造特性係数の計算値	$D_{s, cal}$	0.16	0.36	0.51	0.18	0.57	0.18	0.40	0.51	0.18	0.41	0.52
Ds 告示	$D_{s, 告示}$	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40
採用する構造特性係数の計算値	$D_{s, cal2}$	0.40	0.40	0.51	0.40	0.57	0.40	0.40	0.51	0.40	0.41	0.52
加速度一定領域で決まるときの構造特性係数の解析値	$D_{s, ana}$	0.44	0.44	0.44	0.50	0.50	0.81	0.81	0.81	0.82	0.63	0.61
速度一定領域で決まるときの構造特性係数の解析値	$D_{s, ana}$	0.21	0.47	0.84	0.14	0.32	0.56	0.19	0.43	0.11	0.20	0.34
採用する構造特性係数の階係数	$D_{s, cal}/D_{s, ana}$	0.21	0.44	0.44	0.14	0.32	0.50	0.19	0.43	0.11	0.20	0.34
	$D_{s, cal2}/D_{s, ana}$	0.76	0.82	1.16	1.27	1.14	0.93	0.93	0.67	1.59	2.06	1.54
	$D_{s, cal2}/D_{s, ana}$	1.91	0.92	1.16	2.85	1.14	2.11	0.93	0.67	3.52	2.06	1.54

スパン及び長期荷重の影響

前述の検討ではスパンを6mのみとし、長期荷重の影響（初期荷重）を無視して検討を行った。スパン及び長期荷重の影響を調べるために、「No.5-b」（鋼板挿入ドリフトピン接合部、5階建て、第二種地盤）を対象に、略算 D_s と増分解析結果に基づく D_s の比較を行う。スパンは3、6、12mの3種類（長期荷重を考慮のみ8mを追加した4種類）とし、長期荷重はスパン12m時に梁端接合部が長期許容曲げ耐力に達するような等分布荷重を梁に作用させた。解析モデルの概要を図4.4-13に、解析変数を表4.4-5に示す。略算 D_s と増分解析結果に基づく D_s の比較した結果を図4.4-14に、各解析ケースの解析結果を図4.4-14～21に示す。略算 D_s は接合部性能のみで決まるため、スパン、長期荷重の有無によらず値は一定値となる。解析値は長期荷重を設定しない場合、スパンによらず D_s はほぼ同じ値となった。長期荷重を考慮した場合であっても、 D_s はわずかに小さくなる程度（長期荷重無しと比較して4%以下の変動）であった。長期許容曲げ耐力に達するような長期荷重が作用した場合、 D_s は長期荷重無しと比較して約15%程度小さくなった。いずれの解析ケースに対しても略算 D_s は増分解析結果に基づく D_s に対して安全側の評価となることが確認された。

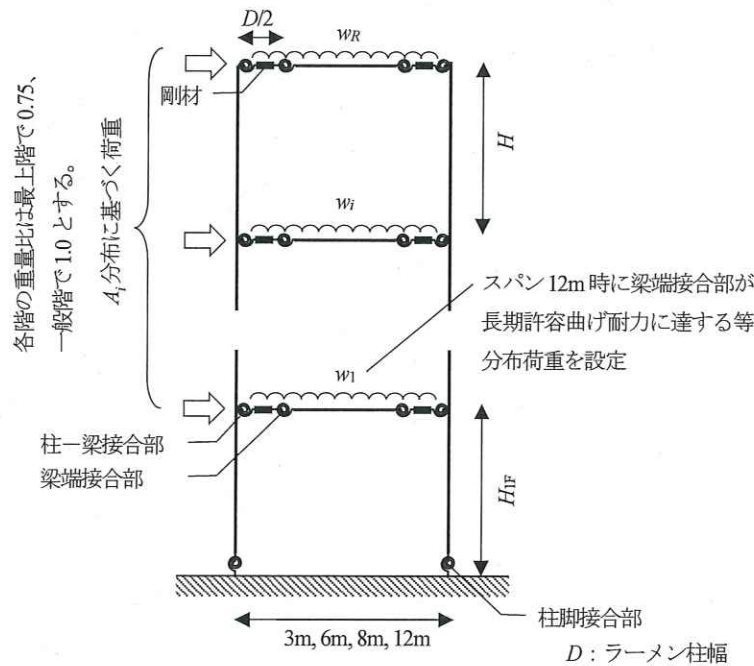


図4.4-13 長期荷重を考慮した解析モデル

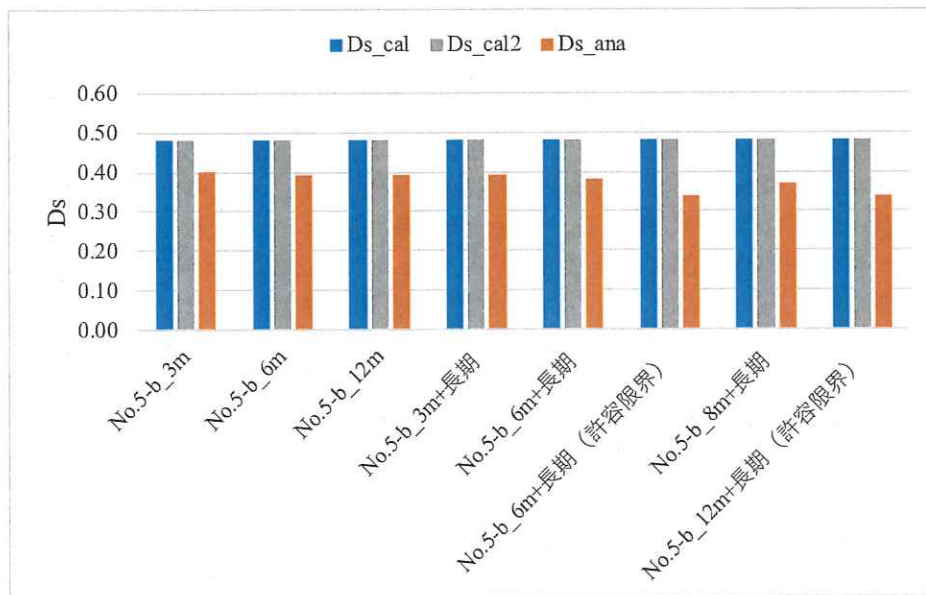
表4.4-5 解析ケース一覧

解析ケース	スパン	長期荷重の有無	備考
No.5-b_3m	3m	無し	
No.5-b_6m	6m	無し	
No.5-b_12m	12m	無し	
No.5-b_3m+長期	3m	有り	※2
No.5-b_6m+長期	6m	有り	※2
No.5-b_6m+長期（許容限界）	6m	有り	※1
No.5-b_8m+長期	8m	有り	※2
No.5-b_12m+長期（許容限界）	12m	有り	※1

※1 梁端接合部が長期許容曲げ耐力に達するような長期応力を設定

※2 「No.5-b_12m+長期（許容限界）」と同じ単位長さあたりの等分布荷重を梁に設定

※3 階数は5階建て、接合部は鋼板挿入ドリフトピン接合部、地盤種別は第二種地盤を想定



Ds_{cal} : 略算法により得られる Ds

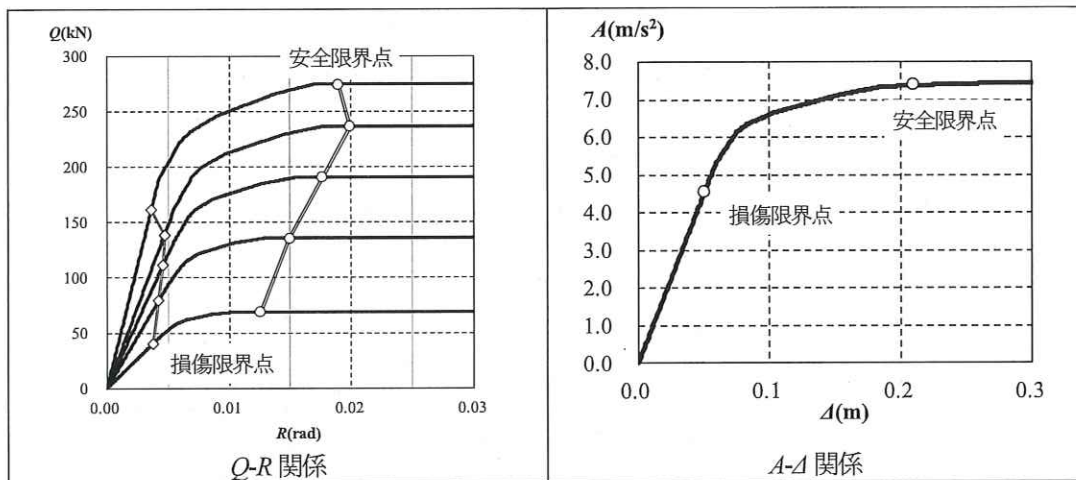
Ds_{cal2} : 略算法により得られる Ds と告示 Ds の大きい方の値 (設計時採用 Ds)

Ds_{ana} : 増分解析結果より得られる安全限界変位に基づく Ds

図4.4-14 Ds の略算値と解析値の比較

表 4.4-6 各解析ケースのDsの計算値と解析値の比較

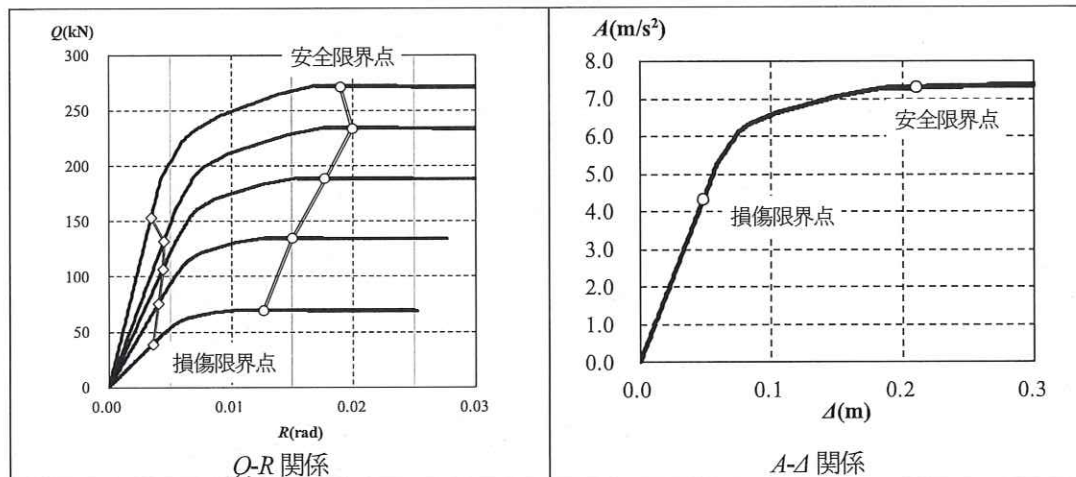
解析ケース	階数	N	(一)	No.5-b_3m		No.5-b_6m		No.5-b_12m		No.5-b_3m+長明		No.5-b_6m+長明		No.5-b_12m+長明(許容限界)		No.5-b_6m+長明		No.5-b_12m+長明(許容限界)					
				\$	\$	\$	\$	\$	\$	\$	\$	\$	\$	\$	\$	\$	\$	\$	\$	\$			
1 階柱脚接合部の回転剛性	1 階柱脚接合部の回転モーメント	K _{θ, 1階}	(kNm)	162795	162795	162795	162795	162795	162795	162795	162795	162795	162795	162795	162795	162795	162795	162795	162795	162795			
			(kNm)	256.1	256.1	256.1	256.1	256.1	256.1	256.1	256.1	256.1	256.1	256.1	256.1	256.1	256.1	256.1	256.1	256.1	256.1		
			(kNm)	290.4	290.4	290.4	290.4	290.4	290.4	290.4	290.4	290.4	290.4	290.4	290.4	290.4	290.4	290.4	290.4	290.4	290.4	290.4	
			(rad)	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	
			(一)	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	1.13	
			(一)	2.17	2.17	2.17	2.17	2.17	2.17	2.17	2.17	2.17	2.17	2.17	2.17	2.17	2.17	2.17	2.17	2.17	2.17	2.17	
			(kNm/rad)	50621	50621	50621	50621	50621	50621	50621	50621	50621	50621	50621	50621	50621	50621	50621	50621	50621	50621	50621	
			(kNm)	145.6	145.6	145.6	145.6	145.6	145.6	145.6	145.6	145.6	145.6	145.6	145.6	145.6	145.6	145.6	145.6	145.6	145.6	145.6	
			(kNm)	228.9	228.9	228.9	228.9	228.9	228.9	228.9	228.9	228.9	228.9	228.9	228.9	228.9	228.9	228.9	228.9	228.9	228.9	228.9	
			(rad)	0.0226	0.0226	0.0226	0.0226	0.0226	0.0226	0.0226	0.0226	0.0226	0.0226	0.0226	0.0226	0.0226	0.0226	0.0226	0.0226	0.0226	0.0226	0.0226	
梁端接合部で決まる1階柱脚接合部の基礎変形角	1階柱脚接合部の基礎変形角	θ _{1, 1階}	(一)	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57			
			(一)	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90		
			(一)	0.0203	0.0203	0.0203	0.0203	0.0203	0.0203	0.0203	0.0203	0.0203	0.0203	0.0203	0.0203	0.0203	0.0203	0.0203	0.0203	0.0203	0.0203		
			(一)	3.22	3.22	3.22	3.22	3.22	3.22	3.22	3.22	3.22	3.22	3.22	3.22	3.22	3.22	3.22	3.22	3.22	3.22		
			(一)	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	
			(一)	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
			(一)	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
			(一)	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG	NG
			(一)	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
			梁端接合部と梁端接合部の剛性比(K _{θ, 1階} /K _{θ, 2階} ≥2.0)	1階柱脚接合部と梁端接合部の剛性比の判定(K _{θ, 1階} /K _{θ, 2階} ≥2.0)	K _{θ, 1階} /K _{θ, 2階}	(一)	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182	0.0182
(一)	-23.65	-23.65				-23.65	-23.65	-23.65	-23.65	-23.65	-23.65	-23.65	-23.65	-23.65	-23.65	-23.65	-23.65	-23.65	-23.65	-23.65	-23.65		
(一)	0.87	0.87				0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87		
(一)	0.89	0.89				0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89	0.89		
(一)	-39.48	-39.48				-39.48	-39.48	-39.48	-39.48	-39.48	-39.48	-39.48	-39.48	-39.48	-39.48	-39.48	-39.48	-39.48	-39.48	-39.48	-39.48		
(一)	1.000	1.000				1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000		
(一)	0.44	0.44				0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44		
(一)	0.43	0.43				0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43	0.43		
(一)	1.00	1.00				1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
加振度一定領域で決まるときの構造特性係数	1階柱脚接合部の構造特性係数	D _{s, 1階}				(一)	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48
			(一)	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30			
			(一)	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48	0.48		
			(一)	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63	0.63		
			(一)	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39	0.39		
			(一)	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40		
			(一)	1.20	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22		
			(一)	1.20	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22	1.22		
			(一)	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41		



D_s の算出

地盤種別	Q_d [kN]	Δ_d [m]	Q_s [kN]	Δ_s [m]	D_f [-]	γ [-]	h [-]	Fh [-]	C_g [-]	D_s [-]
第二種	161	0.05	275	0.21	2.45	0.20	0.15	0.59	0.278	0.40

図 4.4-14 解析ケース「No.5-b_3m」の解析結果



D_s の算出

地盤種別	Q_d [kN]	Δ_d [m]	Q_s [kN]	Δ_s [m]	D_f [-]	γ [-]	h [-]	Fh [-]	C_g [-]	D_s [-]
第二種	154	0.05	272	0.21	2.48	0.20	0.16	0.59	0.278	0.39

図 4.4-15 解析ケース「No.5-b_3m+長期」の解析結果

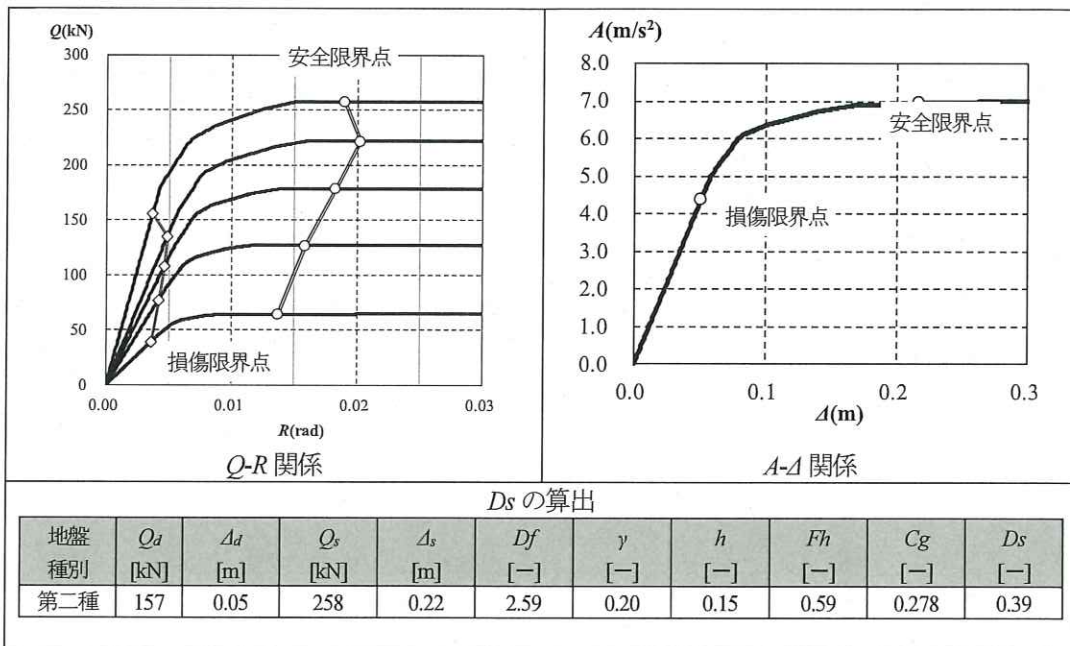


図 4.4-16 解析ケース「No.5-b_6m」の解析結果

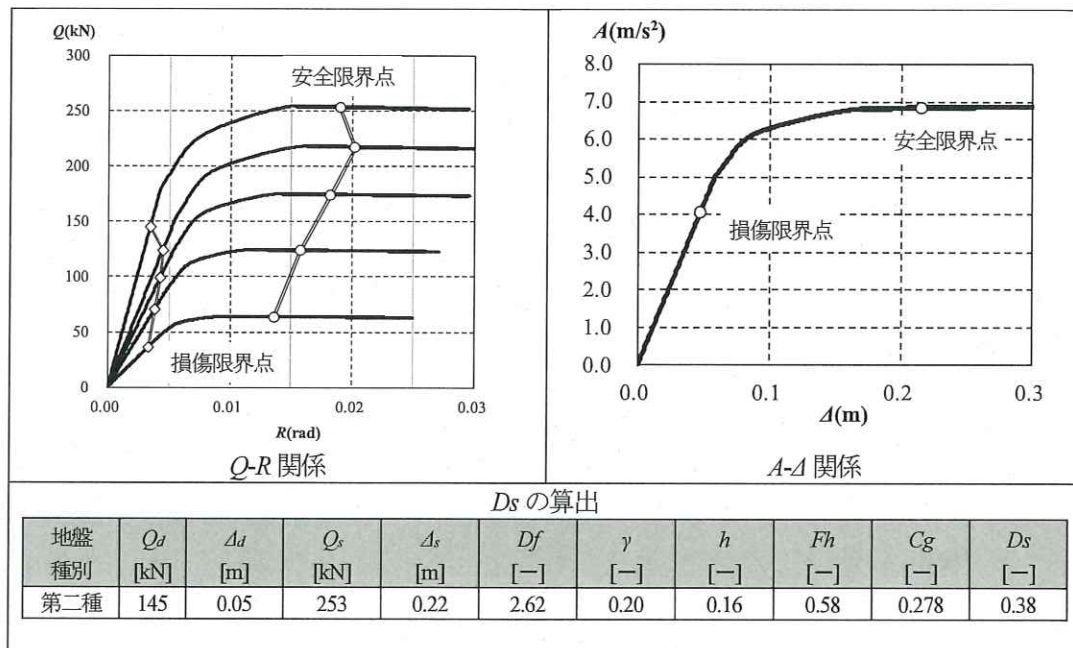


図 4.4-17 解析ケース「No.5-b_6m+長期」の解析結果

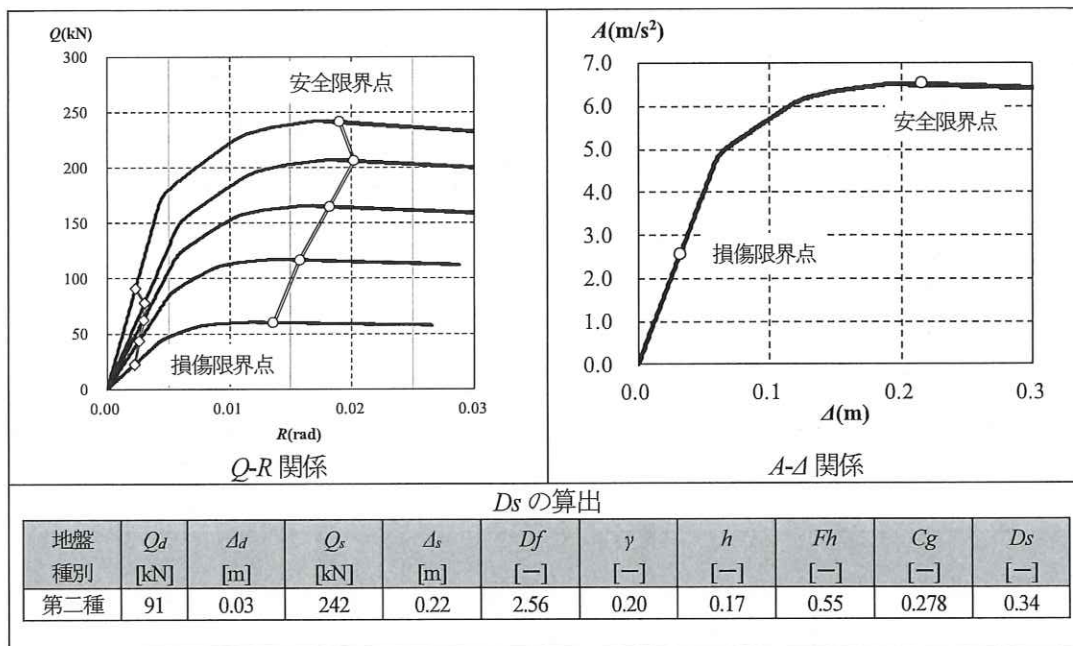


図 4.4-18 解析ケース「No.5-b_6m+長期 (許容限界)」の解析結果

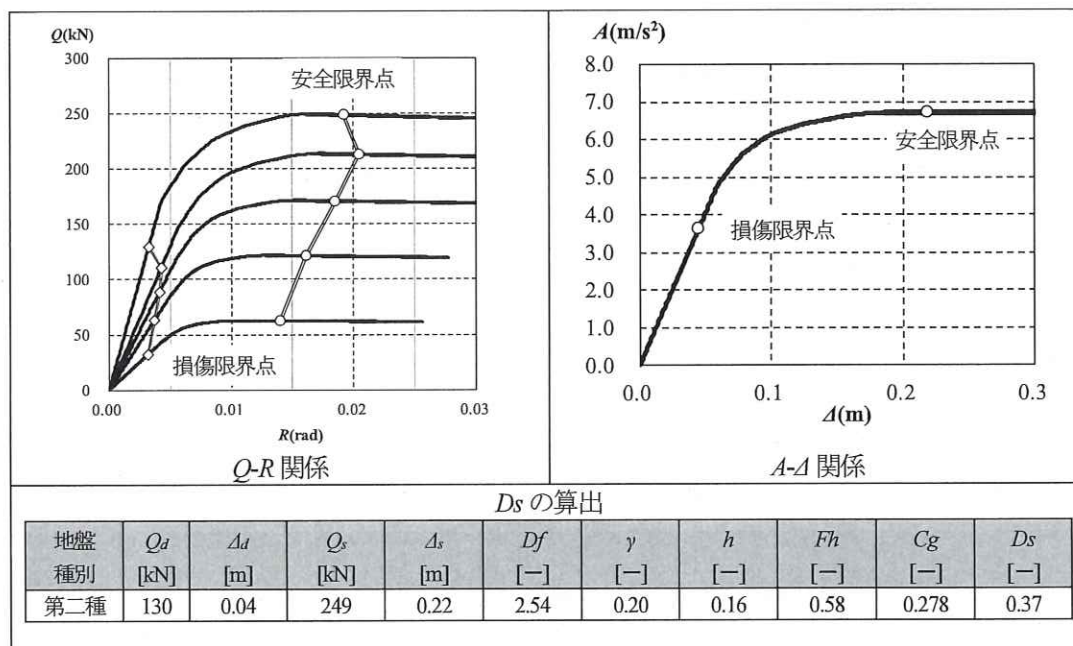


図 4.4-19 解析ケース「No.5-b_8m+長期」の解析結果

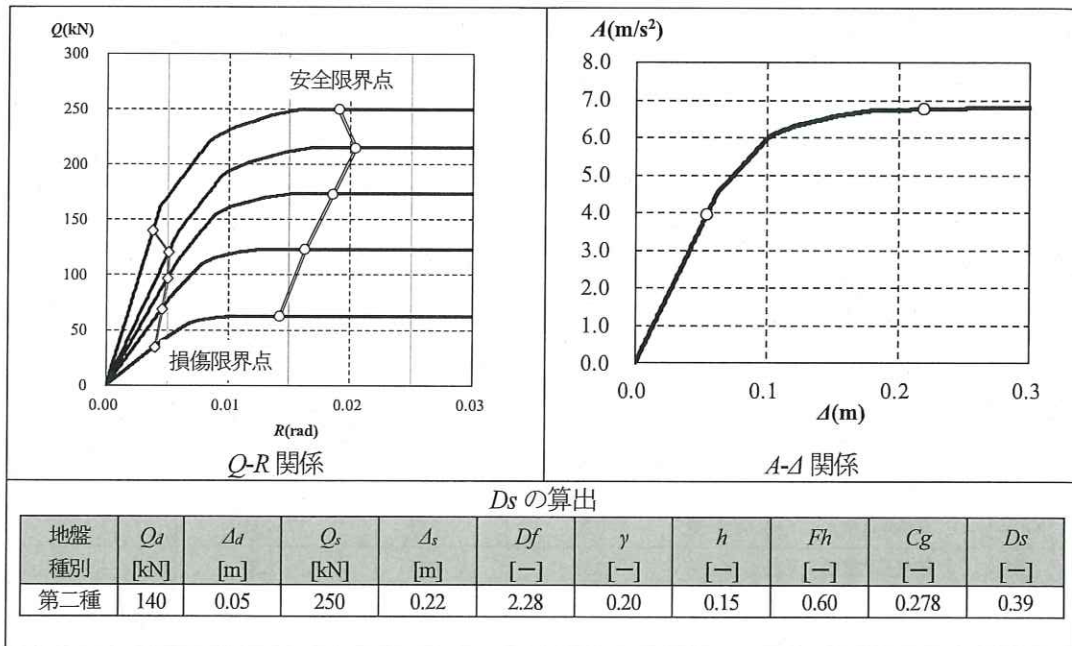


図 4.4-20 解析ケース「No.5-b_12」の解析結果

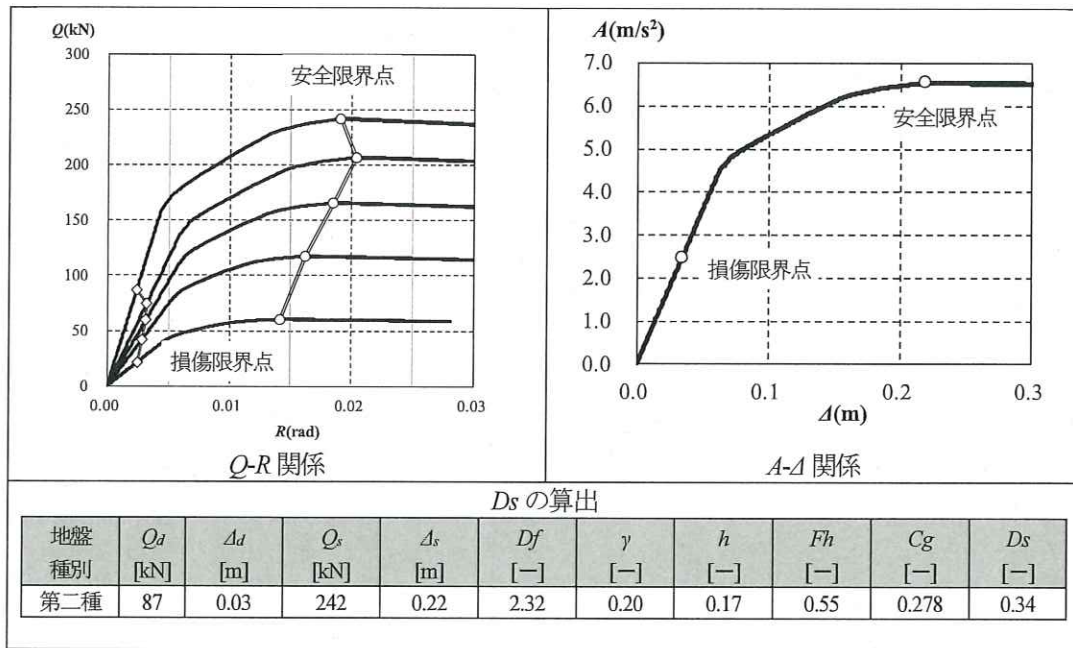


図 4.4-21 解析ケース「No.5-b_12m+長期 (許容限界)」の解析結果

4. 5 Ds の略算表

式(4.4-1)を用いた D_s の略算表を下表に示す。なお、建物の階数に応じた調整係数 p は 1.0、地盤種別に応じた係数 C_g は第二種地盤の値とした。 D_s の値の下限は昭 55 建告第 1792 号第 2 に示されている値の最小値 (=0.25)、上限は 1.0 とした。

表 4.5-1 D_s 略算表

接合部の剛性	接合部の終局強度比	高靱性	中靱性	低靱性	脆性
		$\theta_{u, \text{柱脚}} \geq 1/20\text{rad}$	$1/20\text{rad} > \theta_{u, \text{柱脚}} \geq 1/35\text{rad}$	$1/35\text{rad} > \theta_{u, \text{柱脚}} \geq 1/50\text{rad}$	$1/50\text{rad} > \theta_{u, \text{柱脚}}$
高剛性 k_0/M_0 1.6 以上	高終局強度比 [2.0 ≤ α < 2.4]	0.25	0.50	0.65	1.00
	中終局強度比 [1.5 ≤ α < 2.0]	0.25	0.45	0.60	1.00
	低終局強度比 [1.2 ≤ α < 1.5]	0.25	0.40	0.50	1.00
中剛性 k_0/M_0 1.0 以上 1.6 未満	高終局強度比 [2.0 ≤ α < 2.4]	0.30	0.55	0.65	1.00
	中終局強度比 [1.5 ≤ α < 2.0]	0.25	0.50	0.60	1.00
	低終局強度比 [1.2 ≤ α < 1.5]	0.20	0.45	0.55	1.00
低剛性 k_0/M_0 0.7 以上 1.0 未満	高終局強度比 [2.0 ≤ α < 2.4]	0.35	0.55	0.70	1.00
	中終局強度比 [1.5 ≤ α < 2.0]	0.30	0.50	0.65	1.00
	低終局強度比 [1.2 ≤ α < 1.5]	0.25	0.45	0.60	1.00

※ k_0 : 初期剛性、 M_0 : 許容モーメント

※ $\alpha = M_u/M_0$: 終局強度比

4. 6 まとめ

第4章のまとめを以下に示す。

- ① ラーメン架構に用いられる柱脚接合部及び梁端接合部の剛性、終局強度比、終局変形角、当該接合部に取り付く部材断面を既往の実験研究より収集し、性能別に低・中・高の分類を行った(部材のみ低・高・剛)。
- ② 接合部と部材の変形比と D_s の関係について、部材の変形の割合が大きいほど D_s は大きくなる、即ち、部材の変形成分の増加による変形性能の向上よりも減衰性の低下の影響の方が大きい傾向にある。
- ③ 上記②より、接合部剛性に対する部材の剛性の比率を「低剛性」を想定して1階柱脚接合部の性能と D_s の関係が近似式で提案されている。適用条件は下記の通りである。なお、適用条件では接合部剛性に対する部材の剛性の比率の制限がないが、略算式の算出においては短期地震時に $1/120\text{rad}$ を超えるような架構構成も対象にしており、実際の設計においては一次設計を満足するような部材剛性を有していることが別途確認されることから、接合部と部材変形の比率に関する適用範囲は概ね自動的に満足されるものとしている。
 - (i) ラーメン架構の柱頭・柱脚接合部及び梁端接合部は回転バネでモデル化できる架構とする。
 - (ii) 通し柱架構を原則とする。柱を継いでも良いが、柱相互の接合部が終局時まで弾性範囲であることを確認する。
 - (iii) 1層の柱脚接合部及び梁端接合部のみが塑性化する全体崩壊系となり、1層の柱脚接合部が先行破壊する(終局変位に達する)ことを確認する。
 - (iv) 柱脚接合部の回転剛性 $K_{\theta\text{柱脚}}$ は梁端接合部の回転剛性 $K_{\theta\text{梁端}}$ の2倍以上とする。
 - (v) 柱脚接合部の終局強度比($=M_{u\text{柱脚}}/M_a\text{柱脚}$)は1.2~2.4まで、梁端接合部の終局強度比($=M_{u\text{梁端}}/M_a\text{梁端}$)は1.3~3.4まで範囲とする。
 - (vi) 各階の高さは3.0m~3.5m程度とする。階数は1~5階建ての範囲とする。
 - (vii) 地盤は第二種地盤とする。
- ④ 上記③の適用条件のうち、(iii)については梁端接合部で終局が決まるときの柱脚接合部の変形角を推定すれば略算法が適用可能となる。梁端接合部と柱脚接合部の回転角の関係を幾何学的に求め、柱幅がスパンの $1/10$ 程度以下であれば、梁端接合部の終局変形角に0.9を乗じた値を梁端接合部で終局が決まるときの柱脚接合部の変形角として略算式に適用してよいことが確認された。
- ⑤ 上記③の適用条件のうち、(iv)~(vi)については、当該適用範囲を満足しなかった場合、平屋建てで D_s がやや低めに評価されるケースが確認されたが、比較的良好的な精度、または安全側に D_s が推定できることが確認された。
- ⑥ 上記③の適用条件のうち、(vii)については、地盤種別に応じた係数 C_g の比を速度一定領域で決まるときの D_s に乗じれば考慮可能であるが、適用条件(iv)~(vi)を満足しない場合の第三種地盤では D_s が低めに評価されるケースが確認された。
- ⑦ スパン及び長期荷重が D_s に与える影響は小さいことが確認された。長期荷重が接合部の長期許容曲げ耐力に達するような長期荷重を作用させた場合、 D_s は15%程度小さくなった。略算式を用いて算出した D_s はスパン・長期荷重の有無を変数とした解析値に対していずれも安全側の評価となることが確認された。

4章 参考文献

- 4-1) 日本システム設計：建築研究所受託業務「集成材等建築物の減衰特性に基づく構造特性係数と応力割増係数の設定方法の調査業務事業報告書」, 2019.3
- 4-2) 日本建築構造技術者協会：JSCA 版 木造建築構造の設計 第2版, 2021.5
- 4-3) 山口和弘他：スパン、階高、鉛直荷重の有無などを変化させた木質ラーメン架構の実験的研究、日本建築学会構造系論文集第78巻第683号、pp.119-128, 2013.1
- 4-4) 中太郎他：集成材による合わせ柱型モーメント抵抗柱-梁接合部に関する研究、日本建築学会構技術報告集第20巻第46号、pp.945-950, 2014.10
- 4-5) 中谷誠他：ラグスクリーボルトと特殊金物を用いた木質ラーメン構造の柱-梁接合部に関する研究、日本建築学会構造系論文集第73巻第626号、pp.599-606, 2008.4
- 4-6) 齋藤拓歩他：LSBを用いた接合部の構造設計用データの蓄積、日本建築学会北陸支部研究報告会第57号、pp.45-48, 2014.7
- 4-7) 秋山信彦：鋼板挿入ドリフトピン式モーメント抵抗接合部の保有耐力設計、日本建築学会シンポジウム「大規模木質構造の構造設計規準(案)と実験的根拠-耐力壁の構造特性係数Ds・平面混構造・鋼板挿入ドリフトピン接合等-」、pp.41-61, 2018.6
- 4-8) 日本住宅・木材技術センター：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, 2023.3
- 4-9) 稲山正弘：中大規模木造建築物の構造設計の手引き, 彰国社, 2017.2
- 4-10) 中層大規模木造研究会：設計支援情報データベース Ki、
<https://media.toriaez.jp/b0409/39087.pdf>, (参照 2024.1)
- 4-11) 中層大規模木造研究会：設計支援情報データベース Ki、
<https://media.toriaez.jp/b0409/67675.pdf>, (参照 2024.1)
- 4-12) 日本住宅・木材技術センター：中大規模木造建築物の標準的な構造設計、構造計算プログラムの開発支援事業令和5年度報告書, 2024.3
- 4-13) 日本システム設計：建築研究所受託業務「集成材フレーム構造による多層事務所建築物の構造設計例の作成業務事業報告書」, 2023.3
- 4-14) 中層大規模木造研究会：設計支援情報データベース Ki、
<https://media.toriaez.jp/b0409/39087.pdf>, (参照 2024.1)
- 4-15) 中層大規模木造研究会：設計支援情報データベース Ki、
<https://media.toriaez.jp/b0409/67675.pdf>, (参照 2024.1)

第5章 高耐力壁の試験法・評価法

5.1 はじめに

中高層木造では、耐力壁への要求性能が住宅等の小規模木造よりも高い。また、構造計算ルートに保有水平耐力計算（ルート3）を採用する場合は、短期許容耐力や初期剛性だけでなく、終局耐力や変形性能の評価も必要となる。従前の耐力壁の試験法・評価法は、比較的小規模な木造で用いる耐力壁を想定しており、壁倍率の評価時に実施する試験法・評価法と同様である。

従前の試験法は、片持ち形式の試験法であり、高耐力壁の試験を行うと柱脚接合部に大きな軸力が生じる。そのため、柱脚接合部の軸方向の剛性が低い場合や接合部が降伏した後の塑性変形能力が高い場合は、過度なロッキング変形が生じ、この影響で耐力壁の耐力や変形性能が適切に評価できない可能性がある。また、高軸力に耐え得ることは勿論、変形性能を抑えた（剛性を高めた）接合部を採用した場合、接合部がモーメント抵抗することで柱や梁部材が折損する可能性や、複合応力の影響で接合部が先行破壊する可能性もある。

試験法と同様に、評価法も従前の方法では評価内容が不足する可能性がある。上記の通り、短期許容耐力や初期剛性の評価は勿論、構造計算ルートや耐力壁（周辺部材や接合部を含む）のモデル化によっては終局耐力や最大耐力、耐力壁が破壊するまでの変形性能等の評価が必要となる。

ここで、木質構造の仕様は多種多様であり、また、構造計算ルートやモデル化等の設計条件も建物に応じて設定する必要があることから、一律の試験法・評価法を採用することは困難である。そのため、本章では、高耐力壁の試験法・評価法の考え方やその一例を示す。なお、本章では、大壁形式の面材張り耐力壁を対象とし、短期許容耐力が13.72kN/m（壁倍率換算で7倍）を超える耐力壁を高耐力壁と定義し、短期許容耐力が29.4kN/m（壁倍率換算で15倍）程度の高耐力壁を想定する。

5. 2 高耐力壁の試験法・評価法の検討

5. 2. 1 試験方式

試験方式は、以下のいずれかを採用する。

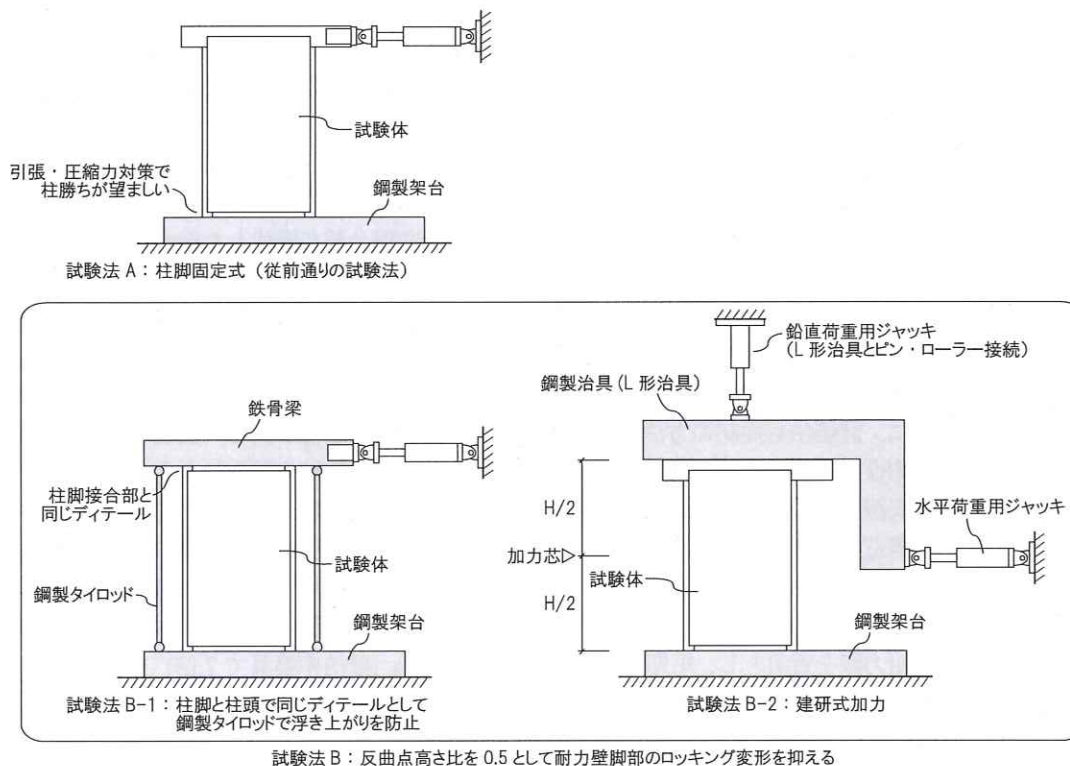


図 5.1 試験方式

試験法 A は、接合部のロッキング変形やせん断変形の影響が含まれるため、設計に実験結果をそのまま使うことが可能である。ただし、実験と設計で条件（高さや幅、接合部の耐力や剛性など）が異なる場合は、計算や数値解析等で適用条件を確認する必要がある。また、高耐力壁の柱頭柱脚接合部は固定度が高くなる傾向があり、接合部がモーメント抵抗する影響が耐力壁の実験結果に含まれることになる。そのため、接合部のモーメント抵抗の影響が大きい場合は、軸組のみの実験を別途実施して耐力壁の実験結果から軸組の負担水平力を差し引くか、もしくは、設計時に接合部のモーメント抵抗をモデル化する必要がある。なお、試験法 A を採用する場合は、過大な耐力壁脚部のロッキング変形が生じる恐れがあるため、引張側の柱頭柱脚接合部の変形抑制（剛性確保）は勿論、圧縮側の変形抑制（剛性確保）も重要である。特に、横架材勝ちとした場合はめり込み変形が生じやすく、注意が必要である。

試験法 B は、接合部のロッキング変形を抑えることを目的としている。試験法 B-1 は、柱頭接合部と柱脚接合部を同じ仕様とし、梁の曲げ戻し効果によって反曲点高さ比を下げることを意図している。また、鋼製タイロッドを併用することで耐力壁脚部の浮き上がりを抑制する。試験法 B-2 は、試験体の仕様は試験法 A と同じでもよいが、L 形の鋼製治具を介して加力することで反曲点高さ比を 0.5 に近づけ、柱脚接合部への要求性能を下げることで耐力壁脚部のロッキング変形を抑えることを目的としている。試験法 B-1 と B-2 のどちらも、柱頭柱脚接合部の軸方向変形が小さく、耐力壁の実験結果に脚部のロッキング変形の影響が含まれないため、設計時に接合部の軸方向の影響を考慮する必要がある。

本報では高耐力壁を対象としたが、耐力が低い場合であっても階高が高い場合は、高耐力壁と同

様に耐力壁脚部のロッキング変形が生じやすいため注意が必要であり、上記の試験方法を用いることも可能である。なお、比較的小規模な木造で用いる耐力壁の評価は、一般的に 3m 程度の高さの試験体での実験結果である。

5. 2. 1 試験体の仕様

(1) 使用する木材

試験体に用いる木材は、設計で用いる樹種・強度等級を基本とする。ただし、実験で用いた樹種・強度等級と異なる木材を設計で用いる場合は、実験で用いた木材のヤング係数と基準強度以上であれば実験結果をそのまま使ってもよい。なお、保有水平耐力計算等で終局変形や崩壊形の評価が必要な場合は、樹種・強度等級が変わっても破壊モードが同じであることを確認する必要がある。

従前の試験法・評価法は、短期許容耐力を評価する方法であるため、ヤング係数と強度が低い樹種であるスギを用いて実験を行うことで安全側の結果が得られるように考慮されている。しかしながら、保有水平耐力計算等の終局変形や崩壊形の判定が必要な場合は、樹種をスギとして実験を行うことが安全側とは限らないため、上記の通り、設計で用いる樹種・強度等級で実験を行うことが望ましい。

(2) 試験体数

試験体数は、3 体以上を基本とするが、構造計算モデルの妥当性や計算で耐力壁の許容耐力を評価した場合の妥当性を確認する場合は、試験体数を 1 体としてもよい。ただし、耐力壁の破壊モードがばらつきの小さい破壊モードでかつ特定の破壊となるようにコントロールする（例えば、面材釘の降伏・破断で耐力壁の耐力が決まるようにし、面材釘以外の部位は弾性範囲に留まるようにする。）ことが望ましい。

5. 2. 2 評価方法

(1) 荷重－変形の評価

荷重は実験で得られた水平力とし、変形角は構造計算のモデル化に応じて見かけのせん断変形角か真のせん断変形角を用いる。なお、真のせん断変形角は、見かけのせん断変形角から耐力壁脚部のロッキング変形を除いた変形とする。

試験法 A の場合は、設計時に接合部のロッキング変形の影響を考慮しない場合は見かけのせん断変形角を用い、設計時にロッキング変形の影響を考慮する場合は真のせん断変形角を用いる。なお、接合部のロッキング変形を考慮せず、かつ実験と設計する建物で採用する接合部が異なる場合は、見かけのせん断変形角に対する接合部のロッキング変形の割合が実験と設計で異なるため、これを適切に評価する必要がある。

試験法 B は、接合部のロッキング変形の影響が小さくなるように配慮した試験法であるため、設計時に接合部のロッキング変形の影響を考慮する必要がある。

(2) 各種特性値の評価

耐力壁の実験で得られた荷重－変形角関係から包絡線を作成し、図 5.2 に示すように完全弾塑性モデルに置換して各種特性値を評価する¹⁾。この時、包絡線の評価する範囲は、試験体の破壊による荷重低下が生じるまでの範囲とする。また、構造計算ルートや設計条件によっては、破壊が生じた変形角よりも小さい変形角を終局変形角として設定する必要もある。なお、壁倍率の評価や比較的小規模な木造で用いる耐力壁の実験²⁾では、 $1/15\text{rad}$. を超えても荷重低下が見られない場合は、終局変形角を $1/15\text{rad}$. として評価する方法が採用されている。

包絡線は、測定した荷重－変位曲線の終局加力を行った側の最初の荷重－変位曲線より求める。
 なお、耐力壁、水平構面等の面内せん断試験では、変位を变形角と読み替える。

- ①包絡線上の $0.1P_{max}$ と $0.4P_{max}$ を結ぶ第 I 直線を引く。
- ②包絡線上の $0.4P_{max}$ と $0.9P_{max}$ を結ぶ第 II 直線を引く。
- ③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。
- ④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。
- ⑤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。
- ⑥原点と (δ_y, P_y) を結ぶ直線を第 V 直線とし、その勾配を初期剛性 K と定める。
- ⑦最大荷重後の $0.8P_{max}$ 荷重低下域の包絡線上の変位、又は $1/15rad$ のいずれか小さい変位を終局変位 δ_u と定める。
- ⑧包絡線と X 軸及び $x=\delta_u$ の直線で囲まれる面積を S とする。
- ⑨第 V 直線と $x=\delta_u$ の直線と 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。
- ⑩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、その時の変位を完全弾塑性モデルの降伏点変位 δ_v とする。
- ⑪塑性率 $\mu = \delta_u / \delta_v$ とする。
- ⑫構造特性係数 D_s は、塑性率 μ を用い、 $D_s = 1/\sqrt{2\mu - 1}$ とする。
- ⑬変形角が $1/15rad$ を超えても最大荷重に達しない場合には、 $1/15rad$ 時の荷重を最大荷重 P_{max} とする。

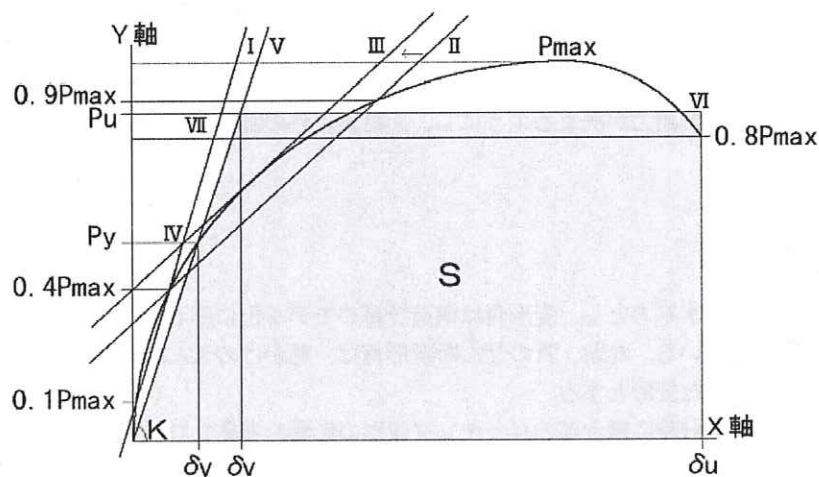


図 5.2 完全弾塑性モデルへの置換による評価方法¹⁾

(3) 短期許容耐力の評価

耐力壁の短期許容耐力の評価は、4つの指標（降伏耐力 P_y 、最大耐力 P_{max} の $2/3$ 、終局耐力 $P_u \times 0.2 \times \sqrt{2\mu - 1}$ 、特定変形角時 ($1/120rad$.時もしくは $1/150rad$.時) の耐力) の最小値とするが、以下に示すように設計方針によってはこの限りではない。

- ・応力解析で変形（層間変形）を確認する場合は、短期許容耐力の評価に特定変形角時の耐力を含める必要は無い。
- ・保有水平耐力計算等の終局状態を別途検討する設計法の場合は、短期許容耐力の評価に終局耐力 $P_u \times 0.2 \times \sqrt{2\mu - 1}$ を含める必要は無い。

試験体数を3体以上として実験で耐力壁の短期許容耐力を評価する場合は、全試験体の実験結果の平均値に、ばらつき係数を乗じてばらつきを評価する必要がある。ばらつき係数は、母集団の分布形を正規分布とみなし、統計的処理に基づく信頼水準 75% の 50% 下側許容限界値をもとに下式で求める。

ばらつき係数 $=1-CV\cdot k$

ただし、 CV : 変動係数で標本標準偏差/平均値とする

k : 信頼水準 75%における 50%下側許容限界値を求めるための係数で試験体数
n=3 の場合は $k=0.471$ 、n=4 の場合は $k=0.383$ 、n=5 の場合は $k=0.331$ 、n=6
の場合は $k=0.297$

短期許容耐力の評価時には、施工性や設計条件、実験時の破壊性状に応じて低減係数 α を考慮する。低減係数 α は1以下の値とし、 $\alpha=1$ でもよい。

(4) その他

短期許容耐力以外にも設計方法によっては必要となる情報として、初期剛性、終局耐力、最大耐力、降伏変位、終局変位などを評価する。

5. 3 高耐力壁の試験・評価事例

(1) 概要

高耐力壁の試験法・評価として、試験方式に試験法 A と試験法 B-1 を採用した事例を図 5.3 に示す。なお、実験の詳細は「第Ⅱ部 試験報告書」を参照されたい。

図 5.3 (a)の試験法 A 試験体は、試験法 A を採用すると問題となる耐力壁脚部のロッキング変形を抑えるために、引張側は必要耐力を確保しつつ接合部の剛性を確保している。圧縮側は、土台勝ちとするとめり込み変形が生じ、耐力壁脚部のロッキング変形が大きくなるため、柱勝ちとすることでこの問題をクリアしている。また、柱脚接合部は、アンカーボルトを試験体の表裏の柱芯位置に配置することで接合部のモーメント抵抗を抑え、柱が曲げ破壊することを防止している。

図 5.3 (b)の試験法 B-1 試験体は、試験法 A 試験体と同じ軸組断面・面材・釘配列とし、軸組を鉄骨フレームに組み込んで実験を行う仕様となっている。柱は柱勝ちとし、ホールダウン等の金物で引張補強はせず、引張軸力は柱の外側の表裏に取り付けたタイロッドで処理する仕様となっている。なお、タイロッドは剛性を確保しないと浮き上がりが生じ、結果として接合部のロッキング変形が大きくなるため、溝形鋼を用いることで剛性を確保している。柱頭柱脚接合部のせん断力は、柱の両側からストッパーで挟み込み、柱がストッパーにめり込むことでせん断力に抵抗する仕様となっている。

力、タイロッド式で実験した場合は真のせん断変形角で 1/150rad.時の耐力を採用することになっている。即ち、本事業で検討した耐力壁よりも耐力が低く、柱脚接合部への要求性能が低い耐力壁の場合、真のせん断変形角に対して見かけのせん断変形角は 1.25 倍程度となることが一般的と考えられ、本事業で実施した実験もこれと同程度であり、過度な柱脚接合部のロッキング変形が生じていないと判断できる。試験法 B-1 試験体は、柱を固定していないため、鉄骨治具と試験体とのクリアランスで浮き上がり変形が生じており、この影響で真のせん断変形角に対して見かけのせん断変形角がかなり大きな値となっている。この対策として、浮き上がり変形を防止する目的で、柱を金物で固定する必要があると考えられる。

図 5.5 に軸組の水平力負担を除いた面材釘が負担する水平力と真のせん断変形角の関係を示す。試験法によらず、同図に示す荷重-変形角関係は同じ値となるべき（なることが望ましい）が、そうはなっていない。原因としては、接合部の変形の影響や反曲点高さ比の影響等が考えられるが、詳細な検討が必要であり、今後の課題である。

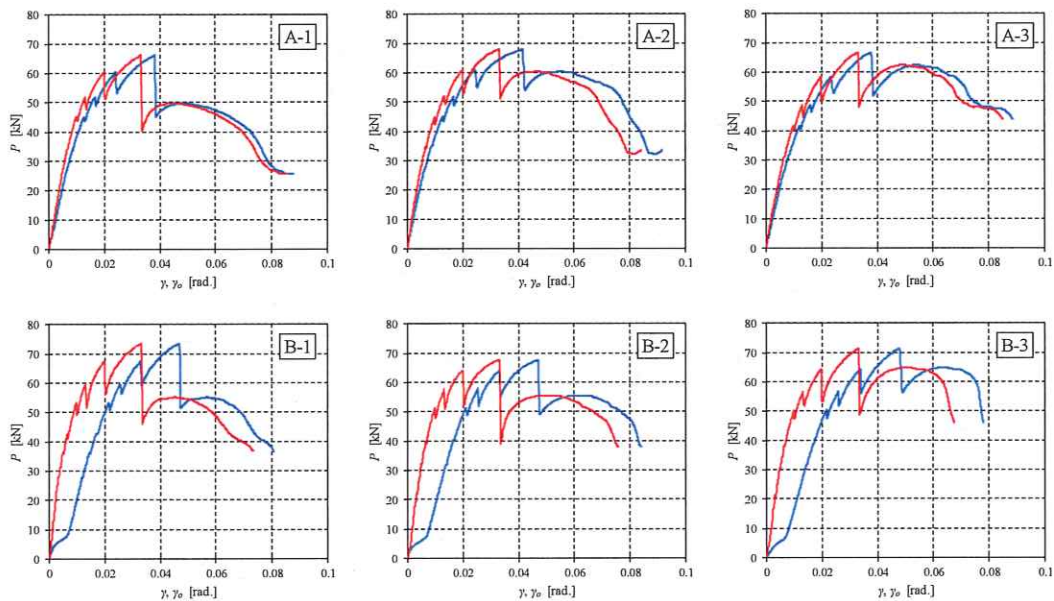


図 5.4 各試験体の真のせん断変形角と見かけのせん断変形角の比較

表 5.1 各試験体の特定荷重時の真のせん断変形角と見かけのせん断変形角の比較

A-1	P=20kN時	P=40kN時	P=60kN時	B-1	P=20kN時	P=40kN時	P=60kN時
見かけのせん断変形角	0.005	0.011	0.024	見かけのせん断変形角	0.010	0.016	0.028
真のせん断変形角	0.004	0.008	0.020	真のせん断変形角	0.002	0.006	0.015
見かけ/真	1.29	1.29	1.21	見かけ/真	4.41	2.69	1.79
A-2	P=20kN時	P=40kN時	P=60kN時	B-2	P=20kN時	P=40kN時	P=60kN時
見かけのせん断変形角	0.004	0.011	0.023	見かけのせん断変形角	0.010	0.016	0.029
真のせん断変形角	0.003	0.008	0.019	真のせん断変形角	0.003	0.007	0.017
見かけ/真	1.28	1.28	1.22	見かけ/真	3.46	2.35	1.77
A-3	P=20kN時	P=40kN時	P=60kN時	B-3	P=20kN時	P=40kN時	P=60kN時
見かけのせん断変形角	0.005	0.011	0.029	見かけのせん断変形角	0.011	0.018	0.030
真のせん断変形角	0.004	0.009	0.025	真のせん断変形角	0.003	0.007	0.017
見かけ/真	1.22	1.23	1.15	見かけ/真	3.59	2.45	1.80

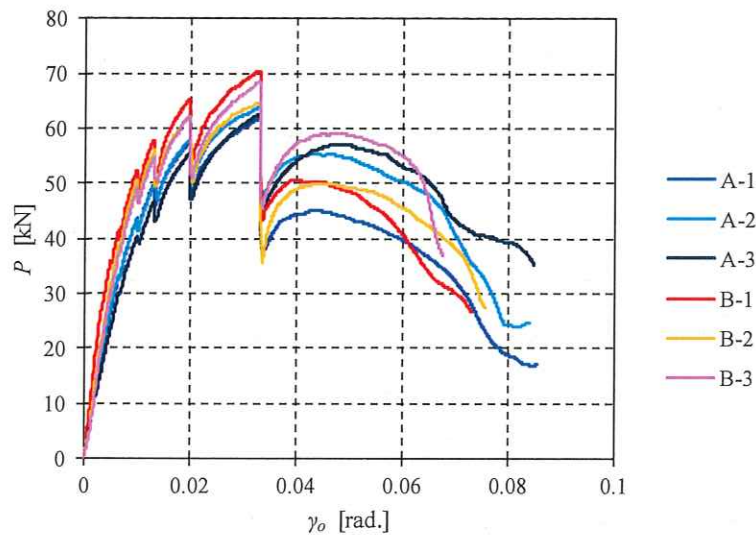


図 5.5 軸組の水平力負担を除いた実験結果の比較

5. 4 今後の課題

試験法・評価法に関連する今後の課題を列記しておく。

- ・本年度実施した実験の詳細な検討。
- ・試験法 A で過大なロッキング変形が生じる場合の実験データの収集。実験としては失敗ではあるが、過大なロッキング変形が生じた場合の実験結果をどのように評価するかの検討材料となる。
- ・試験法 B-1 の改良。鉄骨治具とのクリアランスによる変形の抑制。
- ・試験法 B-2 で実施した場合の実験データの収集。
- ・構造計算ルートや設計のモデル化と実験結果の対応の検討。こういった構造計算ルートやモデル化を採用する場合、実験でどのような値を評価すべきかの事例収集。
- ・面材耐力壁以外の耐力壁、例えば、筋かい耐力壁の試験法・評価法の検討。

参考文献

- 1) 日本住宅・木材技術センター編：木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2017年版），第1版，pp.300-301，2017.3

第Ⅱ部
試験報告書

第1章 試験目的

本事業では、中高層の非住宅用途の建築物（4階建て以上の事務所、店舗等）のうち、RC造やS造との混構造建築物を対象とした検討を進めている。今年度は下層部をRC造、上層部を木造とした立面混構造の建築物を中心として、令和4年度までの成果をもとに構造特性値の適用条件の検証を行っており、本試験はこれらの検討・検証に資することを目的とした高耐力壁の試験法・評価法検討の一環として実施した。

試験内容は、構造用合板張り耐力壁の面内せん断試験、および、要素試験とした。構造用合板張り耐力壁の面内せん断試験においては、同一の面材釘打ち仕様に対して、柱脚固定式と鉄骨柱式の試験を行い、それらの結果を比較した（鉄骨柱式は接合部の影響を分離した釘打ち面材のせん断性能を把握できる試験法である）。面材張り大壁の詳細計算法と実験結果の比較も併せて行った。要素試験は、面内せん断試験で使用した柱脚接合部および柱頭接合部の引張試験および曲げ試験とした。

今後、上記の試験結果から、釘打ち面材のせん断変形と柱頭柱脚接合部の軸変形をそれぞれモデル化した解析と柱脚固定式試験結果との比較検討を行い、高耐力壁の設計法の検討にもつなげていくことを意図している。

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

2.1.1 試験概要

試験体一覧を表 1.1 に示す。

柱脚固定式（試験法 A）の試験では、柱脚には製作金物による木口ビス打ち方式の接合金物、柱頭には既製品のホールダウン金物を取り付けた。A-1・2・3 でアンカーボルトの種類を変える目的は、ボルトの強度を変えることで破壊順序をコントロールすることである（詳細は 2.1.7 「アンカーボルトの計算」を参照）。

鉄骨柱式（試験法 B）の試験では、引張力はすべて鉄骨柱が負担するため、木造柱の柱頭柱脚金物は取り付けしていない。

面材仕様を決めるにあたり、壁倍率 15 倍相当を想定した。

表 1.1 試験体一覧

試験体名	試験方法	面材の有無	アンカーボルト
A-0	柱脚固定式 (試験法 A)	柱梁フレームのみ	2-M24(強度区分 10.9)
A-1		面材張り	2-M24(強度区分 10.9)
A-2			2-M24(SNR400B)
A-3			2-M24(SNR490B)
B-F	鉄骨柱式 (試験法 B)	鉄骨治具のみ	
B-0		鉄骨治具+柱梁フレームのみ	
B-1,2,3		面材張り	

※1 A-0 試験体は、面材を除いたフレームの接合部のモーメント抵抗分を把握する目的で実施。

※2 B-0 試験体の結果を B-1,2,3 試験体の結果から差し引くことで釘打ち面材の抵抗分を把握する。

2.1.2 試験体仕様

樹種

柱・上部梁・中棧： オウシュウアカマツ集成材

(正角材:同一等級 E95-F315、平角材:対称異等級 E105-F300)

土台：ヒノキ製材 E90

間柱：スギ無等級材

面材釘打ち仕様

面材厚：12mm (JAS 構造用合板特類 2 級) 両面張り

接合具：N50(JIS A 5508)平打ち

外周部@30 千鳥,中間部@90

想定壁倍率：両面で 15 倍相当

試験体図を図 1.1～図 1.3 に、面材釘配置図を図 1.4 に、試験法 A に用いた柱脚金物詳細図を図 1.5～図 1.7 に、試験法 B に用いた鉄骨治具の詳細図を図 1.8～図 1.12 に、それぞれ示す。試験体の密度および含水率を表 1.2、表 1.3 に示す。

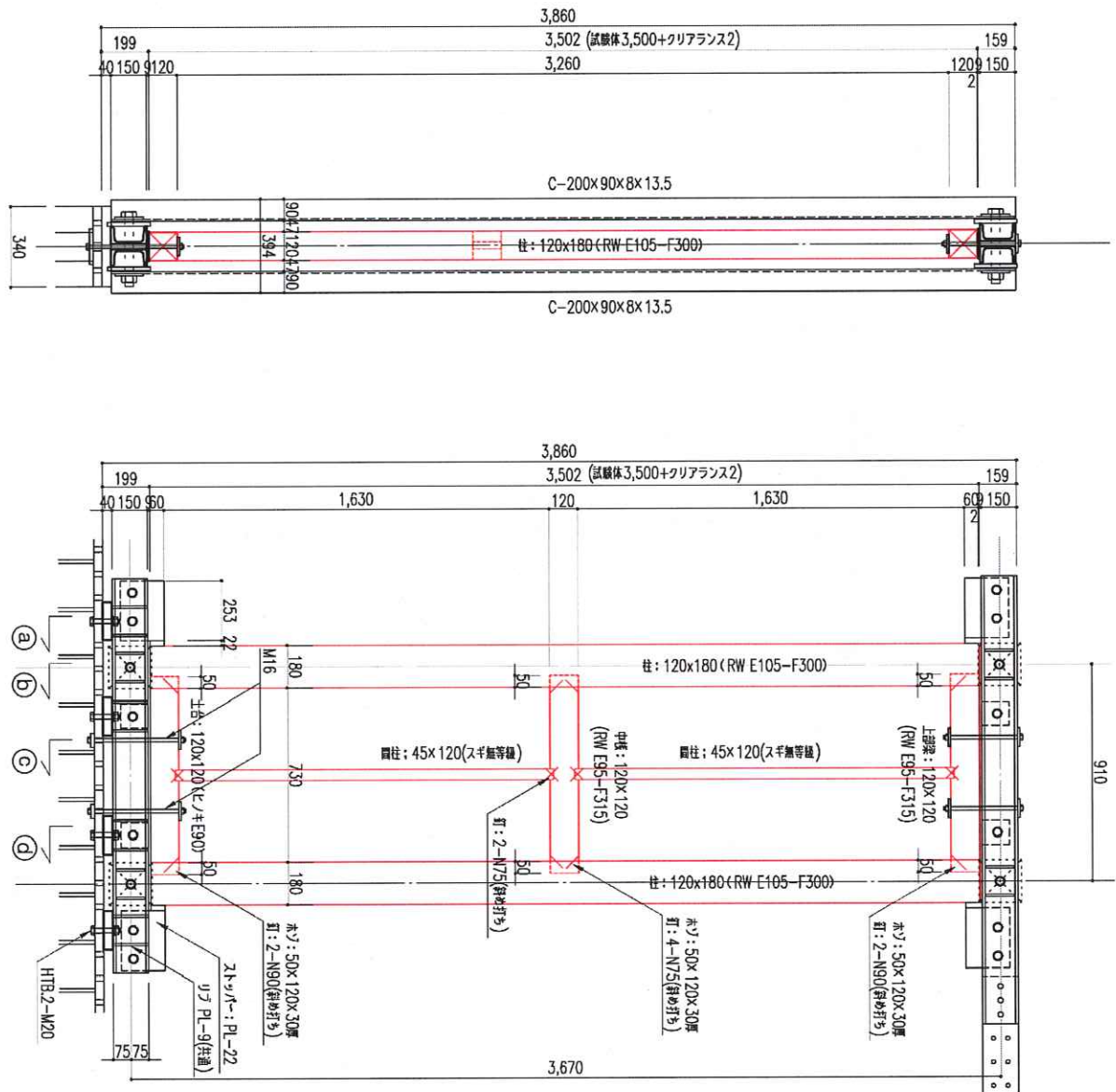


図 1.2 試験法 B 試験体図 (木軸) (単位: mm)

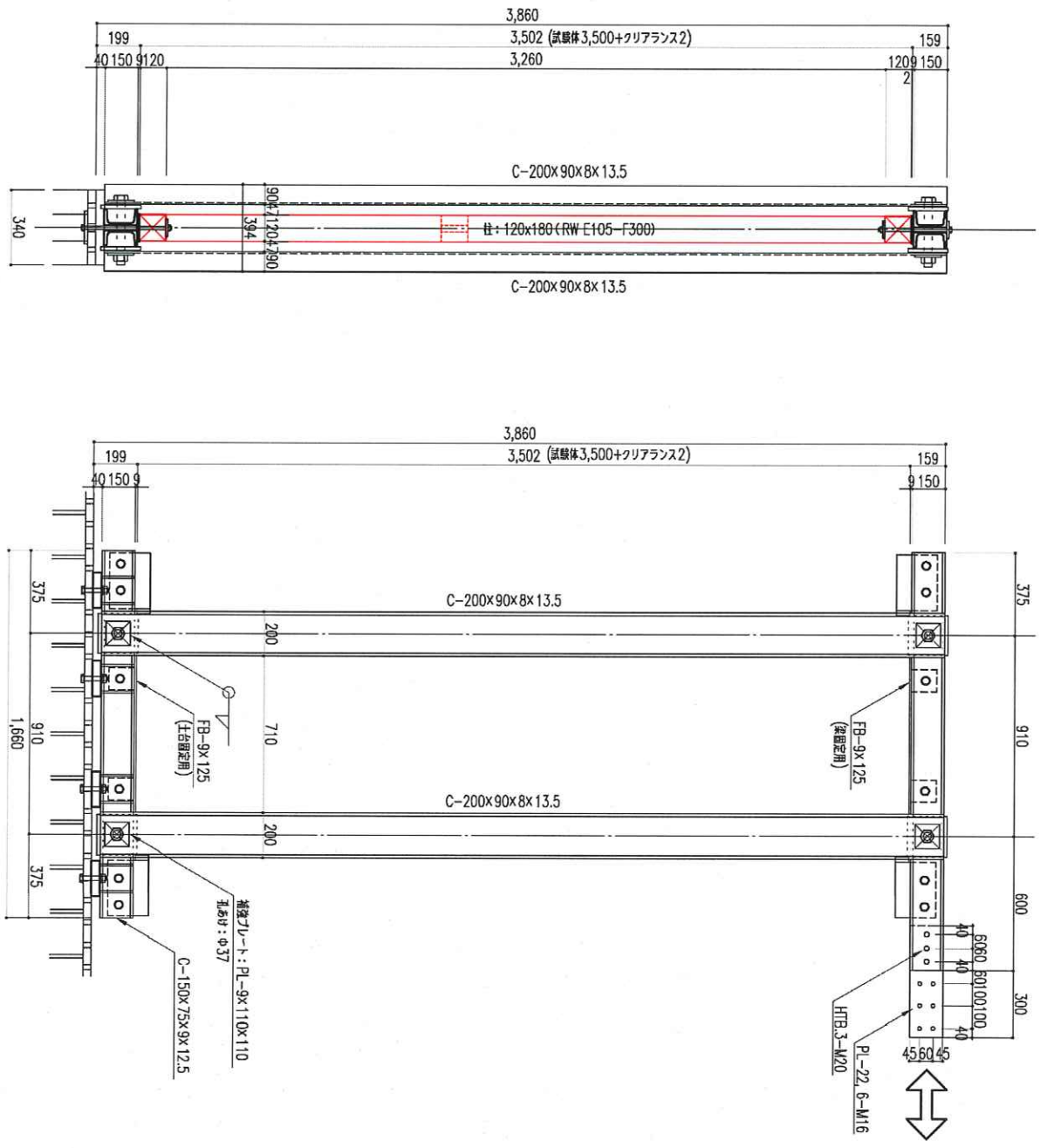


図 1.3 試験法 B 試験体図 (鉄骨治具) (単位: mm)

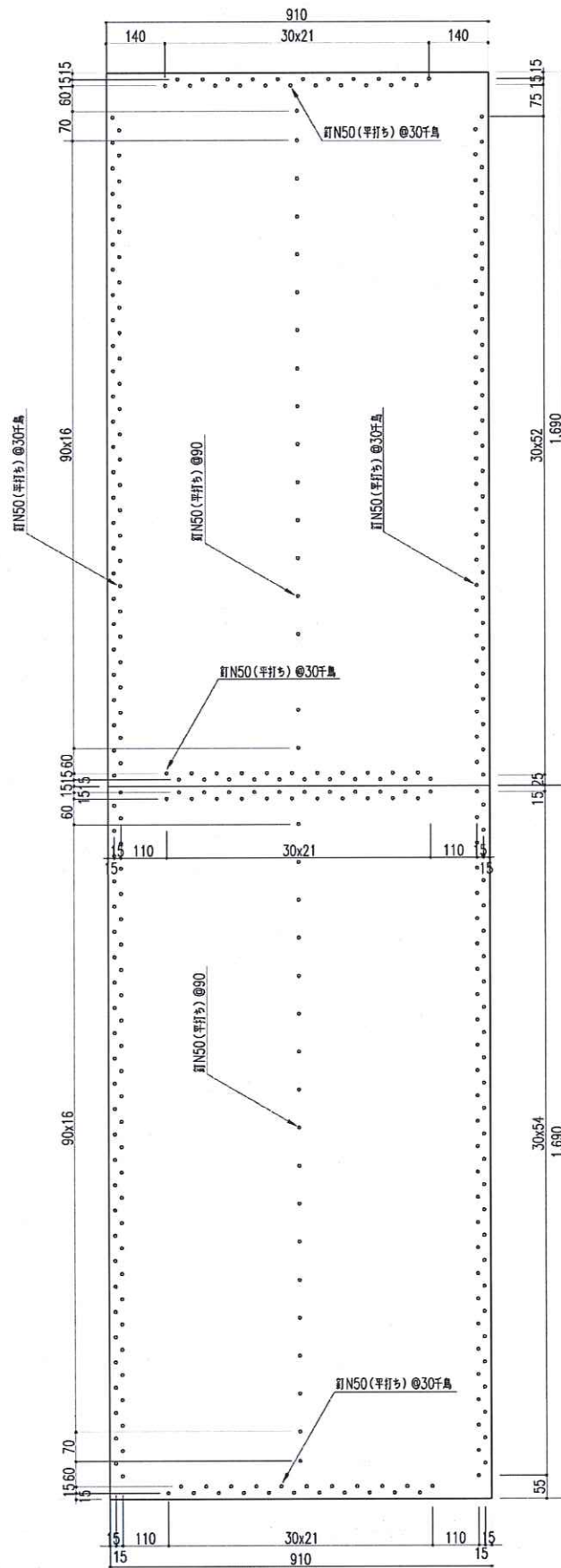


図 1.4 面材釘配置図 (試験法 A・B 共通) (単位: mm)

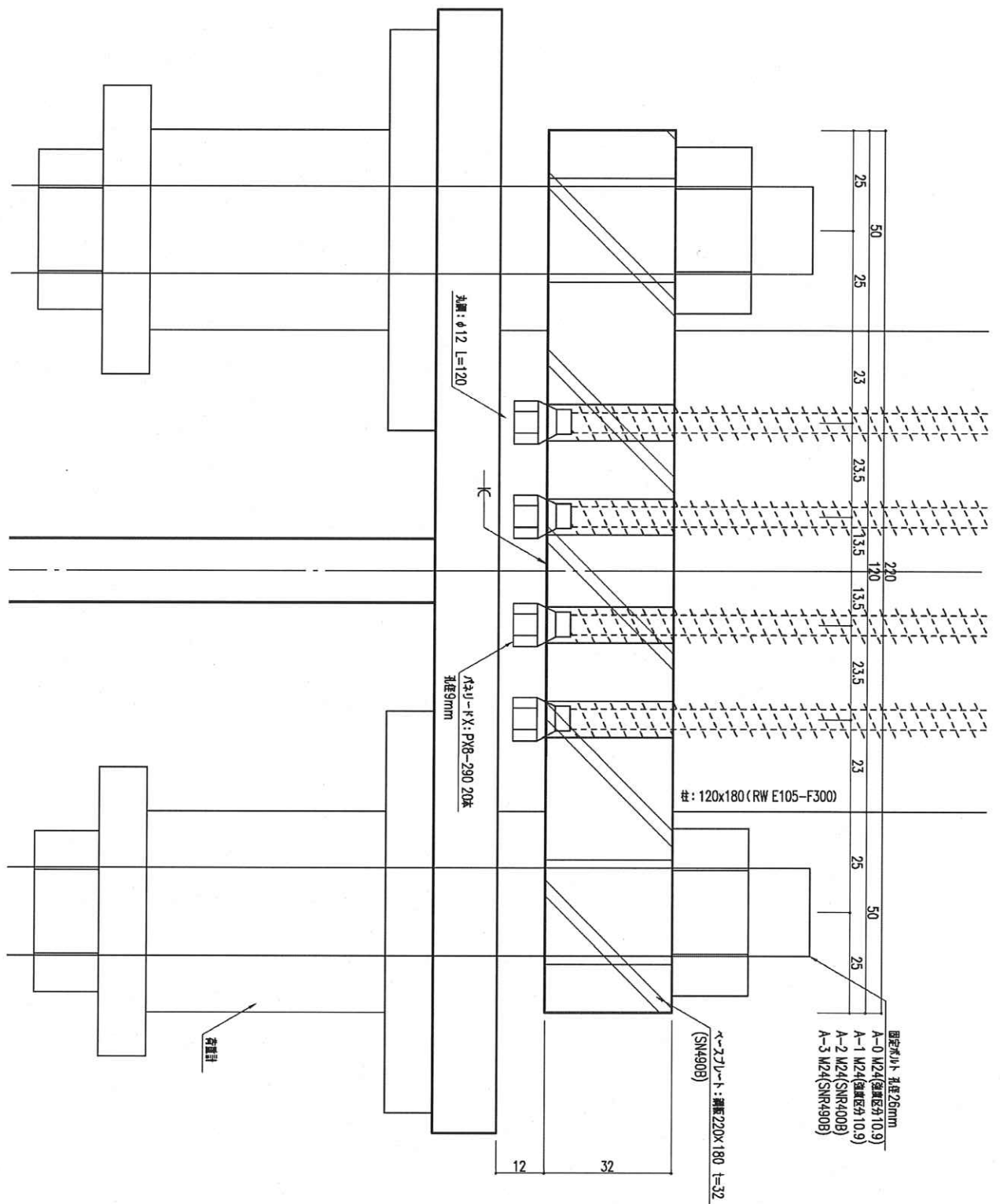


図 1.5 試験法 A 柱脚金物詳細図 (側面) (単位 : mm)

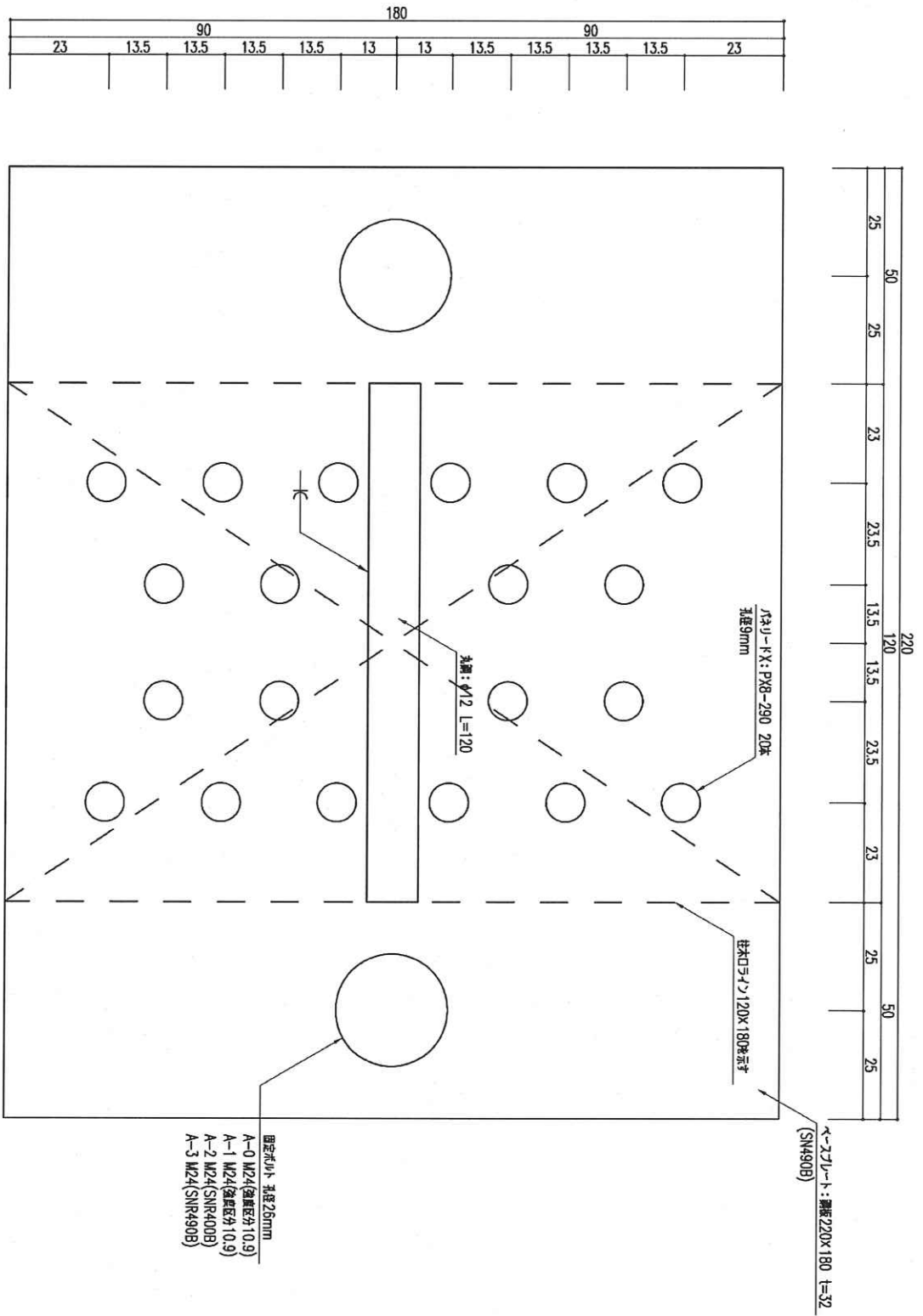


図 1.7 試験法 A 柱脚金物詳細図 (裏面) (単位: mm)

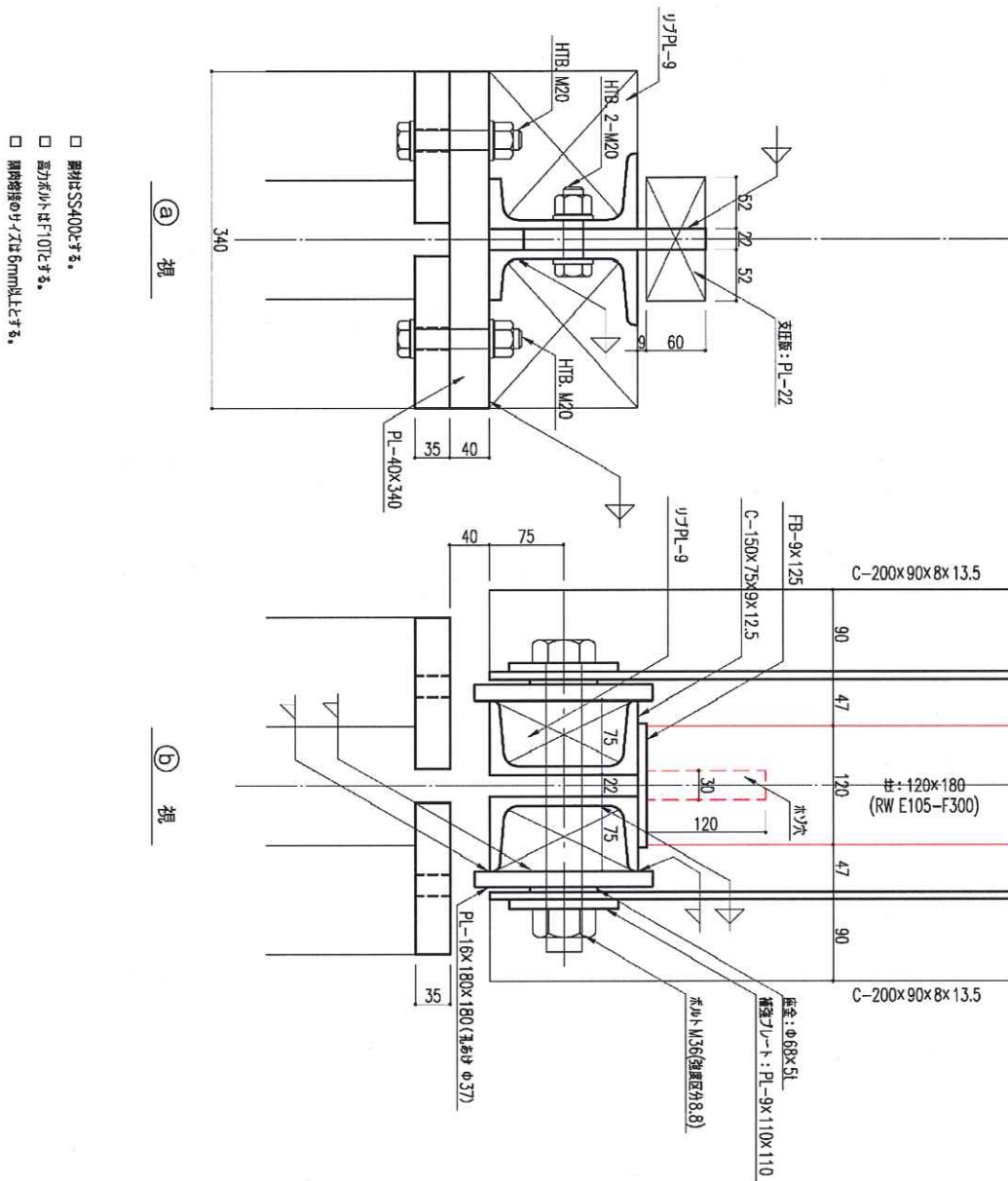
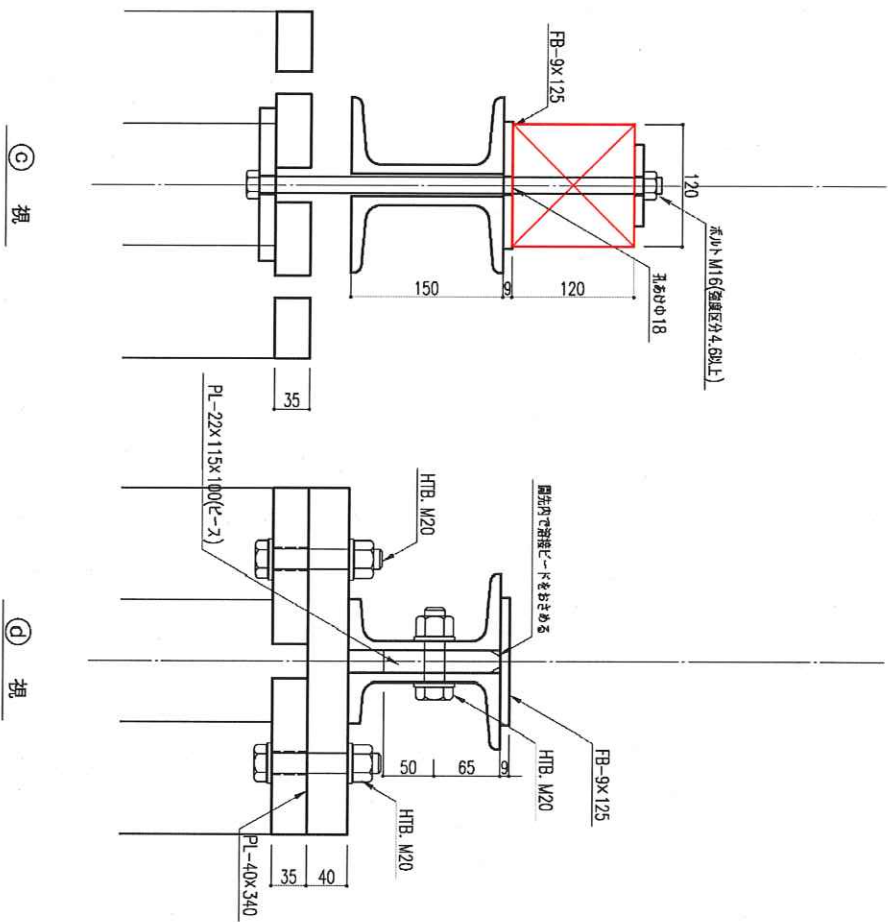


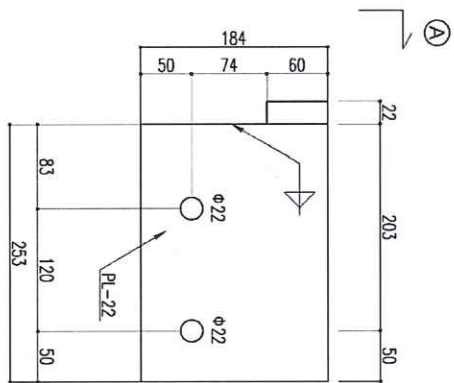
図1.8 試験法B 治具詳細図(1)(単位:mm)



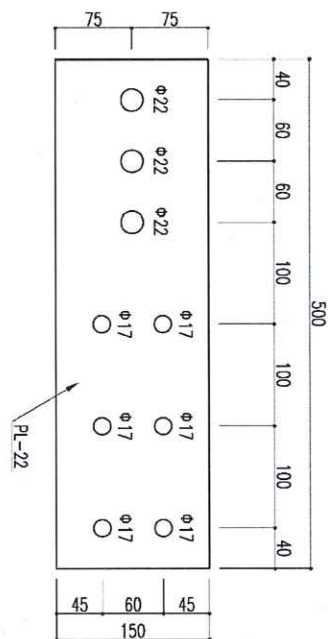
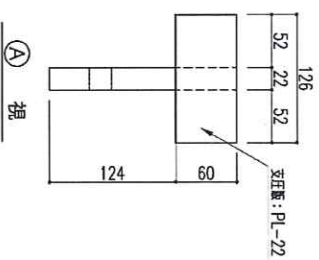
- 鋼材はSS400とする。
- 高力ボルトはF10Tとする。
- 鋼肉厚等のサイズは6mm以上とする。

図 1.9 試験法 B 治具詳細図 (2) (単位 : mm)

ストッパー 4台



ジャッキ接続用プレート 1台



土台穴止め 2台

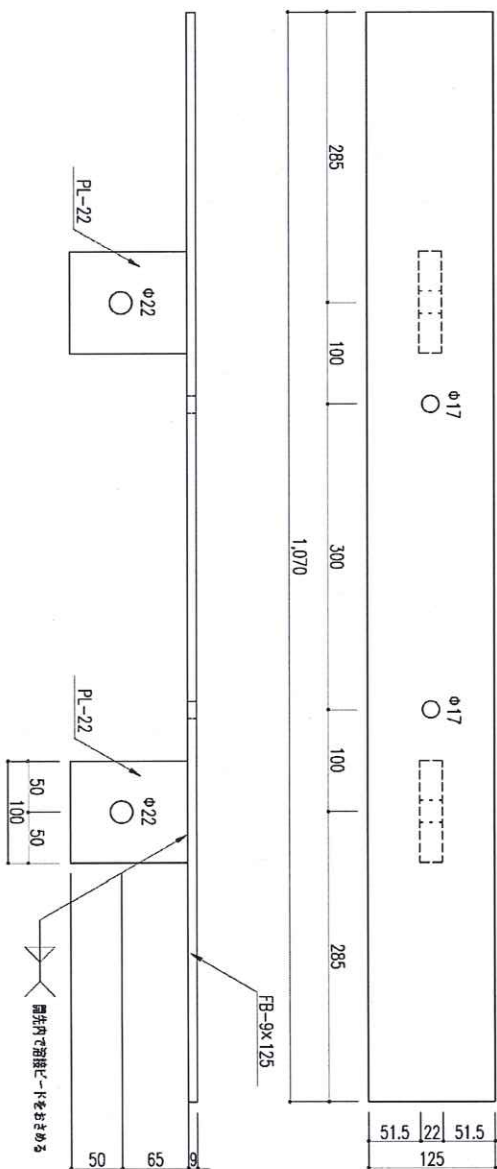


図 1.10 試験法 B 治具部品図 (1) (単位 : mm)

柱脚側鉄骨梁 1台

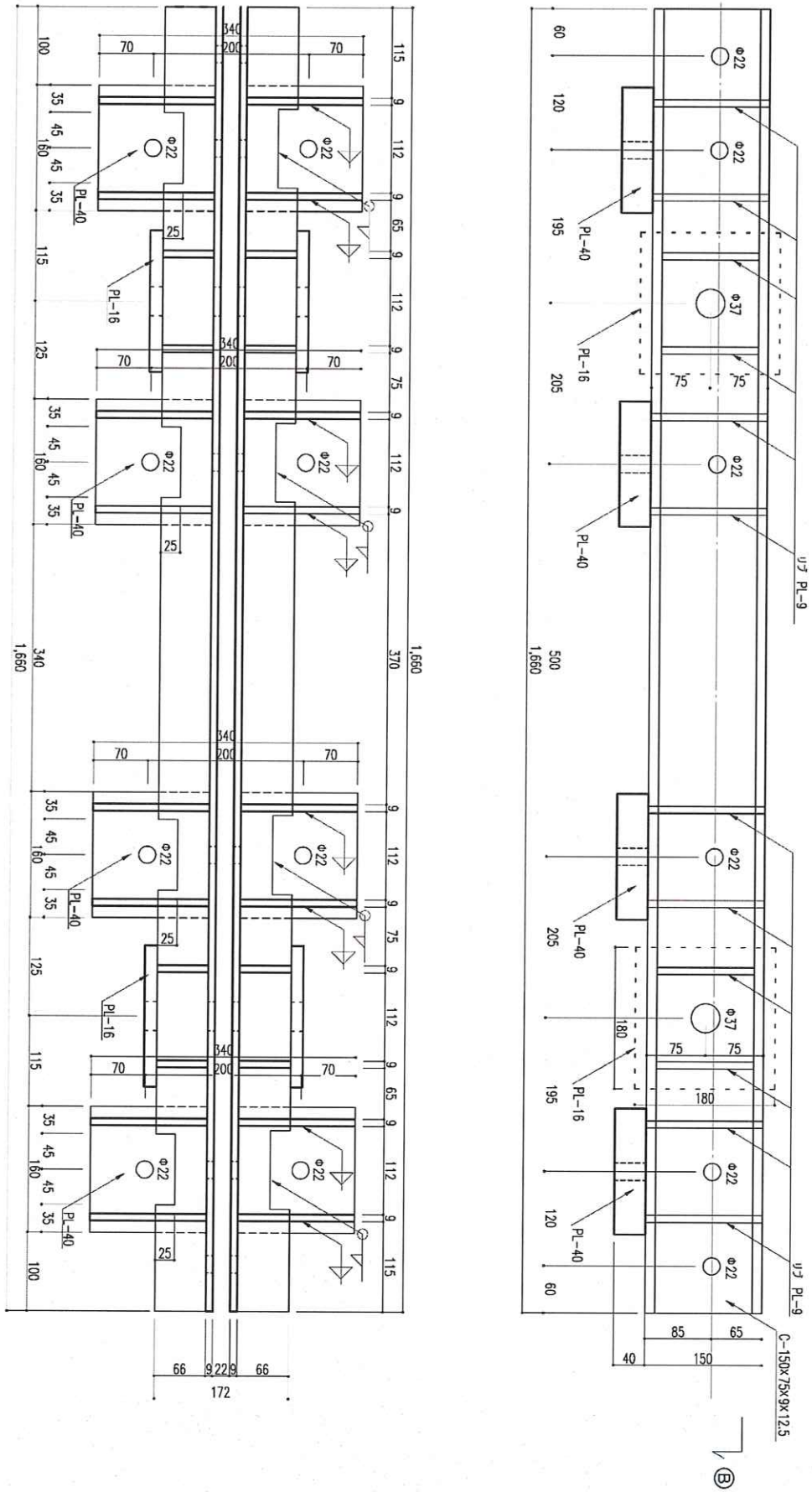


図 1.11 試験法 B 治具部品図 (2) (単位 : mm)

表 1.2 試験体材料の密度および含水率 (A-0~3)

オショウカマツ集成材				
梁		密度(g/cm3)	含水率 (%)	
A-	1	0.50	10.0	
	2	0.49	9.5	
	3	0.49	9.5	
	0	0.50	9.5	
	平均値	0.50	9.6	
ヒノキ製材				
土台		密度(g/cm3)	含水率 (%)	
A-	1	0.57	10.0	
	2	0.54	9.0	
	3	0.53	9.5	
	0	0.53	10.5	
	平均値	0.54	9.8	
オショウカマツ集成材				
柱		密度(g/cm3)	含水率 (%)	
A-	1右	0.50	12.0	
	1左	0.54	11.5	
	2右	0.50	11.0	
	2左	0.51	10.5	
	3右	0.50	11.5	
	3左	0.46	12.0	
	0右	0.51	10.5	
	0左	0.50	13.0	
	平均値	0.50	11.5	
	スギ製材			
間柱		密度(g/cm3)	含水率 (%)	
A-	1上	0.36	10.0	
	1下	0.39	10.0	
	2上	0.36	10.0	
	2下	0.40	11.0	
	3上	0.34	9.0	
	3下	0.41	10.5	
	0上	0.34	10.0	
	0下	0.36	10	
	平均値	0.37	10.1	
	オショウカマツ集成材			
中棧		密度(g/cm3)	含水率 (%)	
A-	1	0.48	11.0	
	2	0.45	9.0	
	3	0.45	10.0	
	0	0.48	10.5	
	平均値	0.47	10.1	
厚さ12mm構造用合板 (特類,2級,C-D,5ply)				
面材		密度(g/cm3)	密度(g/cm3)	
A-	1表側-上	0.58	3表側-上	0.52
	1表側-下	0.56	3表側-下	0.54
	1裏側-上	0.48	3裏側-上	0.48
	1裏側-下	0.58	3裏側-下	0.51
	2表側-上	0.48	平均値	0.52
	2表側-下	0.52		
	2裏側-上	0.50		
	2裏側-下	0.50		

含水率は高周波木材水分計による測定値

表 1.3 試験体材料の密度および含水率 (B-0~3)

梁		密度(g/cm ³)	含水率 (%)	
B-	1	0.49	10.0	含水率は高周波木材 水分計による測定値
	2	0.46	11.5	
	3	0.48	10.0	
	0	0.50	11.0	
	平均値	0.48	10.6	
土台		密度(g/cm ³)	含水率 (%)	
B-	1	0.52	10.0	
	2	0.52	8.5	
	3	0.58	9.0	
	0	0.52	9.5	
	平均値	0.54	9.3	
柱		密度(g/cm ³)	含水率 (%)	
B-	1右	0.50	12.5	
	1左	0.50	12.0	
	2右	0.51	12.0	
	2左	0.53	13.0	
	3右	0.46	11.0	
	3左	0.50	10.5	
	0右	0.48	10.0	
	0左	0.51	15.0	
	平均値	0.50	12.0	
間柱		密度(g/cm ³)	含水率 (%)	
B-	1上	0.36	9.0	
	1下	0.34	9.0	
	2上	0.39	11.5	
	2下	0.38	10.5	
	3上	0.37	10.0	
	3下	0.38	10.0	
	0上	0.35	9.0	
	0下	0.34	9.5	
	平均値	0.36	9.8	
中棧		密度(g/cm ³)	含水率 (%)	
B-	1	0.49	11.0	
	2	0.48	13.0	
	3	0.51	12.0	
	0	0.47	10.0	
	平均値	0.49	11.5	
面材		密度(g/cm ³)	密度(g/cm ³)	
B-	1表側-上	0.51	3表側-上	0.50
	1表側-下	0.50	3表側-下	0.49
	1裏側-上	0.55	3裏側-上	0.49
	1裏側-下	0.52	3裏側-下	0.51
	2表側-上	0.57	平均値	0.51
	2表側-下	0.49		
	2裏側-上	0.50		
	2裏側-下	0.53		

2.1.3 試験方法

試験法 A・B とともに耐力壁を平置きした状態で行い、耐力壁下部の土台は固定用ボルト 2-M16 で架台に固定した。試験法 A では、柱脚金物固定用ボルトを荷重計に通して架台にナットにより固定した。

加力は同一の変形角について 3 回の正負繰り返し(押し側が正)とし、真の変形角が 1/600、1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50、1/30 rad の正負交番とした。最大荷重に達した後、変形角 1/12 rad 程度(試験装置の限界)まで押し切りとした。

計測計画を図 1. 13、図 1. 14 に示す。荷重値は加力装置に取り付けたロードセルにより計測した。木材のひずみはポリエステル箔ゲージ(東京測器研究所 PFL-30-11-5LJCT-F)、鋼材のひずみはひずみゲージ(東京測器研究所 FLAB-3-11-5LJCT-F)にて計測した。面材の最大せん断ひずみは、

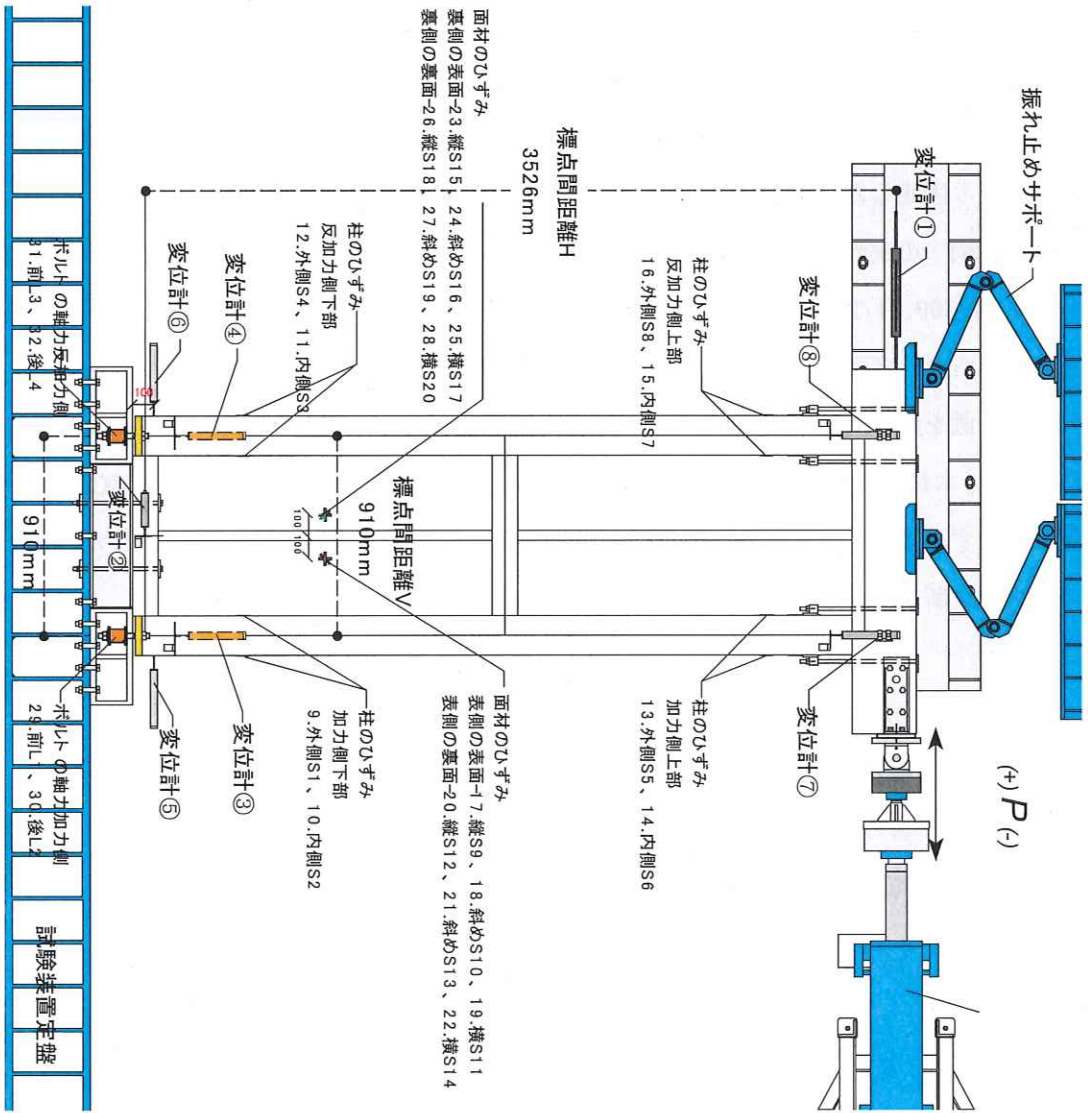
$$\gamma_{max} = \sqrt{2\{(\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2\}}$$

より計算した。ここに、

ε_1 : 面材の縦方向ひずみ

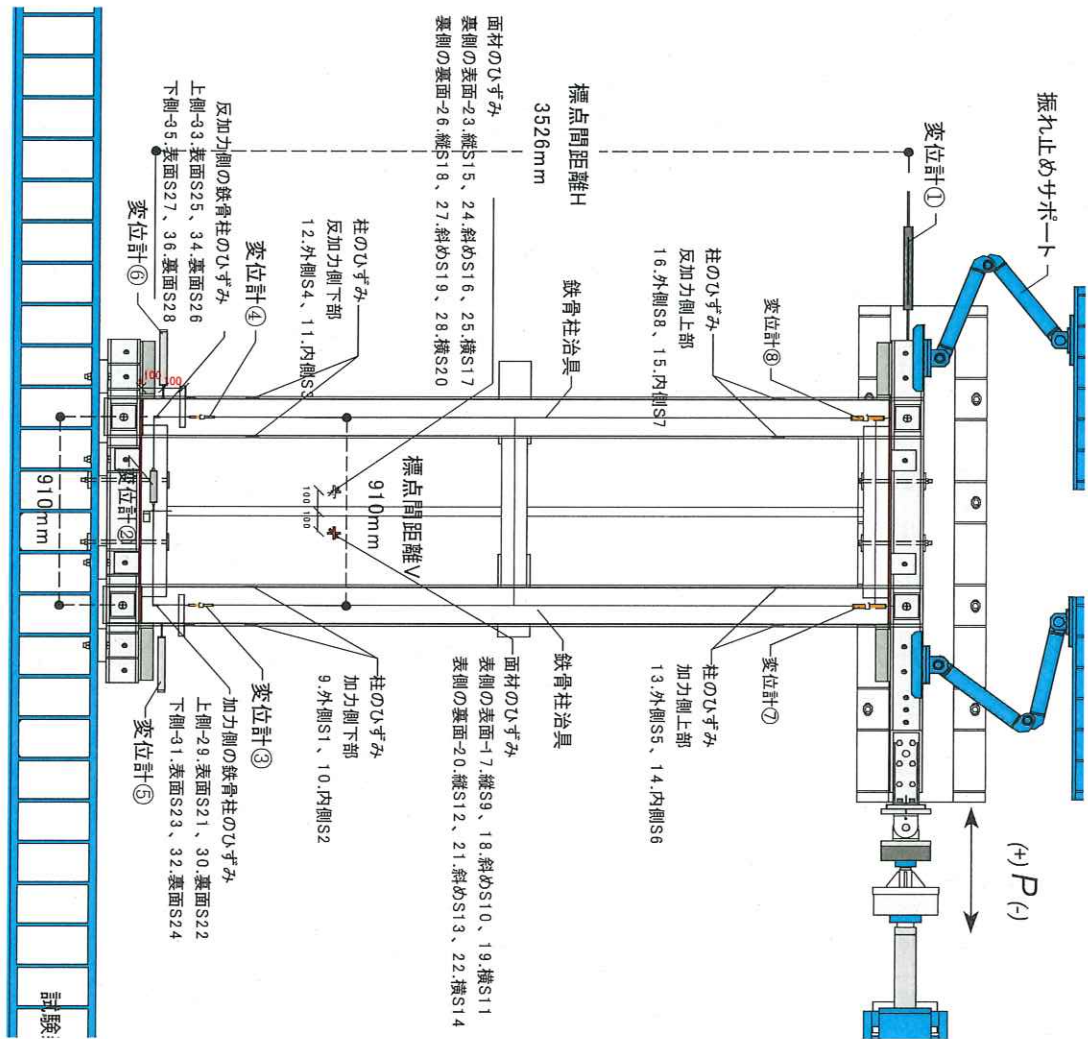
ε_2 : 面材の横方向ひずみ

ε_3 : 面材の 45° 方向ひずみ



1. 変位計①: 梁の水平変位
2. 変位計②: 土台の水平変位
3. 変位計③: 加力側の柱の脚部の鉛直変位
4. 変位計④: 反加力側の柱の脚部の鉛直変位
5. 変位計⑤: 加力側柱脚部の水平変位
6. 変位計⑥: 反加力側柱脚部の水平変位
7. 変位計⑦: 加力側柱頭-梁の相対変位
8. 変位計⑧: 反加力側柱頭-梁の相対変位
9. 柱ひずみ S1: 加力側柱下部の外側
10. 柱ひずみ S2: 加力側柱下部の内側
11. 柱ひずみ S3: 反加力側柱下部の内側
12. 柱ひずみ S4: 反加力側柱下部の外側
13. 柱ひずみ S5: 加力側柱上部の外側
14. 柱ひずみ S6: 加力側柱上部の内側
15. 柱ひずみ S7: 反加力側柱上部の内側
16. 柱ひずみ S8: 反加力側柱上部の外側
17. 合板ひずみ S9: 表側合板の表面(縦)
18. 合板ひずみ S10: 表側合板の表面(斜め)
19. 合板ひずみ S11: 裏側合板の表面(横)
20. 合板ひずみ S12: 表側合板の裏面(縦)
21. 合板ひずみ S13: 表側合板の裏面(斜め)
22. 合板ひずみ S14: 裏側合板の裏面(横)
23. 合板ひずみ S15: 裏側合板の表面(縦)
24. 合板ひずみ S16: 裏側合板の表面(斜め)
25. 合板ひずみ S17: 裏側合板の裏面(横)
26. 合板ひずみ S18: 裏側合板の裏面(縦)
27. 合板ひずみ S19: 裏側合板の裏面(斜め)
28. 合板ひずみ S20: 裏側合板の裏面(横)
29. ポードセル L1: 加力側柱脚部(前)
30. ポードセル L2: 加力側柱脚部(後)
31. ポードセル L3: 反加力側柱脚部(前)
32. ポードセル L4: 反加力側柱脚部(後)

(ア) 試験機 (イ) 図面と標記 図 1.13



1. 変位計①: 梁の水平変位
2. 変位計②: 上合の水平変位
3. 変位計③: 加力側の柱の脚部の鉛直変位
4. 変位計④: 反加力側の柱の脚部の鉛直変位
5. 変位計⑤: 加力側柱脚部の水平変位
6. 変位計⑥: 反加力側柱脚部の水平変位
7. 変位計⑦: 加力側柱頭-梁の相対変位
8. 変位計⑧: 反加力側柱頭-梁の相対変位
9. 柱ひずみ S1: 加力側柱下部の外側
10. 柱ひずみ S2: 加力側柱下部の内側
11. 柱ひずみ S3: 反加力側柱下部の内側
12. 柱ひずみ S4: 反加力側柱下部の外側
13. 柱ひずみ S5: 加力側柱上部の外側
14. 柱ひずみ S6: 加力側柱上部の内側
15. 柱ひずみ S7: 反加力側柱上部の内側
16. 柱ひずみ S8: 反加力側柱上部の外側
17. 合板ひずみ S9: 表側合板の表面(縦)
18. 合板ひずみ S10: 裏側合板の表面(縦)
19. 合板ひずみ S11: 表側合板の表面(横)
20. 合板ひずみ S12: 表側合板の裏面(横)
21. 合板ひずみ S13: 裏側合板の裏面(斜め)
22. 合板ひずみ S14: 裏側合板の裏面(横)
23. 合板ひずみ S15: 裏側合板の表面(横)
24. 合板ひずみ S16: 裏側合板の表面(斜め)
25. 合板ひずみ S17: 裏側合板の表面(縦)
26. 合板ひずみ S18: 裏側合板の裏面(横)
27. 合板ひずみ S19: 裏側合板の裏面(斜め)
28. 合板ひずみ S20: 裏側合板の裏面(横)
29. 鉄骨柱ひずみ S21: 加力側の上側の表面
30. 鉄骨柱ひずみ S22: 加力側の下側の表面
31. 鉄骨柱ひずみ S23: 加力側の下側の表面
32. 鉄骨柱ひずみ S24: 加力側の下側の表面
33. 鉄骨柱ひずみ S25: 反加力側の上側の表面
34. 鉄骨柱ひずみ S26: 反加力側の上側の表面
35. 鉄骨柱ひずみ S27: 反加力側の下側の表面
36. 鉄骨柱ひずみ S28: 反加力側の下側の表面

図 1.14 B) 試験装置図

2.1.4 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。

$$\gamma = (\text{変位計①} - \text{変位計②}) / H \cdots (1)$$

$$\theta = (\text{変位計③} - \text{変位計④}) / V \cdots (2)$$

$$\gamma_0 = \gamma - \theta \cdots (3)$$

ここに、

変位計①：梁の水平変位 (mm)

変位計②：土台の水平変位 (mm)

H：水平方向変位計の標点間距離 (mm)

変位計③：加力側の柱脚部の鉛直変位 (mm) 浮き上がりを正とする

変位計④：反加力側の柱脚部の鉛直変位 (mm) 浮き上がりを正とする

V：鉛直方向変位計の標点間距離 (mm)

(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特性値の算定

降伏耐力 P_y 、終局耐力 P_u 、最大耐力 P_{max} 及び塑性率 μ 等の特性値は、真のせん断変形角を用いた荷重-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 1.15 参照)。今回の試験では $1/30 \text{ rad}$ も 3 回繰り返しとしているためやや厳しめの評価となるが、一例として下記により特性値の算出を行った。

- A) 包絡線上の $0.1P_{max}$ と $0.4P_{max}$ を結ぶ第 I 直線を引く。
- B) 包絡線上の $0.4P_{max}$ と $0.9P_{max}$ を結ぶ第 II 直線を引く。
- C) 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。
- D) 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。
- E) 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。

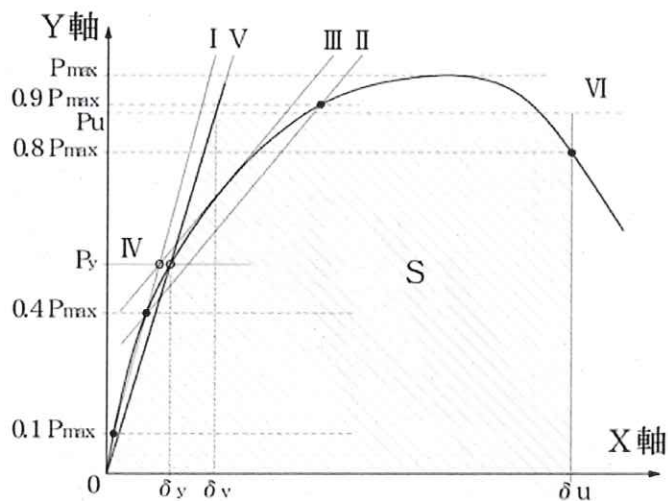


図 1.15 完全弾塑性モデルによる降伏耐力及び終局耐力等の求め方

(4) 短期基準せん断耐力の算出

短期基準せん断耐力 P_0 は、下記の(a)～(d)の値に、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。ばらつき係数は、母集団の分布形を正規分布とみなし、統計的処理に基づく信頼水準 75%の 50%下側許容限界値をもとに次式により求める。

$$\text{ばらつき係数} = 1 - CV \cdot k$$

ここに、

CV : 変動係数 (標本標準偏差 / 平均値)

k : 信頼水準 75%の 50%下側許容限界値を求めるための係数

(試験体数 3 の場合、 $k=0.471$)

- (a) 降伏耐力 P_y
- (b) 終局耐力 $P_u \times 0.2\sqrt{(2\mu - 1)}$
- (c) 最大荷重 P_{max} の $2/3$
- (d) 特定変形角 (1/150 rad) 時の耐力

相当壁倍率は P_0 を $\langle 1.96 \times \text{壁長さ(m)} \rangle$ で除した値とする。

2.1.5 試験結果

(1) 荷重変形関係および特性値

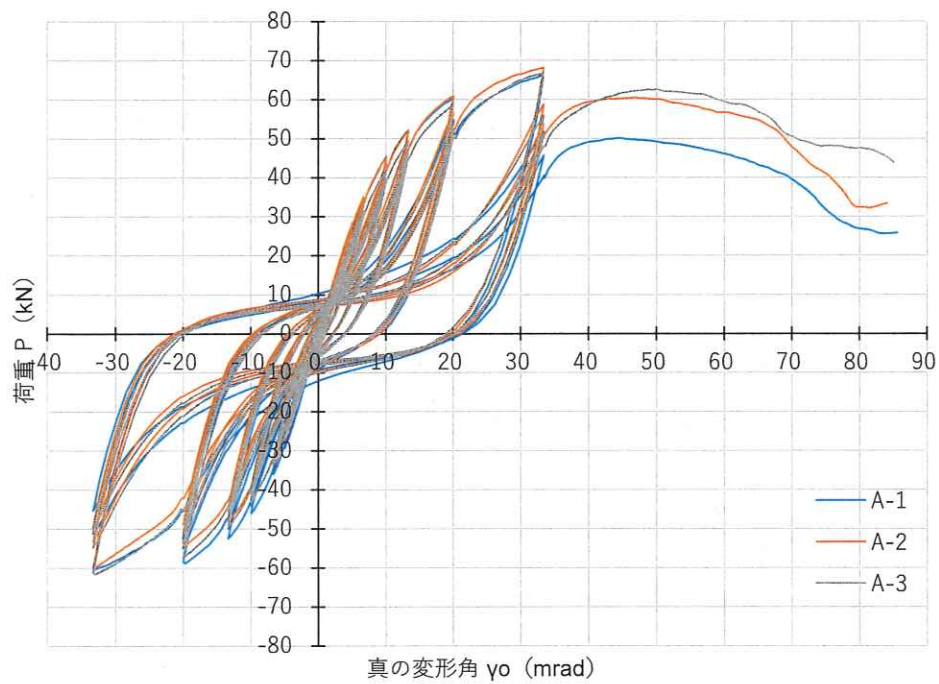


図 1.16 真の変形角による荷重変形関係 (A-1~A-3 試験体)

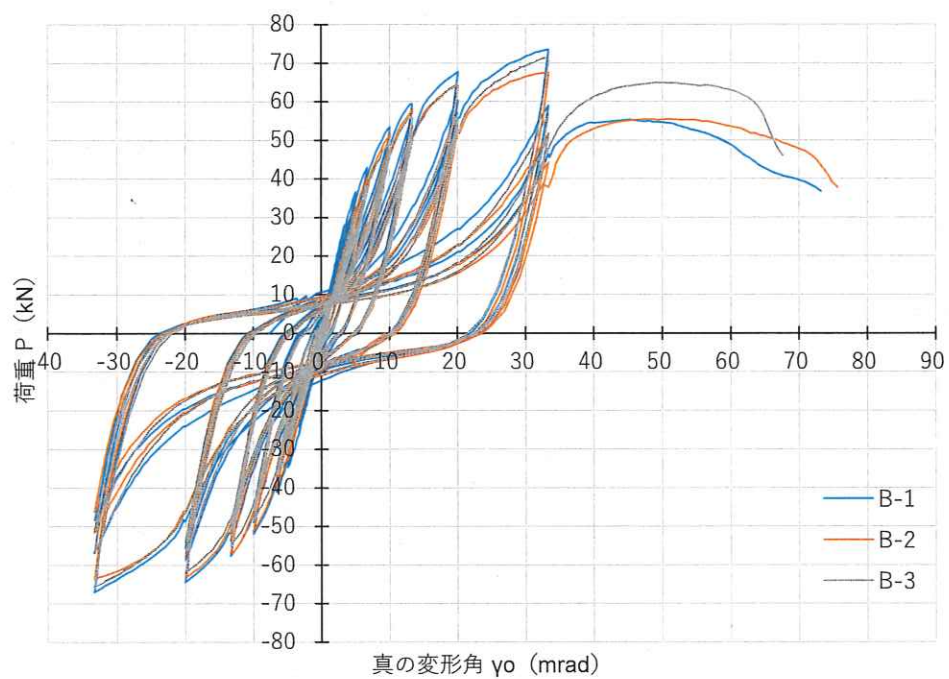


図 1.17 真の変形角による荷重変形関係 (B-1~B-3 試験体)

表 1.4 特性値一覧（真のせん断変形角による）

試験体名			A-1	A-2	A-3	B-1	B-2	B-3
最大荷重	Pmax	kN	66.4	68.1	66.6	73.5	67.5	71.4
最大荷重時変形角	θ_{max}	mrad	33.3	33.4	32.8	33.3	33.3	33.0
降伏耐力	Py	kN	38.5	41.1	40.9	42.4	42.4	42.5
降伏変形角	θ_y	mrad	7.85	8.57	9.60	6.52	7.39	7.73
初期剛性	K	kN/mrad	4.91	4.79	4.26	6.51	5.73	5.50
終局耐力	Pu	kN	58.1	59.4	59.3	64.3	57.5	62.0
終局変形角	θ_u	mrad	33.3	65.0	66.6	33.4	58.6	64.0
降伏点変形角	θ_v	mrad	11.8	12.4	13.9	9.9	10.0	11.3
塑性率	μ		2.82	5.24	4.79	3.38	5.84	5.68
1/150rad 時荷重		kN	34.4	35.1	31.5	42.9	40.2	38.4

表 1.5 特性値平均値一覧（真のせん断変形角による）

試験法			A-AV*	A-SD*	A-CV*	B-AV*	B-SD*	B-CV*
最大荷重	Pmax	kN	67.0	0.92	0.014	70.8	3.01	0.043
最大荷重時変形角	θ_{max}	mrad	33.2	0.29	0.009	33.2	0.22	0.007
降伏耐力	Py	kN	40.2	1.45	0.036	42.4	0.08	0.002
降伏変形角	θ_y	mrad	8.7	0.88	0.102	7.2	0.63	0.087
初期剛性	K	kN/mrad	4.7	0.35	0.074	5.9	0.53	0.089
終局耐力	Pu	kN	58.9	0.72	0.012	61.2	3.46	0.056
終局変形角	θ_u	mrad	55.0	18.75	0.341	52.0	16.35	0.315
降伏点変形角	θ_v	mrad	12.7	1.07	0.084	10.4	0.77	0.074
塑性率	μ		4.28	1.29	0.301	4.97	1.38	0.278
1/150rad 時荷重		kN	33.7	1.91	0.057	40.5	2.26	0.056

*AV：平均値、SD：標本標準偏差、CV：変動係数

表 1.6 短期基準せん断耐力（単位：kN）

	試験法 A	試験法 B	詳細計算法*	試験 A/計算	試験 B/計算
(1) 降伏耐力 Py	39.5	42.4	45.1	0.88	0.94
(2) 終局耐力 $P_u \times 0.2\sqrt{2\mu - 1}$	32.2	35.6	25.7	1.25	1.39
(3) 最大荷重 Pmax の 2/3	44.4	46.2	—	—	—
(4) 特定変形時(1/150rad)の耐力	32.8	39.4	28.1	1.17	1.40
短期基準せん断耐力 Po	32.2	35.6	25.7	1.25	1.39
相当壁倍率	18.1	20.0	14.4		

*面材張り大壁の詳細計算法による計算値（2.1.10 参照）

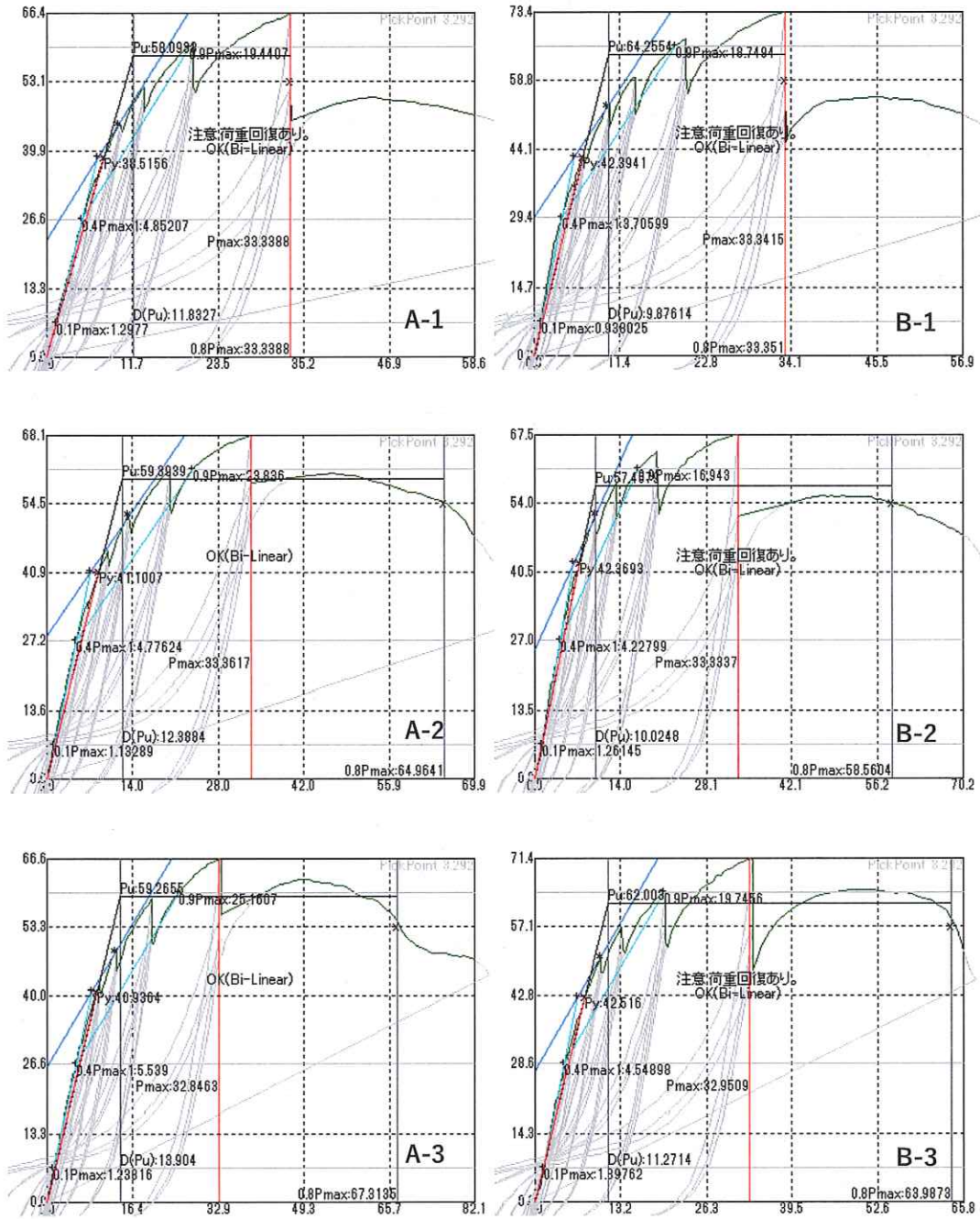


図 1.18 完全弾塑性モデル (pickpoint による)

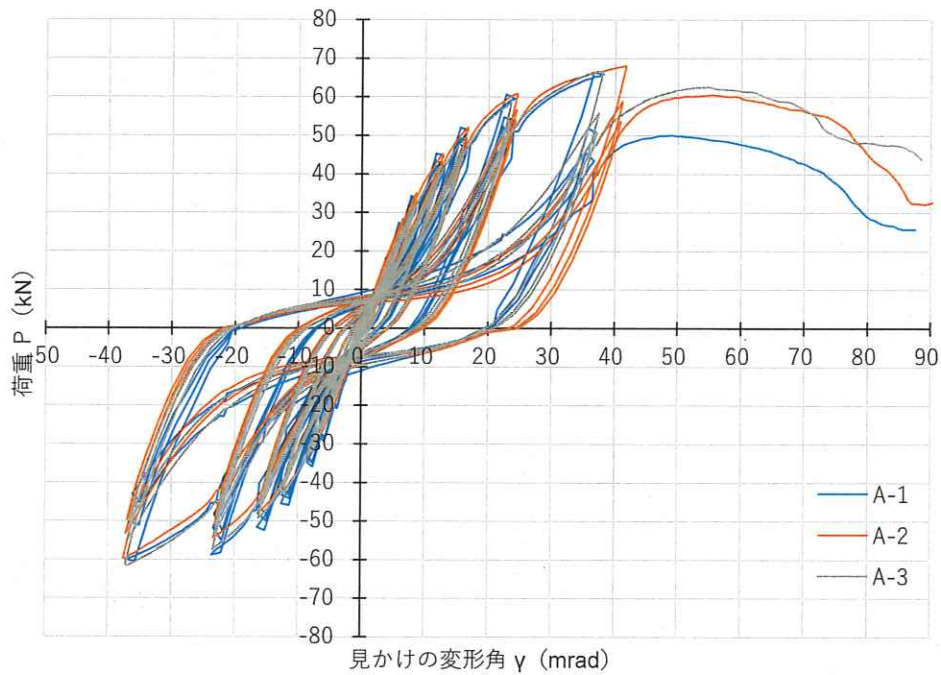


図 1.19 見かけの変形角による荷重変形関係 (A-1~A-3 試験体)

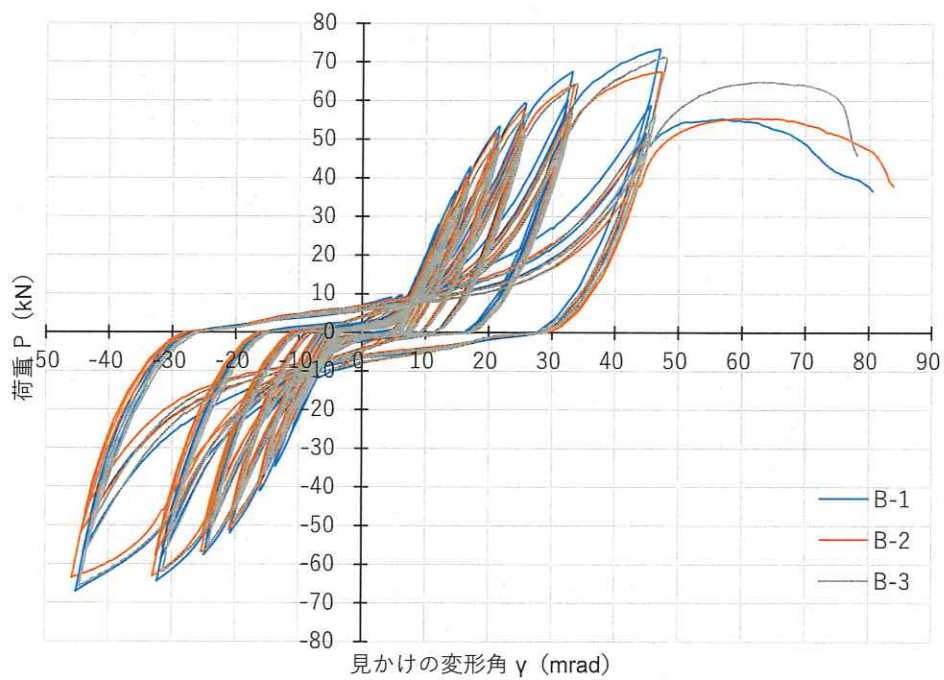


図 1.20 見かけの変形角による荷重変形関係 (B-1~B-3 試験体)

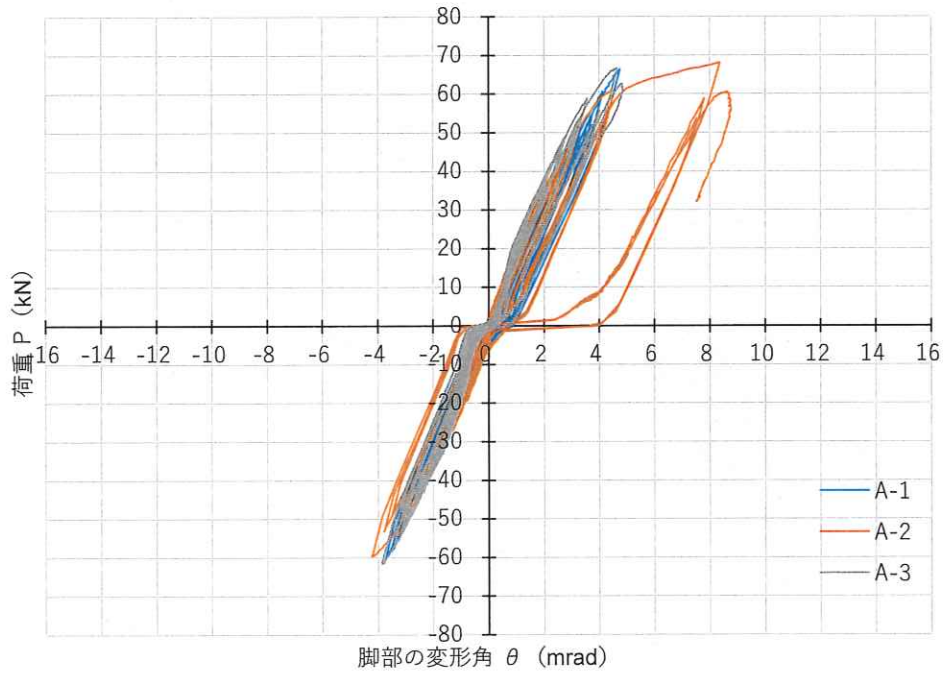


図 1.21 荷重－脚部変形角関係 (A-1～A-3 試験体)

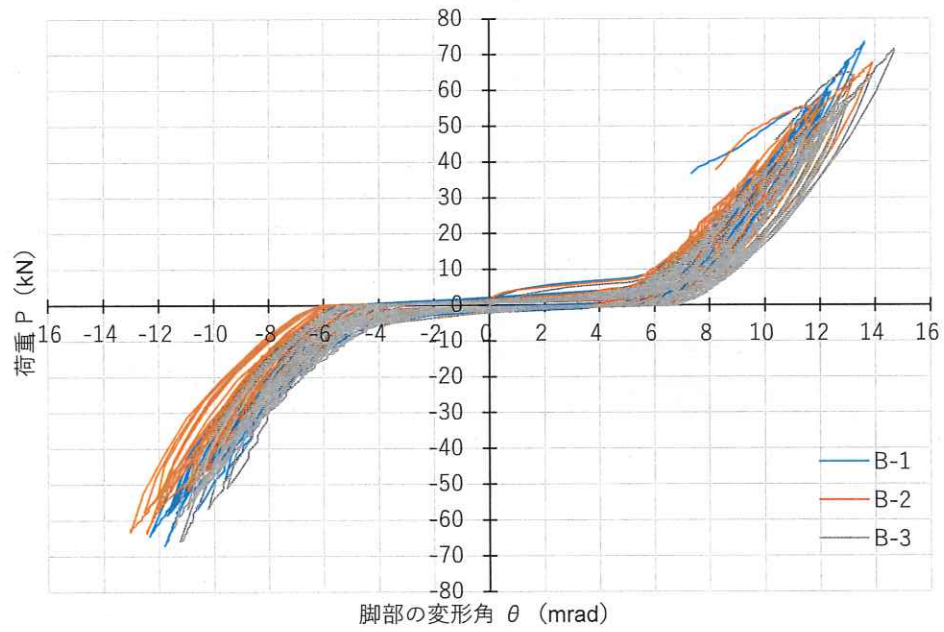


図 1.22 荷重－脚部変形角関係 (B-1～B-3 試験体)

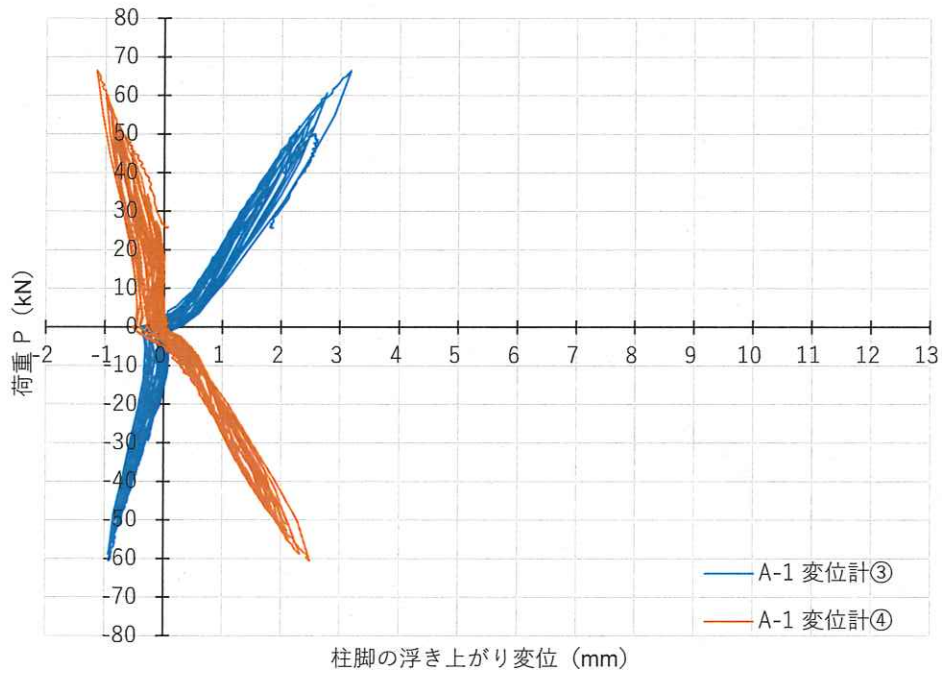


図 1.23 柱脚の浮き上がり変位 (A-1 試験体)

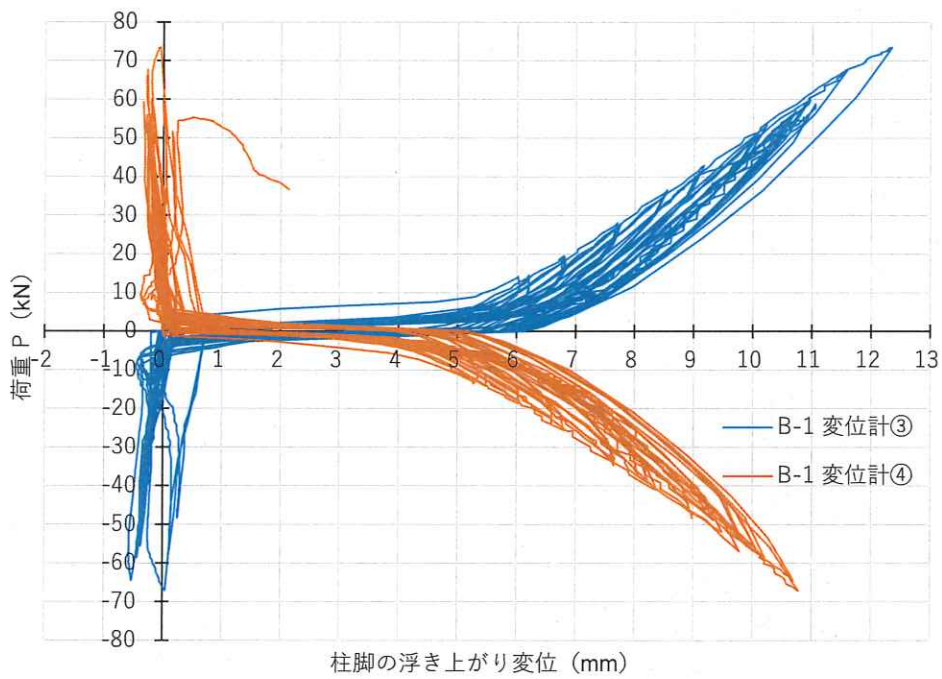


図 1.24 柱脚の浮き上がり変位 (B-1 試験体)

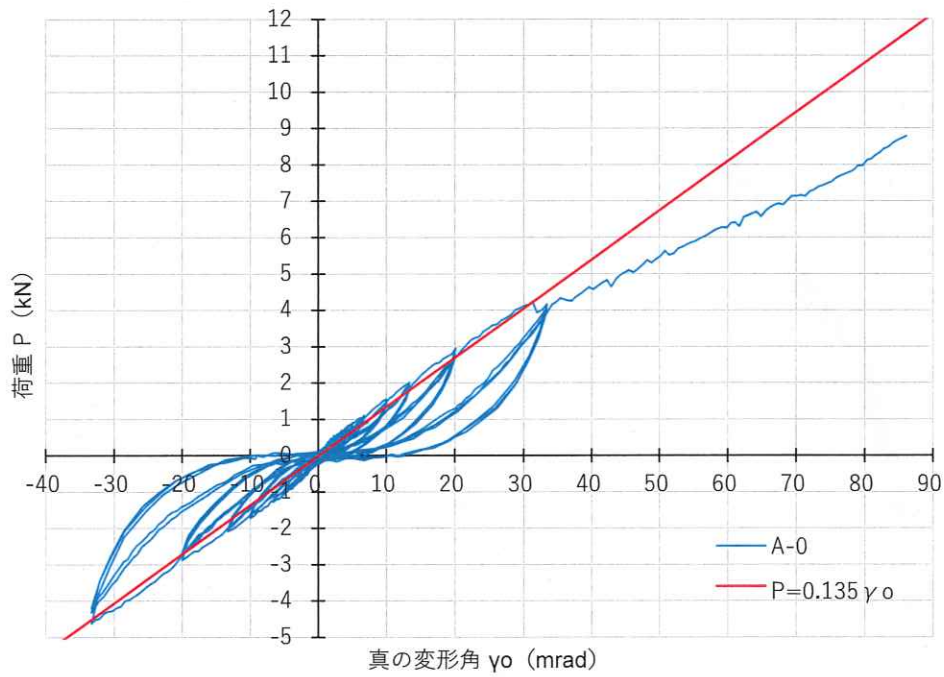


図 1.25 荷重－変形角関係(A-0 試験体)

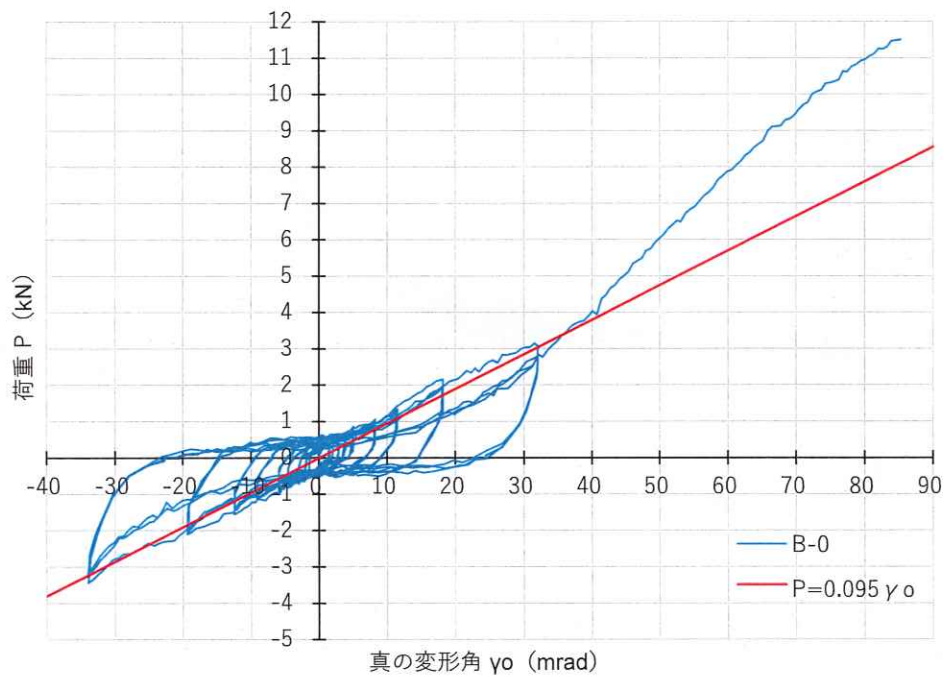


図 1.26 荷重－変形角関係(B-0 試験体)

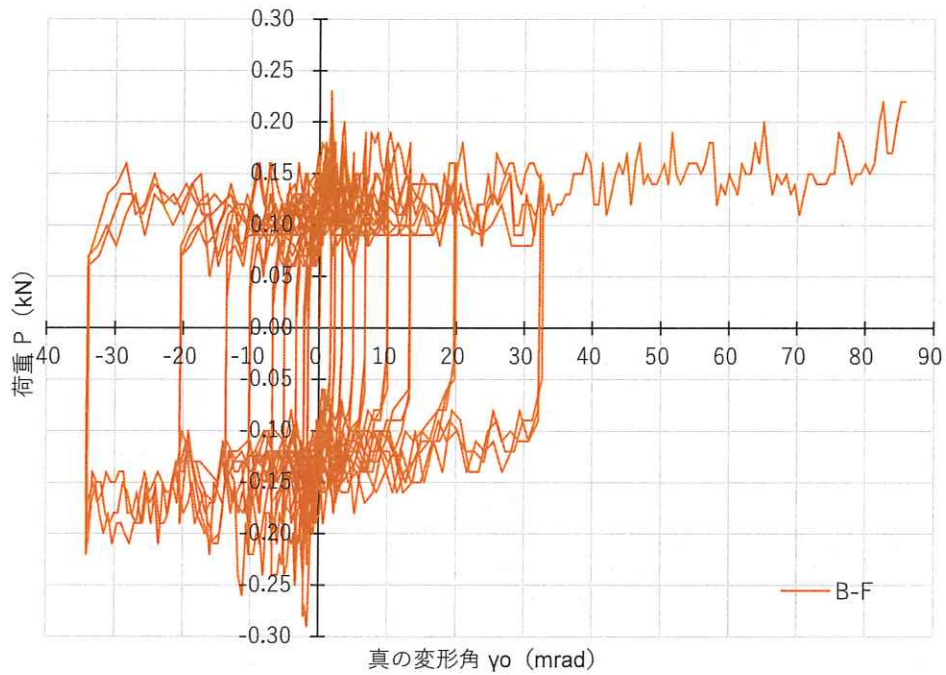


図 1.27 荷重-変形角関係(B-F 試験体)

(2) 柱脚アンカーボルト軸力

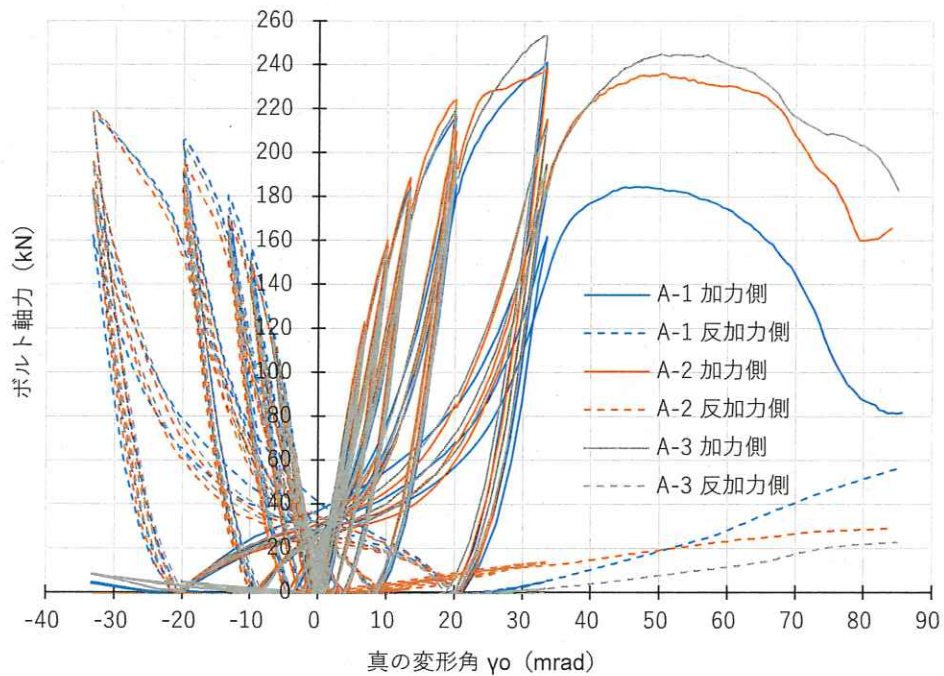


図 1.28 柱脚アンカーボルト軸力 (A-1~A-3 試験体)

(3) 面材のひずみ

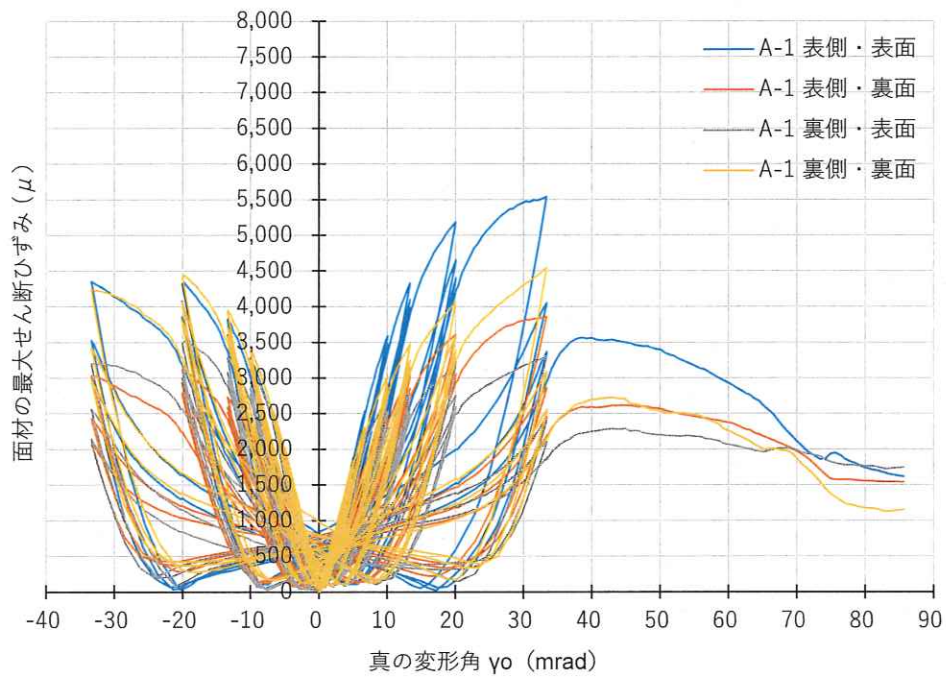


図 1.29 面材の最大せん断ひずみ(A-1 試験体)

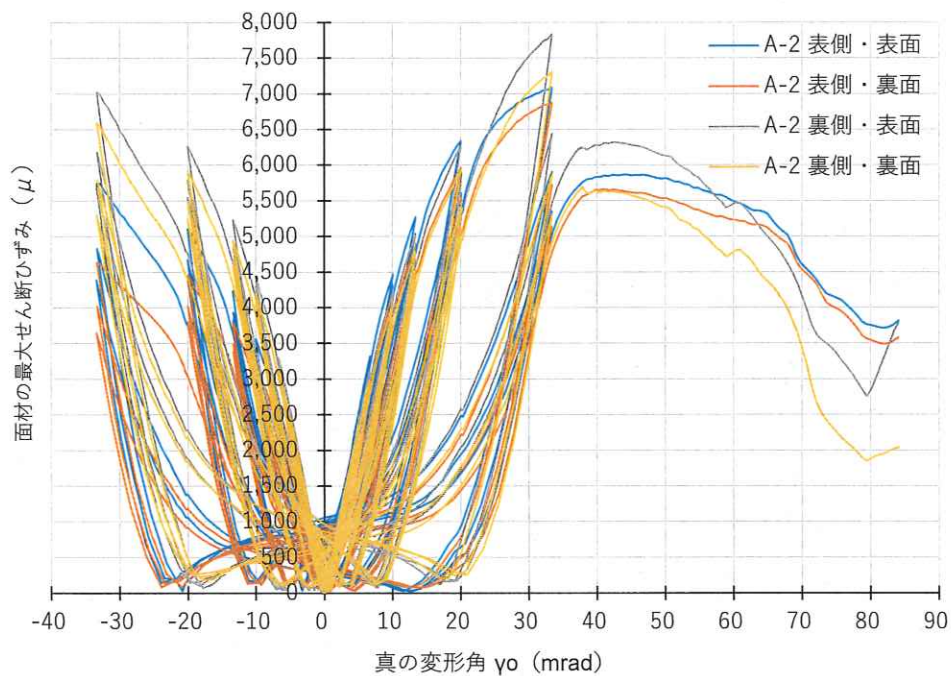


図 1.30 面材の最大せん断ひずみ(A-2 試験体)

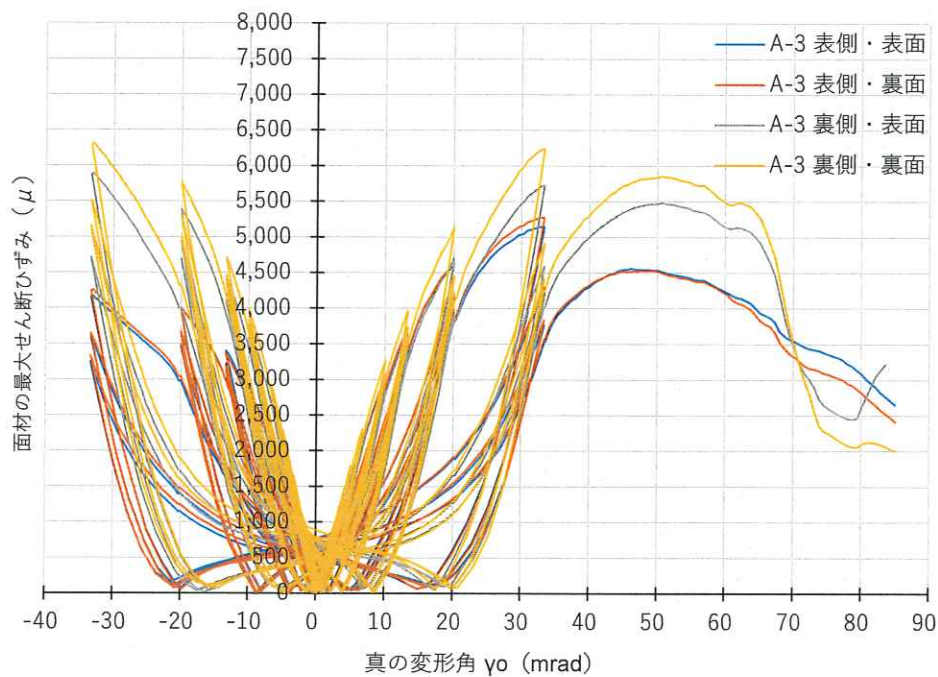


図 1.31 面材の最大せん断ひずみ(A-3 試験体)

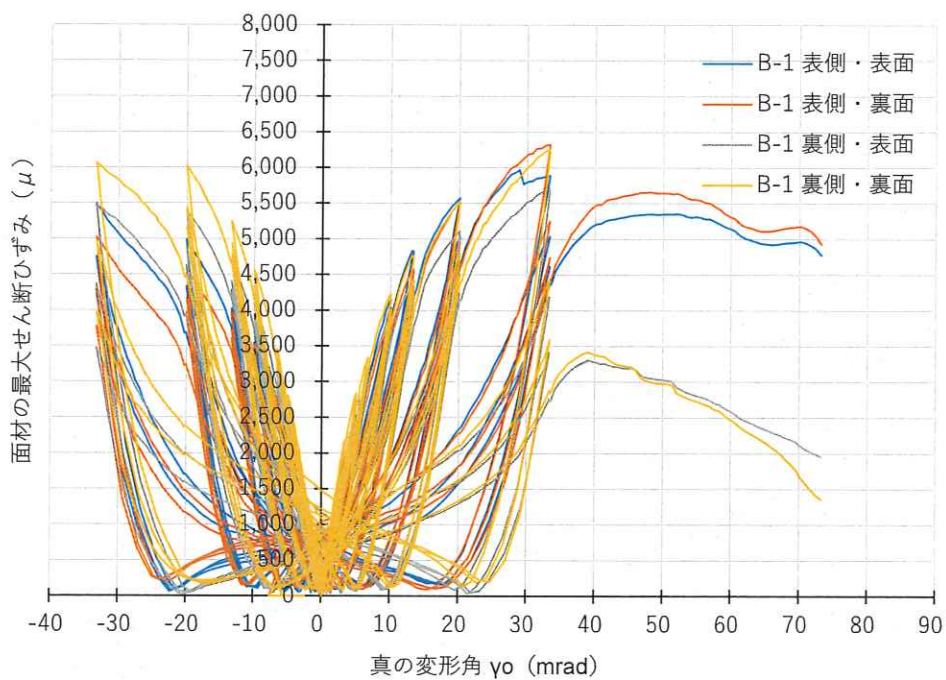


図 1.32 面材の最大せん断ひずみ(B-1 試験体)

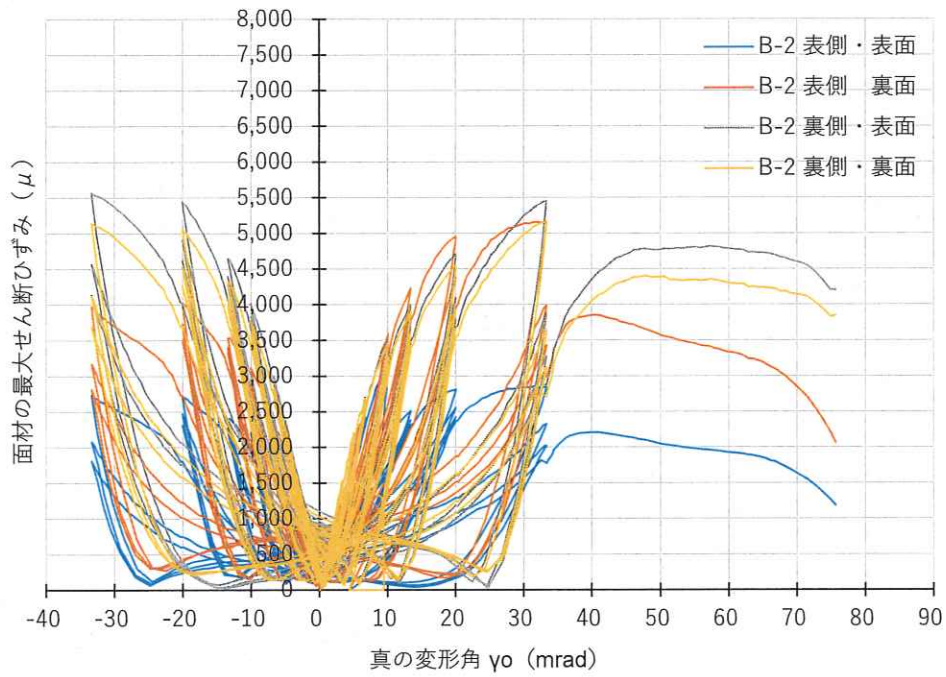


図 1.33 面材の最大せん断ひずみ(B-2 試験体)

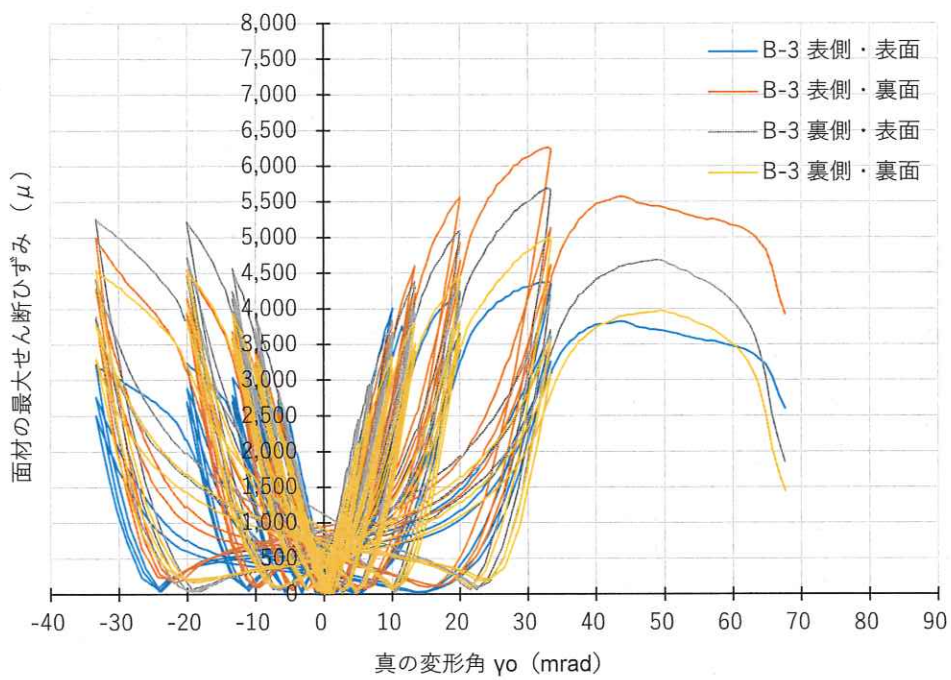


図 1.34 面材の最大せん断ひずみ(B-3 試験体)

(4) 柱のひずみ

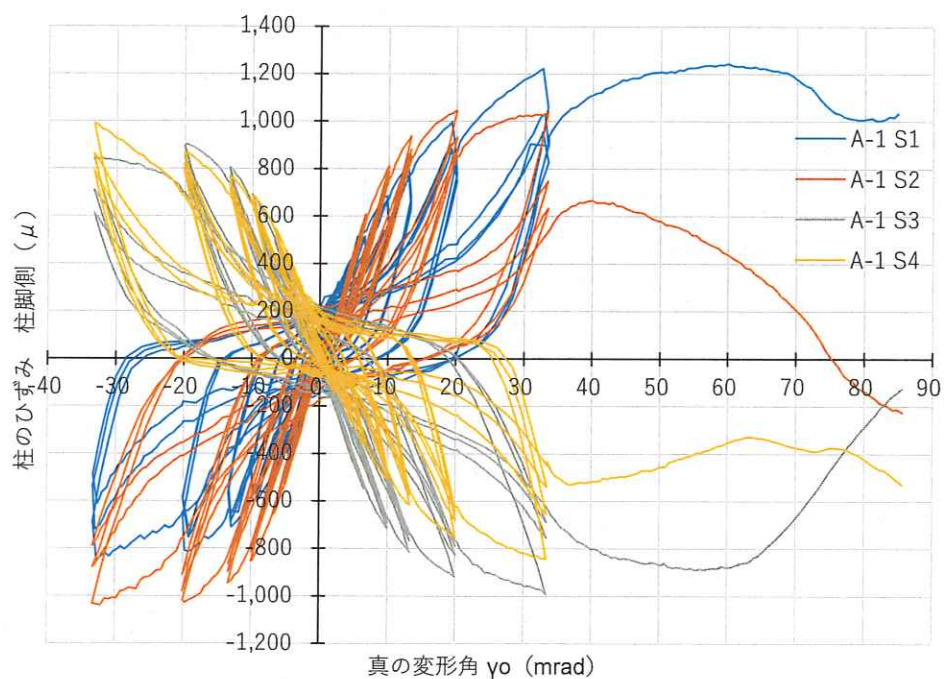


図 1.35 柱のひずみ 柱脚側(A-1 試験体)

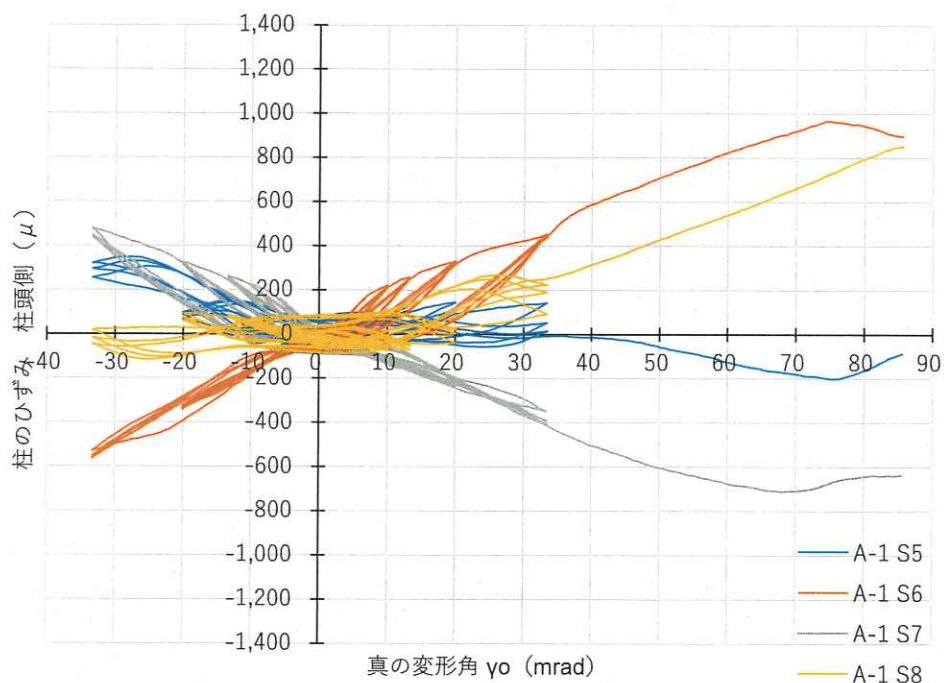


図 1.36 柱のひずみ 柱頭側(A-1 試験体)

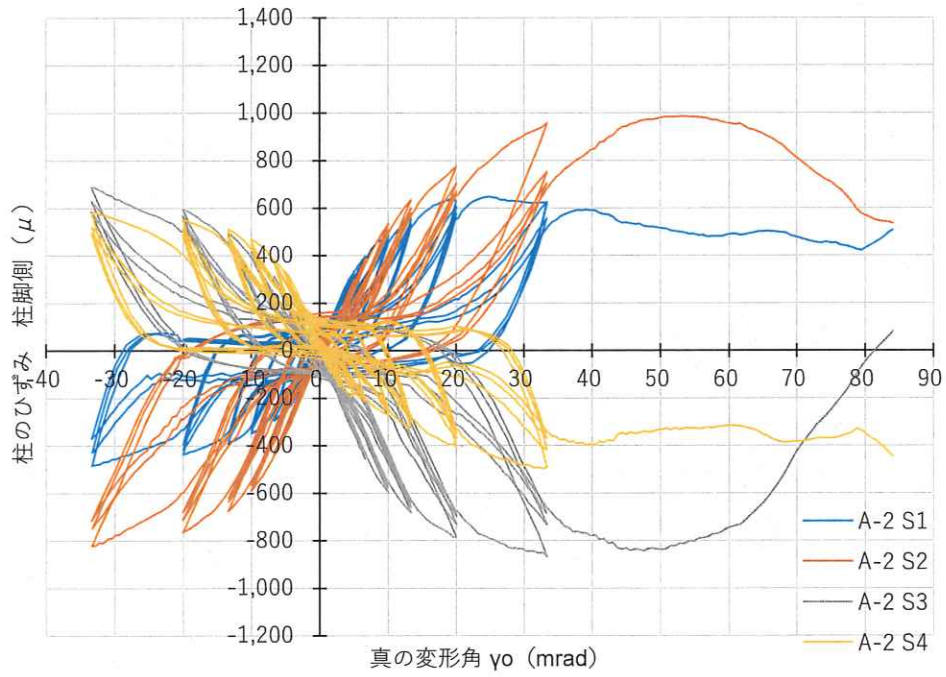


図 1.37 柱のひずみ 柱脚側(A-2 試験体)

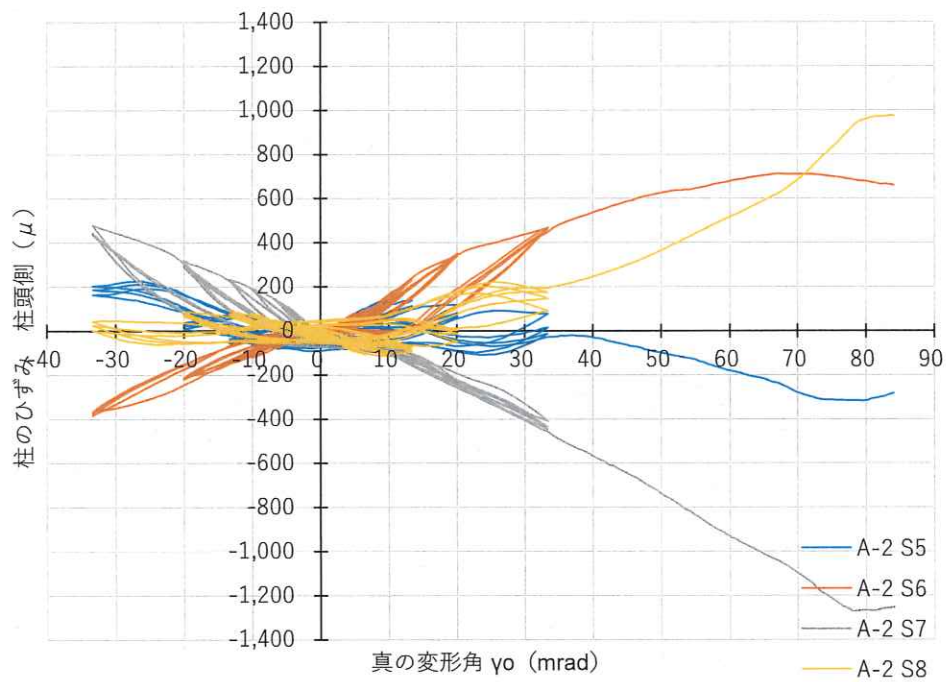


図 1.38 柱のひずみ 柱頭側(A-2 試験体)

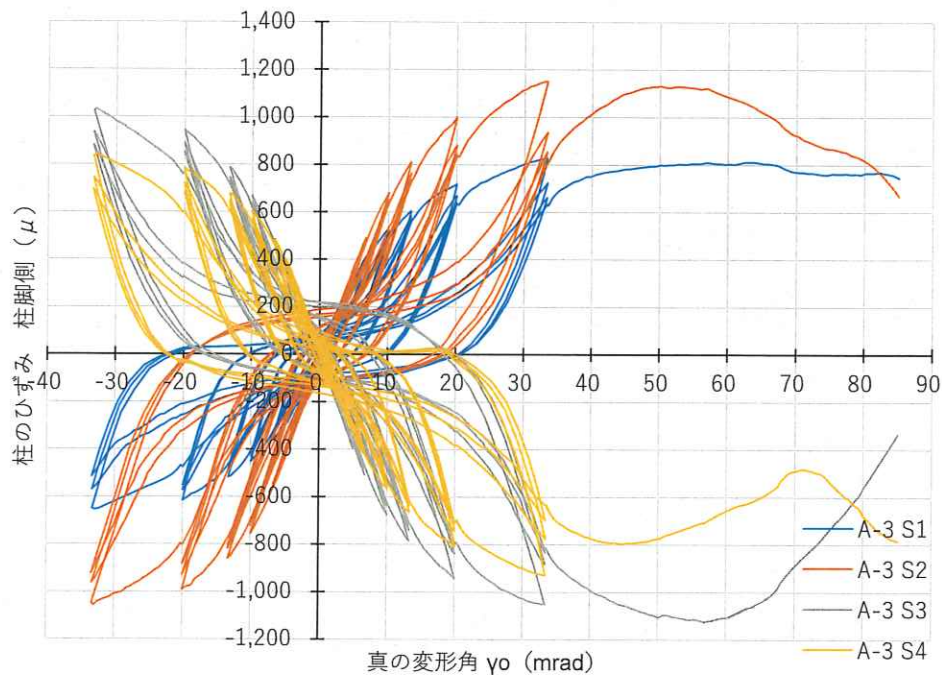


図 1.39 柱のひずみ 柱脚側(A-3 試験体)

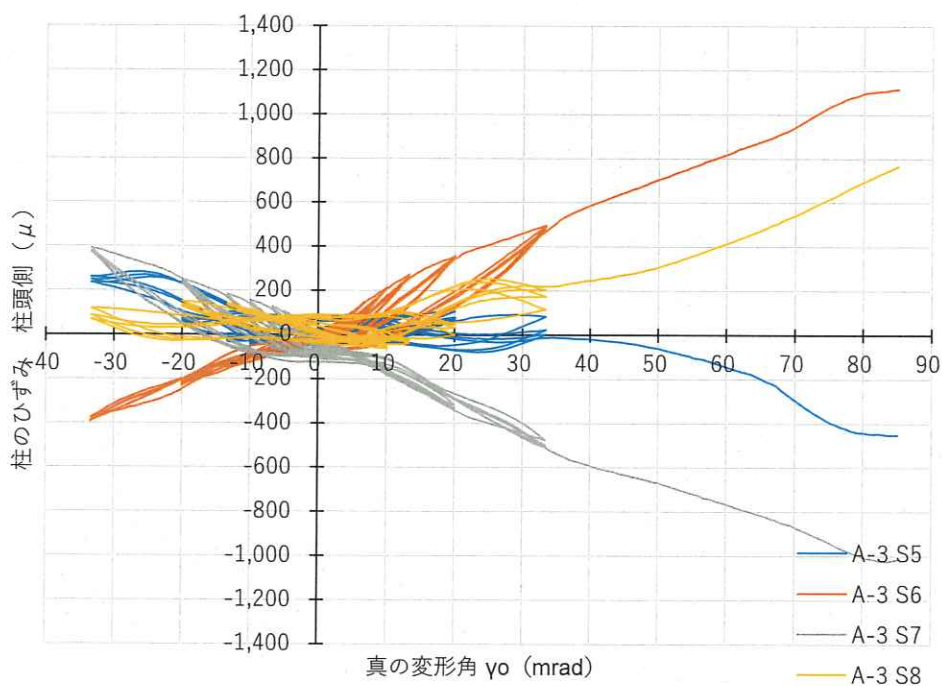


図 1.40 柱のひずみ 柱頭側(A-3 試験体)

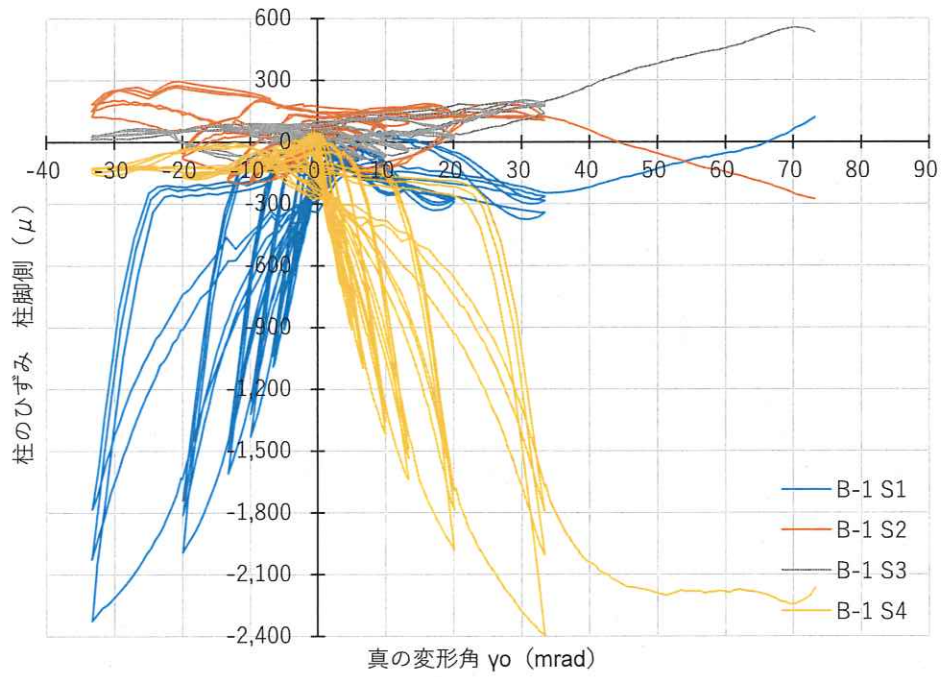


図 1.41 柱のひずみ 柱脚側(B-1 試験体)

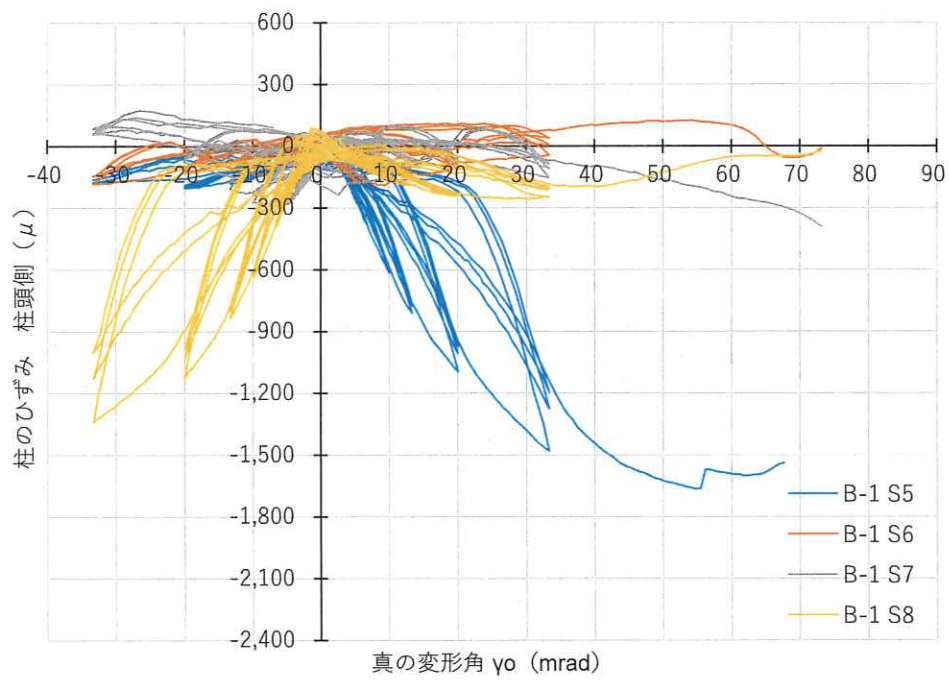


図 1.42 柱のひずみ 柱頭側(B-1 試験体)

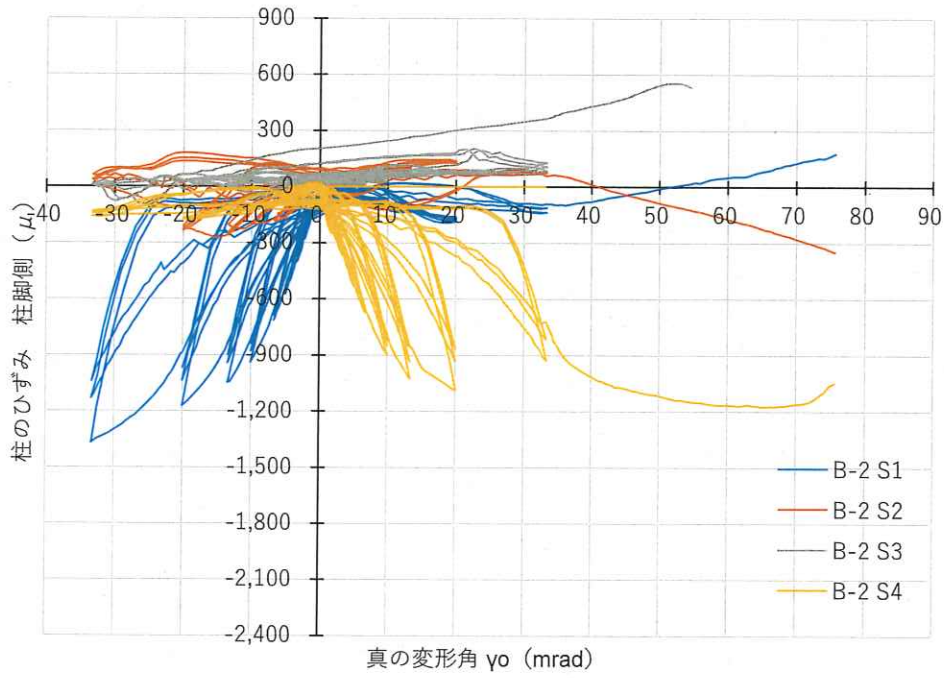


図 1.43 柱のひずみ 柱脚側(B-2 試験体)

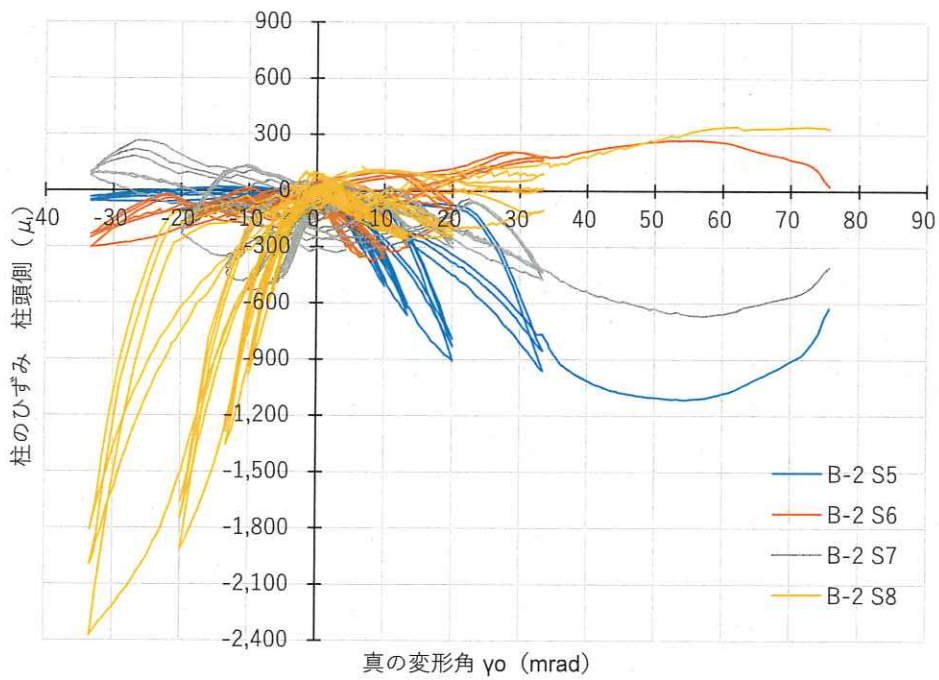


図 1.44 柱のひずみ 柱頭側(B-2 試験体)

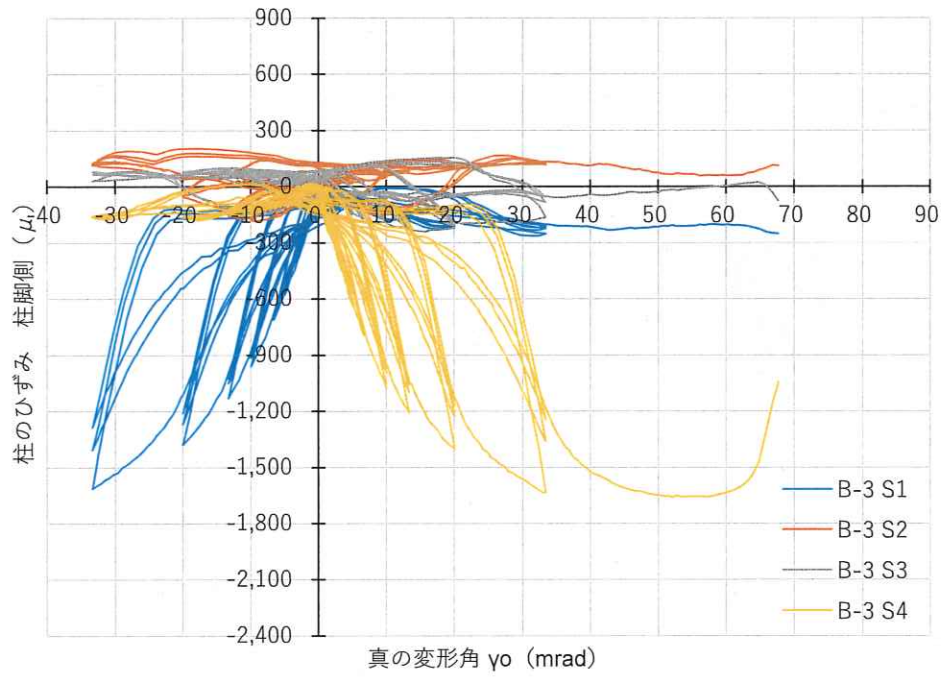


図 1.45 柱のひずみ 柱脚側(B-3 試験体)

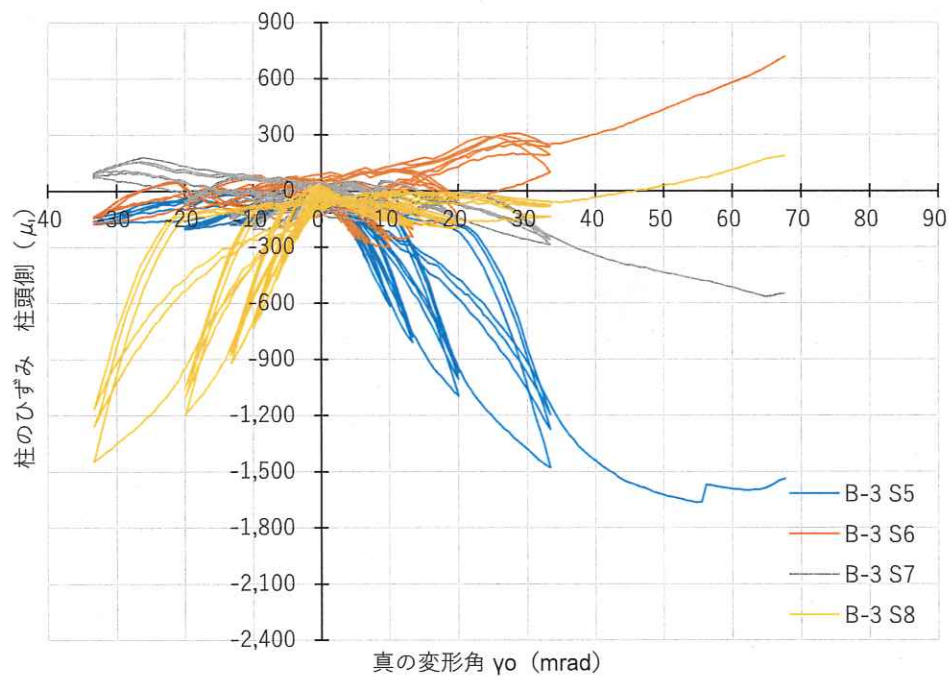


図 1.46 柱のひずみ 柱頭側(B-3 試験体)

(5) 鉄骨柱のひずみ

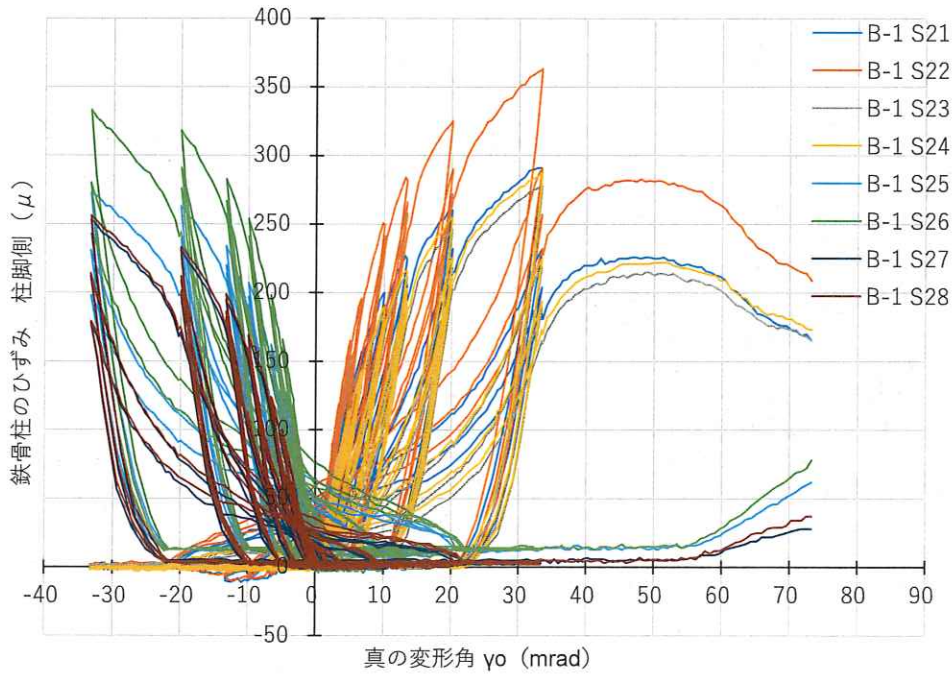


図 1.47 鉄骨柱のひずみ 柱脚側(B-1 試験体)

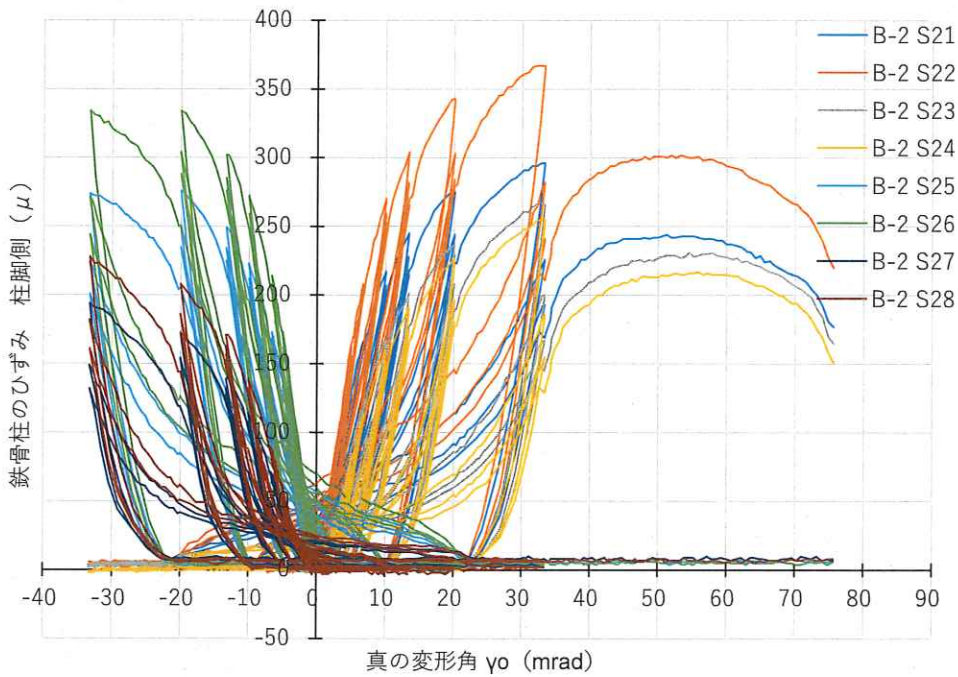


図 1.48 鉄骨柱のひずみ 柱脚側(B-2 試験体)

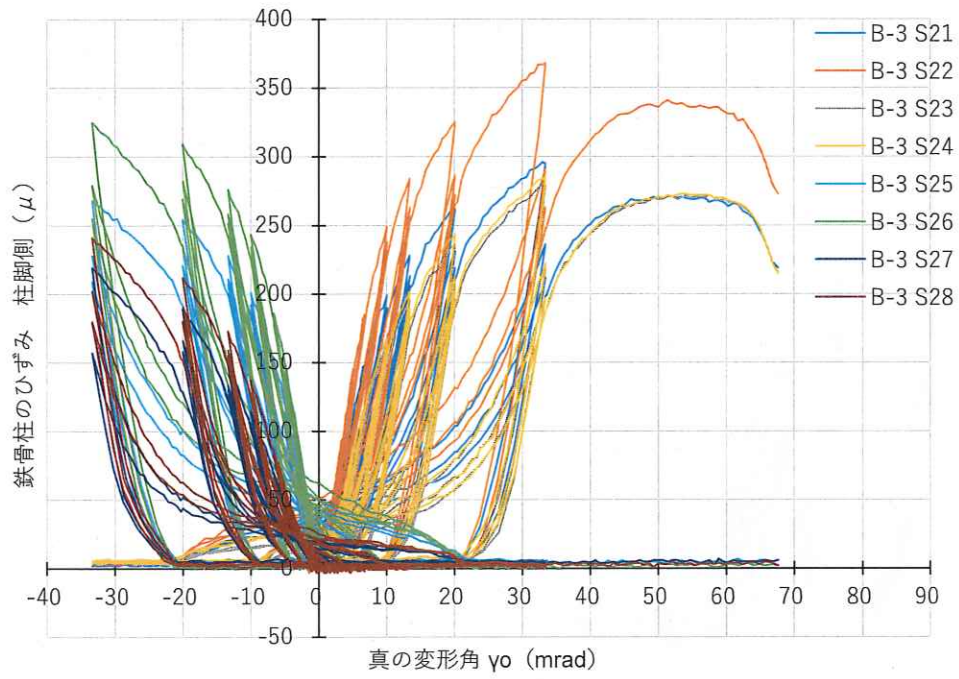


図 1.49 鉄骨柱のひずみ 柱脚側(B-3 試験体)

(6) 写真

<A-1 試験体>

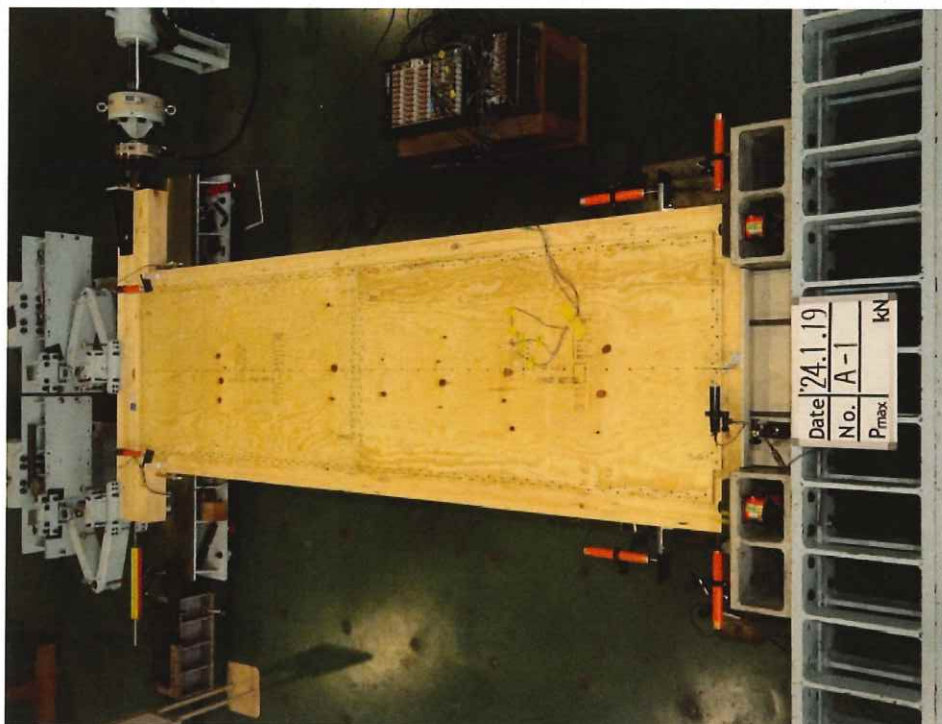


写真 1.1 A-1 加力前 全景

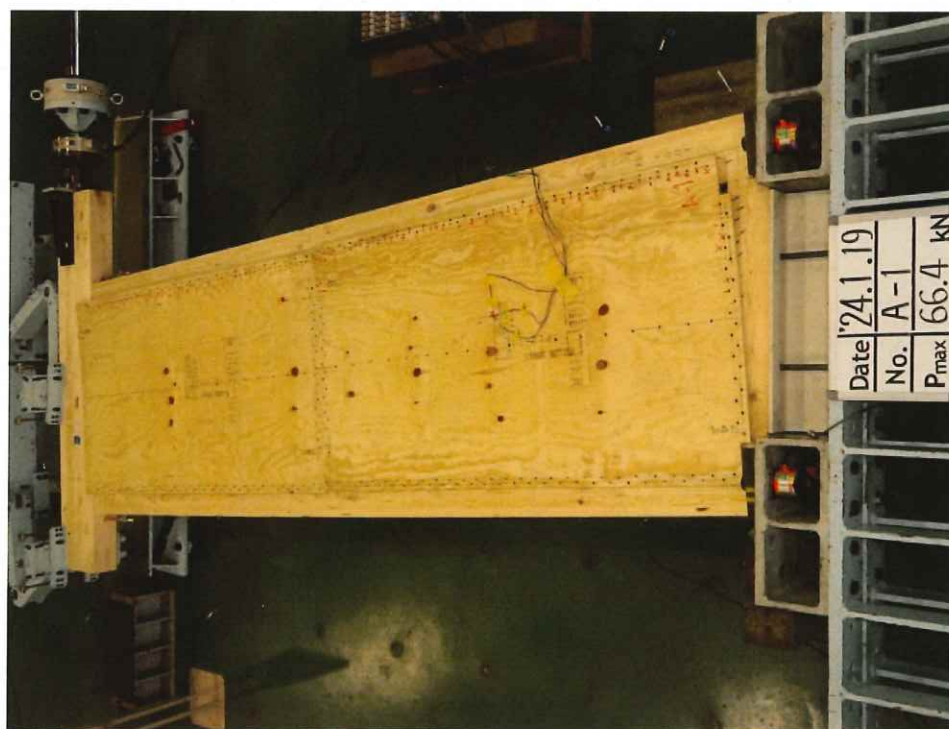


写真 1.2 A-1 試験終了後 全景



写真 1.3 A-1 解体後 面材(表)



写真 1.4 A-1 解体後 面材(裏)

釘の破壊記号凡例 - : 引き抜け × : 破断 ○ : パンチングアウト



写真 1.5 A-1 試験終了後 柱脚の浮き上がり、釘の抜け、釘の破断、釘頭のめり込み



写真 1.6 A-1 試験終了後 面材の浮き

<A-2 試験体>

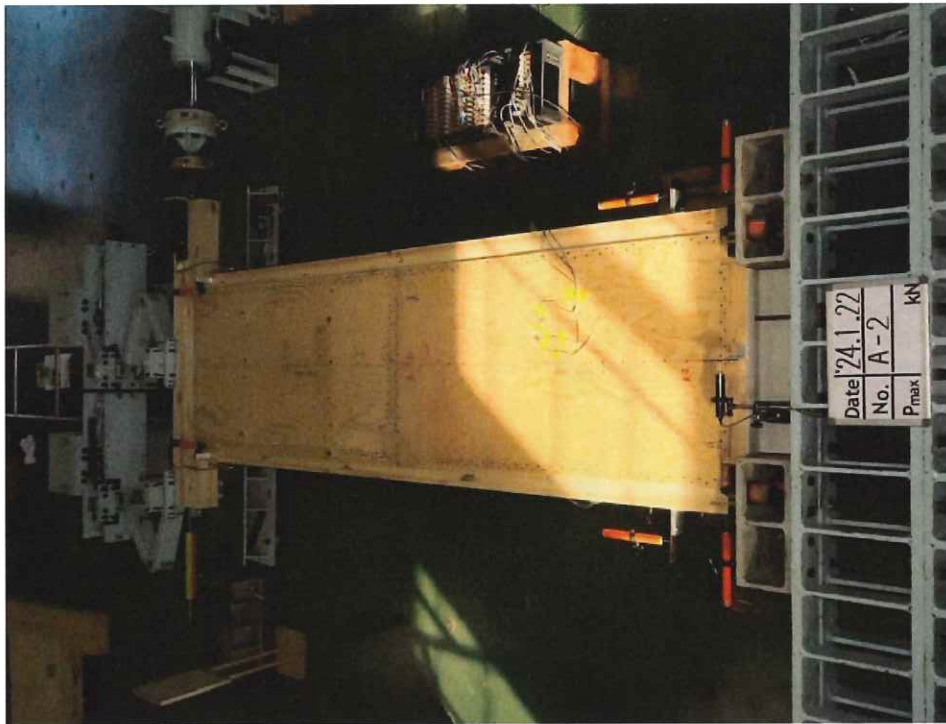


写真 1.7 A-2 加力前 全景

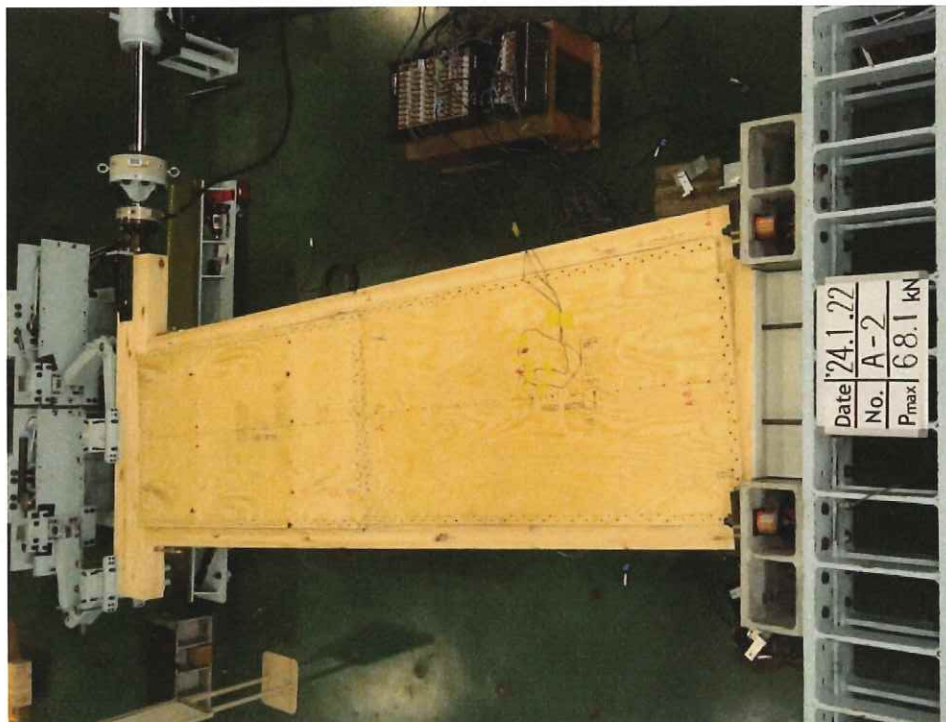


写真 1.8 A-2 試験終了後 全景

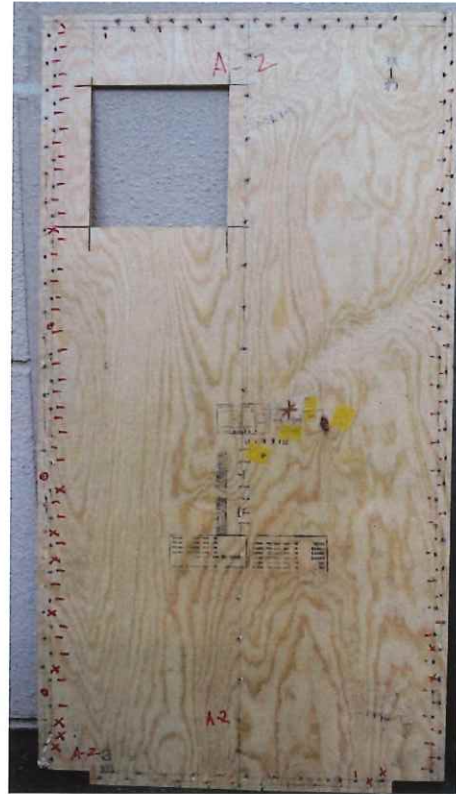
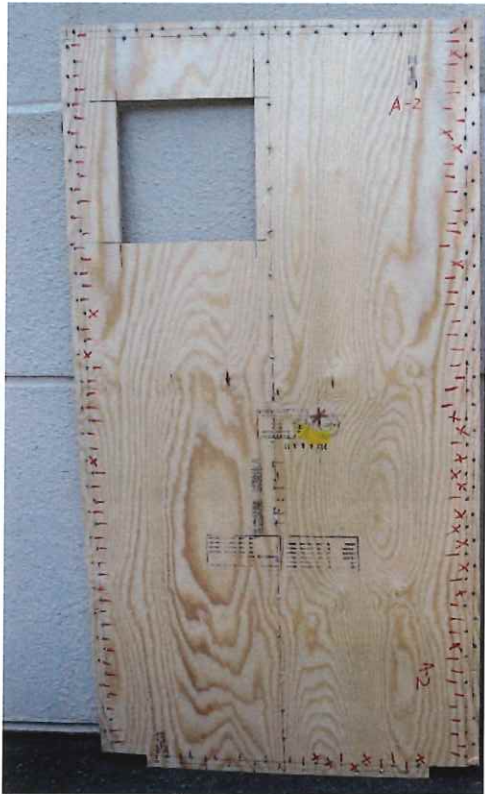


写真 1.9 A-2 解体後 面材(表)

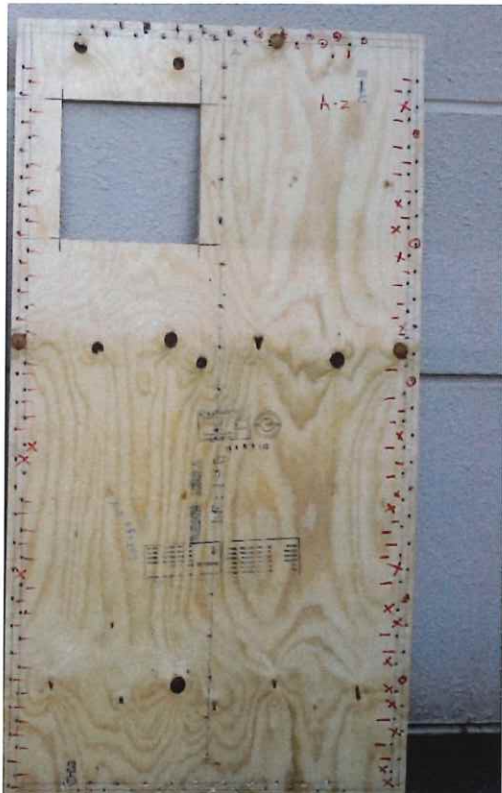


写真 1.10 A-2 解体後 面材(裏)

釘の破壊記号凡例 - : 引き抜け × : 破断 ○ : パンチングアウト



写真 1.11 A-2 試験終了後 柱脚の浮き上がり



写真 1.12 A-2 試験終了後 アンカーボルト 黒皮の剥がれ

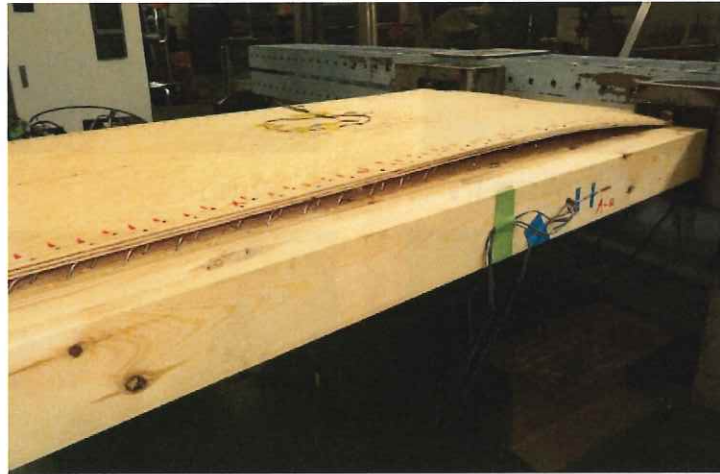


写真 1.13 A-2 試験終了後 面材の浮き



写真 1.14 A-2 試験終了後 釘の抜け、釘の破断、パンチングアウト

<A-3 試験体>

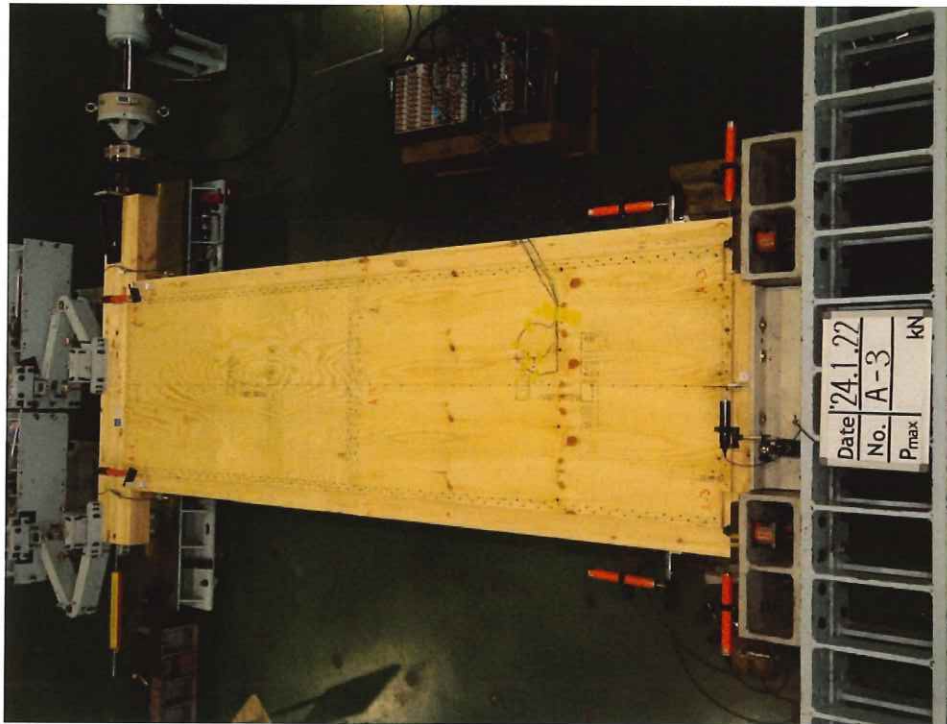


写真 1.15 A-3 加力前 全景



写真 1.16 A-3 試験終了後 全景



写真 1.17 A-3 解体後 面材(表)



写真 1.18 A-3 解体後 面材(裏)

釘の破壊記号凡例 - : 引き抜け x : 破断 O : パンチングアウト



写真 1.19 A-3 試験終了後 柱脚の浮き上がり



写真 1.20 A-3 試験終了後 アンカーボルト
部分的な黒皮の剥がれ



写真 1.21 A-3 試験終了後 面材の浮き



写真 1.22 A-3 試験終了後 釘の抜け、釘の破
断、パンチングアウト



写真 1.23 A-3 試験終了後 中棧の割れ

<B-1 試験体>

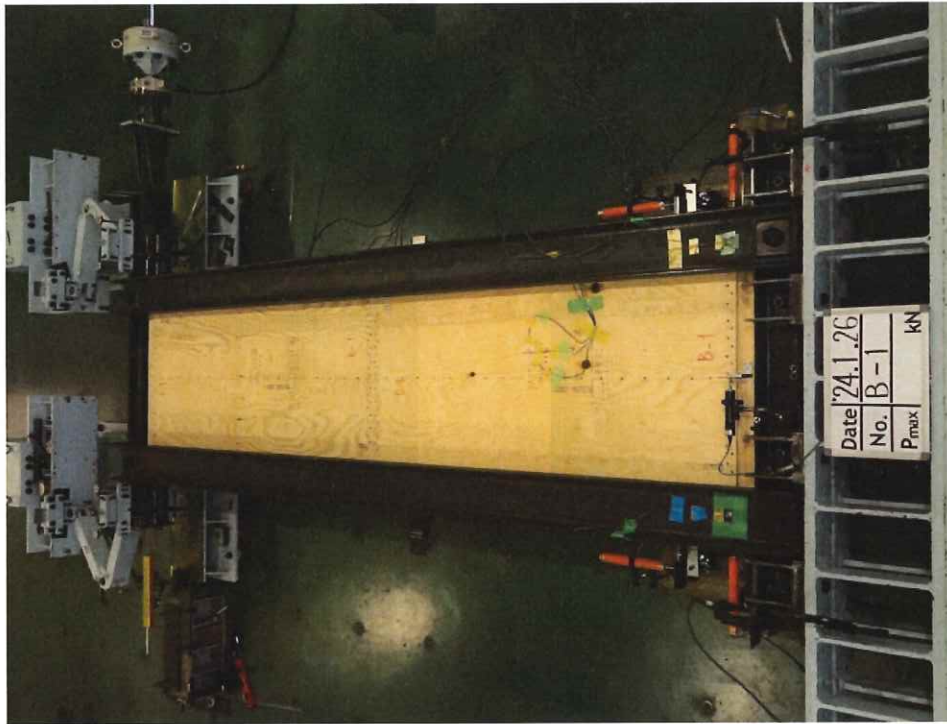


写真 1.24 B-1 加力前 全景

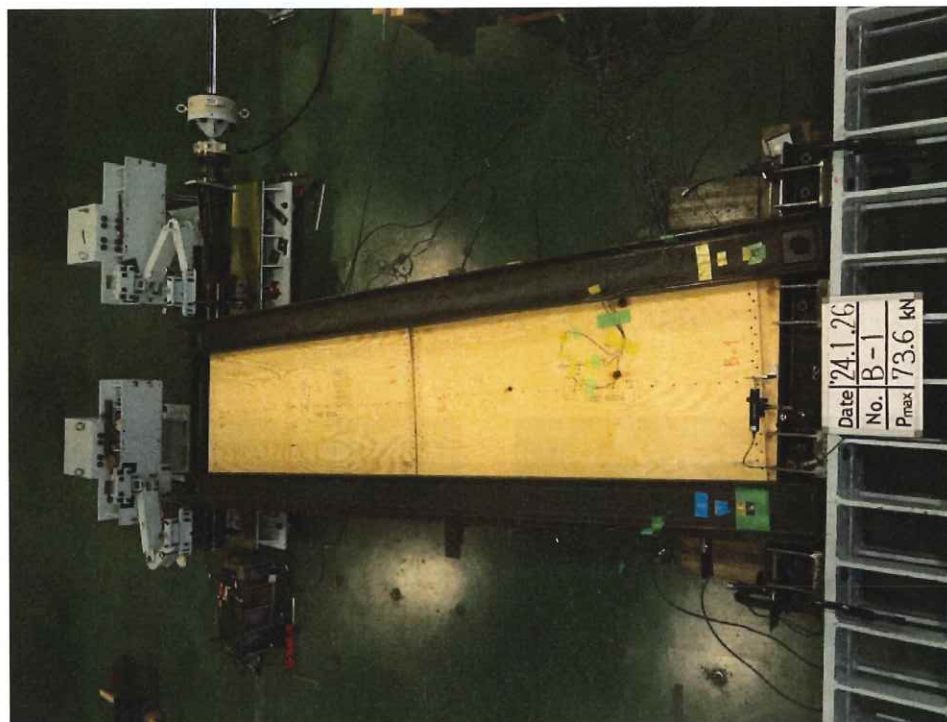


写真 1.25 B-1 試験終了後 全景



写真 1.26 B-1 解体後 面材(表)



写真 1.27 B-1 解体後 面材(裏)

釘の破壊記号凡例 - : 引き抜け × : 破断 ○ : パンチングアウト



写真 1. 28 B-1 試験終了後 面材の浮き



写真 1. 29 B-1 試験終了後 釘の抜け、釘の破断、パンチングアウト



写真 1. 30 B-1 試験終了時 柱脚部の浮き上がり

<B-2 試験体>

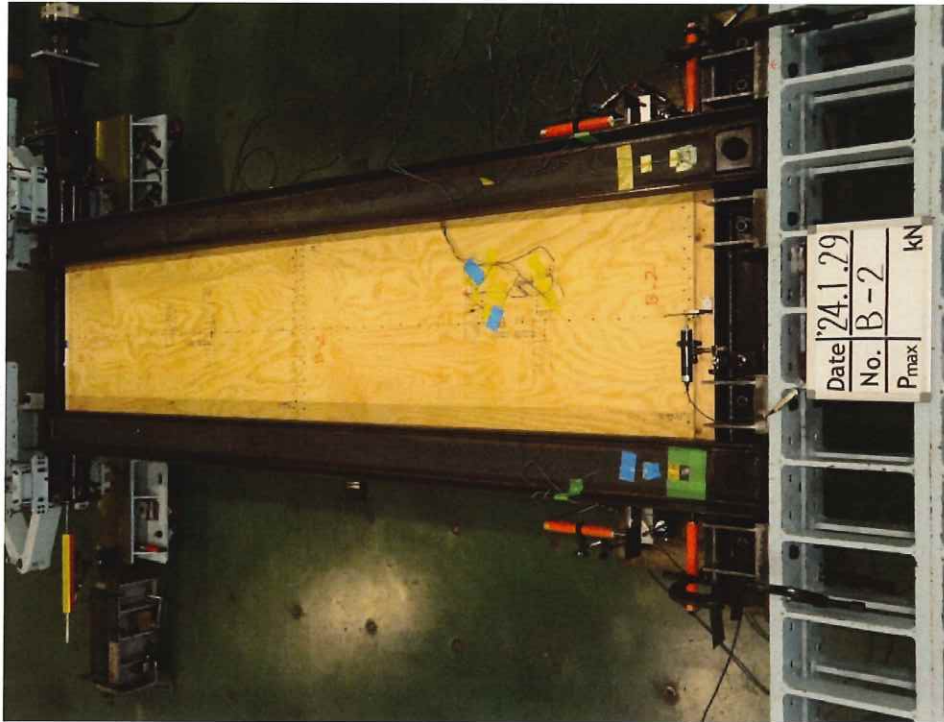


写真 1.31 B-2 加力前 全景

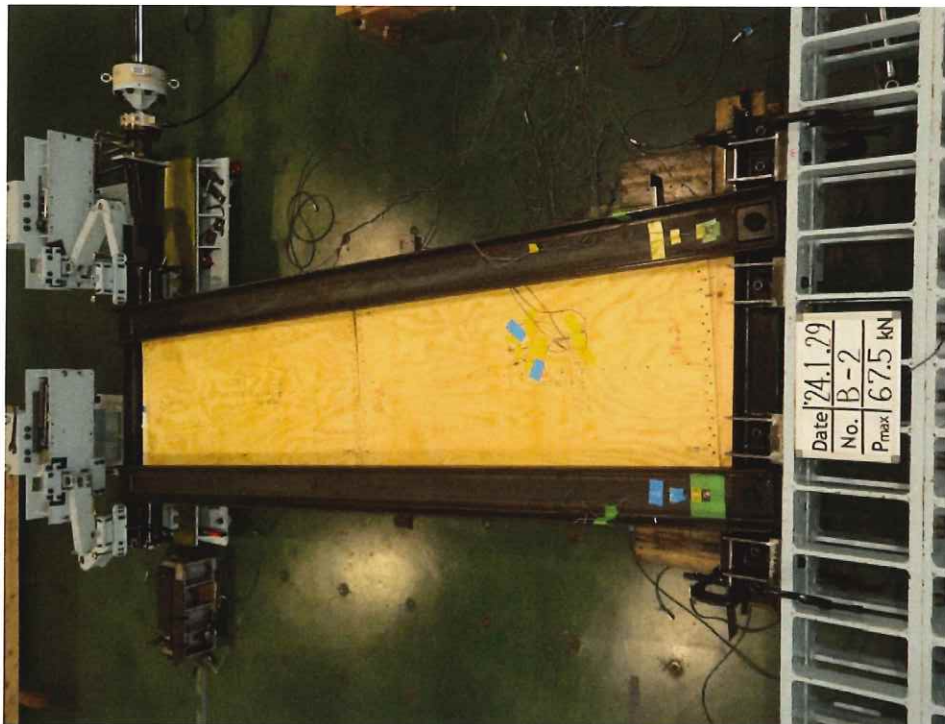


写真 1.32 B-2 試験終了後 全景



写真 1.33 B-2 解体後 面材(表)



写真 1.34 B-2 解体後 面材(裏)

釘の破壊記号凡例 - : 引き抜け × : 破断 ○ : パンチングアウト



写真 1.35 B-2 試験終了後 面材の浮き

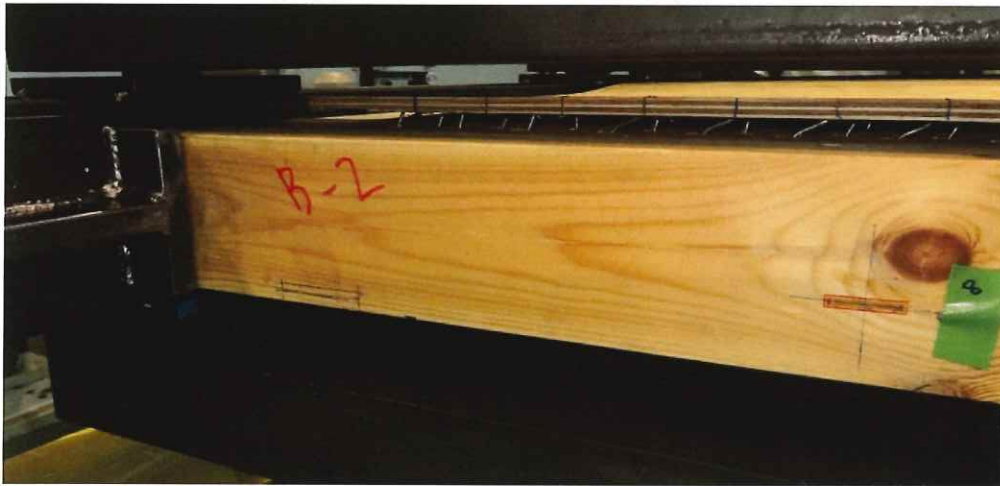


写真 1.36 B-2 試験終了後 釘の抜け、釘の破断



写真 1.37 B-2 試験終了時 柱脚部の浮き上がり

<B-3 試験体>



写真 1.38 B-3 加力前 全景

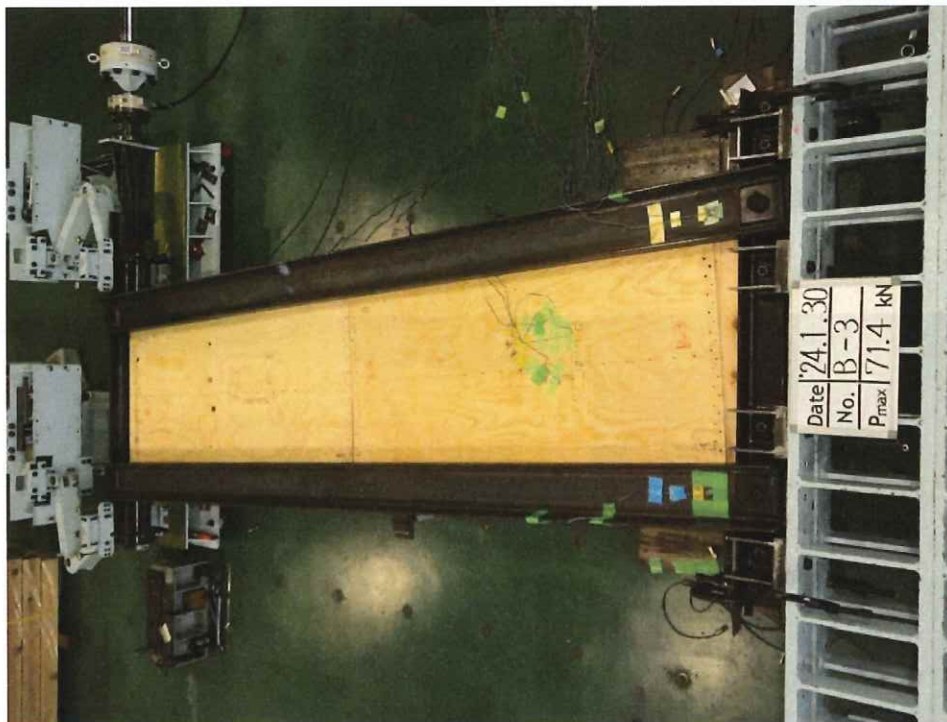


写真 1.39 B-3 試験終了後 全景



写真 1.40 B-3 解体後 面材(表)



写真 1.41 B-3 解体後 面材(裏)

釘の破壊記号凡例 - : 引き抜け × : 破断 ○ : パンチングアウト



写真 1.42 B-3 試験終了後 面材の浮き



写真 1.43 B-3 試験終了後 釘の抜け、釘の破断、パンチングアウト



写真 1.44 B-3 試験終了時 柱脚部の浮き上がり

2.1.6 面内せん断試験結果まとめ

- 柱脚固定式（試験法 A）と鉄骨柱式（試験法 B）に共通して、破壊は釘の引き抜け、破断、パンチングアウトが多く見られ、面材のせん断破壊やせん断座屈は生じなかった。
- 最大荷重 P_{max} （3 体の平均値）は、試験法 A で 67.0 kN、試験法 B で 70.8 kN であった。真のせん断変形角に基づく荷重変形関係は、両試験法で大きな差は生じなかった。
- 真のせん断変形角で評価した相当壁倍率は試験法 A で 18.1 倍、試験法 B で 20.0 倍となり、試験法 B のほうが約 1 割大きい結果となった。詳細計算法による相当壁倍率は 14.4 倍であり、試験法 A の結果はその 1.25 倍、試験法 B の結果は 1.39 倍であった。実験、計算、いずれも $P_u \times 0.2\sqrt{(2\mu-1)}$ で決定した。
- A-2 試験体では、脚部の変形角（図 1. 21）からアンカーボルトの降伏が生じたことが確認でき、黒皮の剥がれも観察された。A-1 および A-3 試験体では脚部の変形角からアンカーボルトの降伏は確認されなかった。
- 試験法 B の脚部変形角（図 1. 22）および柱脚浮き上がり変位（図 1. 24）より、鉄骨治具の初期ガタに起因すると考えられる脚部の回轉變形（すべり）が生じていることが確認された。すべり量は 4mm 程度であり、その影響から試験法 A と比べて試験法 B のほうが脚部の変形角が大きい結果となった。
- 面材を張らない柱梁フレームのみの試験結果より、A-0 試験体では $K=0.135$ kN/mrad、B-0 試験体では $K=0.095$ kN/mrad の剛性が確認できた（剛性値はグラフ目視による）。
- 面材のひずみについては、試験法 A と試験法 B で大きな傾向の差は見られなかった。柱のひずみ計測結果から、柱頭付近、柱脚付近ともに、試験法 A では圧縮・引張の両方を柱が負担しているのに対して、試験法 B では柱には引張はほぼ生じておらず、圧縮だけを負担していることが確認できた。
- 鉄骨柱に生じたひずみは最大でも 400 μ 未満であり、降伏点の半分以下の応力であったと推定される。

2.1.7 アンカーボルトの計算

試験法 A では柱脚金物を固定するアンカーボルトの強度を変えることで破壊順序をコントロールすることを意図している。下記にその計算を示す。

面材壁の最大荷重(試験結果の最大値)	Pmax	kN	92.6
耐力壁の高さ	H	m	3.5
Pmax 時の柱脚引抜力: $P_{max} \times H/0.91$	Tmax	kN	356
面材壁の降伏耐力(試験結果の平均値)	Py	kN	46.1
Py 時の柱脚引抜力: $P_y \times H/0.91$	Ty	kN	177
2-M24 の有効断面積	Ae	cm ²	7.06
SNR400B の降伏点 (下限と上限の平均)	F400	kN/cm ²	29.5
SNR400B の引張強さ (下限と上限の平均)	σ_{u400}	kN/cm ²	45.5
SNR490B の降伏点 (下限と上限の平均)	F490	kN/cm ²	38.5
SNR490B の引張強さ (下限と上限の平均)	σ_{u490}	kN/cm ²	55.0
2-M24(SNR400B)の降伏耐力	Ta400	kN	208
2-M24(SNR400B)の破断耐力	Tu400	kN	321
2-M24(SNR490B)の降伏耐力	Ta490	kN	272
2-M24(SNR490B)の破断耐力	Tu490	kN	388
2-M24(強度区分 10.9)の短期許容引張力	Ta1000	kN	635

①柱脚が先行降伏しない (グレー本の設計法)

→2-M24(強度区分 10.9) **Tmax < Ta1000**

②柱脚が先行降伏し、最終的に柱脚で破壊するが、靱性が十分にある

→2-M24(SNR400B) **Ta400 < Tu400 < Tmax** (**Ta400 ≒ Ty**)

③柱脚が先行降伏するが、終局耐力には達せず、耐力壁の破壊で決まる

→2-M24(SNR490B) **Ta490 < Tmax < Tu490**

2.1.8 面材のせん断破壊・せん断座屈の検定

検定方法は、中大規模グレー本〈令和4年度講習会テキスト 木造軸組工法 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）〉p.171(3)「面材自体が破壊しないことの確認」によった。

1. 仕様

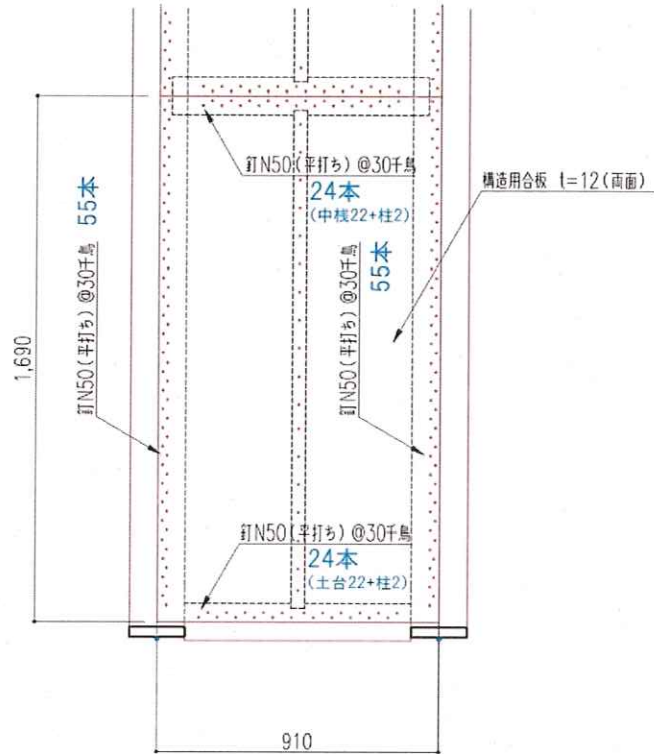
釘：N50 面材：構造用合板 t=12

$\Delta P_V=0.98 \text{ kN}$

右図の釘配列より

$Z_{xy}=0.2722 \text{ cm/cm}^2$

$C_{xy}=1.07$



2. 面材のせん断破壊の検定

$$\tau_N = 1.07 \cdot 0.2722 \cdot 0.98 / 1.2 = 0.238 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{\max} = 0.24 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_N / \tau_{\max} = 0.99 < 1.0 \quad \text{OK}$$

3. 面材のせん断座屈の検定

$$\begin{aligned} \tau_{cr} &= \xi \cdot t^2 \cdot C_a \cdot S \cdot (E_1^3 \cdot E_2)^{1/4} / (3a^2) \\ &= 2 \cdot 1.2^2 \cdot 11.148 \cdot 1.104 \cdot (350^3 \cdot 550)^{1/4} / (3 \cdot 91^2) \\ &= 0.559 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\alpha = 0.091, \quad \beta = 0.6028$$

$$\tau_N / \tau_{cr} = 0.42 < 1.0 \quad \text{OK}$$

2.1.9 鉄骨治具（試験法 B）の検討

1. 諸元

土台下端～梁天端間 $H_0=3.500$ m

鉄骨梁（2C-150×75）芯々間 $H=3.670$ m

鉄骨柱（2C-200×90）芯々間 = 木柱芯々間 $W=0.910$ m

最大荷重 $P_{max}=100$ kN

（JIS A 3301 用面材耐力壁試験〈12mm 合板両面張り〉の最大 P_{max} ：92.6 kN より仮定）

最大軸力 $N_{max}=100 \times 3.67 / 0.91=404$ kN

2. 鉄骨柱の引張力に対する検討

鉄骨柱断面 C-200×90×8×13.5（全断面積 38.65 cm²、ウェブ断面積 $A_w=16.0$ cm²）

鉄骨柱 1 本あたりの軸力 $404/2=202$ kN

短期許容引張力 $sNa=16.0 \times 23.5=376$ kN（検定比 0.54） ※ウェブの断面のみ考慮

伸びひずみ $202/38.65/20500=0.0255\%$

伸び量 $3670 \times 0.0255/100=0.94$ mm

3. 鉄骨柱梁接合部の検討

1) ボルトのせん断

接合具：ボルト M36（強度区分 8.8、ねじ部有効断面積 $A_e=8.17$ cm²）

ボルトの降伏強度 $F_{bt}=64.0$ kN/cm²

ボルトの短期許容せん断応力度 $sfs=36.95$ kN/cm²

ボルトの短期許容せん断力 $sQ_{a1}=301$ kN

2) 鉄骨柱母材・添板の支圧

鉄骨柱母材・添板の鋼種と板厚 SS400（ $F=23.5$ kN/cm²）、 $t=16$ mm

（柱のウェブ板厚は 8mm のため、9mm のプレートで補強して合計 17mm とする）

鉄骨柱母材・添板の短期許容支圧応力度 $sfp=1.5 \times 23.5 \times 1.25=44.06$ kN/cm²

鉄骨柱母材・添板の短期許容支圧力 $sQ_{a2}=3.6 \times 1.6 \times 44.06=253$ kN

3) 添板と鉄骨梁の隅肉溶接

添板と鉄骨梁の隅肉溶接サイズ $s=0.6$ cm とする。

添板と鉄骨梁の隅肉溶接長 $2 \times (18-0.6 \times 2) + 2 \times (12.5-0.6 \times 2)=56.2$ cm

隅肉溶接の短期許容せん断力 $sQ_{a3}=0.7 \times 0.6 \times 56.2 \times 13.5=318$ kN

接合部の短期許容せん断力 $sQ_a=\min(sQ_{a1}, sQ_{a2}, sQ_{a3})=253$ kN（検定比 0.80）

4. 鉄骨梁の曲げの検討

鉄骨梁断面 $C=150 \times 75 \times 9 \times 12.5$ ($Z=140 \text{ cm}^3$ 、 $sfb=23.5 \text{ kN/cm}^2$)

ベース間距離 $L=40 \text{ cm}$

鉄骨梁 1 本あたりの曲げモーメント $M=202 \times 40 / 4=2020 \text{ kNcm}$

設計応力度 $\sigma=2020/140=14.43 \leq 23.5 \text{ OK}$

5. 鉄骨梁とベースの隅肉溶接の検討 (ベース 1 か所あたりで検討)

ベース 1 か所あたりの設計引張力 $404/2=202 \text{ kN}$

溶接サイズ $s=0.6 \text{ cm}$ とする

溶接長 82.8 cm

梁の下フランジとベース (片面 4 か所) : $4 \times (7.5-2 \times 0.6)=25.2 \text{ cm}$

リブプレートとベース (両面 4 か所) : $2 \times 4 \times (8.4-2 \times 0.6)=57.6 \text{ cm}$

隅肉溶接の短期許容せん断力 $sQa=0.7 \times 0.6 \times 82.8 \times 13.5=469 \text{ kN}$ (検定比 0.43)

6. ストッパーの検討

圧縮側の柱脚軸力 $Cv=P_{max} \times H/W=100 \times 3670/910=404 \text{ kN}$

摩擦力 $F=Cv \times 0.3=404 \times 0.3=121.2 \text{ kN}$ (静止摩擦係数 0.3 と仮定)

摩擦力が P_{max} を上回るためストッパー不要であるが、高さ 60mm のストッパーを設ける。

7. ベースと架台 (ベースフレーム) の接合ボルトの検討

接合具 : ボルト M20 (強度区分 8.8、ねじ部有効断面積 $Ae=2.45 \text{ cm}^2$)

ボルトの降伏点 $Fbt=64.0 \text{ kN/cm}^2$

ボルトの短期許容せん断応力度 $sfs=36.95 \text{ kN/cm}^2$

ボルト 1 本あたりの設計引張力 $404/4=101 \text{ kN}$

ボルト 1 本あたりの設計せん断 $100/8=12.5 \text{ kN}$

ボルトに作用するせん断応力度 $\tau=12.5/2.45=5.1 \text{ kN/cm}^2 \leq 36.95 \text{ OK}$

せん断力を同時に受けるボルトの許容引張応力度 $fts=\sqrt{(64.0^2-3 \times 5.1^2)}=63.3 \text{ kN/cm}^2$

ボルトに作用する引張応力度 $\sigma_t=101/2.45=41.2 \text{ kN/cm}^2$ (検定比 0.65)

2.1.10 面材張り大壁の詳細計算法

木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2017年坂)3.3「面材張り大壁の詳細計算法」(p.198～)の方法により、今回の試験に用いた耐力壁の許容せん断耐力を計算する。

釘配列定数は下記の条件より計算した。

- ・釘の端あき：22.5 mm (千鳥配置の図心)
- ・短辺方向の釘本数：上の面材 23/下の面材 24 (上の面材は上辺と下辺の平均)
- ・長辺方向の釘本数：上の面材 53/下の面材 55

1)面材の諸元			
階高(土台芯～加力芯)	H	cm	352.6
面材の厚み	t	cm	1.2
上側の面材幅	w 上	cm	91.0
上側の面材高さ	h 上	cm	167.0
下側の面材幅	w 下	cm	91.0
下側の面材高さ	h 下	cm	167.0
合計の高さ	h	cm	334.0
面材の面積 (上)	Aw 上	cm ²	15197
面材の面積 (下)	Aw 下	cm ²	15197
面材のせん断弾性係数	GB	KN/cm ²	40.0
2)面材釘の一面せん断の数値			
釘の種類	-		N
	-		50
釘長さ \geq 面材厚 x2.5 の確認	-		OK
	k	kN/cm	4.80
	δv	cm	0.21
	δu	cm	1.53
	ΔPv	kN	0.98
3)釘配列諸定数			
面材 (上)	lxy 上	cm ² /cm ²	10.19
	Zxy 上	cm/cm ²	0.2616
	Cxy 上	-	1.07
面材 (下)	lxy 下	cm ² /cm ²	10.60
	Zxy 下	cm/cm ²	0.2722
	Cxy 下	-	1.07
4)壁の回転剛性			
	K0 上	kNcm/rad	368160
	K0 下	kNcm/rad	375351
	上+下	K0	kNcm/rad 743511

5)変形角 1/150rad 時のモーメント M_{150}	M_{150}	kNcm	4957	×2(両面)
M_{150}/H	P_{150}	kN	14.1	28.1
6)壁の降伏モーメント M_y	M_y 上	kNcm	3896	
	M_y 下	kNcm	4054	
	上+下 M_y	kNcm	7950	
M_y/H	P_y	kN	22.5	45.1
7)壁の終局モーメント M_u	M_u 上	kNcm	4169	
	M_u 下	kNcm	4338	
	M_u	kNcm	8506	
8)壁の塑性率	μ 上	-	4.11	
	μ 下	-	4.05	
	$\min(\mu_{上}, \mu_{下})$	μ	-	4.05
9)壁の $0.2\sqrt{(2\mu-1)}\times M_u$		kNcm	4534	
$0.2\sqrt{(2\mu-1)}\times M_u/H$		kN	12.9	25.7
10)壁の許容せん断耐力 P_a				
$\min(M_y, K_0/150, 0.2\sqrt{(2\mu-1)}\times M_u)$		kNcm	4534	
壁の許容せん断力 上記 \min /階高 H	P_a	kN	12.9	25.7
単位長さあたりの ΔP_a		kN/m	14.13	28.3
相当壁倍率		倍	7.21	14.4

2.2 要素試験報告書

2.2.1 柱脚ビス接合部の引張試験 (T-CB)

2.2.1.1 試験概要・試験体仕様

構造用合板張り高耐力壁の面内せん断試験(試験法A)に用いた柱脚金物を再利用し、柱脚の引張試験を行った。柱脚金物を架台に止めつけるアンカーボルトは降伏を生じさせないことを意図して強度区分10.9を使用した。試験体数は予備試験(単調加力)1体、本試験(一方向繰り返し加力)3体とした。

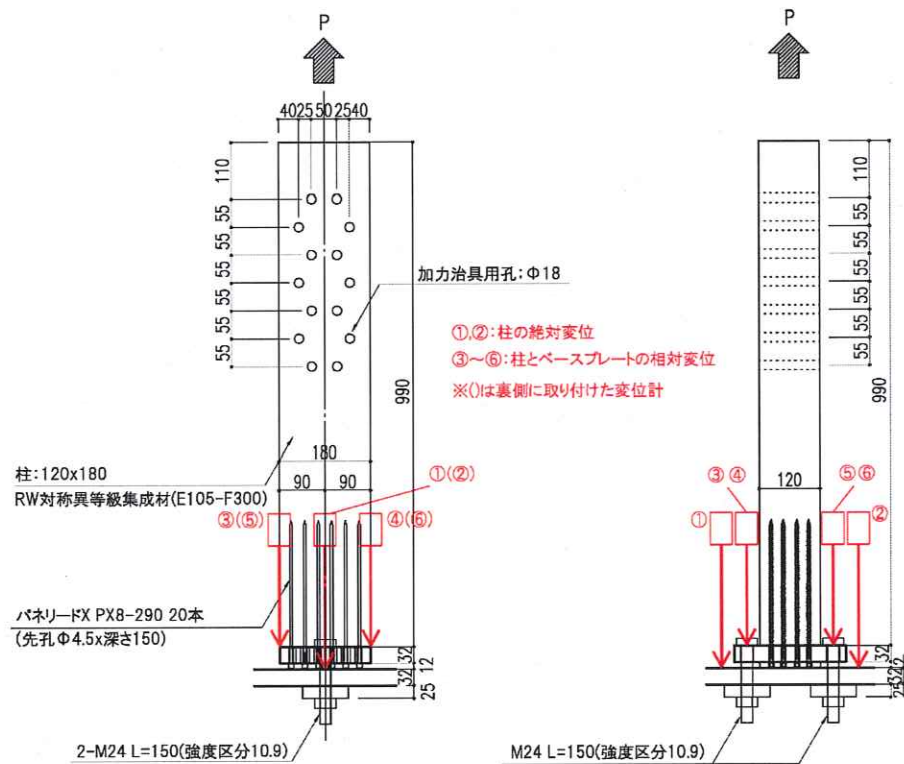


図 2.1 試験体図 (T-CB) (単位: mm)

表 2.1 試験体の密度および含水率 (T-CB)

試験体名	密度(kg/m ³)	含水率計で測定した含水率(%)	全乾法含水率(%)
T-CB-0	490	9.3	11.9
T-CB-1	498	10.1	11.5
T-CB-2	490	14.7	12.1
T-CB-3	496	12.3	12.0

2.2.1.2 試験方法

予備試験 (T-CB-0) は単調加力とし、その降伏変位を δy とする。本試験 (T-CB-1・2・3) は、 δy の 1/2、1、2、4、6、8、12、16 倍の変形まで順に一方方向の繰り返し加力を行った (今回の試験は $2\delta y$ のサイクル途中で終了した)。

制御用の変位は図 2.1 に示す変位計①と②の平均値とした。荷重値は加力装置に取り付けたロードセル (容量 500 kN) にて計測した。

2.2.1.3 評価方法

接合部の浮き上がり変位 δ は、図 2.1 に示す③④⑤⑥の平均値とした。包絡線の作成および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は、2.1.4 にて説明した構造用合板張り高耐力壁の面内せん断試験と同じ方法による。

2.2.1.4 試験結果

(1) 荷重変位関係および特性値

予備試験 (T-CB-0) において加力部で集合型せん断破壊が生じた。そのため本試験 (T-CB-1・2・3) は加力部にビス補強を行ったが、T-CB-1・2 では同様に加力部で集合型せん断破壊が生じた。T-CB-3 では加力部は破壊せず、柱脚金物のビス接合部での集合型破壊となった。ただし、各試験体で P_{max} に大きな差は見られなかった。

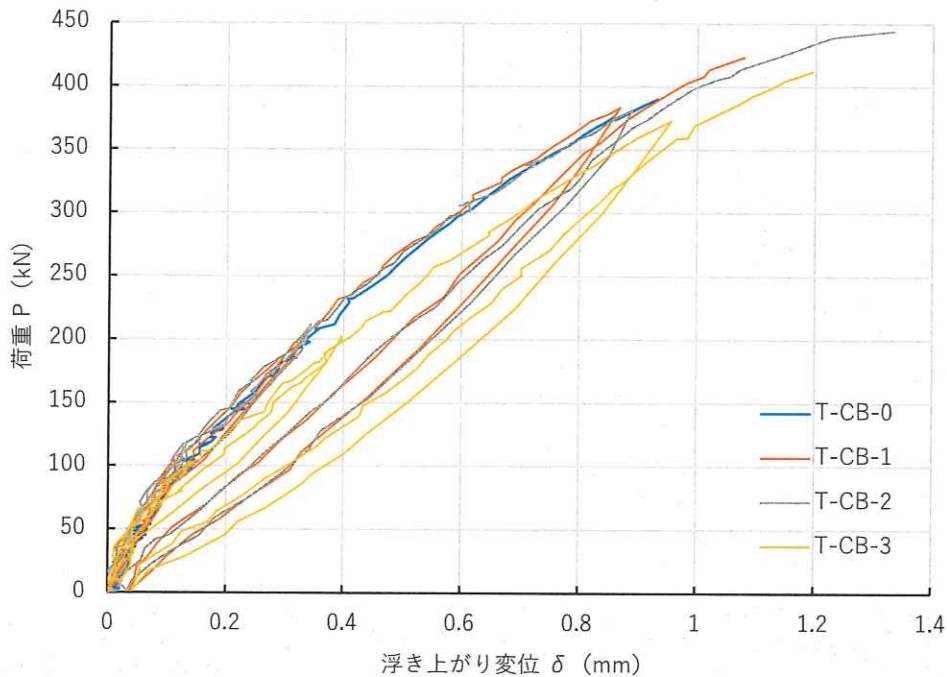


図 2.2 荷重-変位関係 (T-CB)

表 2.2 特性値一覧 (T-CB)

試験体名			T-CB-1	T-CB-2	T-CB-3	平均	標準偏差	CV
最大荷重	Pmax	kN	423.2	443.9	411.8	426.3	16.28	0.038
最大荷重時変位	δ_{max}	mm	1.08	1.33	1.19	1.20	0.13	0.106
降伏耐力	Py	kN	211.1	229.1	198.1	212.8	15.55	0.073
降伏変位	δ_y	mm	0.35	0.40	0.39	0.38	0.02	0.061
初期剛性	K	kN/mm	595.5	579.6	502.1	559.1	49.98	0.089
終局耐力	Pu	kN	373.3	396.3	363.6	377.7	16.80	0.044
終局変位	δ_u	mm	1.08	1.33	1.19	1.20	0.13	0.106
降伏点変位	δ_v	mm	0.63	0.68	0.72	0.68	0.05	0.072
塑性率	μ		1.72	1.95	1.65	1.77	0.16	0.089

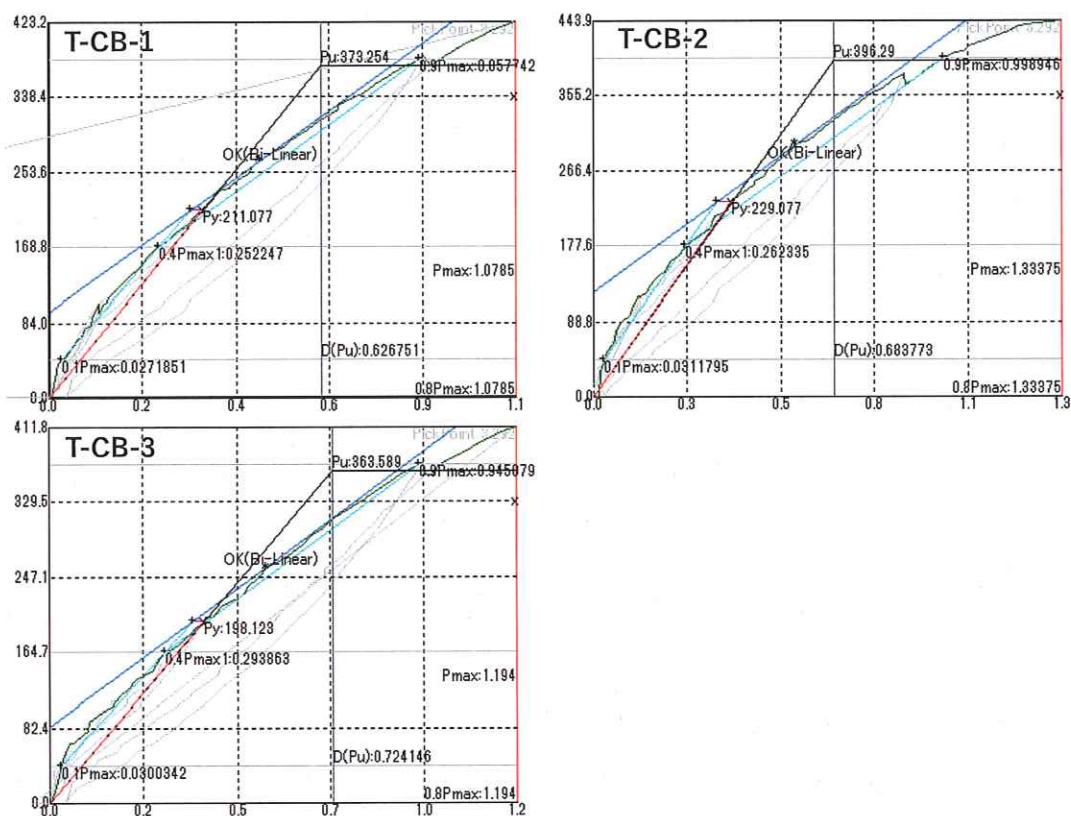


図 2.3 完全弾塑性モデル (pickpoint による)

(2) 写真



写真 2.1 T-CB-0 加力前 全景



写真 2.2 T-CB-0 試験終了後 全景

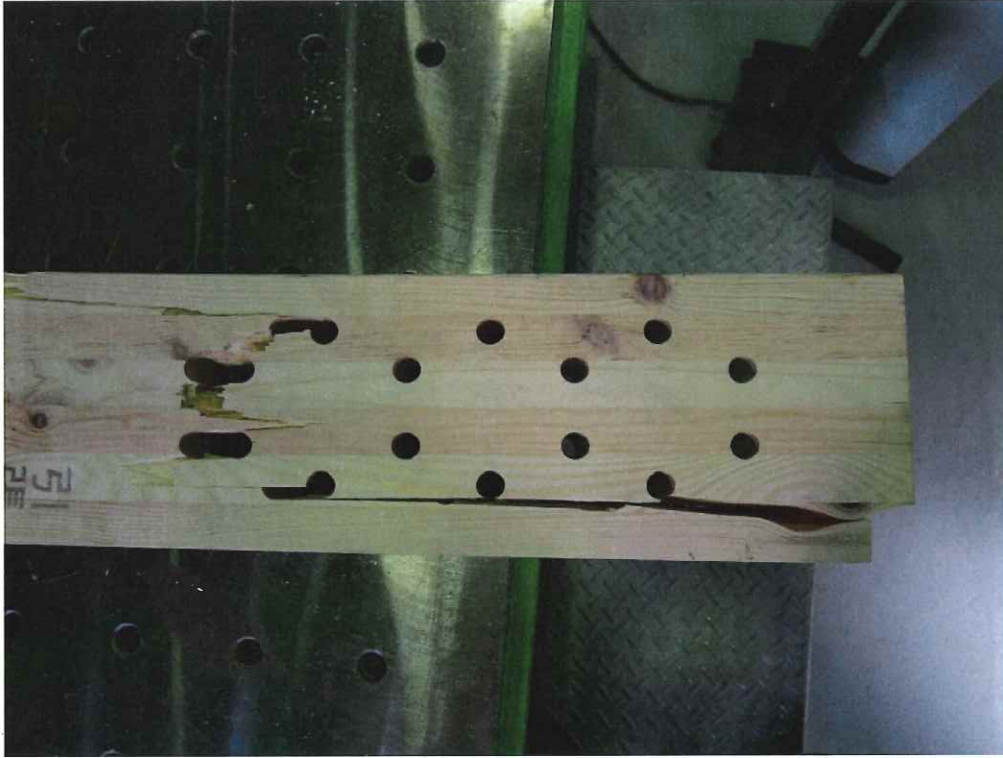


写真 2.3 T-CB-0 試験終了後 加力部の集合型せん断破壊

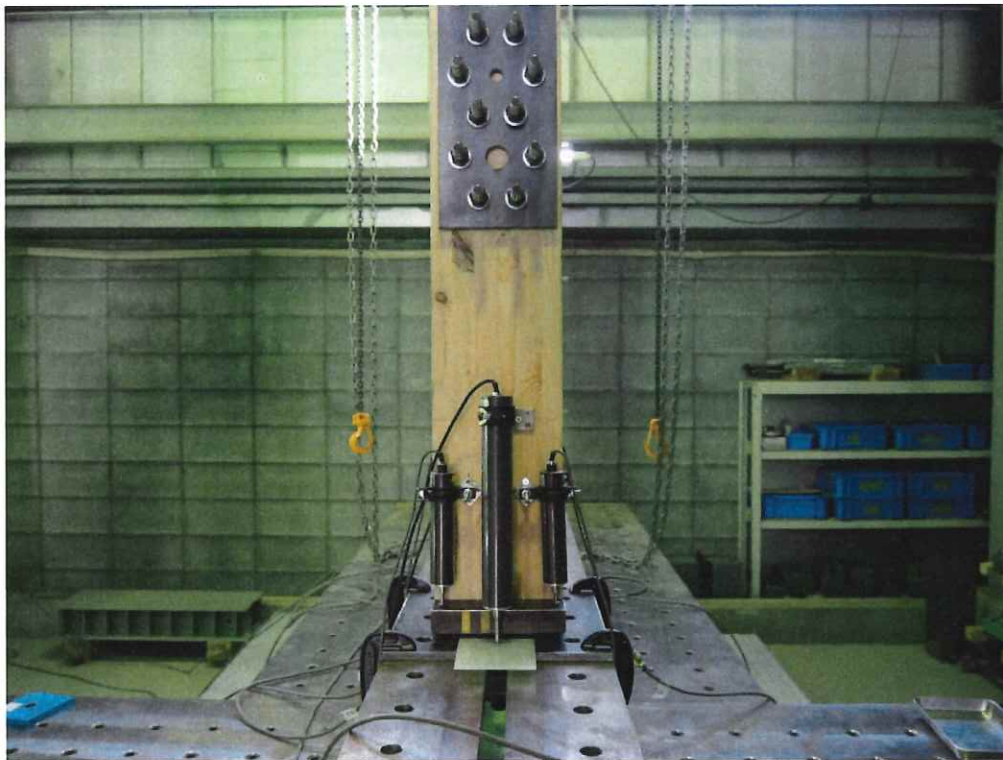


写真 2.4 T-CB-1 加力前 全景

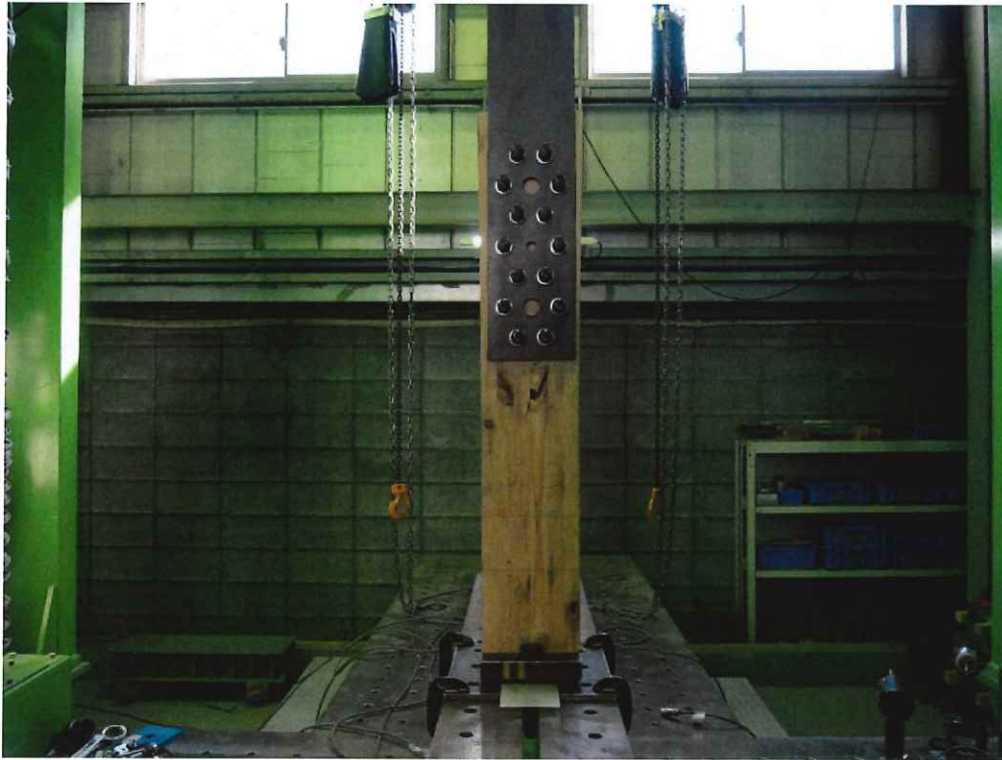


写真 2.5 T-CB-1 試験終了後 全景

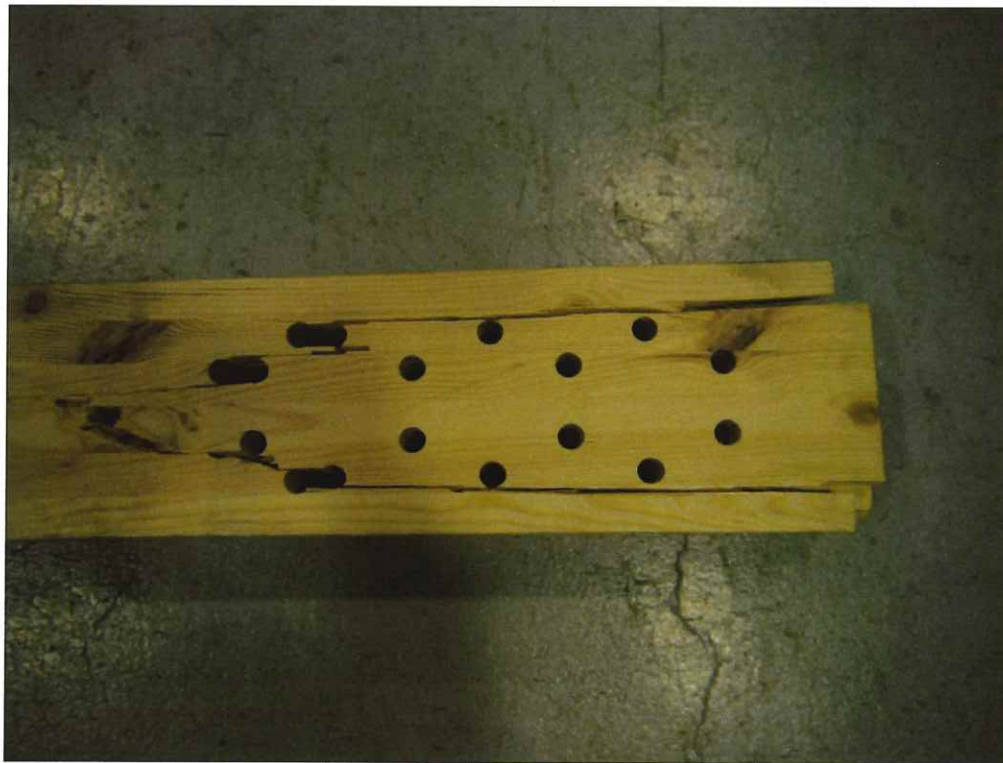


写真 2.6 T-CB-1 試験終了後 加力部の集合型せん断破壊

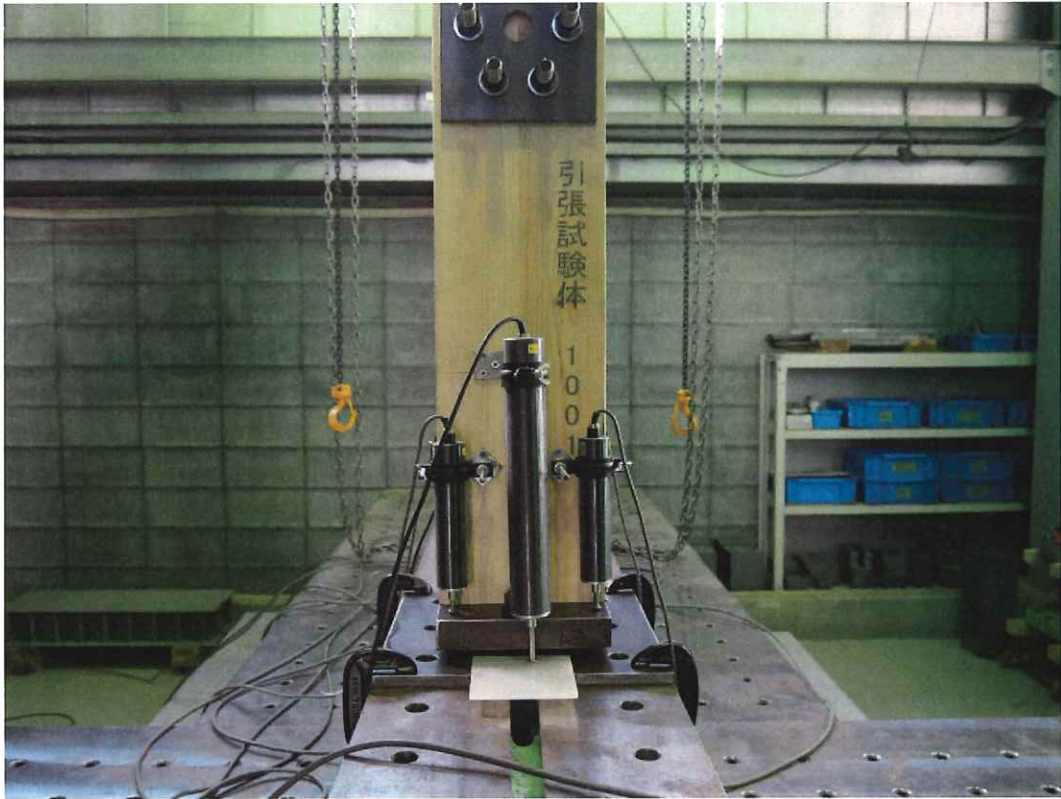


写真 2.7 T-CB-2 加力前 全景



写真 2.8 T-CB-2 試験終了後 全景



写真 2.9 T-CB-2 試験終了後 加力部の集合型せん断破壊



写真 2.10 T-CB-3 加力前 全景



写真 2.11 T-CB-3 試験終了後 全景



写真 2.12 T-CB-3 試験終了後 ビス接合部の集合型破壊



写真 2.13 T-CB-3 試験終了後 ビス接合部の集合型破壊

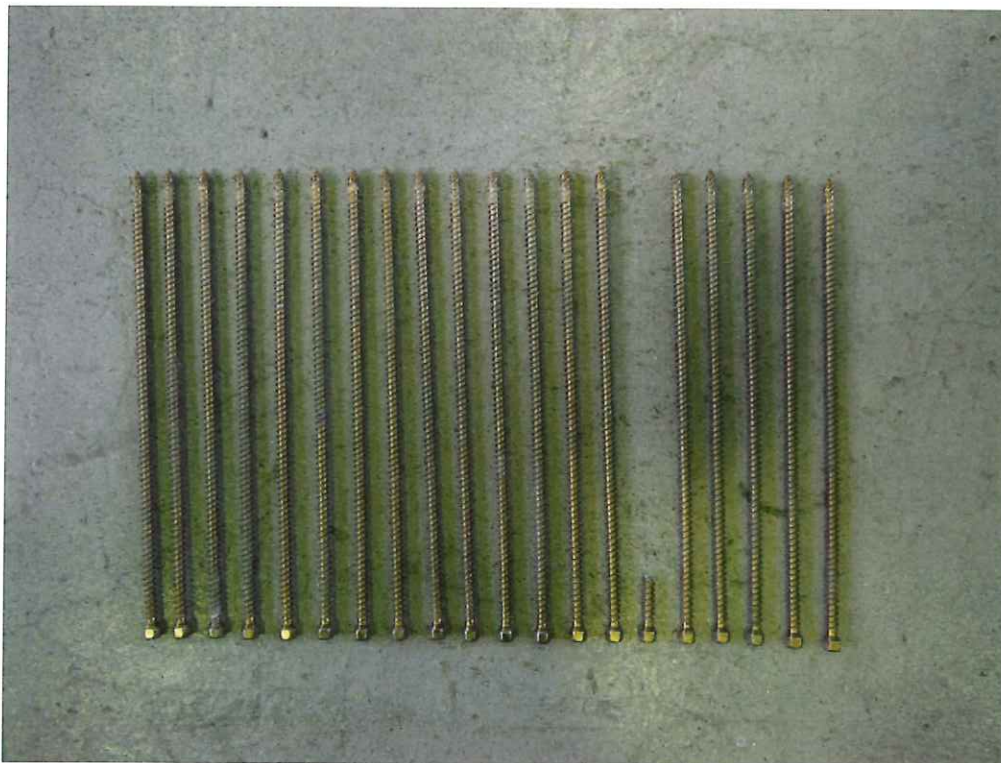


写真 2.14 ビスの破断

2.2.2 柱脚ビス接合部の曲げ試験 (M-CB)

2.2.2.1 試験概要・試験体仕様

構造用合板張り高耐力壁の面内せん断試験(試験法A)に用いた柱脚金物を再利用し、柱脚の曲げ試験を行った。柱脚金物には回転しやすいように裏面に丸鋼が溶接されているため、曲げ抵抗が微小であることの確認の意味で、1体試験を行った。

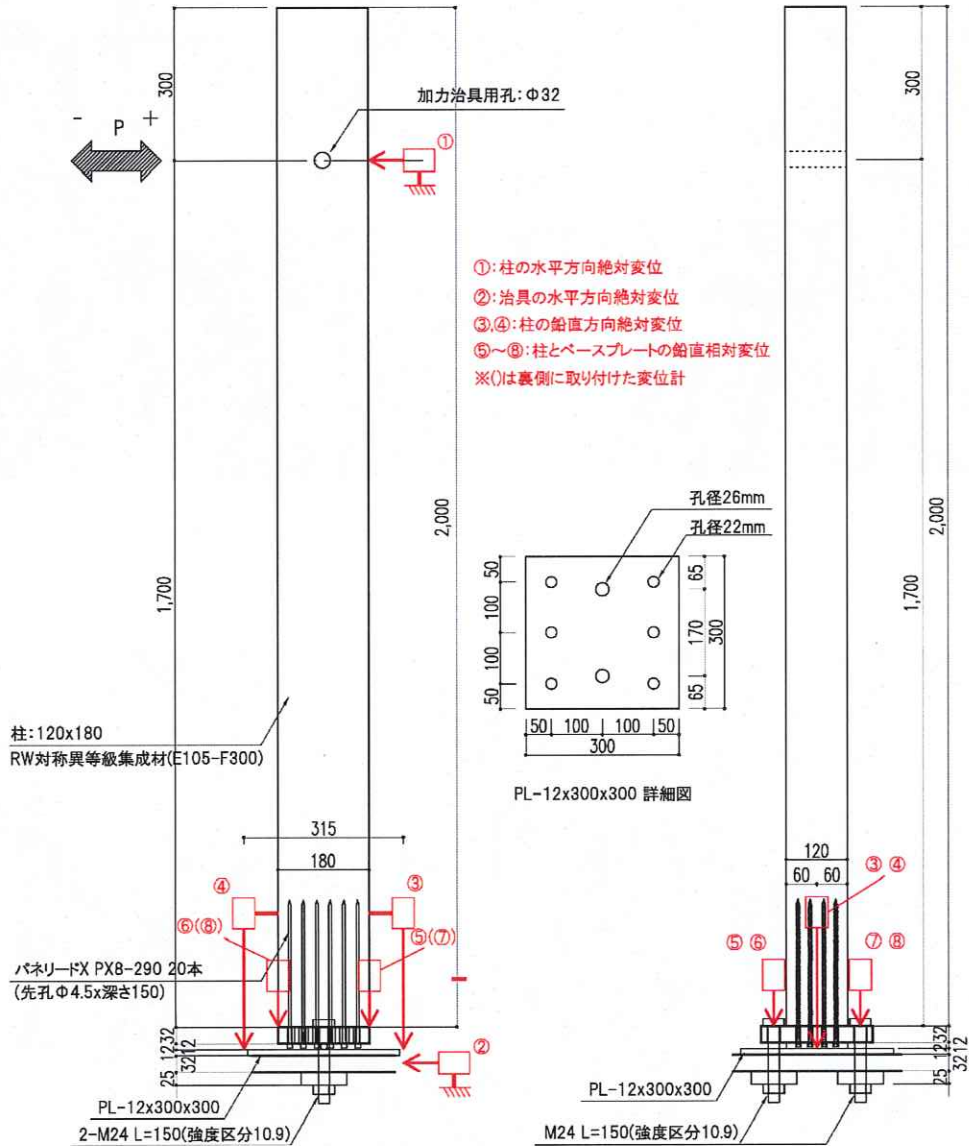


図 2.4 試験体図 (M-CB) (単位: mm)

表 2.3 試験体の密度および含水率 (M-CB)

試験体名	密度(kg/m ³)	含水率計で測定した含水率(%)	全乾法含水率(%)
M-CB	377	5.1	10.5

2.2.2.2 試験および評価方法

加力は正負交番繰り返し加力とした。接合部回転角が 1/450、1/300、1/200、1/100、1/75、1/50、1/30 の順に正負各 3 回ずつ繰り返した後、正側に引き切りとした。

接合部回転角 θ は、図 2.4 に示す変位計より、 $\theta = (\text{④} - \text{③}) / 315$ として算出した。接合部モーメント M は、加力装置に取り付けたロードセルの計測値に、加力点から柱脚金物下端までの距離 (1,744mm) を乗じた値とした。

2.2.2.3 試験結果

(1) モーメントー回転角関係

試験により得られたモーメントー回転角関係を図 2.5 に示す。直線 ($M=0.017\theta$) は、目視により見当を付けて引いた初期剛性である。

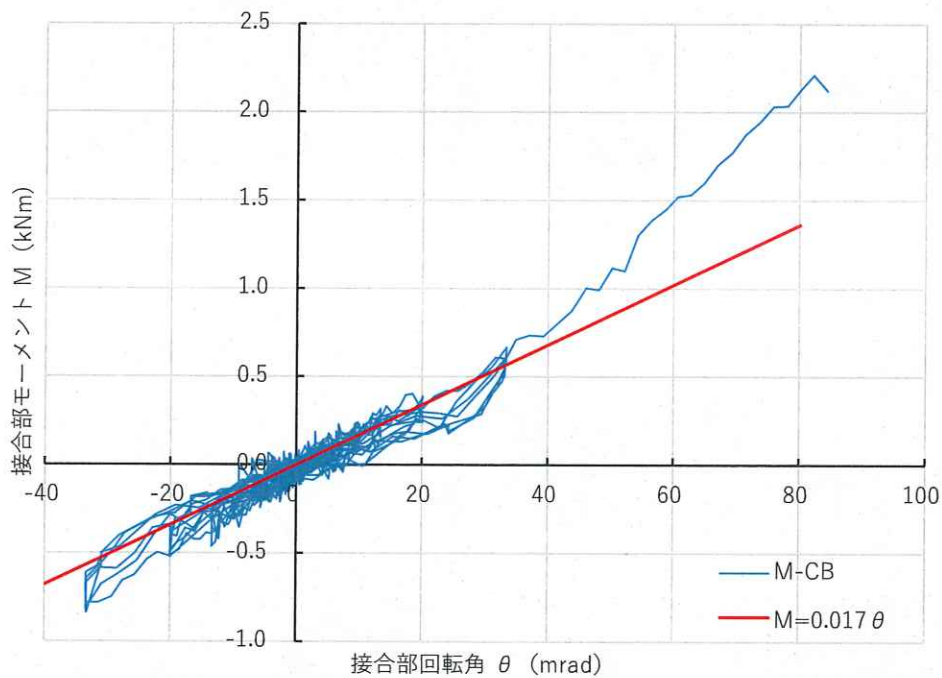


図 2.5 モーメントー回転角関係 (M-CB)

(2) 写真



写真 2.15 M-CB 加力前 全景



写真 2.16 M-CB 試験終了後 全景



写真 2.17 M-CB 試験終了後 柱脚部拡大



写真 2.18 M-CB 試験終了後 ビスおよび木材に破壊なし

2.2.3 柱頭ホールダウン金物接合部の引張試験 (T-HD)

2.2.3.1 試験概要・試験体仕様

構造用合板張り高耐力壁の面内せん断試験（試験法 A）の柱頭と同仕様の接合部について、引張試験を行った。試験体数は 1 体とした。

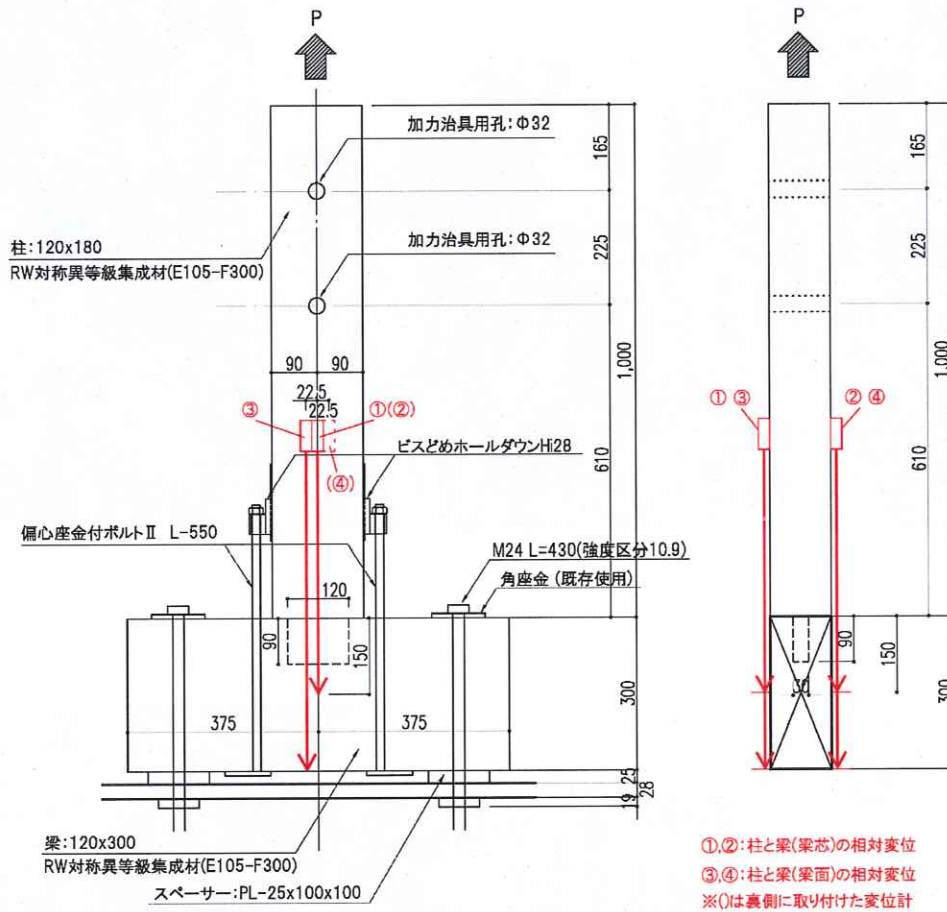


図 2.6 試験体図 (T-HD) (単位 : mm)

表 2.4 試験体の密度および含水率 (T-HD)

試験体名	密度(kg/m ³)	含水率計で測定した含水率(%)	全乾法含水率(%)
T-HD	518	13.4	12.0

2.2.3.2 試験および評価方法

加力は単調加力とした。接合部の浮き上がり変位 δ は、図 2.6 に示す変位計①と②の平均値とした。荷重値は加力装置に取り付けたロードセル（容量 500 kN）にて計測した。荷重はホールダウン金物 2 個分の値である。

2.2.3.3. 試験結果

(1) 荷重変位関係および特性値

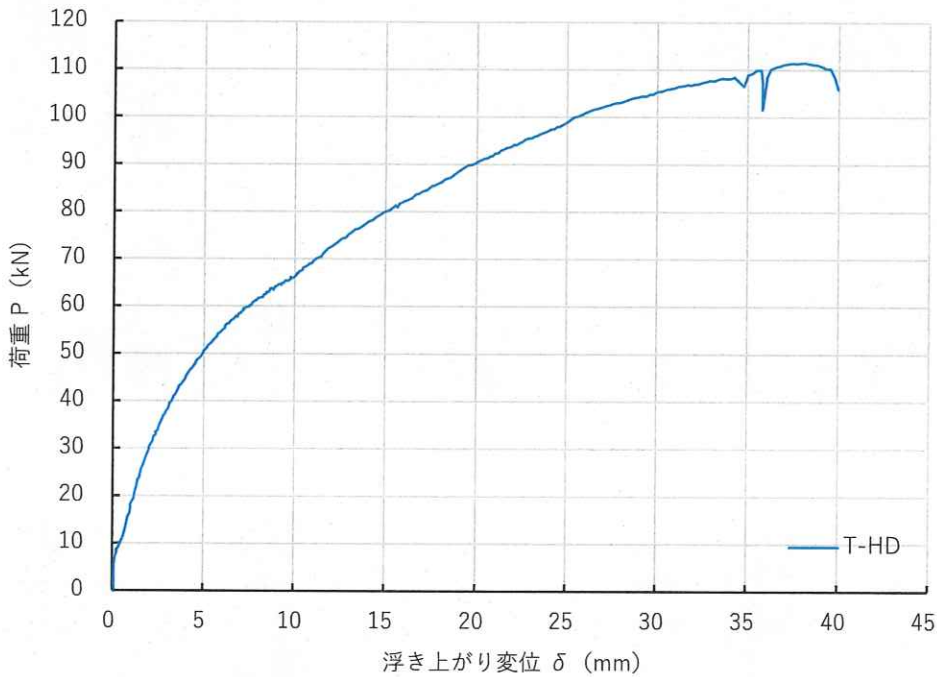


図 2.7 荷重-変位関係 (T-HD)

表 2.5 特性値 (T-HD)

試験体名		T-HD	
最大荷重	P_{max}	kN	111.5
最大荷重時変位	δ_{max}	mm	38.1
降伏耐力	P_y	kN	55.0
降伏変位	δ_y	mm	6.0
初期剛性	K	kN/mm	9.2
終局耐力	P_u	kN	95.6
終局変位	δ_u	mm	39.9
降伏点変位	δ_v	mm	10.4
塑性率	μ		3.83

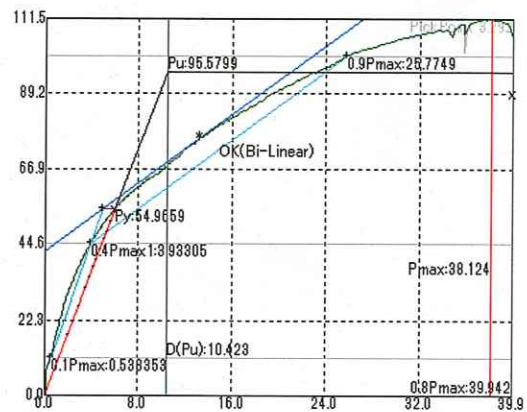


図 2.8 完全弾塑性モデル(pickpointによる)

(2) 写真



写真 2.19 T-HD 加力前 全景



写真 2.20 T-HD 試験終了後 全景



写真 2.21 T-HD 試験終了後 ホールドダウン金物の破壊



写真 2.22 T-HD 試験終了後 座金のめり込み

2.2.4 柱頭ホールダウン金物接合部の曲げ試験 (M-HD)

2.2.4.1 試験概要・試験体仕様

構造用合板張り高耐力壁の面内せん断試験 (試験法 A) の柱頭と同仕様の接合部について、引張試験を行った。試験体数は3体とした。

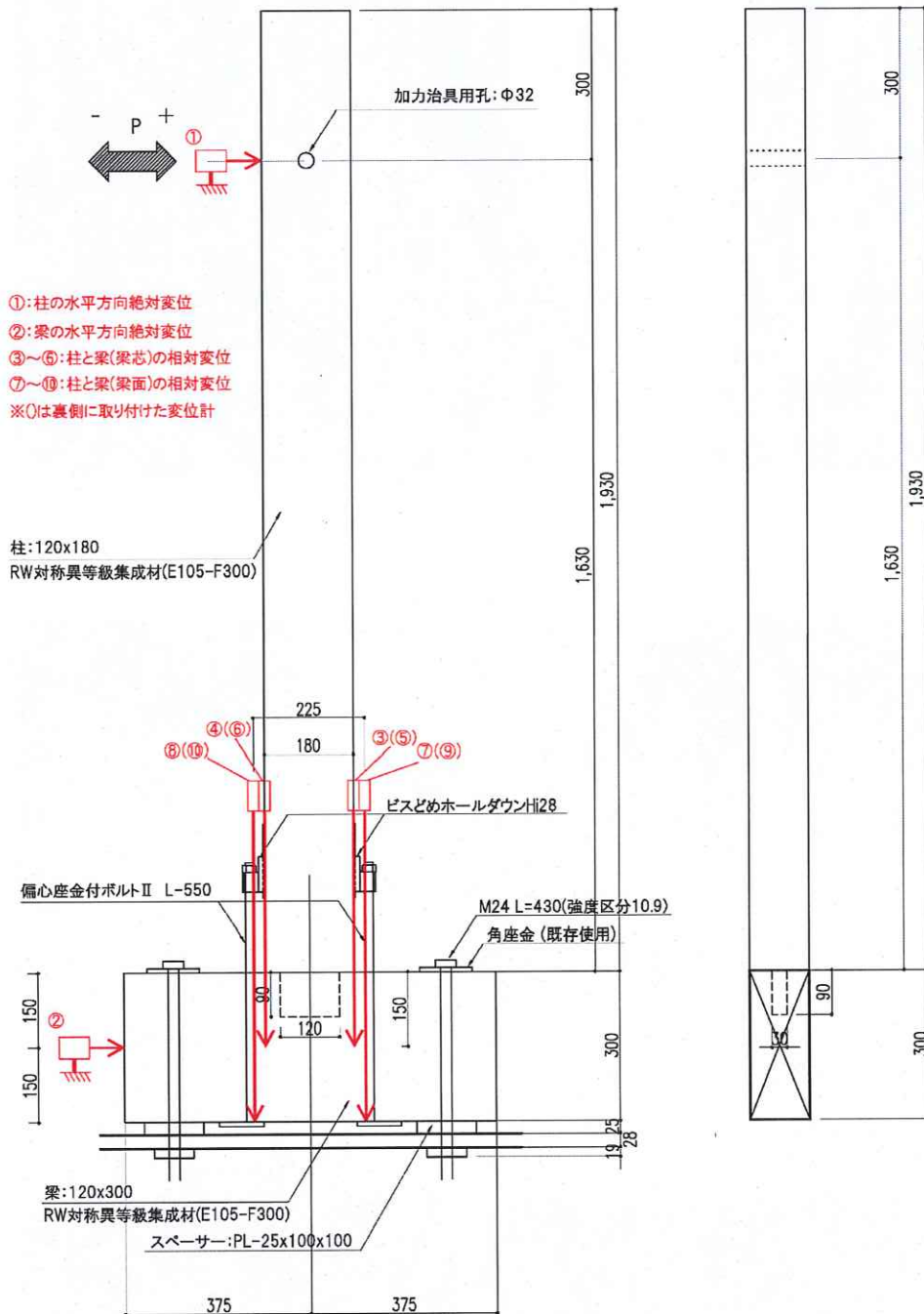


図 2.9 試験体図 (M-HD) (単位: mm)

表 2.6 試験体の密度および含水率 (M-HD)

試験体名	密度(kg/m ³)	含水率計で測定した含水率(%)	全乾法含水率(%)
M-HD-1	504	15.3	12.5
M-HD-2	504	17.2	12.6
M-HD-3	502	9.1	12.2

2.2.4.2 試験および評価方法

加力は正負交番繰り返し加力とした。接合部回転角が 1/450、1/300、1/200、1/100、1/75、1/50、1/30 の順に正負各 3 回ずつ繰り返した後、正側に引き切りとした。

接合部回転角 θ は、図 2.9 に示す変位計より

$$\theta = \left\{ \left(\frac{\textcircled{4} + \textcircled{6}}{2} \right) - \left(\frac{\textcircled{3} + \textcircled{5}}{2} \right) \right\} / 180$$

として算出した。接合部モーメント M は、加力装置に取り付けたロードセルの計測値に、加力点から梁芯までの距離 (1,780mm) を乗じた値とした。

2.2.4.3 試験結果

(1) モーメントー回転角関係および特性値

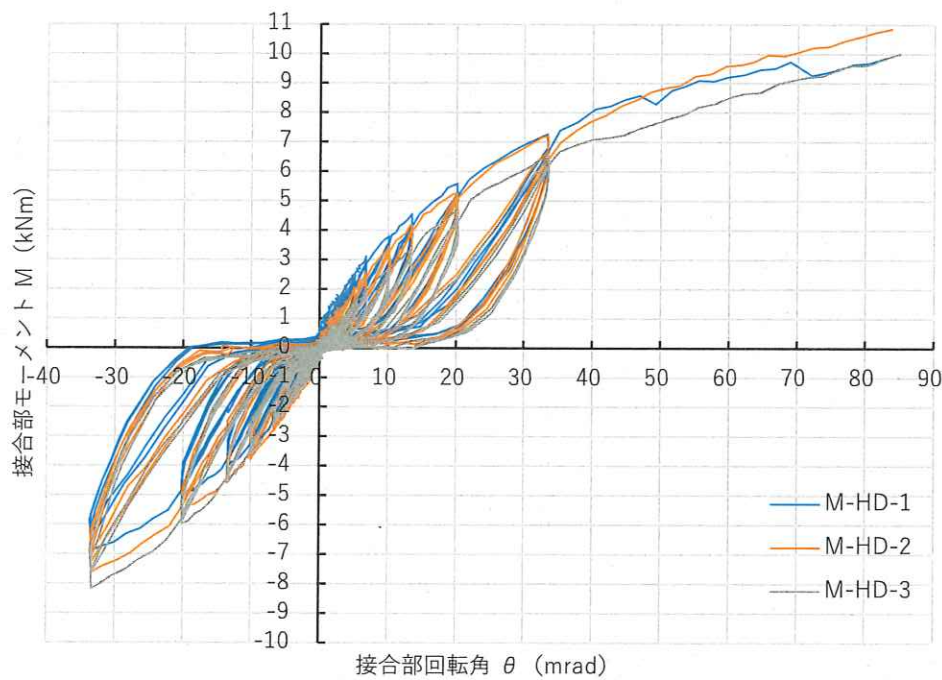


図 2.10 モーメントー回転角関係 (M-HD)

表 2.7 特性値一覧 (M-HD)

試験体名			M-HD-1	M-HD-2	M-HD-3	平均	標準偏差	CV
最大モーメント	Mmax	kNm	10.00	10.85	9.99	10.28	0.49	0.048
最大モーメント時 回転角	θ_{max}	mrad	84.8	83.6	84.7	84.4	0.63	0.007
降伏モーメント	My	kNm	5.26	5.77	5.53	5.52	0.25	0.045
降伏回転角	θ_y	mrad	18.0	23.1	25.5	22.2	3.83	0.172
初期剛性	K_{θ}	kNm/mrad	0.292	0.249	0.217	0.253	0.04	0.149
終局モーメント	Mu	kNm	8.84	9.43	8.50	8.93	0.47	0.053
終局回転角	θ_u	mrad	84.8	83.6	84.7	84.4	0.63	0.007
降伏点回転角	θ_v	mrad	30.3	37.9	39.2	35.8	4.82	0.135
塑性率	μ		2.80	2.21	2.16	2.39	0.36	0.149

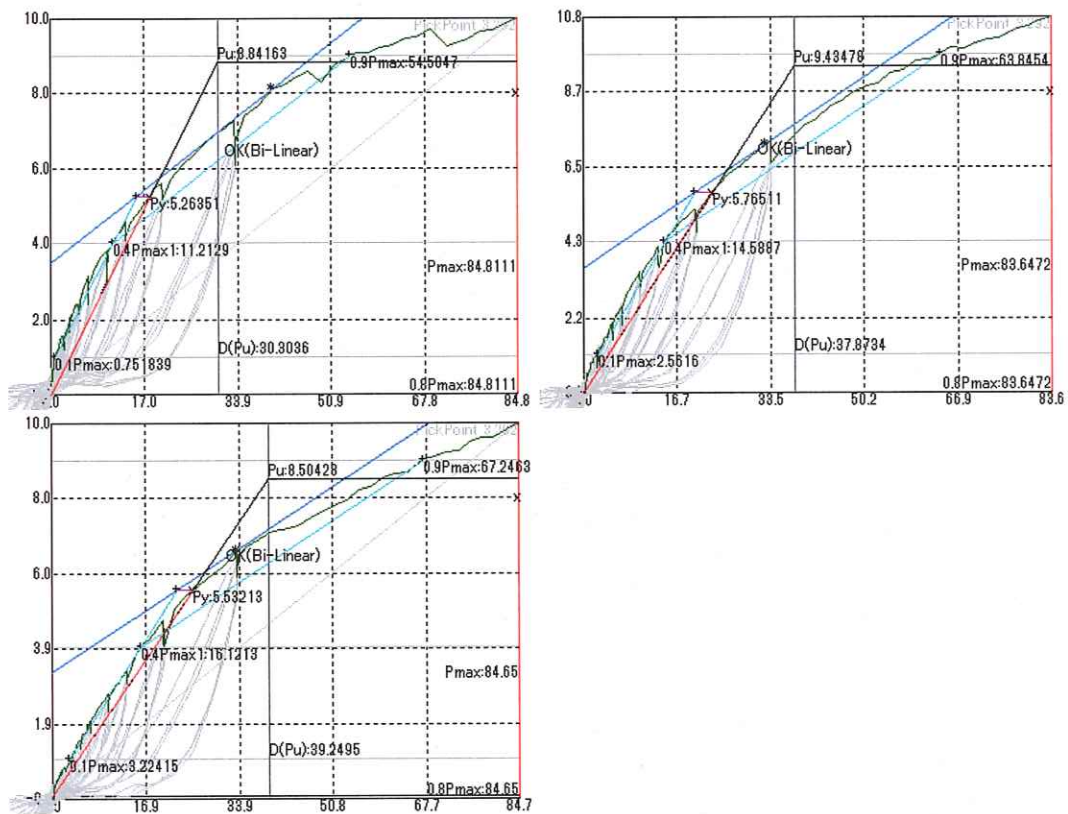


図 2.11 完全弾塑性モデル (pickpoint による)

(2) 写真

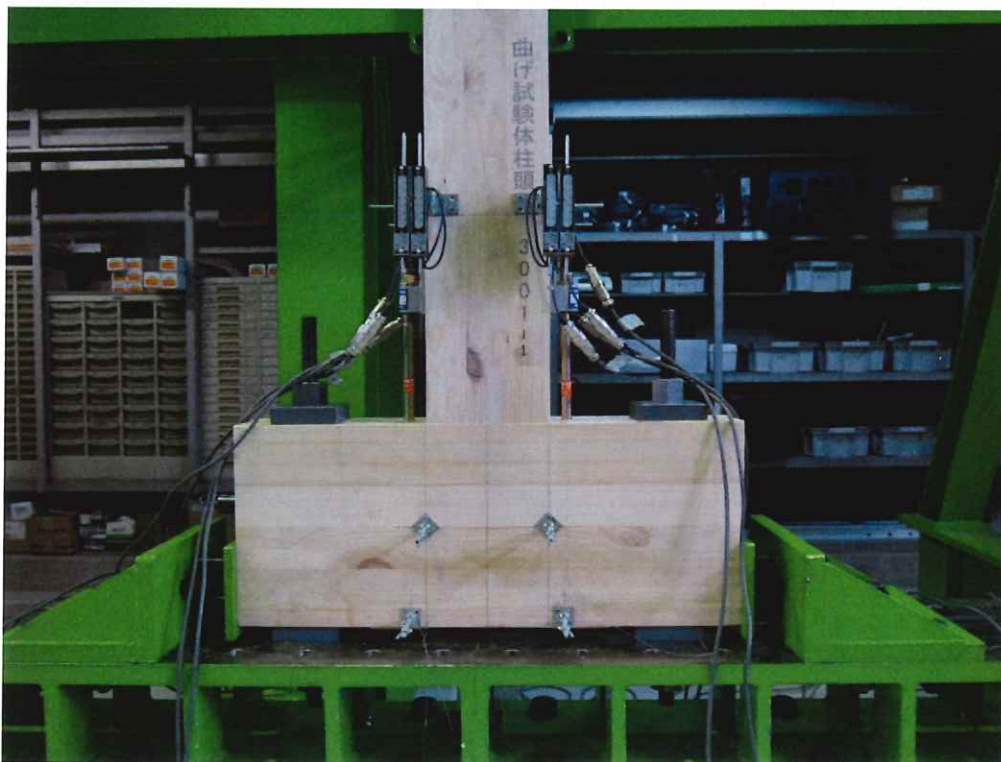


写真 2.23 M-HD-1 加力前 全景

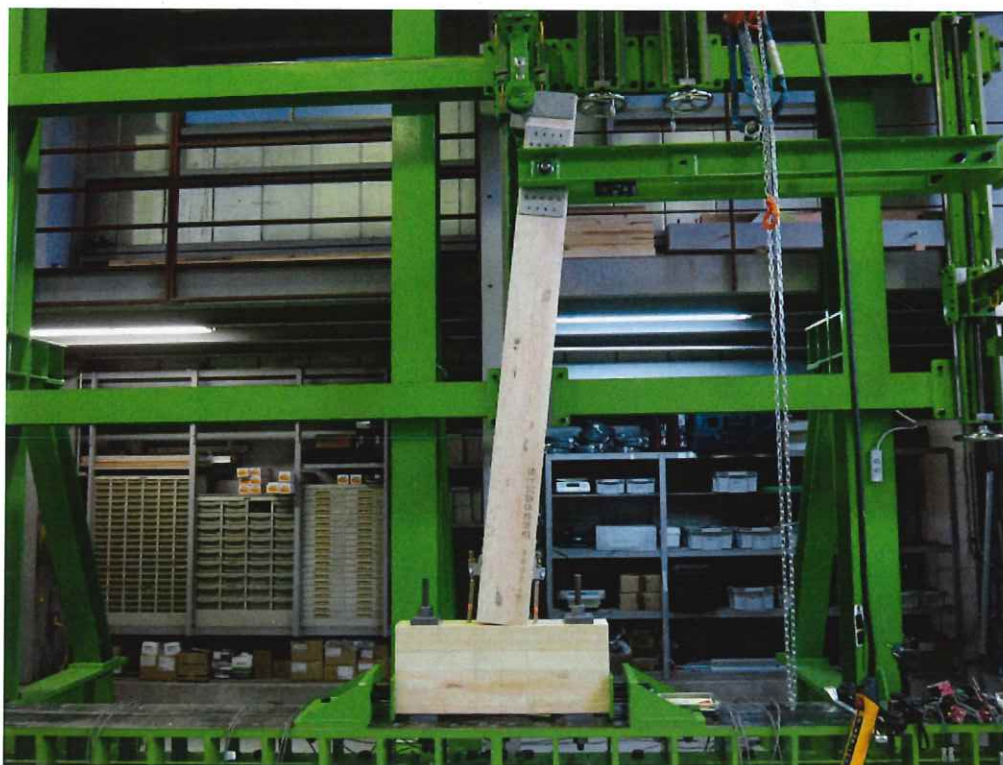


写真 2.24 M-HD-1 試験終了後 全景



写真 2.25 M-HD-1 試験終了後 柱の浮き上がりと梁へのめり込み、アンカーボルトの変形



写真 2.26 M-HD-1 試験終了後 ホールドダウン金物の変形

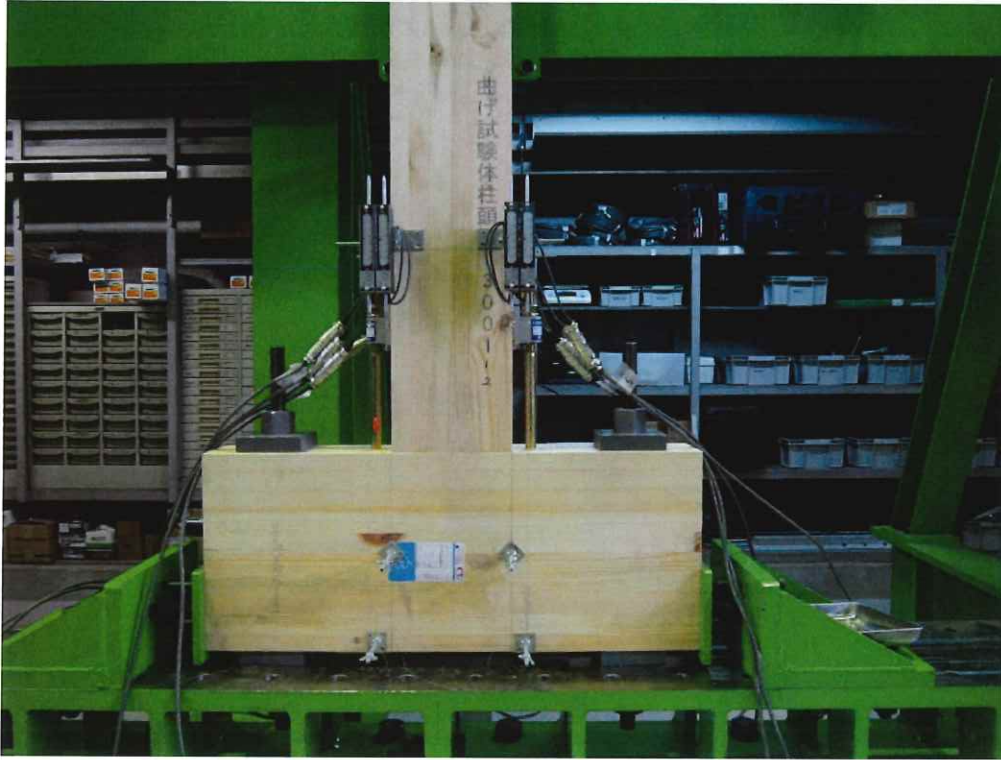


写真 2.27 M-HD-2 加力前 全景



写真 2.28 M-HD-2 試験終了後 全景

※試験終了後の各部拡大写真は M-HD-1 と同様のため省略

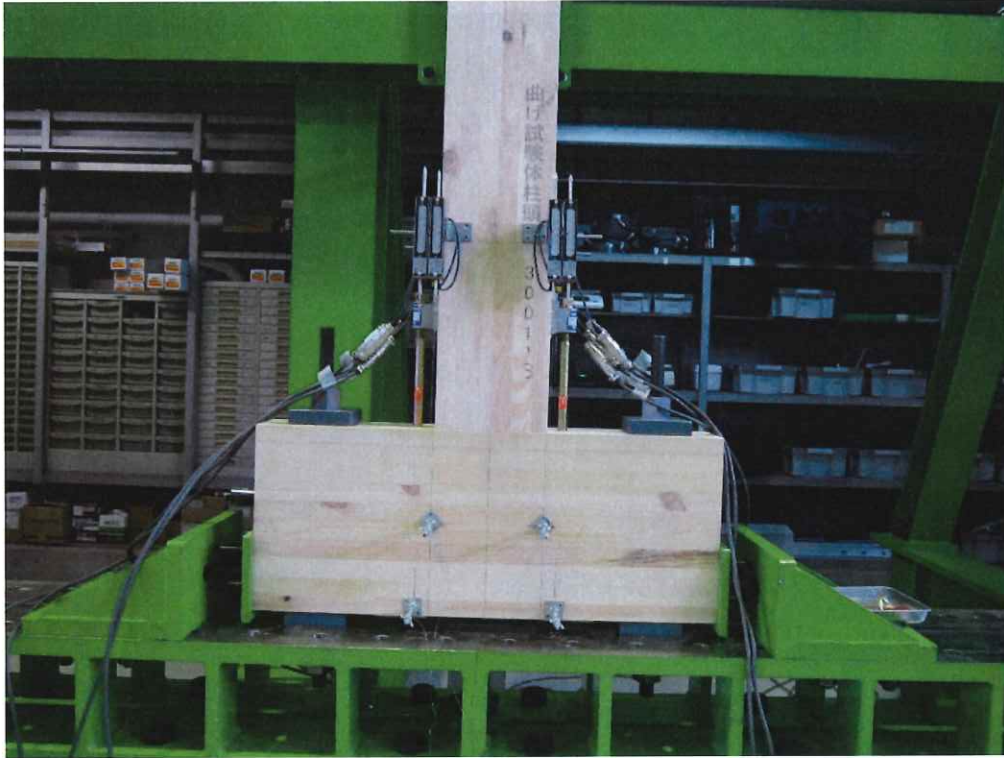


写真 2.29 M-HD-3 加力前 全景



写真 2.30 M-HD-3 試験終了後 全景

※試験終了後の各部拡大写真は M-HD-1 と同様のため省略

第3章 まとめ

構造用合板張り耐力壁の面内せん断試験を、同一の面材釘打ち仕様に対して柱脚固定式と鉄骨柱式の2パターンで実施し、試験結果の比較を行った。試験結果として得られた相当壁倍率は18.1~20.0倍であり、試験計画の想定(15倍)を上回った。鉄骨柱式は接合部の影響を分離した釘打ち面材のせん断性能を把握する目的で実施した。真のせん断変形角に基づく荷重変形関係は、両試験法で大きな差は生じなかったが、鉄骨柱式の試験では鉄骨治具の初期ガタに起因すると考えられる脚部の回轉變形(すべり)が生じた。

要素試験として、面内せん断試験で使用した柱脚接合部および柱頭接合部の引張試験および曲げ試験を実施し、主要な特性値として下記を得た(T-CBとM-HDは3体の平均値)。

1) 柱脚ビス接合部の引張試験(T-CB) :

$$P_{max}=426.3 \text{ kN}, P_y=212.8 \text{ kN}, K=559.1 \text{ kN/mm}$$

※1 上記はアンカーボルトの伸びは含まないビス接合部のみの評価である

※2 加力部で破壊した試験体が含まれている

2) 柱脚ビス接合部の曲げ試験(M-CB) :

$$K_{\theta}=0.017 \text{ kNm/mrad} \quad (\text{グラフ目視による値})$$

3) 柱頭ホールダウン金物接合部の引張試験(T-HD) :

$$P_{max}=111.5 \text{ kN}, P_y=55.0 \text{ kN}, K=9.2 \text{ kN/mm} \quad (\text{ホールダウン金物2個分の値})$$

4) 柱頭ホールダウン金物接合部の曲げ試験(M-HD) :

$$M_{max}=10.28 \text{ kNm}, M_y=5.52 \text{ kNm}, K_{\theta}=0.253 \text{ kNm/mrad}$$

今後の検討課題として、下記が挙げられる。

- 釘打ち面材のせん断変形と柱頭柱脚接合部の軸変形をそれぞれモデル化した解析と柱脚固定式試験結果との比較検討。
- 鉄骨柱式試験で初期ガタが試験結果に及ぼす影響の詳細検討、および、初期ガタを減らす鉄骨柱式試験方法の改良。

