

平成 29 年度

断面の大きい軸材料等を用いる木造建築物の 技術基準に関する検討 事業報告書

平成 30 年 3 月

株式会社ドット・コーポレーション

事業報告書 目次

第 1 章 事業内容（事務局）

1.1 本事業の目的	第 1 章-1
1.2 実施概要	第 1 章-1
1.3 実施体制とスケジュール	第 1 章-3
1.3.1 実施体制	第 1 章-3
1.3.2 実施スケジュール	第 1 章-5

第 2 章 小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討

2.1 検討の目的	第 2 章-1
2.2 既往研究のレビュー	第 2 章-2
2.2.1 実験概要	第 2 章-2
2.2.2 切妻試験体の特徴	第 2 章-4
2.2.3 寄棟試験体の特徴	第 2 章-4
2.2.4 方形試験体の特徴	第 2 章-7
2.2.5 切妻・寄棟・方形の比較	第 2 章-8
2.3 小屋ばり組の水平力に対する抵抗メカニズム	第 2 章-9
2.3.1 切妻の場合	第 2 章-9
2.3.2 寄棟の場合	第 2 章-13
2.4 屋根構面と小屋ばり構面の床倍率の加算則成立条件	第 2 章-18
2.4.1 力学モデルと境界条件	第 2 章-18
2.4.2 既往実験に対する試算	第 2 章-21
2.4.3 パラメトリックスタディ	第 2 章-25
2.5 性能値の評価方法	第 2 章-26
2.6 必要性能	第 2 章-27
2.6.1 最上階の水平構面としての面内せん断性能を有していること	第 2 章-27
2.6.1.1 前提条件	第 2 章-27
2.6.1.2 必要床倍率算定式における α の提案	第 2 章-29
2.6.1.3 許容耐力から決まるスパンとアスペクト比の制限	第 2 章-32
2.6.1.4 変形制限から決まるスパンの制限	第 2 章-34
2.6.2 小屋ばり組自体が地震力または風圧力で倒壊しないこと	第 2 章-35
2.7 その他の仕様に関する検討	第 2 章-36
2.7.1 小屋組内耐力壁の省略	第 2 章-36
2.7.2 端垂木の固定	第 2 章-38
2.7.3 耐力壁線の定義	第 2 章-39
2.8 実験計画	第 2 章-41

2.8.1	要素実験	第 2 章-41
2.8.2	小屋ばり組実験.....	第 2 章-46
2.9	まとめと今後の課題.....	第 2 章-49

第 3 章 断面の大きい軸材料の接合部の回転抵抗に関する検討

3.1	検討の目的と概要.....	第 3 章-1
3.2	力学モデルに基づく接合部耐力の評価手法の確認	第 3 章-2
3.2.1	接合部の概要.....	第 3 章-2
3.2.2	差し鴨居接合部に用いられる接合具の引張性能評価式.....	第 3 章-3
3.2.3	接合部の力学モデル.....	第 3 章-9
3.2.4	評価式による推定値と実験値の比較	第 3 章-10
3.3	差し鴨居構面耐力に及ぼす接合部性能の影響に関する解析的検討.....	第 3 章-13
3.3.1	解析モデル.....	第 3 章-13
3.3.1.1	解析モデルおよび解析諸元	第 3 章-13
3.3.1.2	接合部のモデル化.....	第 3 章-13
3.3.1.3	解析結果.....	第 3 章-15
3.4	垂れ壁付き差し鴨居構面耐力に及ぼす接合部性能の影響に関する 解析的検討	第 3 章-16
3.4.1	解析モデル.....	第 3 章-16
3.4.1.1	解析モデルおよび解析諸元	第 3 章-16
3.4.1.2	解析パラメータ	第 3 章-16
3.4.1.3	耐力要素のモデル化.....	第 3 章-17
3.4.2	解析結果	第 3 章-18
3.4.3	まとめ	第 3 章-20
3.5	まとめと今後の課題.....	第 3 章-21
3.5.1	本章のまとめ.....	第 3 章-21
3.5.2	今後の課題.....	第 3 章-21
3.5.3	解析検証の実験計画.....	第 3 章-22
3.5.3.1	構面実験.....	第 3 章-22

第 4 章 断面の大きい軸材料の傾斜復元力に関する検討（河合・瀧野）

4.1	検討の目的	第 4 章-1
4.2	負担面積を考慮した柱傾斜復元力の等価な壁量について.....	第 4 章-4
4.2.1	許容耐力と等価な壁量の考え方	第 4 章-4
4.2.2	負担面積と上階からの荷重について	第 4 章-4
4.2.3	簡易な柱軸力算出方法の素案	第 4 章-6
4.2.4	簡易な方法による柱軸力の計算例	第 4 章-7
4.3	貫および板壁を含む軸組構面における柱の傾斜復元力特性に関する 検討	第 4 章-11
4.3.1	検討の目的.....	第 4 章-11
4.3.2	解析方法	第 4 章-11

4.3.2.1	解析モデル.....	第4章-11
4.3.2.2	拘束条件.....	第4章-14
4.3.2.3	加力条件.....	第4章-14
4.3.3	解析結果と考察.....	第4章-15
4.3.3.1	荷重-せん断変形角関係.....	第4章-15
4.3.3.2	柱の傾斜復元力特性の抽出.....	第4章-17
4.3.3.3	柱と貫の曲げモーメント図と軸力図.....	第4章-19
4.3.4	今後の課題（実験計画）.....	第4章-27
4.3.5	まとめ.....	第4章-27

第5章 添付資料（事務局）

5.1	委員会議事録.....	第5章-1
5.2	ワーキンググループ議事録.....	第5章-7

第1章 事業内容

1.1 本事業の目的

伝統的構法による木造建築物については、建築基準法施行令3章3節において規定されている仕様（以下、仕様規定という。）に適合しない部分があることから、地震に対する安全性の確認にあたっては、仕様規定への適合を前提としない限界耐力計算等の構造計算を行わなければならない。そのため、伝統的構法による耐力要素について、仕様規定の整備が求められる。

そこで、本事業では、伝統的構法による木造建築物に用いられる耐震要素のうち、断面の大きい軸材料等を対象として、実験的・解析的検討を行い、仕様規定としての技術基準の提案を行うことを目的とした。

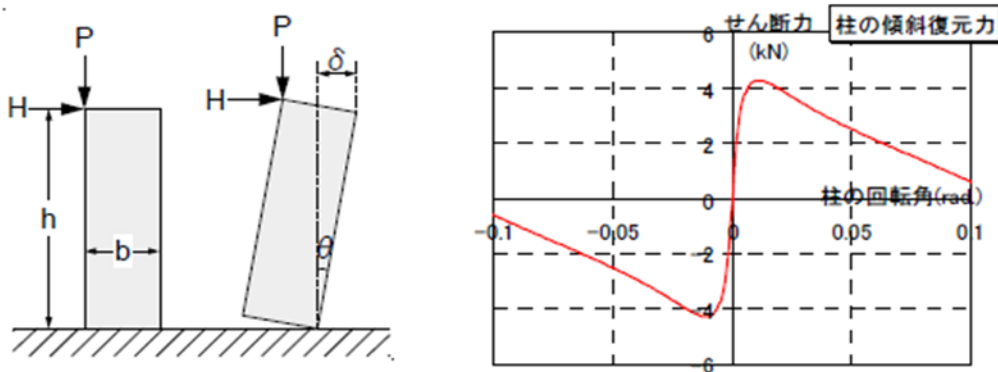
1.2 実施概要

本事業では、伝統的構法の耐力要素のうち軸材料と小屋ばり組を対象とし、2年かけて検証を行い、技術基準の提案を行う予定である。本年は1年目であることから、主として技術基準の検証を行うためのシミュレーションモデルの設定やその妥当性、検証のための実験計画を策定等を実施した。

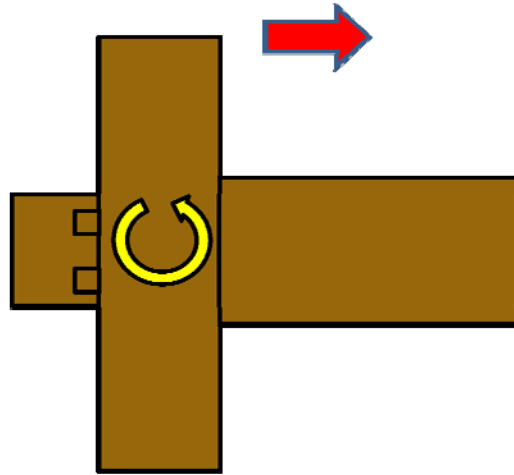
(イ) 断面の大きい軸材料の耐震性能に関する検討（第3章・第4章）

伝統的構法では、断面の大きい柱等の軸材料が、横架材の接合部においてモーメント抵抗することや、柱脚部における転倒に抵抗することにより、耐震性能に寄与するとされている。

そこで、既往の実験・解析的検討結果、設計式^{*1}等を元に、断面の大きい柱の傾斜復元力（転倒抵抗モーメント）（第4章）と断面の大きい柱及び横架材で構成される接合部の回転抵抗（第3章）について、水平抵抗要素として考慮するための解析的検討を行い、木造建築物の耐震性能評価に用いるための設計値等の提案を行うことをめざした。



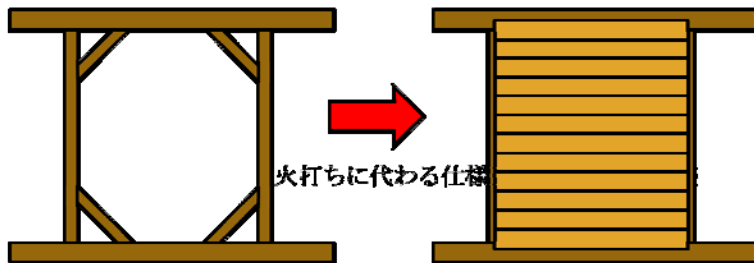
傾斜復元力



接合部の回転抵抗

(ロ) 小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討 (第 2 章)

既往の実験結果や、平成 26 年度に検討した火打ちに代わる床水平構面の検討方法を参考に、伝統的構法による壁、平面プランを想定したパラメトリックスタディ等により、小屋ばり組の水平構面に必要とされる屋根面のせん断性能を明らかにし、火打材に代わる仕様として用いる標準的な屋根面・小屋ばり組の仕様について検討を行った。



既往の研究：板張りの床の検討
現実に近い等分布荷重での解析・実験（等分布）を実施



既往の研究：切妻屋根の実験
集中荷重で実験を実施

1.3 実施体制とスケジュール

1.3.1 実施体制

本事業においては、委員会およびワーキンググループを設置して、以下の有識者で構成した。

○断面の大きい軸材材料等を用いる木造建築物の技術基準に関する検討委員会

委員長	五十田 博	京都大学 生存圏研究所 生活圏構造機能分野	教授
委員	鈴木 祥之	立命館大学 衣笠総合研究機構	教授
	齋藤 幸雄	齋藤建築構造研究室	代表
	後藤 正美	金沢工業大学 環境・建築学部 建築系建築学科	教授
	大橋 好光	東京都市大学 工学部 建築学科	教授
	河合 直人	工学院大学 建築学部 建築学科	教授
	腰原 幹雄	東京大学 生産技術研究所	教授
	槌本 敬大	国立研究開発法人建築研究所 材料研究グループ	上席研究員
	荒木 康弘	国立研究開発法人建築研究所 構造研究グループ	主任研究員
	秋山 信彦	国立研究開発法人建築研究所 材料研究グループ	研究員
協力委員	中川 貴文	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
行政	高木 淳一郎	国土交通省住宅局 建築指導課	課長補佐
	徳竹 忠義	国土交通省住宅局 建築指導課	構造係長
事務局	平野 陽子	(株) ドット・コーポレーション	
	山崎 渉	(株) ドット・コーポレーション	
	佐々木留美	(株) ドット・コーポレーション	

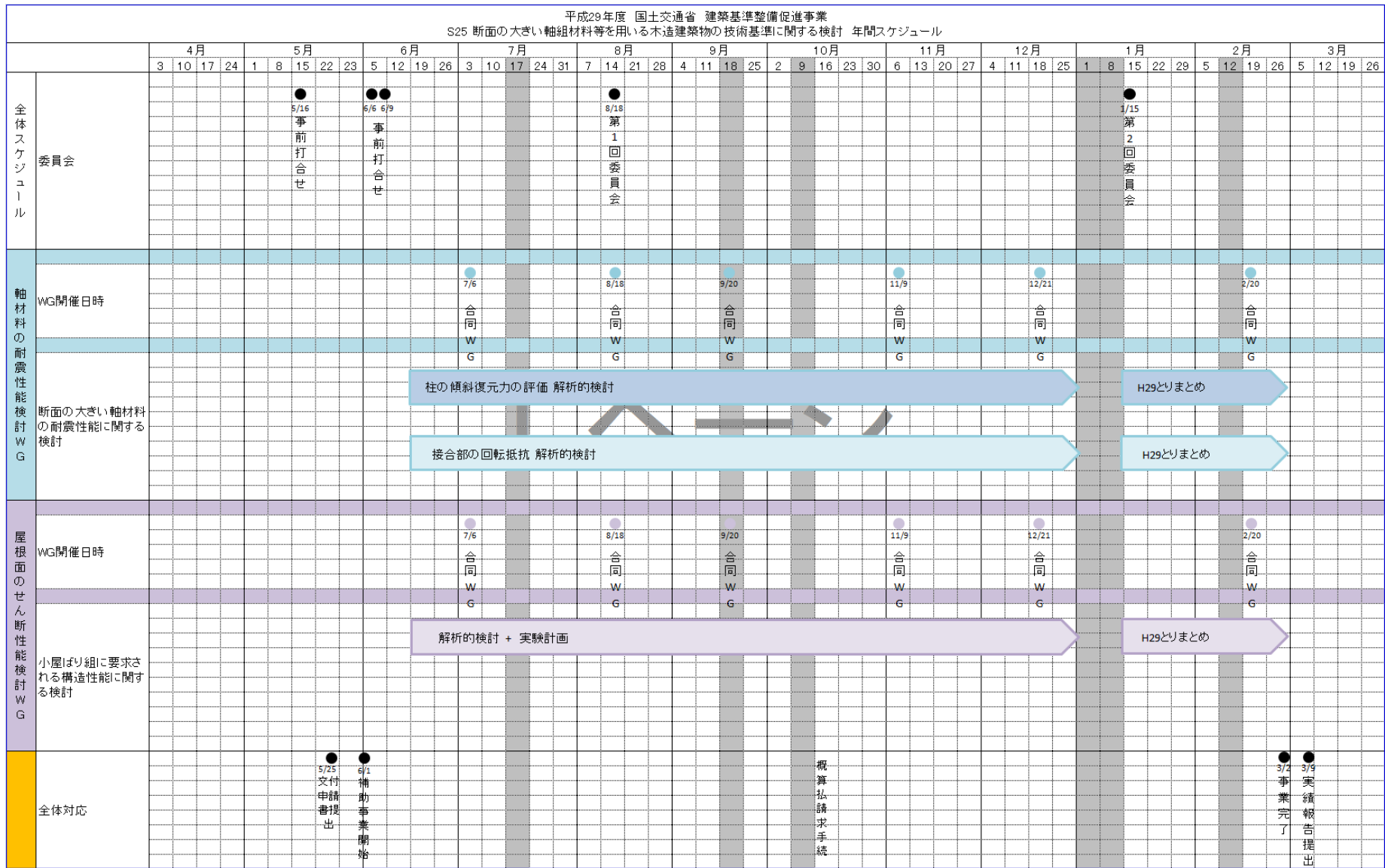
○軸材料の耐震性能検討ワーキンググループ

主査	河合 直人	工学院大学 建築学部 建築学科 教授	
	榎本 敬大	国立研究開発法人建築研究所 材料研究グループ	上席研究員
委員	荒木 康弘	国立研究開発法人建築研究所 構造研究グループ	主任研究員
	秋山 信彦	国立研究開発法人建築研究所 材料研究グループ	研究員
	藤田 香織	東京大学大学院 工学系研究科 建築学専攻 准教授	
	瀧野 敦夫	奈良女子大学 生活環境学部 住環境学科 講師	
	佐藤 弘美	金沢工業大学 環境・建築学部 建築系建築学科 講師	
	北守 顕久	京都大学 生存圏研究所 生活圏構造機能分野 助教	
	向坊 恭介	鳥取大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 助教	
協力委員	中川 貴文	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
事務局	平野 陽子	(株) ドット・コーポレーション	
	山崎 渉	(株) ドット・コーポレーション	
	佐々木留美	(株) ドット・コーポレーション	

○屋根面のせん断性能検討ワーキンググループ

主査	五十田 博	京都大学 生存圏研究所 生活圏構造機能分野 教授	
	榎本 敬大	国立研究開発法人建築研究所 材料研究グループ	上席研究員
委員	荒木 康弘	国立研究開発法人建築研究所 構造研究グループ	主任研究員
	秋山 信彦	国立研究開発法人建築研究所 材料研究グループ	研究員
	山崎 義弘	東京工業大学 環境・社会理工学院 坂田研究室 助教	
協力委員	中川 貴文	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
事務局	平野 陽子	(株) ドット・コーポレーション	
	山崎 渉	(株) ドット・コーポレーション	
	佐々木留美	(株) ドット・コーポレーション	

1.3.2 実施スケジュール



第2章 小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討

2.1 検討の目的

小屋ばり組は固定荷重を支える鉛直支持能力だけでなく、地震や風による水平荷重への抵抗能力も必要である。本検討では、伝統的仕様の小屋ばり組のうち、和小屋の切妻を対象に、水平荷重下で要求される構造性能を明らかにし、伝統的構法による小屋ばり組の標準的仕様を定め、その仕様規定化の方針を示す。

また、ここで得た知見をもとに、来年度に実施する実大試験体による検証実験に向けて、実験計画の策定も行う。

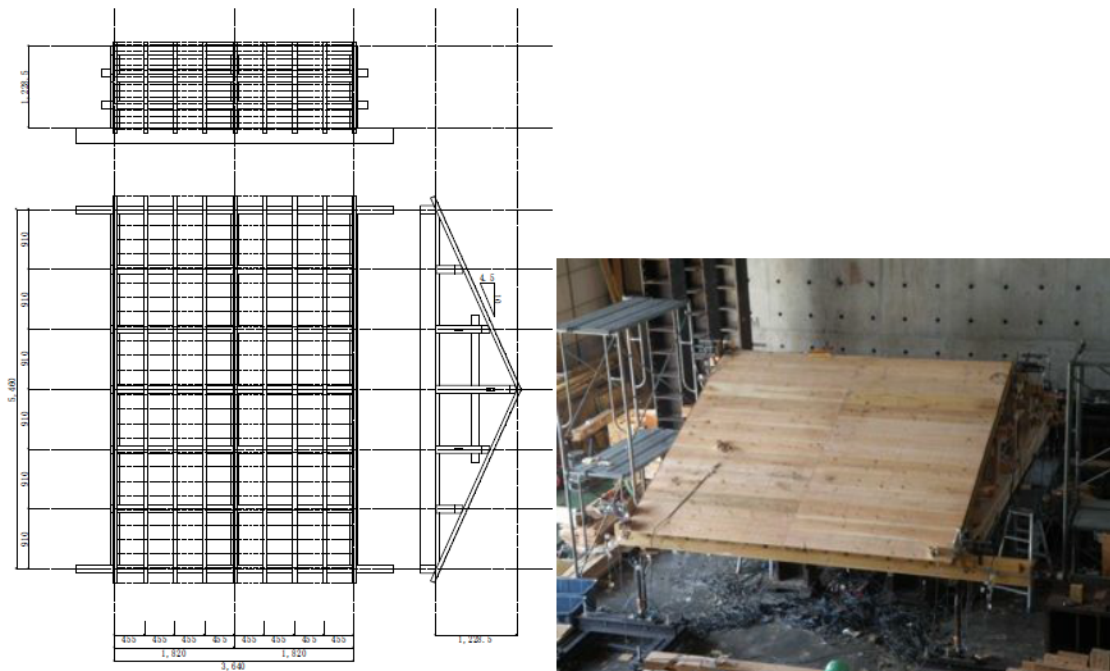
主な検討項目を以下に列挙する。

- ① 対象とする屋根形式の選定と力学モデル化
既往研究のレビューにより、伝統的仕様の和小屋の中から対象とする屋根形式を選定する。また、小屋ばり組の水平力に対する抵抗メカニズムの考察により、適切な力学モデルについても検討する。
- ② 屋根構面と小屋ばり構面の床倍率の加算則
一般的に、屋根構面と小屋ばり構面の床倍率は加算できるとされているが、ここで扱う伝統的仕様に関しては、必ずしも加算則が成立するとは言えない可能性があるため、既往実験のデータを参考にパラメトリックスタディを実施する。
- ③ 許容せん断耐力の評価方法
主に軸組構法住宅を対象とした、水平構面の許容せん断耐力（床倍率）に関する現行の評価方法は、伝統的構法住宅の評価には適していない可能性がある。そこで本検討では、大地震時の挙動に着目し、許容せん断耐力ならびにその検定方法を整合させる。
- ④ 水平荷重下での小屋ばり組の降伏条件
小屋ばり組の固定荷重の大部分は屋根葺き材であり、小屋ばり組内での固定荷重、ひいては地震力は概ね等分布と考えて良く、風荷重についても同様に等分布と考えられる。平成26年度国土交通省基準整備促進事業「垂れ壁付き独立柱・だぼ入れにより水平方向のみ拘束した柱脚等で構成された木造建築物の設計基準に関する検討」で示した通り、等分布荷重下での水平構面の降伏条件は、適切な力学モデルを用いて検証し直す必要がある。
- ⑤ その他
各部の性能を担保するために付随的に必要となる仕様規定を検討する。

2.2 既往実験のレビュー

2.2.1 実験概要^{2.1)}

文献 2.1 をもとに、伝統的仕様の小屋ばり組の力学的特徴を検討する。試験体のセットアップを図 2.2.1-1 に、部材断面リストを表 2.2.1-1 に、試験体一覧を表 2.2.1-2 に示す。屋根形状（切妻、寄棟、方形）の他、野地板、垂木の留め方、小屋貫の有無、積載荷重の有無等が変動要因となっている。以下では、野地板がスギ板のものを「伝統仕様」、合板のものを「在来仕様」と呼ぶ。また、図 2.2.1-2 に示すように、実験では桁行方向への集中荷重により、せん断力-変形角関係を取得している。



*文献 2.1 より抜粋

図 2.2.1-1 切妻屋根のせん断実験試験体 (RGCB)

表 2.2.1-1 部材断面リスト

桁	棟木	母屋	束	貫	垂木
120x240	120x120	120x120	120x120	27x105	60x60

単位：mm

表 2.2.1-2 試験体一覧^{2.1)}

試験体仕様	試験体名	野地板	野地板-垂木接合	垂木	垂木-桁接合	垂木-棟木接合	小屋貫	積載荷重	備考
切妻屋根	RGC	スギ板 15×240×2000mm	N45@90	スギ 60×60mm	N125 脳天打ち	N125 脳天打ち	×	×	
	RGCB						○	×	
	RGCBL						○	○	
	RGCO						×	×	RGC, RGCB, RGCBLの 桁, 棟木, 母屋, 束を 使用
	RGPO	合板 9×910×1820mm	N50@150		2-N75 斜め打ち	2-N75 斜め打ち	×	×	
	RGPOL				×	○			
寄棟屋根	RHC	スギ板 15×240×2000mm	N45@90	スギ 42×75mm	N125 脳天打ち	N125 脳天打ち	×	×	
	RHCD						×	×	野地板の 割付を変更
	RHCL						×	○	
	RHP	合板 9×910×1820mm	N50@150				×	×	
	RHPL						×	○	
方形屋根	RPC	スギ板 15×240×2000mm	N45@90	スギ 42×75mm	N125 脳天打ち	N125 脳天打ち	×	×	
	RPCL						×	○	
	RPPL	合板 9×910×1820mm	N50@150				×	○	

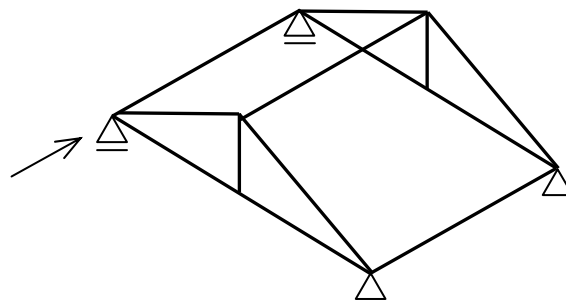
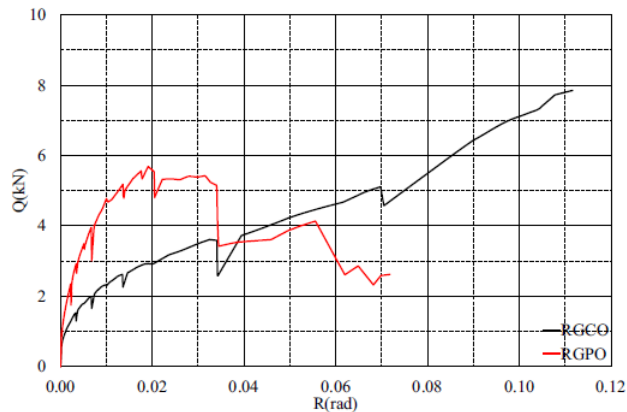


図 2.2.1-2 載荷方法

2.2.2 切妻試験体の特徴

以下に切妻試験体の特徴を述べる。

- ・伝統仕様（図 2.2.2-1, RGCO）では野地板の釘のすべりが顕著なため、剛性は低いですが、耐力低下はせずに靱性的であった。
- ・在来仕様（図 2.2.2-1, RGPO）では伝統仕様 비해剛性は高いが、約 0.02rad で垂木一桁接合部の垂木軸方向すべりが顕著となり耐力低下が生じた。



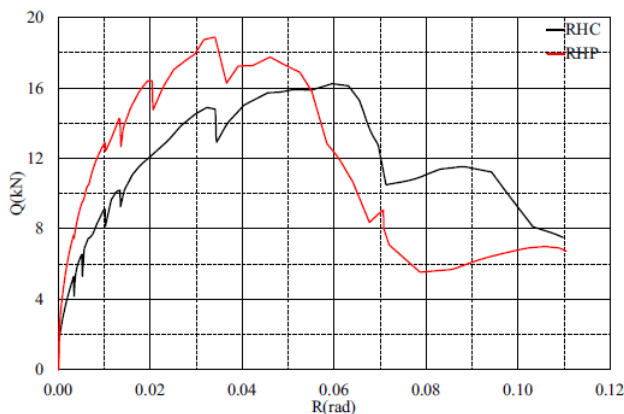
*文献 2.1 より抜粋

図 2.2.2-1 切妻試験体における伝統仕様と在来仕様の比較 (RGCO, RGPO)

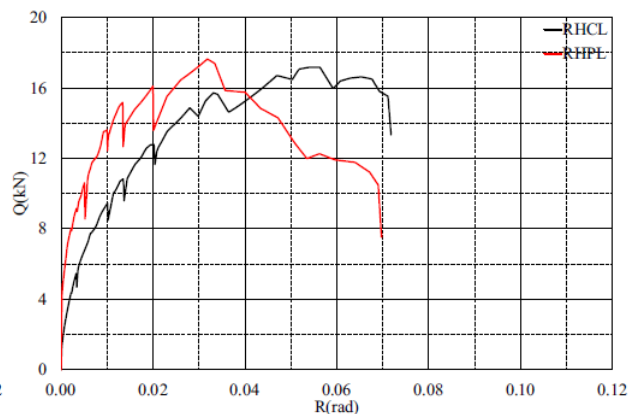
2.2.3 寄棟試験体の特徴

以下に寄棟試験体の特徴を述べる。

- ・伝統仕様より在来仕様の方が剛性が高いものの、最大耐力は同程度であった(図 2.2.3-1)。これはいずれの仕様とも垂木や隅木の外れで最大耐力が決まったためだと考えられる。
- ・大変形域で隅木が跳ね上がった (写真 2.2.3-1)。
- ・伝統仕様における野地板の千鳥配置と整列配置の比較 (割付の違い) では、整列配置のときに大棟区間の野地板の滑りが顕著となり、千鳥配置ほど耐力が発揮されなかった (図 2.2.3-2, 写真 2.2.3-2)。



瓦荷重なし (RHC, RHP)



瓦荷重あり (RHCL, RHPL)

図 2.2.3-1 寄棟試験体における伝統仕様と在来仕様の比較

*文献 2.1 より抜粋



写真 2.2.3-1 伝統仕様寄棟試験体 (RHC) の破壊状況 (1/10rad 時)

*文献 2.1 より抜粋

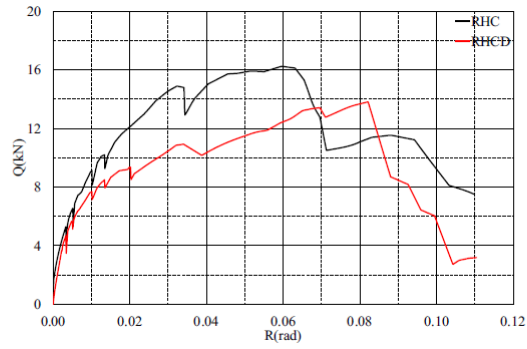


図 2.2.3-2 伝統仕様寄棟試験体における野地板の割付の違いによる比較 (RHC, RHCD)



写真 2.2.3-2 伝統仕様寄棟試験体における野地板の割付の違いによる変形性状の比較

* 文献 2.1 より抜粋

2.2.4 方形試験体の特徴

以下に方形試験体の特徴を述べる。

- ・ 伝統仕様と在来仕様では、剛性・最大耐力とも同程度であった（図 2.2.4-1）。これは隅木の立体トラス抵抗（2.3.2 で詳述）の寄与が大きく、野地板のせん断抵抗の寄与が小さいためだと考えられる。
- ・ 瓦荷重により、大変形域（1/15rad）での耐力低下を免れた（図 2.2.4-2、写真 2.2.4-1）。これは大変形域で隅木-桁接合部の釘が効かなくなった後も、瓦荷重により隅木の外れが抑制されたためだと考えられる。

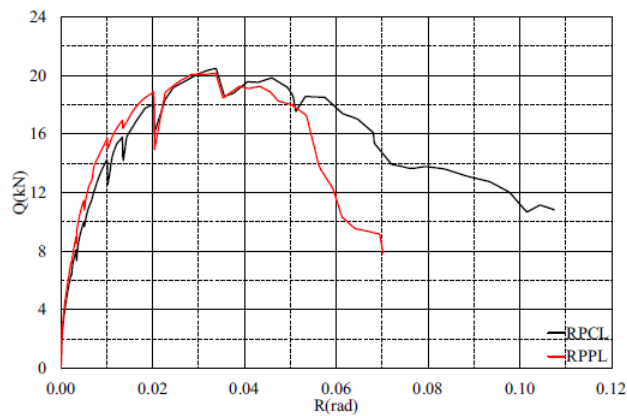


図 2.2.4-1 方形試験体における伝統仕様と在来仕様の比較（RPCL, RPPL）

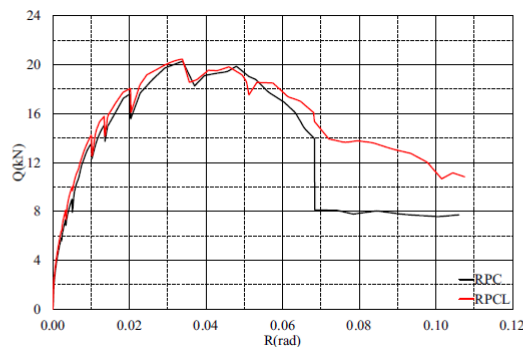


図 2.2.4-2 伝統仕様方形試験体における瓦荷重の有無の比較（RPC, RPCL）



写真 2.2.4-1 伝統仕様方形試験体における隅木-桁接合部の状況

* 文献 2.1 より抜粋

2.2.5 切妻・寄棟・方形の比較

伝統仕様、在来仕様とも、切妻、寄棟、方形の順に、剛性・最大耐力とも大きくなった（図 2.2.5-1, 図 2.2.5-2）。伝統仕様に着目すると、切妻は野地板を留めている釘のせん断性能でほぼ耐力が決まっていたが、寄棟と方形ではさらに後述（2.3.2 節）の立体トラス抵抗が寄与することで、切妻に比べ剛性、耐力とも大幅に増加したと考えられる。ただし、切妻では $1/15\text{rad}$ 以上まで野地板のすべり以外に明確な損傷が見られなかったのに対し、寄棟、方形では $1/30\text{rad}$ を超えたあたりで明確な損傷（隅木の外れ）および耐力低下が生じている。ゆえに、後述の検討においては、小屋ばり組の変形制限として $1/30\text{rad}$ を目安にしつつ、切妻のみを対象として、寄棟、方形の場合の耐力上昇は余力として考える。

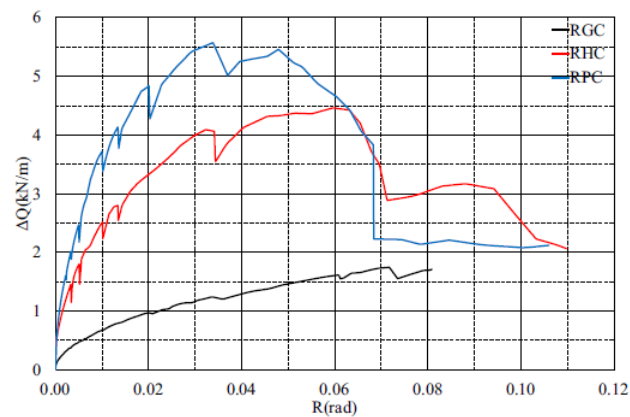


図 2.2.5-1 伝統仕様における単位長さあたりのせん断力 Q —変形角 R 関係の包絡線の比較

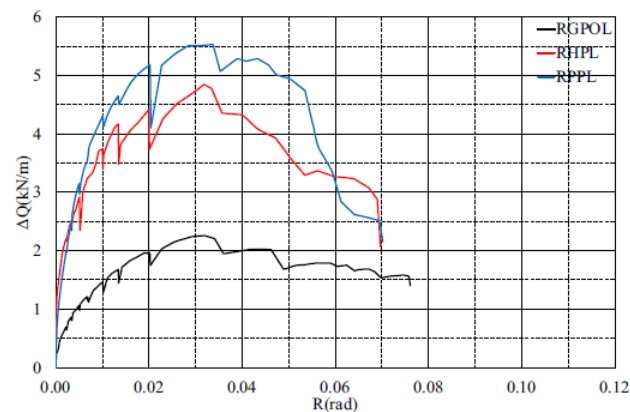


図 2.2.5-2 在来仕様における単位長さあたりのせん断力 Q —変形角 R 関係の包絡線の比較

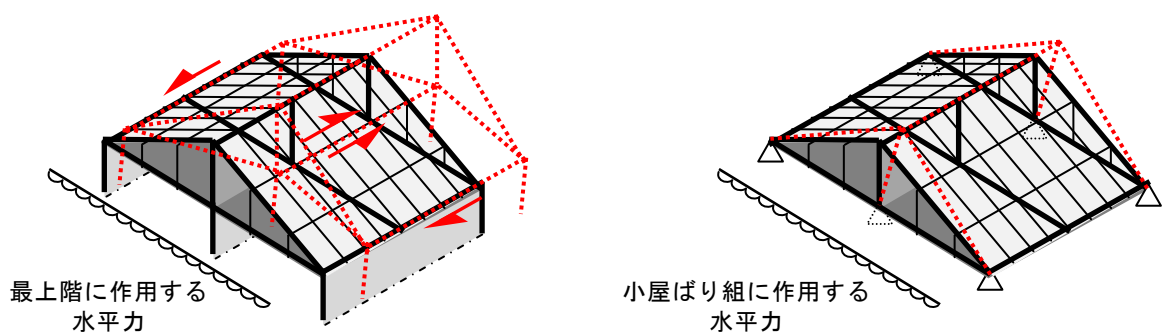
*文献 2.1 より抜粋

2.3 小屋ばり組の水平力に対する抵抗メカニズム

2.3.1 切妻の場合

ここでは切妻に限定して、小屋ばり組の水平力に対する抵抗メカニズムを検討する。地震力や風圧力などの水平力に対する、小屋ばり組の必要性能として、(a)最上階の水平構面としての面内せん断性能（以下、面内せん断）、(b)小屋ばり組単体の水平抵抗性能（以下、水平抵抗）、がある（図 2.3.1-1）。また、切妻では張間方向と桁行方向では水平抵抗メカニズムが大きく異なることを考慮し、図 2.3.1-2～図 2.3.1-5 のように分類して、それぞれの抵抗メカニズムを示す。各抵抗要素の説明を以下に示す。なお、図 2.3.1-2～図 2.3.1-5 において括弧書きとした抵抗要素（面内せん断抵抗における、「鉛直構面のせん断抵抗」および「妻壁のせん断抵抗」）は、屋根構面と小屋ばり構面の一体性を確保する点で、間接的に関与する。

- ・ 屋根構面のせん断抵抗：野地板を留めている釘が寄与する抵抗機構（図 2.3.1-6,参考文献 2.2）。
- ・ 鉛直構面のせん断抵抗：小屋貫や小屋筋かいが寄与する抵抗機構。
- ・ 小屋ばり構面のせん断抵抗：火打ち梁や接合部のモーメント抵抗が寄与する抵抗機構。
- ・ 妻壁のせん断抵抗：妻壁（土塗り壁）が寄与する抵抗機構。
- ・ 垂木のトラス抵抗：垂木がトラスとして寄与する抵抗機構。張間方向載荷時の水平抵抗性能にのみ寄与する。



(a) 最上階の水平構面としての面内せん断性能

(b) 小屋ばり組単体の水平抵抗性能

図 2.3.1-1 小屋ばり組の必要性能

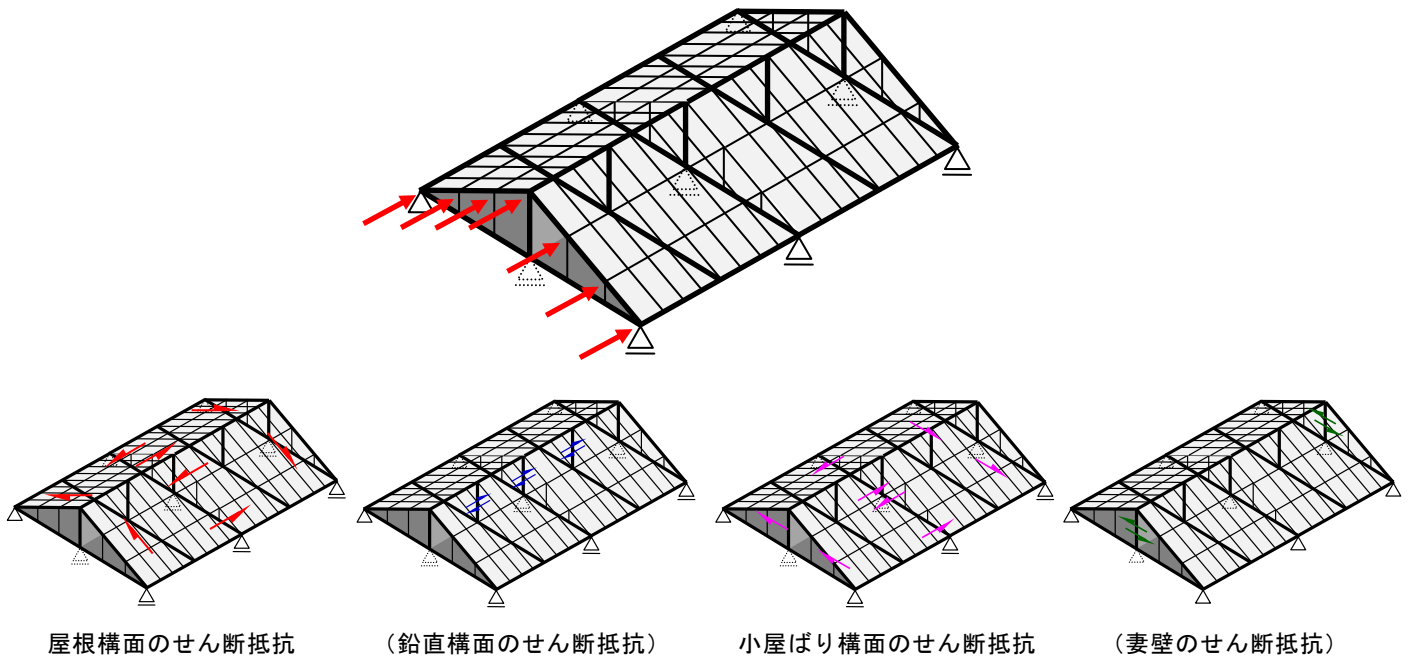


図 2.3.1-2 桁行方向載荷時の面内せん断抵抗

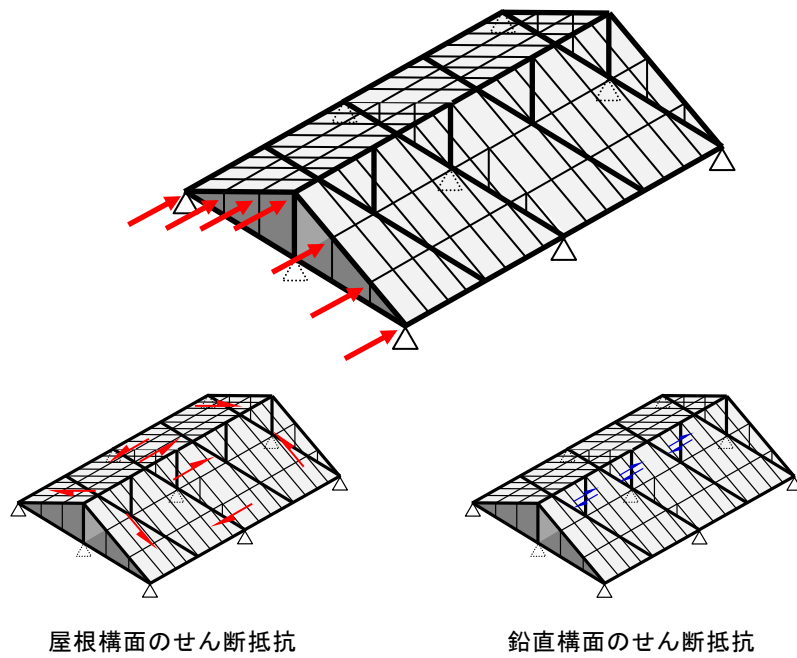


図 2.3.1-3 桁行方向載荷時の水平抵抗

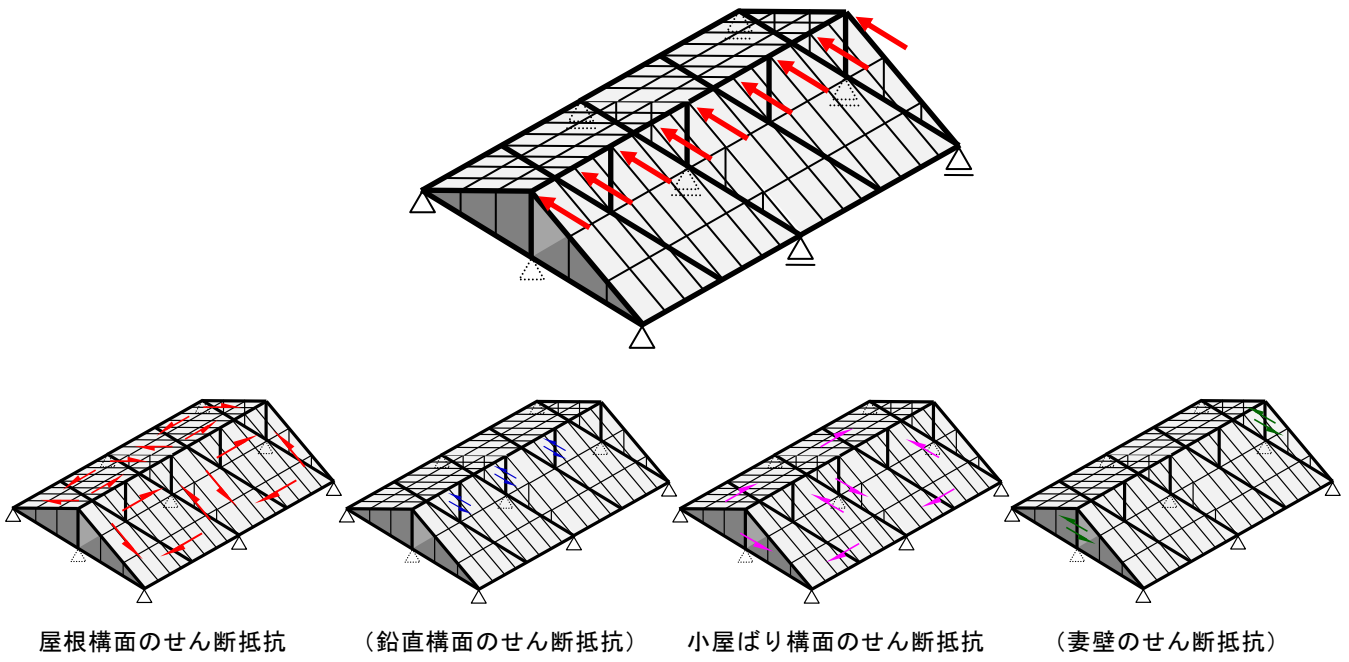


図 2.3.1-4 張間方向載荷時の面内せん断抵抗

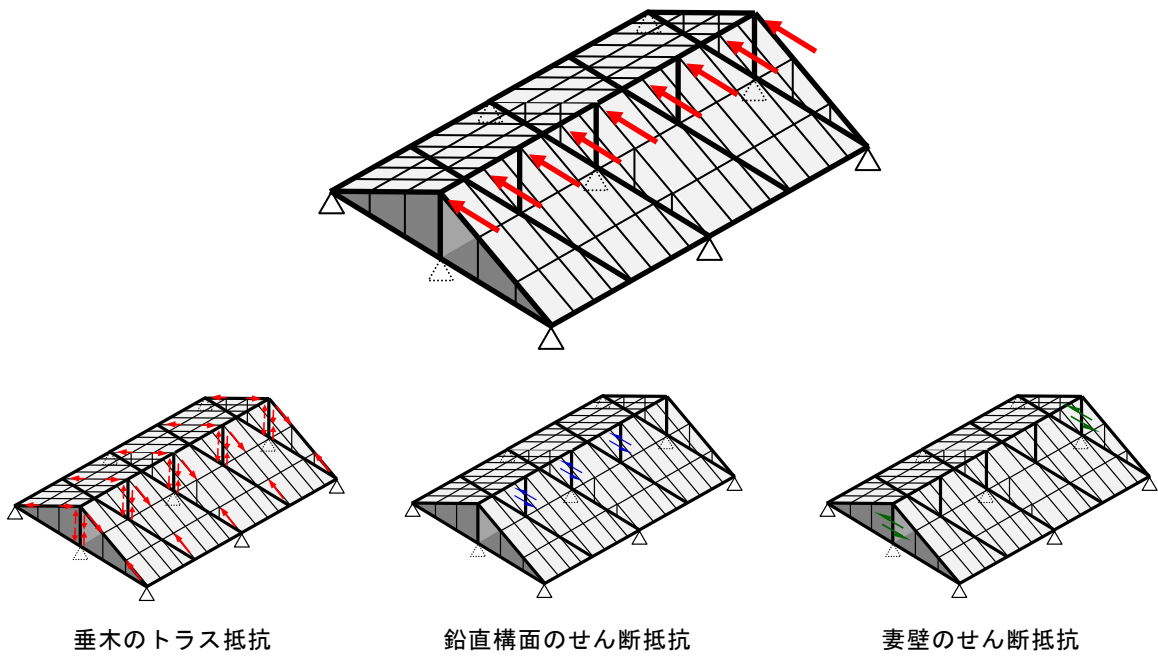


図 2.3.1-5 張間方向載荷時の水平抵抗

主要な要素である屋根構面のせん断抵抗は、文献 2.2 においてその変形成分が示されており（図 2.3.1-6）、伝統仕様では面材釘のすべりが卓越する。

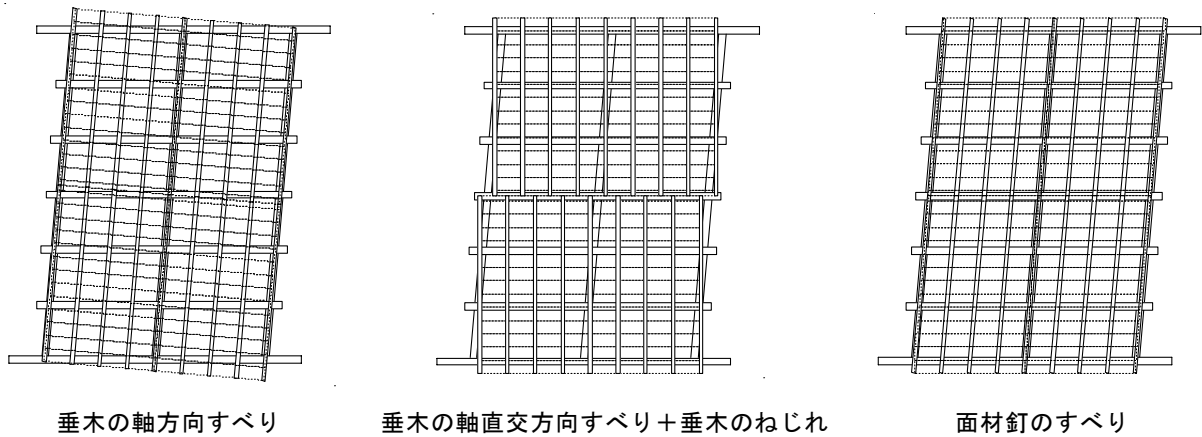


図 2.3.1-6 屋根構面のせん断抵抗による変形成分

張間方向载荷時の水平抵抗（図 2.3.1-5）に寄与する、鉛直構面の垂木によるトラス抵抗を図 2.3.1-7 のように考える。垂木が 2-N75 で接合されているとすれば、軸方向せん断耐力は $q_{//} = 2.6\text{kN}$ 程度^{2.2)}であり、垂木端部の接合部破壊で決まる水平耐力 p (垂木 1 本あたり) が次式のように求まる。

$$p = 2q_{//} \cos \theta \quad (2.3.1)$$

垂木のピッチを 0.455m、桁行長さを L とすれば、水平耐力の総和 P は、

$$P = \frac{pL}{0.455} = \frac{2q_{//}L \cos \theta}{0.455} \quad (2.3.2)$$

また、小屋ばり組重量を $W = wL$ (w = 小屋ばり組の単位面積重量、 l = 張間長さ) とすると、小屋ばり組の層せん断力係数を表す P/W は、

$$\frac{P}{W} = \frac{2q_{//} \cos \theta}{0.455wl} \quad (2.3.3)$$

であり、 $w = 1.3\text{kN/m}^2$ 、 $\cos \theta = 0.926$ (4 寸勾配) を代入すれば、

$$\frac{P}{W} = \frac{8.16}{l} \quad (2.3.4)$$

となる。すなわち、層せん断力係数は l に反比例にするが、 $l = 10\text{m}$ としても 0.816 が確保されており、十分高い性能を有していると言える。

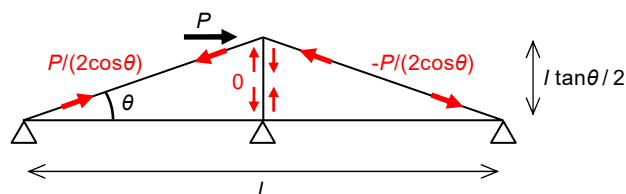


図 2.3.1-7 張間方向鉛直構面の垂木によるトラス抵抗

2.3.2 寄棟の場合

寄棟の場合には、切妻の場合の抵抗要素に加え、さらに棟木、隅木、小屋束で構成される立体トラス抵抗も寄与する。そのメカニズムの説明として、図 2.3.2-1, 図 2.3.2-2 のような、隅木の角度を 45° 、張間長さを $2l$ 、棟木長さを l' (桁行長さは $2l+l'$) とした力学モデルを考える。 $l'=0$ とすれば、方形となる。

面内せん断抵抗 (図 2.3.2-1) では妻ばりへの集中荷重を、水平抵抗 (図 2.3.2-2) では棟木への等分布荷重を考慮しているが、両モデルの力の分布に着目すると、どちらも隅木に生じる軸力は l' に依らない (平面形状に依存しない) が、面内せん断抵抗では l' が長くなるほど、隅木の偶力によって棟木に生じるモーメント $M_r (=Pl')$ が大きくなる。このため、棟木の回転に対して抵抗する、垂木の軸方向抵抗や野地板の曲げせん断抵抗 (図 2.3.2-3) が確保されていないと、棟木の回転が生じ、立体トラス抵抗が十分に発揮されない。図 2.3.2-1 右に示すように、棟木の回転剛性 K_r が十分大きければ $\theta_r \approx 0$ となり、棟木と軒桁が平行に回転する。

写真 2.2.3-2 (2.2.3 寄棟試験体の特徴) で示した、野地板の千鳥配置と整列配置の比較により、整列配置で棟木の回転が生じたのは、図 2.3.2-3 右に示す野地板の曲げせん断抵抗が発揮されないためだと考えられる。結果として、垂木の軸方向抵抗の負担が大きく、垂木の軸方向すべりで最大耐力が決まった。千鳥配置で野地板の曲げせん断抵抗が加算される場合は、棟木が回転せずに隅木が外れるまで隅木の軸力が増加するため、耐力が高かったと考えられる。

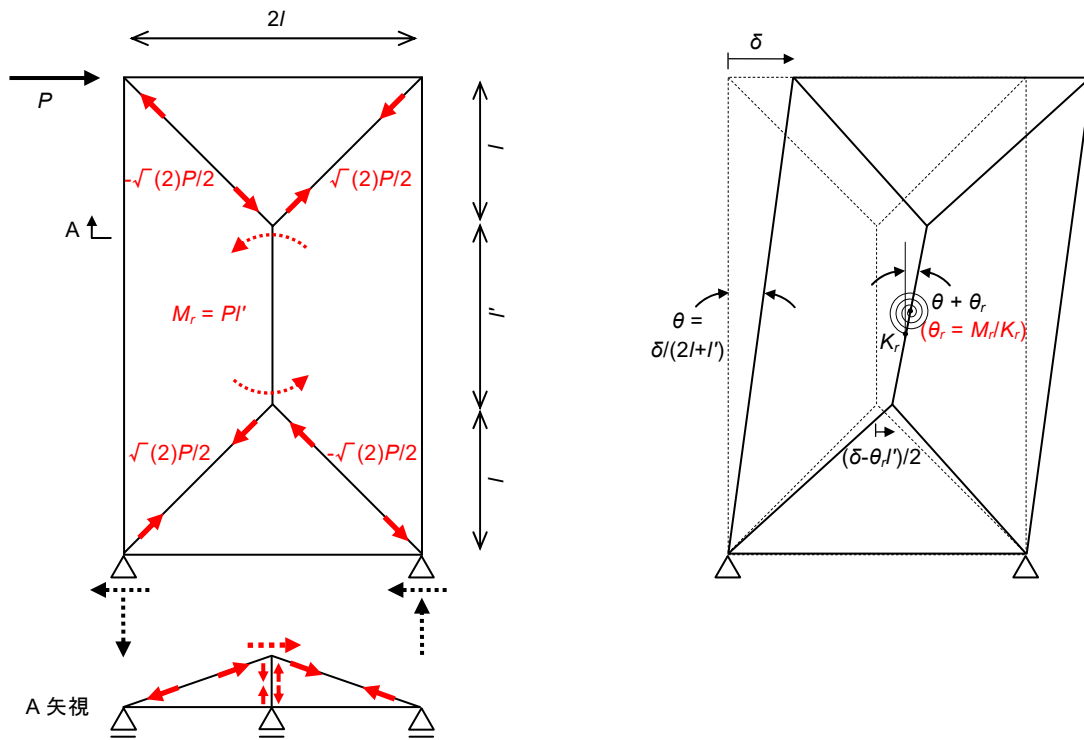


図 2.3.2-1 寄棟の立体トラスによる面内せん断抵抗

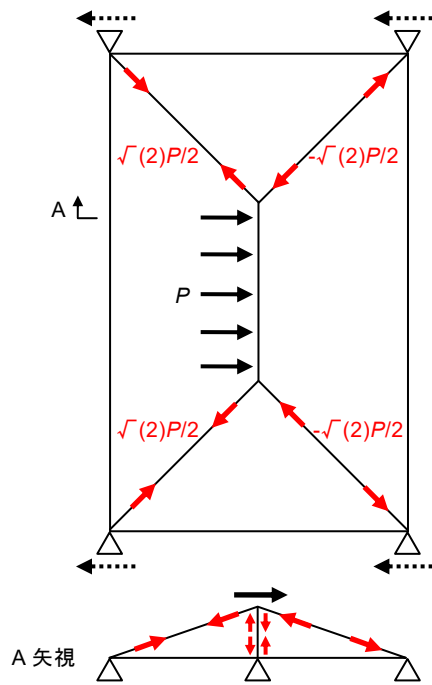


図 2.3.2-2 寄棟の立体トラスによる水平抵抗

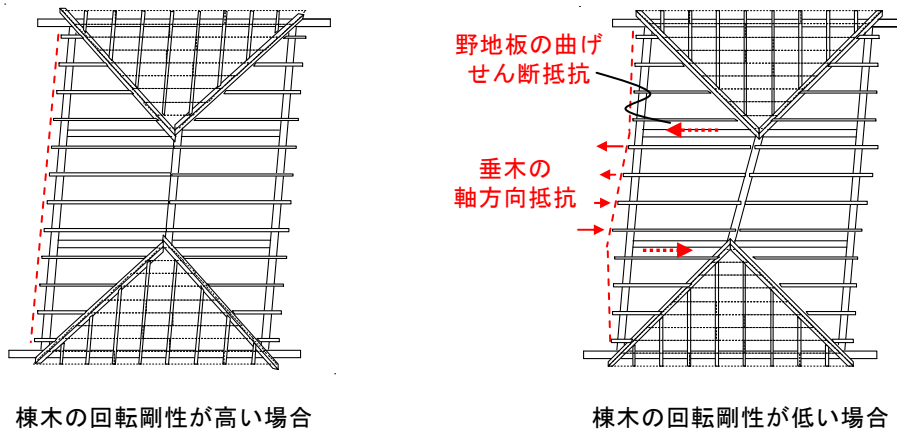


図 2.3.2-3 隅木の偶力に対する棟木の回転抵抗

ここで、棟木の回転剛性の試算を行う。

■垂木の軸方向抵抗の寄与

図 2.3.2-4 のように、向かい合う棟木と軒桁に対し、相対回転 θ_r が生じたとする。位置 x における垂木の軸方向すべり $\delta_{r(x)}$ と軸力 $P_{r(x)}$ は、次式のように表される。

$$\delta_{r(x)} = x\theta_r \quad , \quad P_{r(x)} = \bar{K}_r \delta_{r(x)} \quad (2.3.5a,b)$$

ここで、 \bar{K}_r は単位長さあたりの垂木接合部による軸方向剛性であり、垂木接合部 1 箇所

あたりの軸方向剛性 \hat{k}_r を用い、屋根勾配を ϕ 、垂木が 0.455m 間隔で配置されていると考え、次式より求める。

$$\bar{K}_r = \frac{\hat{k}_r \cos^2 \phi}{2 \times 0.455} \quad (2.3.6)$$

棟木に対し垂木が両側にあることを踏まえ、棟木の回転剛性 K_{θ_r} を求めると、

$$\begin{aligned} K_{\theta_r} &= \frac{2 \int_{-l'/2}^{l'/2} P_{r(x)} x dx}{\theta_r} \\ &= \frac{l'^3 \hat{k}_r \cos^2 \phi}{12 \cdot 0.455} \end{aligned} \quad (2.3.7)$$

となる。 $l' = 1.82\text{m}$ 、 $\hat{k}_r = 939\text{kN/m}$ (2-N75)、 $\cos \phi = 0.912$ を代入すると、

$$K_{\theta_r} = 826 \text{ kNm/rad} \quad (2.3.8)$$

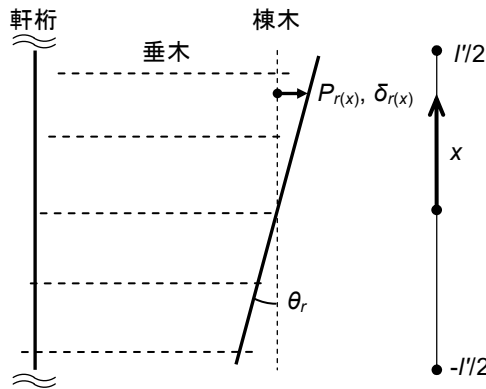


図 2.3.2-4 棟木の回転抵抗における垂木の軸方向抵抗の寄与

■野地板の曲げせん断抵抗

図 2.3.2-5 のように、棟木に θ_r の回転が生じたときの、垂木の軸方向変位分布を考えると、図中赤線のようになる。すなわち、棟木に $\theta_r/2$ の回転、棟木端部で $l'\theta_r/4$ の軸方向変位が生じるが、この棟木端部をまたぐような野地板の曲げせん断抵抗を考慮する。釘は垂木の軸直交方向へは抵抗しないと考え、さらに釘が野地板内で均一に分布していると仮定すると、野地板短手方向の力およびモーメントの釣り合いから、野地板に対する釘のすべり分布が求まり、野地板に作用するせん断力 Q_b 、および曲げモーメント M_b を求めることができる。なお、以下の計算および図 2.3.2-5 は野地板の長手中心が棟木端部位置にあり、野地板の長さが l' に等しい場合を例示している。

まず、野地板の釘の反力は垂木を介して棟木や軒桁に伝達されることを考え、野地板の釘接合部 (3-N45) における釘 1 本あたりのすべり柔性に垂木接合部のすべり柔性を加えつつ、野地板長手方向の単位長さあたりの剛性に変換する。

$$\bar{K}_n = \frac{1}{\frac{1}{3\hat{k}_n} + \frac{2}{l' \hat{k}_r}} \quad (2.3.9)$$

ここで、 n は釘列数であり、5 とする。野地板中央に生じるせん断力 Q_b 、および曲げモーメント M_b は、

$$Q_b = \frac{1}{32} \bar{K}_n l'^2 \theta_r \cos^2 \phi, \quad M_b = \frac{1}{384} \bar{K}_n l'^3 \theta_r \cos^2 \phi \quad (2.3.10a,b)$$

これより、棟木両側にある野地板による回転剛性 $K_{\theta b}$ を求めると、

$$\begin{aligned} K_{\theta} &= \frac{2(Q_b l' + 2M_b)}{\theta_r} \\ &= \frac{7}{96} \bar{K}_n l'^3 \cos^2 \phi \end{aligned} \quad (2.3.11)$$

となり、 $\hat{k}_n = 400 \text{ kN/m}$ (N45, 図 2.4.2-2, 式(2.4.6)) を代入すると、

$$K_{\theta} = 338 \text{ kNm/rad} \quad (2.3.12)$$

野地板と棟木端部の位置関係は様々にあり得るが、図 2.3.2-5 のような位置関係にある野地板が 3 列ほどあるとすれば、 $3K_{ob} = 1015\text{kNm/rad} > K_{\theta r}$ であり、垂木の軸方向抵抗のみの場合より、棟木の回転を半分以下に抑えられるため、野地板の曲げせん断抵抗の寄与は大きいと言える。

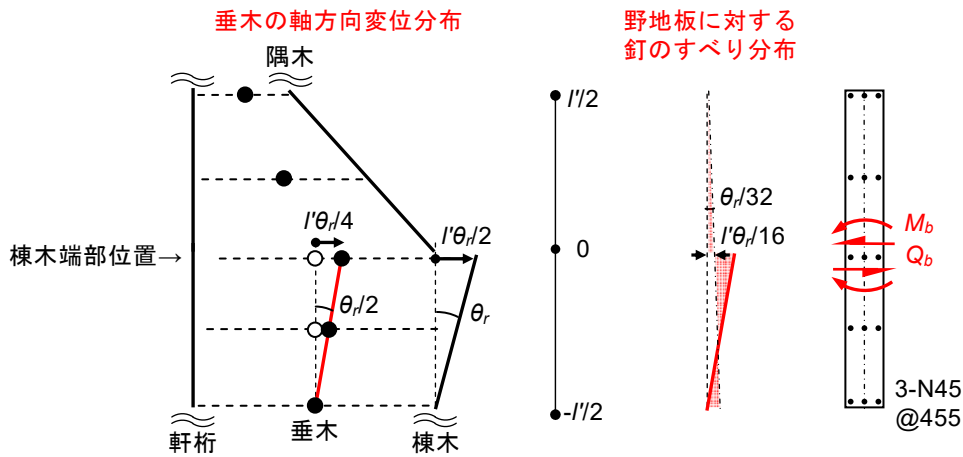


図 2.3.2-5 棟木の回転抵抗における野地板の曲げせん断抵抗の寄与

なお、図 2.3.2-1 に示した通り、立体トラス抵抗によって棟木に生じるモーメント M_r の最大値は、隅木接合部の耐力で決まる場合、 l' に比例するが、垂木の軸方向抵抗による棟木の抵抗モーメントの最大値は l'^2 に比例する。したがって、 $l' =$ 小のときは野地板の曲げせん断抵抗にも期待する必要がある一方、 $l' =$ 大になると、垂木の軸方向抵抗のみでも賄えるようになる。

2.4 屋根構面と小屋ばり構面の床倍率の加算則成立条件

2.4.1 力学モデルと境界条件

文献 2.3 の力学モデルを踏襲する。すなわち、図 2.4.1-1 のように 1)屋根構面、2)小屋ばり構面、3)鉛直構面の 3 構面からなると考え、図 2.4.1-2 のような力学モデルで表す。力学モデル中の各要素は、それぞれ以下を表す。

k_1 : 屋根構面のせん断抵抗要素 (野地板等)

k_2 : 小屋ばり構面のせん断抵抗要素 (火打ちばり、はりーはり仕口等)

k_3 : 鉛直構面のせん断抵抗要素 (小屋筋かい、小屋貫等)

k_n : 屋根構面の曲げ抵抗要素

k_b : 小屋ばり構面の曲げ抵抗要素

k_n, k_b は図 2.4.1-3 のように横架材の弱軸曲げ抵抗を表す。 k_n はほぼゼロと考えられるが、 k_b は小屋ばりの弱軸曲げ抵抗 (EI) を考慮して算入する。

なお、本検討では桁行方向への水平荷重下の挙動のみ対象とする。張間方向については、床倍率の加算則成立が成立しやすく、桁行方向よりも性能が高いと考えられるためである。

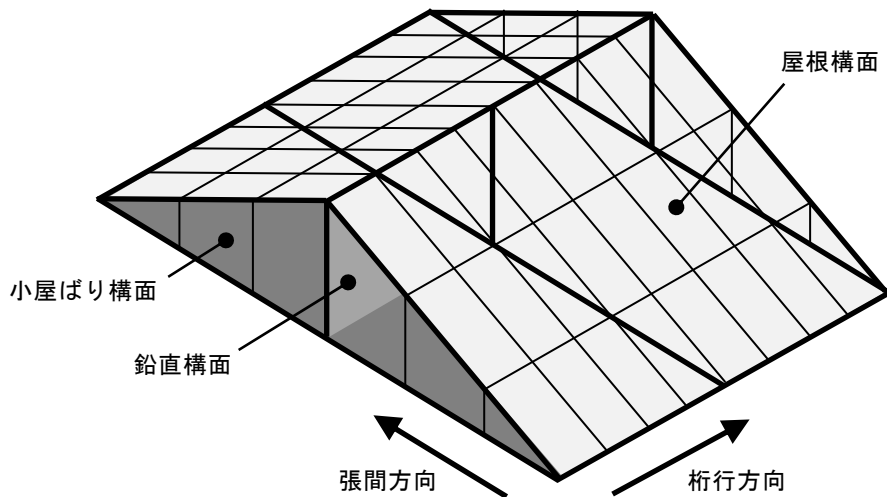


図 2.4.1-1 小屋ばり組における各抵抗要素の定義

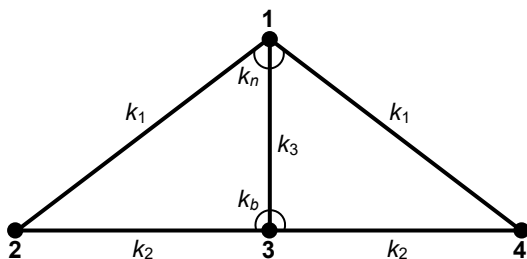


図 2.4.1-2 力学モデル (数字は節点番号)

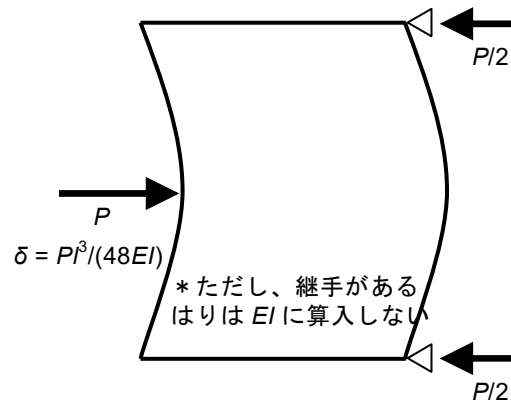


図 2.4.1-3 屋根構面・小屋ばり構面の曲げ剛性

図 2.4.1-2 の力学モデルの節点 i に作用する力 P_i と変位 δ_i の関係は、次式のように表される（文献 2.3 の式を一部変更）。

$$\begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 2k_1 + k_3 + k_n & -k_1 - k_n/2 & -k_3 & -k_1 - k_n/2 \\ & k_1 + k_2 + k_b/4 + k_n/4 & -k_2 - k_b/2 & k_b/4 + k_n/4 \\ & & 2k_2 + k_3 + k_b & -k_2 - k_b/2 \\ sym. & & & k_1 + k_2 + k_b/4 + k_n/4 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \end{Bmatrix} \quad (2.4.1)$$

図 2.4.1-4 に示す 2 種の荷重条件（屋根構面等分布荷重と小屋ばり構面集中荷重）と 2 種の境界条件（片側耐力壁線と両側耐力壁線）の組み合わせを考慮する（条件 1～条件 4）。屋根構面への等分布荷重は地震または風による水平力を表し、小屋ばり構面への集中荷重は内壁の反力を小屋ばり組が的確に伝達できるか否かを判別するための仮定の応力状態を表す。片側耐力壁線または両側耐力壁線は、両極端なせん断力分布を再現したものである。ただし、屋根構面等分布荷重は、各節点の支配面積に応じた等価節点荷重に置き換えた（図 2.4.1-4 中の条件 1,2 の右図）。

実際には屋根構面等分布荷重と小屋ばり構面集中荷重が同時に作用するが、両荷重条件で生じるせん断応力が逆向きになることを踏まえ、条件 1,2 および条件 3,4 は独立に考えて良いこととした。

以下に各条件下で考慮する外力ベクトルと変位の適合条件を示す。剛性の算出にあたり、力は左側半スパンのせん断応力、変位は $\max\{\delta_1, \delta_3\}$ で定義した。

条件 1（屋根構面等分布荷重・片側が耐力壁線）：

$$\{P_1, P_2, P_3, P_4\}^T = \{P/2, 0, 0, P/4\}^T, \quad \delta_2 = 0 \quad (2.4.2a,b)$$

条件 2（屋根構面等分布荷重・両側が耐力壁線）：

$$\{P_1, P_2, P_3, P_4\}^T = \{P/2, 0, 0, 0\}^T, \quad \delta_2 = \delta_4 = 0 \quad (2.4.3a,b)$$

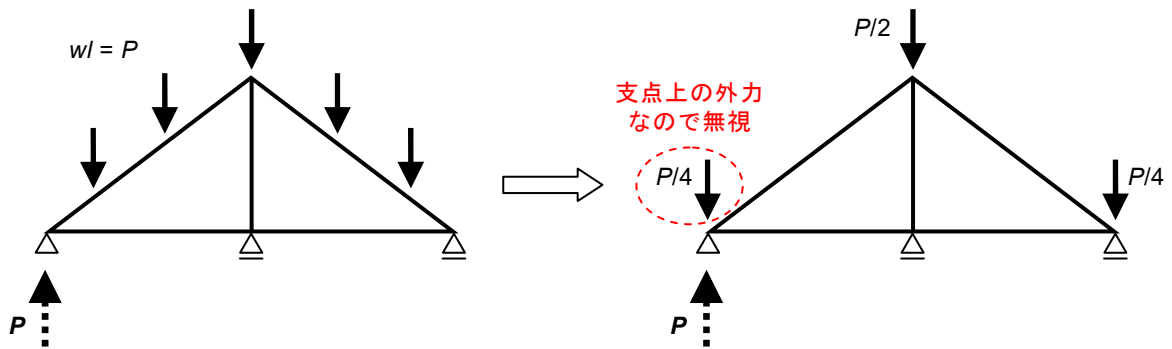
条件 3（小屋ばり構面集中荷重・片側が耐力壁線）：

$$\{P_1, P_2, P_3, P_4\}^T = \{0, 0, P, 0\}^T, \quad \delta_2 = 0 \quad (2.4.4a,b)$$

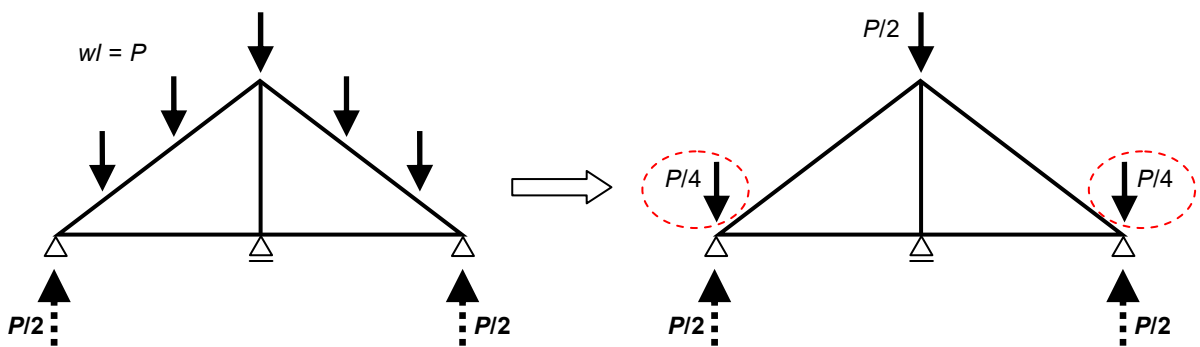
条件 4（小屋ばり構面集中荷重・両側が耐力壁線）：

$$\{P_1, P_2, P_3, P_4\}^T = \{0, 0, P, 0\}^T, \quad \delta_2 = \delta_4 = 0 \quad (2.4.5a,b)$$

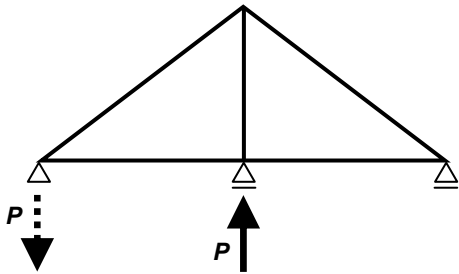
条件 1) 屋根構面等分布荷重 (片側が耐力壁線)



条件 2) 屋根構面等分布荷重 (両側が耐力壁線)



条件 3) 小屋ぶり構面集中荷重 (片側が耐力壁線)



条件 4) 小屋ぶり構面集中荷重 (両側が耐力壁線)

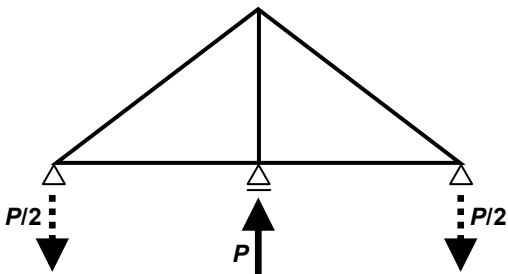


図 2.4.1-4 設定した 4 種の荷重条件と境界条件の組み合わせ
(矢印は紙面奥行き方向の荷重を表し、下向きは奥側、上向きは手前側とする)

2.4.2 既往実験に対する試計算

文献 2.1 に示される切妻屋根のせん断実験試験体(図 2.2.1-1, 表 2.2.1-2, RGCB)に対し、試計算を行う。

各バネ定数の推定：

①屋根構面のせん断剛性 k_1 (図 2.4.2-1)

面材釘 (N45) 1 本あたりのせん断剛性 (文献 2.1, 図 2.4.2-2)

$$K = \frac{550N}{1.4mm} \approx 400N/mm \quad (2.4.6)$$

釘接合部 1 箇所あたりの回転剛性 (釘間隔 90mm x3 本)

$$K_\theta = 400 \times (0.09)^2 \times 2 = 6.48kNm/rad \quad (2.4.7)$$

屋根構面のせん断剛性 k_1 (垂木ピッチ 455mm, 母屋ピッチ 910mm)

$$\begin{aligned} k_1 &= K_\theta \left(\frac{L}{0.455} + 1 \right) \left(\frac{4l}{0.91} + 1 \right) \frac{\cos^3 \theta}{l^2} \\ &= 6.48 \times 117 \times \frac{0.914^3}{2.73^2} \quad (\text{床倍率換算で } \underline{0.25}) \\ &= 77.6kN/m \end{aligned} \quad (2.4.8)$$

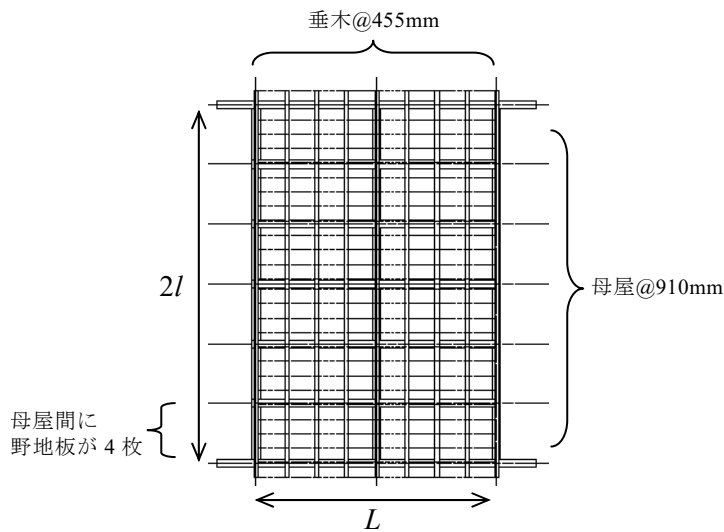


図 2.4.2-1 k_1 計算用モデル

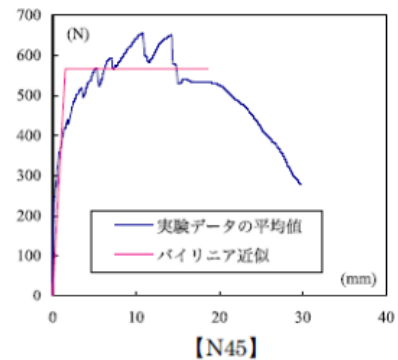


図 2.4.2-2 面材釘 1 本あたりのせん断カーブ関係

*文献 2.1 より抜粋

②小屋ばり構面のせん断剛性 k_2 (図 2.4.2-3)

はり-桁接合部の回転剛性 (文献 2.1, 図 2.4.2-4)

$$K_{\theta} = 66.7 \times \frac{1}{6} = 11.1 \text{ kNm/rad} \quad (2.4.9)$$

小屋ばり構面のせん断剛性 k_2 (1820mm ピッチの小屋ばり両端に接合部があると想定)

$$\begin{aligned} k_2 &= 2K_{\theta} \left(\frac{L}{1.82} + 1 \right) \frac{1}{2l^2} \\ &= 2 \times 11.1 \times 3 \times \frac{1}{2 \times 2.73^2} \quad (\text{床倍率換算で } \mathbf{0.014}) \\ &= 4.47 \text{ kN/m} \end{aligned} \quad (2.4.10)$$

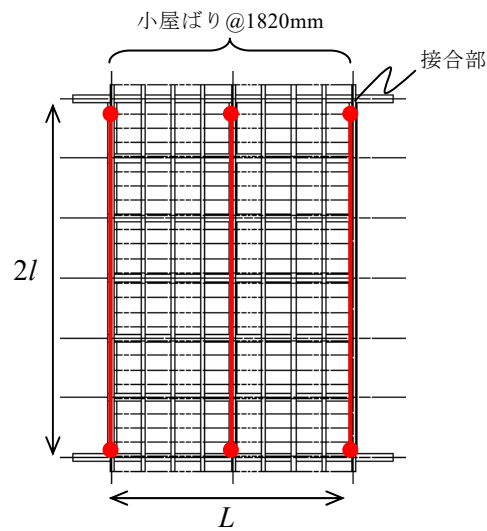


図 2.4.2-3 k_2 計算用モデル

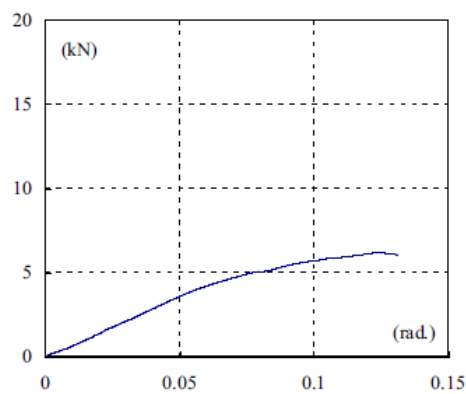


図 2.4.2-4 軸組のみの荷重-せん断変形角関係の包絡線

*文献 2.1 より抜粋

③鉛直構面のせん断剛性 k_3

小屋貫の回転剛性 ($E_0=6000\text{N/mm}^2, E_{90}=E_0/50, n=5, \text{通し貫}$)^{2.4)}

$$K_\theta = 39.4\text{kNm/rad} \quad (2.4.11)$$

各鉛直構面のせん断剛性 $k_3^{(i)}$ (1820mm ピッチの小屋ばり上に小屋束があると想定、 h = 最も高い小屋束の高さ)

$$k_3^{(1)} = K_\theta \left(\frac{L}{1.82} + 1 \right) \frac{1}{h^2} \quad (2.4.12)$$

$$k_3^{(2)} = K_\theta \left(\frac{L}{1.82} + 1 \right) \frac{1}{h^2} \left(\frac{3}{2} \right)^2 \quad (2.4.13)$$

鉛直構面のせん断剛性 k_3 (図 2.4.2-5 に示す範囲の鉛直構面を計算に考慮)

$$\begin{aligned} k_3 &= k_3^{(1)} + k_3^{(2)} \times \frac{2}{3} \times 2 \\ &= 39.4 \times 3 \times \frac{1}{1.109^2} + 39.4 \times 3 \times \frac{1}{1.109^2} \times \left(\frac{3}{2} \right)^2 \times \frac{2}{3} \times 2 = 384.9\text{kN/m} \end{aligned} \quad (2.4.14)$$

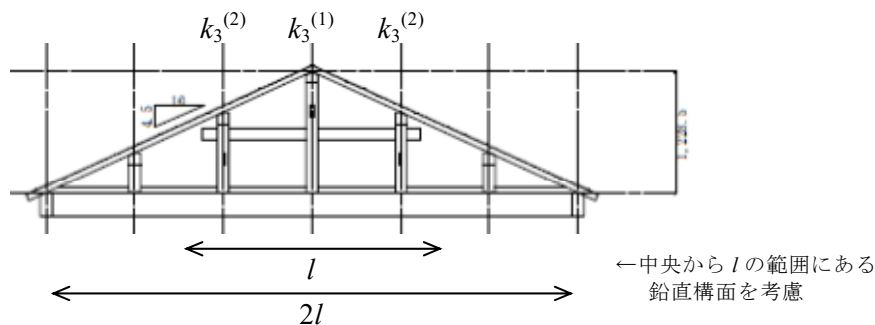


図 2.4.2-5 複数の鉛直構面をもつ場合の計算モデル

* 小屋束の傾斜復元力が k_3 におよぼす影響

初期剛性が不明瞭なため、 $\delta/a=0.1$ で最大荷重 $P/P_0=0.8$ に達するとした場合の割線剛性を考慮に入れる (図 2.4.2-6)。

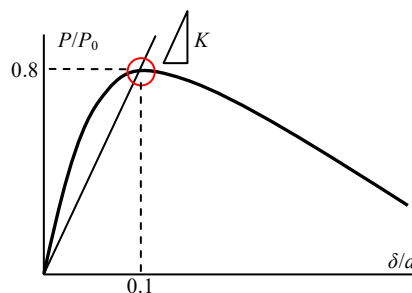


図 2.4.2-6 傾斜復元力の割線剛性

鉛直構面 1 構面あたりの P_0 (棧瓦葺屋根構面の単位面積あたりの荷重 $w=1.3\text{kN/m}^2$ とする
2.5)

$$\begin{aligned} P_0 &= 0.91wL \frac{0.12}{h} \\ &= 0.91 \times 1.3 \times 3.64 \times \frac{0.12}{1.109} \\ &= 0.467\text{kN} \end{aligned} \quad (2.4.15)$$

$0.8P$ で $\delta=0.1a=0.1 \times 120=12\text{mm}$ (a = 小屋束せい) に達するとした場合の割線剛性は、

$$K = \frac{0.8P}{\delta} = \frac{0.8 \times 0.467}{0.12} = 31.1\text{kN/m} \quad (2.4.16)$$

(高さ 1m とすると、約 $1/83\text{rad}$ での割線剛性に相当)

傾斜復元力が寄与する k_3

$$\begin{aligned} k_3 &= k_3^{(1)} + k_3^{(2)} \times \frac{2}{3} \times 2 \\ &= 31.1 + 31.1 \times \frac{3}{2} \times \frac{2}{3} \times 2 = 93.3\text{kN/m} \end{aligned} \quad \begin{array}{l} \text{(小屋貫の寄与分の約 24\%)} \\ (2.4.17) \end{array}$$

④小屋ばり構面の曲げ剛性 k_b

$$k_b = \frac{48EI}{l^3} \left(\frac{L}{1.82} + 1 \right) = 183.4\text{kN/m} \quad (2.4.18)$$

ただし、 $E=6000\text{N/mm}^2$, $I=240 \times 120^3/12\text{mm}^4$, $l=5460\text{mm}$, 小屋ばりピッチ=1820mm とした

以上より、各部材断面・部材間隔はそのまま、平面規模の相似比を n とした場合、

$$k_1 \propto n^0, \quad k_2 \propto n^{-1}, \quad k_b \propto n^{-2} \quad (2.4.19\text{a-c})$$

であり、要素毎にスケール効果が異なる。すなわち、縮小試験体と実大試験体では、各剛性値のバランスが異なることに留意する必要がある。

2.4.3 パラメトリックスタディ

前項で示した条件1～条件4における、左側半スパンの見かけのせん断剛性 K の変化を図 2.4.3-1 に示す。縦軸は K を (k_1+k_2) で基準化しており、すなわち $K/(k_1+k_2) = 1$ であれば加算則が成立していることを表す。横軸は k_3/k_1 としており、鉛直構面のせん断剛性を屋根構面のせん断剛性で除した値である。得られた傾向を以下に示す。

1) k_b を無視した場合、条件 1,2 では加算則がほぼ成立しているが、条件 3,4 では $K/(k_1+k_2) = 0.72 \sim 0.86$ 程度で加算則が成立しているとはいいがたいケースもある。しかし、 k_b を考慮すれば、いずれの条件でも $K/(k_1+k_2)$ が 1 を超え、加算則が成立している。すなわち、条件 3,4 のような内壁の反力は、小屋ばり構面の曲げ抵抗による伝達が示唆され、 k_b の存在によって結果的に加算則成立とみなせる剛性が確保される。

2) 傾斜復元力の有無の影響はそれほど顕著ではない(小屋貫だけでもある程度大きな k_3/k_1 が得られている)。

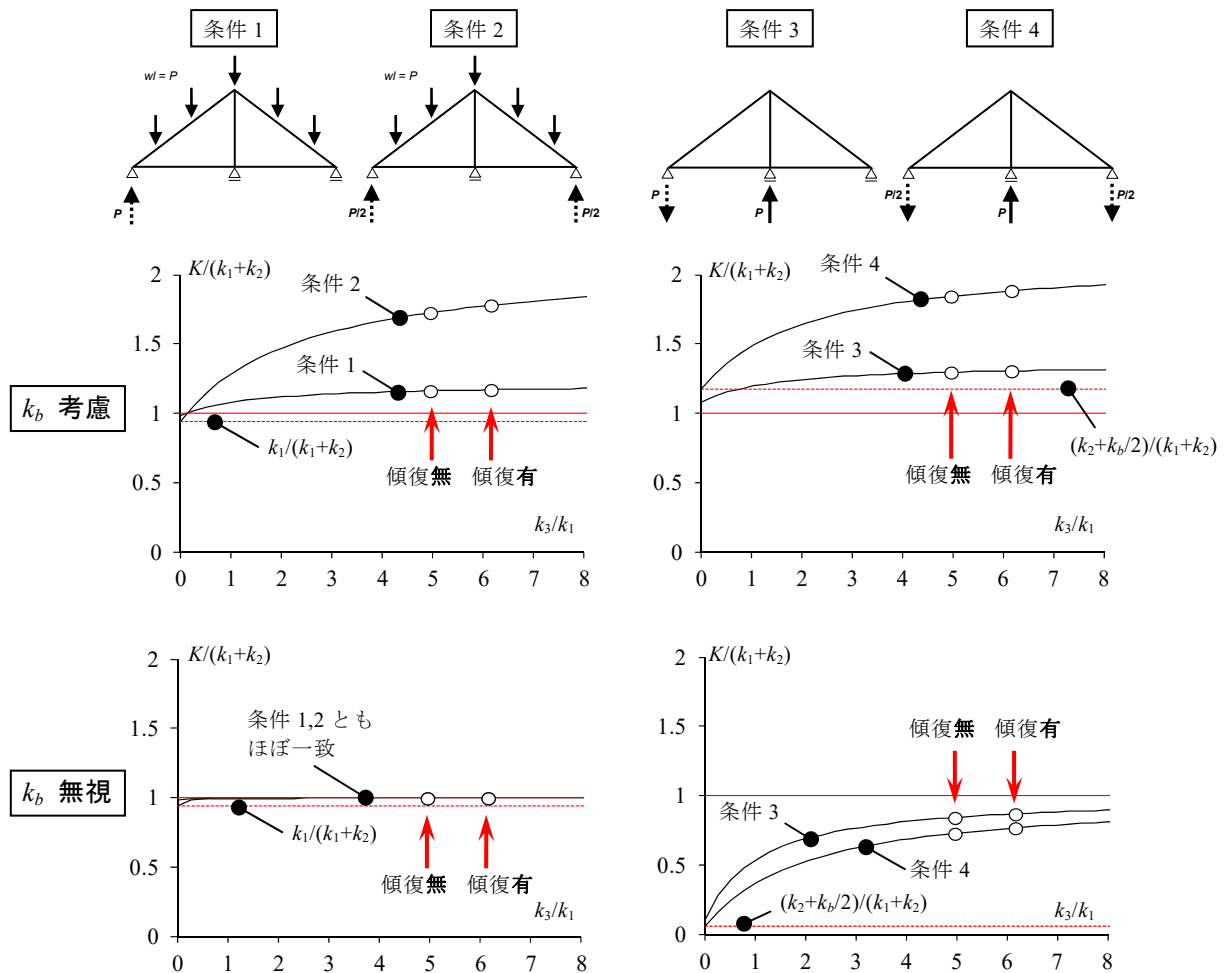


図 2.4.3-1 k_3 を変化させた場合の左側半スパンの見かけのせん断剛性 K の比較

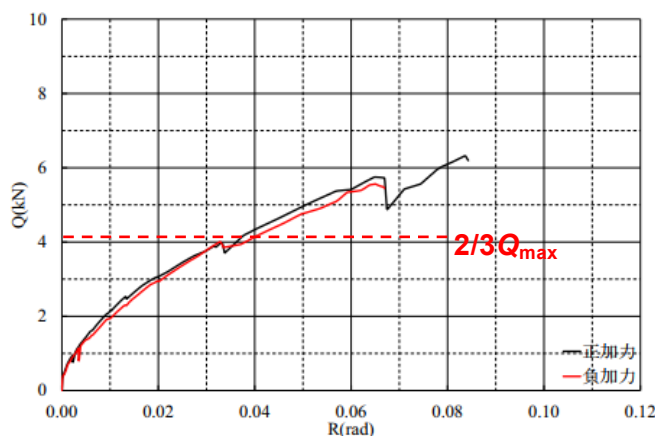
2.5 性能値の評価方法

2.4.2 項で示した切妻屋根試験体について、文献 2.1 の実験結果から得られた RGCB 試験体の床倍率換算値を表 2.5-1 に示す。なお、文献 2.1 では図 2.2.1-2 のような載荷方法が用いられており、前節で述べた床倍率の加算は成立していると考えられる。

従来のように 4 指標の最小値で評価すると 0.26 となる ($0.2Q_u/D_s$ で決定)。しかし、 D_s による評価は本来鉛直構面に対して有効な考え方であり、また降伏耐力 Q_y や $1/120\text{rad}$ 時耐力 $Q_{1/120}$ による評価も伝統系の要素は概して変形量が多いことを考慮すると、適切ではないと言える。そこで、 $2/3Q_{\max}$ で床倍率を評価すると、0.53 となる。ただし、図 2.5-1 のせん断力-変形角関係が示すように、試験体は $1/15\text{rad}$ 以上まで耐力低下することなく、真の Q_{\max} が得られている訳ではないため $Q_{\max} \doteq Q_{1/15}$ であり、また $2/3Q_{\max} \doteq Q_{1/30}$ であることがグラフより読み取れる。このような許容せん断耐力の設定は、大地震時における水平構面の存在せん断力が $2/3Q_{\max}$ 以下であることを担保することと対応すると言える。

表 2.5-1 RGCB 試験体の床倍率換算値

	Q_y	$Q_{1/120}$	$2/3Q_{\max}$	$0.2Q_u/D_s$
耐力 (kN)	2.70	1.93	3.83	1.89
床倍率換算値	0.37	0.27	0.53	0.26



* 文献 2.1 より抜粋

図 2.5-1 RGCB 試験体のせん断力-変形角関係

2.6 必要性能

2.6.1 最上階の水平構面としての面内せん断性能を有していること

2.6.1.1 前提条件

平成 26 年度国土交通省基準整備促進事業「垂れ壁付き独立柱・だぼ入れにより水平方向のみ拘束した柱脚等で構成された木造建築物の設計基準に関する検討」では、床構面の降伏が局所的なせん断力ではなく、スパン内での平均せん断力と対応付けられることを実験により示した上で、せん断力分布を表す α の見直しを行った。小屋ばり組の評価にも同様の考え方を適用する場合、小屋ばり組の降伏は棟木を中心とした左右半スパン内で生じると考えられる。したがって、耐力壁線間ごとにせん断力分布を考えるのではなく、もう少し巨視的に、小屋ばり組内全体のせん断力分布を考える必要がある。

この場合、平成 12 年建設省告示第 1352 号に基づく四分割法による『壁率比 ≥ 0.5 』を満たしているとすれば、小屋ばり組にとって最も厳しいせん断力分布とは、図 2.6.1-1 のように両端のせん断力が 1:2 程度になると考えられ、従来の耐力壁線で囲まれた領域で考える場合の『片側のみ耐力壁線』の条件のような三角形分布よりは緩和される。

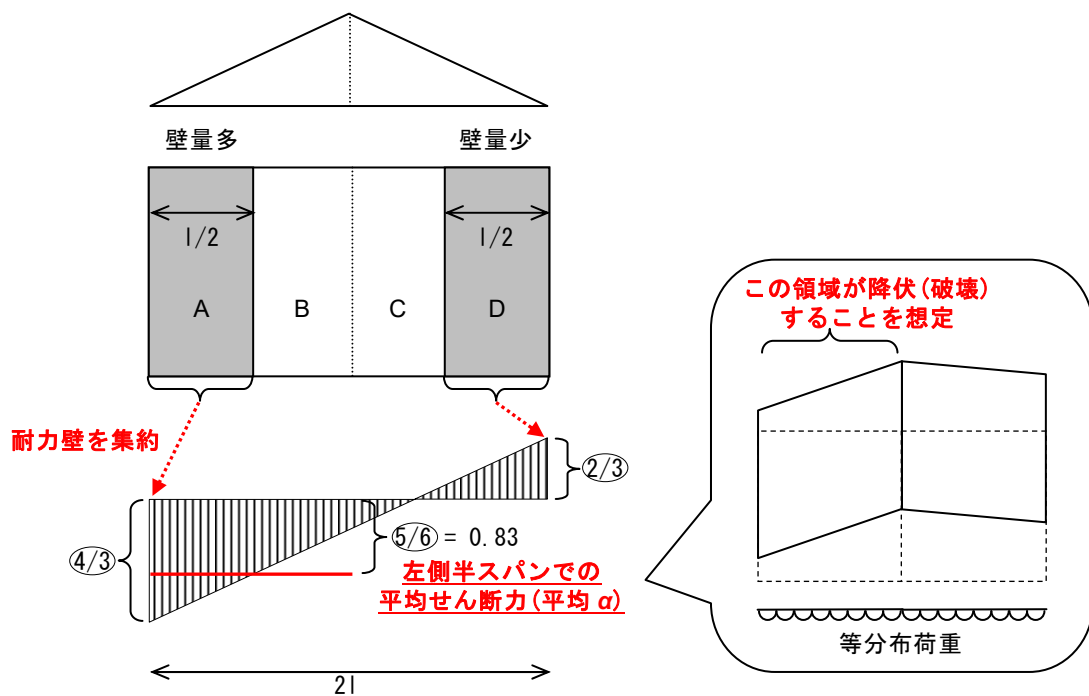


図 2.6.1-1 壁率比=0.5 のときの小屋ばり組内のせん断力分布

ただし、図 2.6.1-1 において、耐力壁が全て領域 A, D 内に存在し、それらが外壁線上にあると仮定している。しかし実際には、図 2.6.1-1 における領域 B+C にも耐力壁が存在するため、これらを棟木直下に集約できるとすれば、せん断力分布は図 2.6.1-2 のようになる。この場合、小屋ばり組の検定に用いる α は、次式のように表される。

$$\alpha = \max\left\{\begin{array}{l} \text{領域}A+B\text{の平均}\alpha, \quad \text{領域}C+D\text{の平均}\alpha \\ \frac{2 \times A\text{の存在壁量}}{\text{全体の存在壁量}} - \frac{A+B\text{の必要壁量}}{\text{全体の必要壁量}} \\ \frac{2 \times D\text{の存在壁量}}{\text{全体の存在壁量}} - \frac{C+D\text{の必要壁量}}{\text{全体の必要壁量}} \end{array}\right\} \quad (2.6.1)$$

また、図 2.6.1-1、図 2.6.1-2 の比較から明らかなように、領域 B+C の耐力壁の考慮により、 α は緩和されるため、図 2.6.1-1 は小屋ばり組のせん断力分布として最も厳しい条件となる。

図 2.6.1-2 のせん断力図を描くのに必要なパラメータは、『全体の必要壁量』、『全体の存在壁量』、『A の存在壁量』、『D の存在壁量』、『A+B の必要壁量（平面形状が矩形でない場合に必要）』の 5 種であり、壁量の確認および四分割法による検定の過程で既に計算されている。

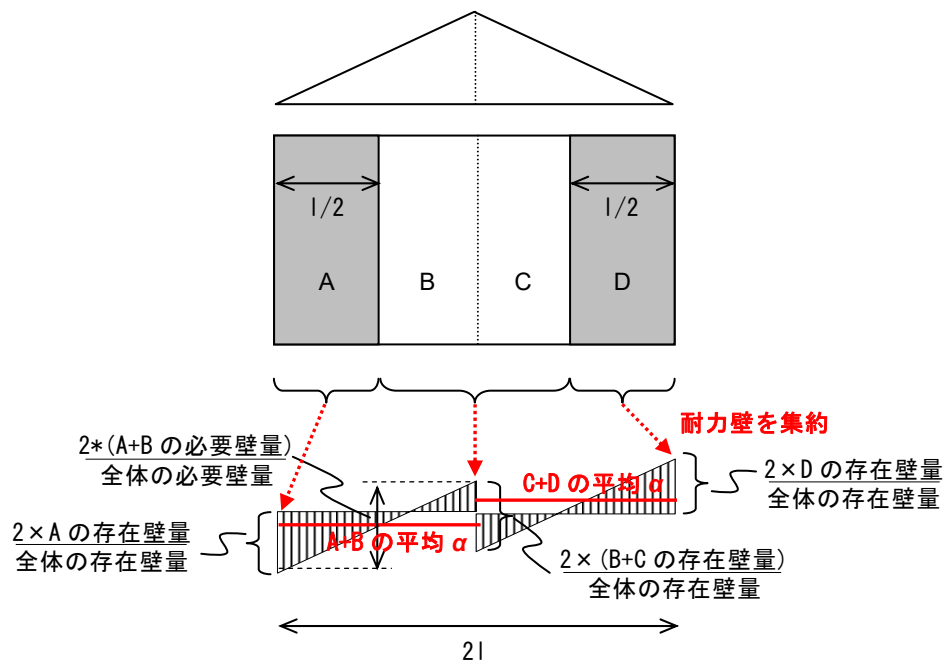


図 2.6.1-2 各領域の壁量を考慮した場合の小屋ばり組内のせん断力分布

2.6.1.2 必要床倍率算定式における α の提案

以上より、必要床倍率算定式における α は、図 2.6.1-3、図 2.6.1-4 のように整理できる。任意の壁率比での α を定めることも可能であるが、ここでは『偏心なし（壁率比=1）』と『偏心あり（壁率比=0.5）』で分類した。

図 2.6.1-4 の『小屋ばり構面に集中荷重を受ける場合』における β は、内壁（領域 B+C に存在する耐力壁）の負担割合を表し（ $\beta = 0 \sim 1$ ）、その作用位置も棟木直下とは限らないことを勘案して、内壁の位置 x （ $= 0.25 \sim 0.75$ ）も考慮した。

前述のように、『屋根構面に等分布荷重を受ける場合（図 2.6.1-3）』と『小屋ばり構面に集中荷重を受ける場合（図 2.6.1-4）』は同時に発生しているため、両荷重条件における α の単純加算が可能であるとする、

$$\alpha = \begin{cases} |0.5 - 2\beta x| & \text{for } x \leq 0.5 \\ |0.5 - 2\beta(1-x)| & \text{for } 0.5 < x \leq 1 \end{cases} \quad \text{偏心なし（壁率比=1）}$$

$$\alpha = \begin{cases} \max \left\{ \left| \frac{5}{6} - 4\beta x \left(-\frac{4}{3}x^2 + x + \frac{1}{2} \right) \right|, \left| \frac{1}{6} - 2\beta x \left(-\frac{2}{3}x + 1 \right) \right| \right\} & \text{for } x \leq 0.5 \\ \max \left\{ \left| \frac{5}{6} - 2\beta(1-x) \left[\frac{2}{3}(1-x) + 1 \right] \right|, \left| \frac{1}{6} - 4\beta(1-x) \left(\frac{4}{3}x^2 - \frac{5}{3}x + \frac{5}{6} \right) \right| \right\} & \text{for } 0.5 < x \leq 1 \end{cases}$$

偏心あり（壁率比=0.5） (2.6.2a,b)

であり、 $x = 0.5$ （内壁が棟木直下にある）の場合には、

$$\alpha = |0.5 - \beta| \quad \text{偏心なし（壁率比=1）}$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{5}{6} - \frac{4}{3}\beta & \text{for } 0 \leq \beta < 0.5 \\ -\frac{1}{6} + \frac{2}{3}\beta & \text{for } 0.5 \leq \beta \leq 1 \end{cases} \quad \text{偏心あり（壁率比=0.5）} \quad (2.6.3a,b)$$

と表すことができる。

図 2.6.1-5(a)~(c)に、 $x = 0.5$ （内壁が棟木直下にある場合）、および内壁が偏った位置にある $x = 0.25, 0.75$ の 3 ケースについて、内壁の負担割合 β に対する α の変化を示す。 $x = 0.5$ のときは $\beta = 0.5$ で α が最小値となっていたのに対し、 $x = 0.25$ や 0.75 では $\beta > 0.5$ で α が最小値となっている。したがって、 $\beta = 0 \sim 0.6$ 程度の範囲内では、 $x = 0.5$ のときの α が最小となることが分かり、 $x = 0.5$ という単純な条件下に加え、 $x \neq 0.5$ における α の増加も考慮する必要がある。

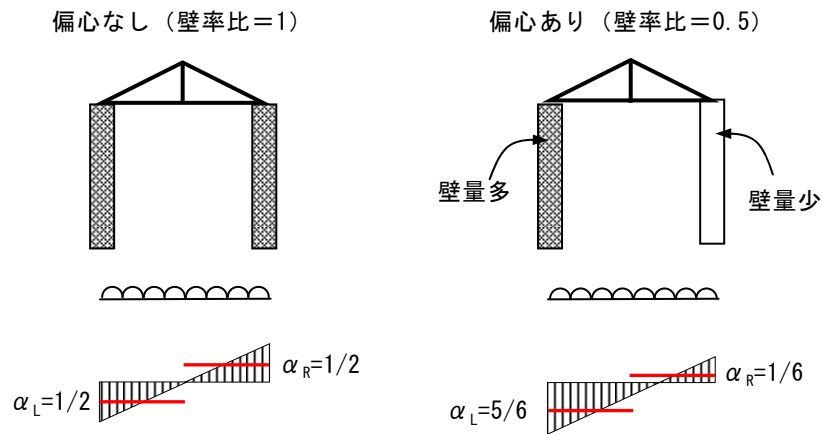


図 2.6.1-3 屋根構面に等分布荷重を受ける場合の境界条件に応じた係数

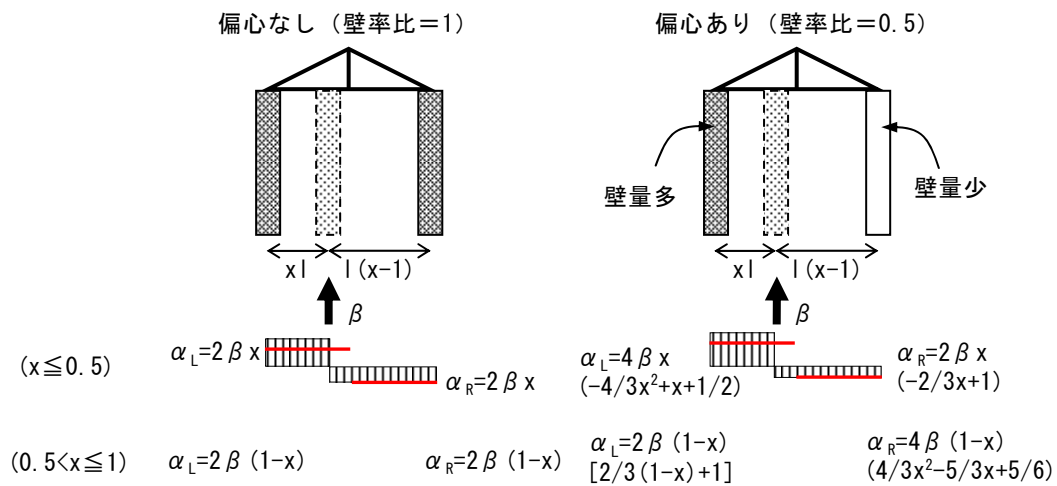
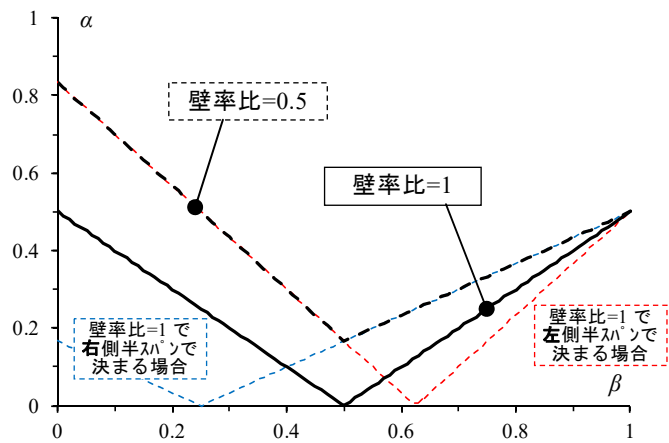
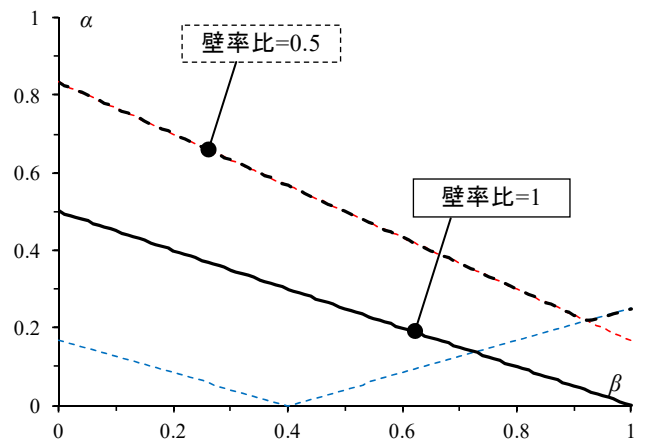


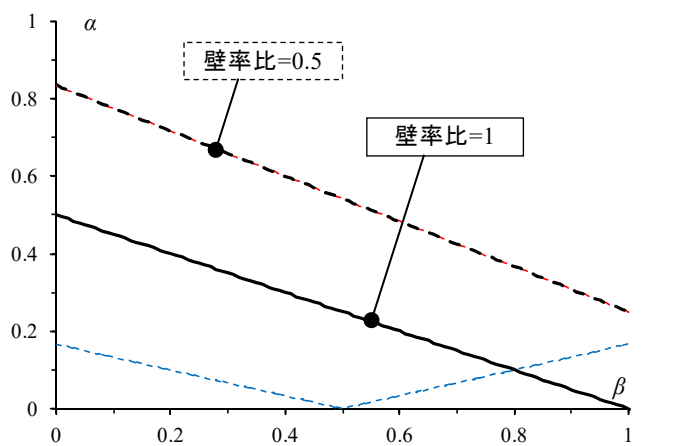
図 2.6.1-4 小屋ばり構面に集中荷重を受ける場合の境界条件に応じた係数



(a) $x = 0.5$ の場合



(b) $x = 0.25$ の場合



(c) $x = 0.75$ の場合

図 2.6.1-5 内壁の負担割合 β に対する α の変化

2.6.1.3 許容耐力から決まるスパンとアスペクト比の制限

地震に対する必要床倍率 ΔQ_{RE} および風に対する必要床倍率 ΔQ_{RW} は、それぞれ次式のように表される^{2.6)}。

$$\Delta Q_{RE} = \frac{\Delta R_E l \alpha}{200} \quad (2.6.4)$$

$$\Delta Q_{RW} = \frac{0.7 l \alpha}{L} \quad (2.6.5)$$

ここで、 l = 耐力壁線間距離、 L = 水平構面の奥行き、 α = 境界条件に応じた係数である。また、 ΔR_E = 地震に対する必要壁量であり、重い屋根で等級1相当（等級2の1/1.25倍）とすると、20cm/m（平屋）、27.4cm/m（総2階）である（単位床面積あたりの重量は約1.96kN/m²に相当）。式(2.6.5)右辺の0.7は、 $V_0 = 32$ m/s、階高を2.8mとして、等級1相当（等級2の1/1.2倍）の場合の係数である。

床倍率 ΔQ_R が定まっていれば、式(2.6.4)、式(2.6.5)はそれぞれ次式のように、 l および l/L の制限値を表す。

$$l \leq \frac{200 \Delta Q_R}{\Delta R_E \alpha} \quad (2.6.6)$$

$$\frac{l}{L} \leq \frac{\Delta Q_R}{0.7 \alpha} \quad (2.6.7)$$

ここで、2.5節で述べたように、床倍率の決定要因において、中地震に関わるもの等を除外し、大地震時の挙動に着目していることを考えると、式(2.6.6)における ΔR_E もこれに併せて修正する必要がある（「大地震でも $2/3 Q_{\max}$ 以下」をクライテリアとする）。すなわち、 ΔR_E は $C_0 = 0.2$ の地震力に対する必要壁量を表すため、大地震時のベースシア $C_0 = D_s$ と考え、式(2.6.6)を次式のように修正する。

$$l \leq \frac{200 \Delta Q_R}{(D_s / 0.2) \Delta R_E \alpha} \quad (2.6.8)$$

なお、式(2.6.7)に関しては極稀な風荷重を想定しているため、修正を行わない。

β を考慮した α （ただし、 $x = 0.5$ とした式(2.6.3)）を用いて、式(2.6.8)、式(2.6.6)からスパンおよびアスペクト比の制限値を算定すると、図2.6.1-6、図2.6.1-7のようになる。なお、式(2.6.8)における $D_s = 0.33$ とした。屋根構面と小屋ばり構面の床倍率の加算が可能であるとすると、図2.6.1-6は l の最大値とともに L の最大値を表す。また、図2.6.1-7は l/L の最大値とともに l/l の最大値を表す。したがって、図2.6.1-7の l/L が1未満のケースは、実質的に実現不可能である。

両図より、 $\beta \doteq 0$ の場合には、2階建てで偏心ありの時に $l = 2.79$ m (= 3.07P)、 $l/L = 0.91$ となり、現実的な数値に収まらないことが分かる。一方で、 β を少しでも考慮すれば実現可能な範囲が急激に拡大するものの、実際には l がある程度大きくなると、小屋ばりや垂木に継手が多く存在するため、2.6.1.1で定義した、棟木を中心とした左右半スパン内でせん断降伏が生じる、という仮定が破綻する可能性が出てくる。したがって、スパン l の最大値に関しては、後述する2.6.1.4や2.6.2での検討も踏まえ、総合的に判断する必要がある。

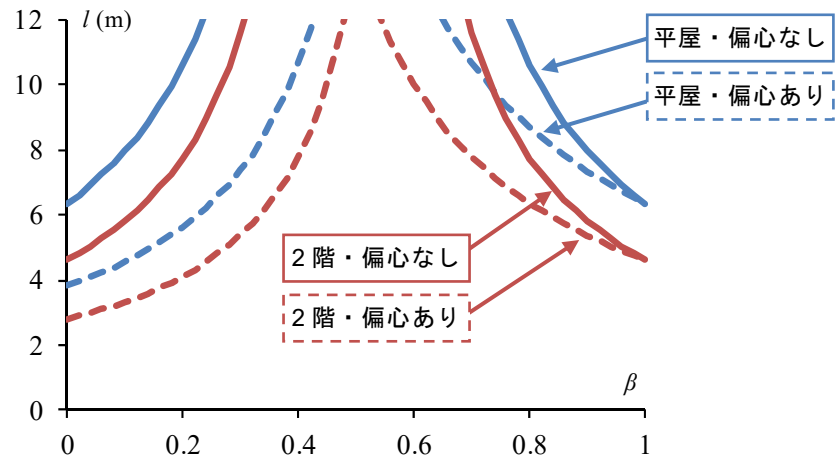


図 2.6.1-6 内壁の負担割合 β を考慮した小屋ばり組のスパン (l) の最大値

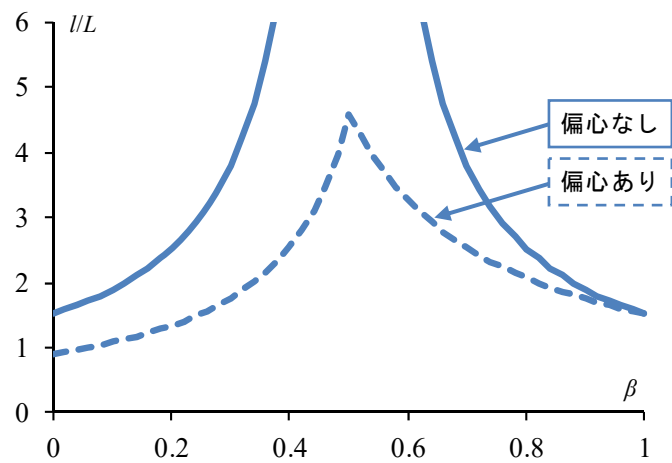


図 2.6.1-7 内壁の負担割合 β を考慮した小屋ばり組のアスペクト比 (l/L) の最大値

2.6.1.4 変形制限から決まるスパンの制限

図 2.6.1-1, 図 2.6.1-2 のモデルは剛床を仮定した場合のせん断力分布であり、水平構面の変形を許容する場合には少なからずエラーを含むが、応力の検定としては安全側と思われる。しかし、水平構面の過大な変形は防止すべきであり、ここでその許容限界値を検討する。

ここでは、文献 2.6 に示される「各耐力壁の終局耐力の加算則を担保する（隣り合う耐力壁の塑性域の重なりを確保する）」をクライテリアとし、水平構面が変形することを前提として、上記クライテリアを満たす幾何学的関係を考える。

鉛直構面の仮想降伏変形角 R_v （完全弾塑性置換したときの折れ点）を **1/80rad**、終局変形角を **1/20rad** と仮定して塑性率 $\mu = 4$ とし、 $H = 2.7\text{m}$ とする。水平構面の限界変形角 R_0 とそのスパン l_{\max} の関係は、次式となる。

$$l_{\max} \leq \frac{R_v}{R_0} (\mu - 1) H \quad (2.6.9)$$

式(2.6.9)の関係を図 2.6.1-8 に示す。ただし、ここでは図 2.6.1-2 のように小屋ばり組が三つの鉛直構面に支持されていると考え、小屋ばり組の全スパンを $2l_{\max}$ とする。

R_0 を小さくするほど l_{\max} が大きくなる。2.5 節より $2/3Q_{\max}$ に相当する変形角は約 0.03rad であったが、このとき **$2l_{\max} = 6.75\text{m}$** となる。 $R_0 = 0.02\text{rad}$ に抑えれば、 **$2l_{\max} = 10.13\text{m}$** となる。

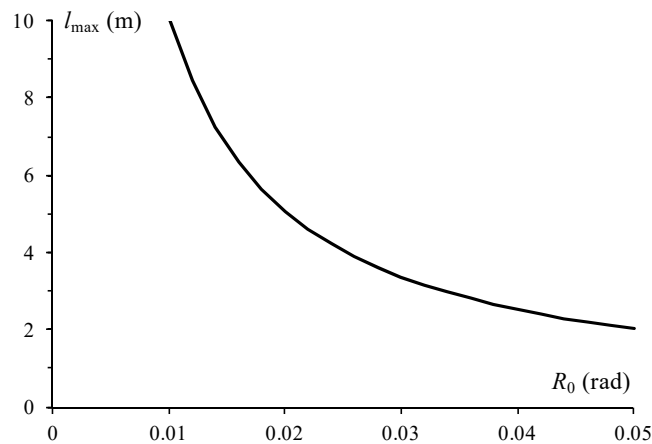


図 2.6.1-8 水平構面の限界変形角 R_0 と最大スパン l_{\max} の関係

2.6.2 小屋ばり組自体が地震力または風圧力で倒壊しないこと

2.6.1 では、小屋ばり組に関する最上階の水平構面としての面内せん断性能に着目していたが、地震や風で発生する水平力に対し、小屋ばり組自体が倒壊しないことも確認する必要がある。

図 2.3.1-1(b)に示したように屋根構面に等分布の水平力を受ける状態を考える。本来は、鉛直構面（小屋貫、小屋筋かい等）も水平力に抵抗できるが、ここではその寄与は見込まず、屋根構面のせん断抵抗のみを考える。この場合、屋根構面には図 2.6.2-1 のような分布のせん断応力が生じる。

屋根部分の単位面積重量を 1.3kN/m^2 （重い屋根）、総 2 階建てを考慮して大地震時のせん断力係数 C_i を $0.45 (= 0.33 \times 1.37 = D_s A_i)$ とすると、図 2.6.2-1 における棟木を中心とした半スパン内の平均せん断力は次式のように表される。

$$\frac{1}{2} \frac{wl}{2} C_i = 0.146l \quad \text{kN/m} \quad (2.6-10)$$

ここに、 l は小屋ばり組の全スパンであり、上式は奥行き方向の長さで基準化している。

例として、文献 2.1 の切妻屋根を参考に、大地震時の許容耐力を $2/3P_{\max} (= 3.83\text{kN}/3.64\text{m}$, 図 2.5-1) と設定した場合、スパン l の条件が次式のように導かれる。

$$l \leq 7.2 \quad \text{m} \quad (2.6-11)$$

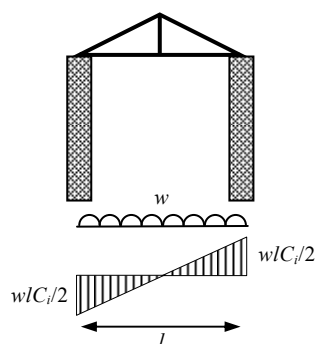


図 2.6.2-1 小屋ばり組単体の水平抵抗を考える場合の
小屋ばり組内のせん断力分布

2.7 その他の仕様に関する検討

前節ではスパンやアスペクト比などの全体形状に関する制限値の検討を行ったのに対し、本節では前節までの前提条件の成立に関わる、種々の仕様に関する検討を示す。

2.7.1 小屋組内耐力壁の省略

文献 2.2 では、小屋ばり組に作用した水平力が、最上階における各耐力壁に的確に伝達されることを担保するため、最上階耐力壁は小屋ばり組内まで張り上げること（小屋組内耐力壁の設置）を要求している。ここで、図 2.7.1-1 のように小屋ばりが 1820mm 間隔、母屋および小屋束が 910mm 間隔で配置され、各小屋束に小屋貫（27x105mm の通し貫）があるとした場合、これが小屋組内耐力壁の代替となり得るか検討する。以下に計算手順を示す。

小屋貫の回転剛性（ $E_0=6000\text{N/mm}^2$, $E_{90}=E_0/50$, $n=5$, 通し貫）^{2.4)}

$$K_\theta = 39.4\text{kNm/rad} \quad (2.7.1)$$

小屋貫の面密度

$$\bar{K}_\theta = \frac{39.4}{1.82 \times 0.91} = 23.8\text{kN/rad/m} \quad (2.7.2)$$

位置 x における鉛直構面の 1/120rad 時耐力

$$P_{1/120}(x) = \bar{K}_\theta \times \frac{1}{120} \times \frac{1}{4.5x/10} \times L \quad (2.7.3)$$

$x=l-l' \sim l+l'$ の範囲で負担できる 1/120rad 時耐力

（全ての鉛直構面の変形角が同時に 1/120rad に達すると仮定）

$$\begin{aligned} P_{1/120} &= 2 \int_{l-l'}^l P_{1/120}(x) dx \\ &= 0.88L \ln \frac{l}{l-l'} \end{aligned} \quad (2.7.4)$$

$l'=l/2$ とすれば、

$$P_{1/120} = 0.88L \ln 2 \approx 0.61L \quad (2.7.5)$$

つまり、2.7.3 で述べるように、最低限の耐力壁量をもつ 1 耐力壁線の負担力（負担幅 1.8m, 0.6L）程度を受けることができる（図 2.7.1-2）。

同様に、傾斜復元力に関し $x=l-l' \sim l+l'$ の範囲で負担できる 1/120rad 時耐力を算出すると、

$$P_{1/120} = 0.087lL \quad (w=1.3\text{kN/m}^2 \text{ とした}) \quad (2.7.6)$$

であり、例えば $l=2.73\text{m}$ とすれば、 $P_{1/120}=0.24L$ であり、ある程度の寄与は見込める。

以上の結果から、小屋貫の許容耐力を 1/120rad で設定すると 1.8m 程度の負担幅、1/60rad とすると 3.6m 程度の負担幅となることから、ある程度小屋貫が密に配置されれば、小屋組内耐力壁の省略には成り得る。また、2.4.3 で述べたように、さらに小屋ばり構面 (k_2, k_b) の寄与にも期待できる。

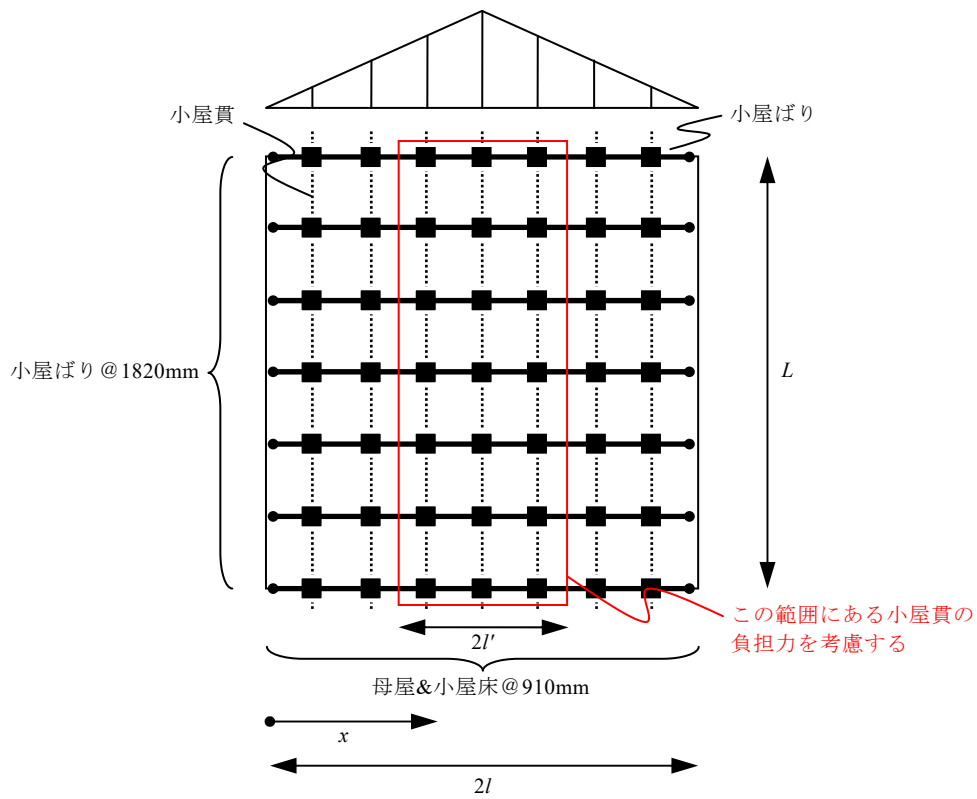


図 2.7.1-1 鉛直構面の負担力計算用モデル

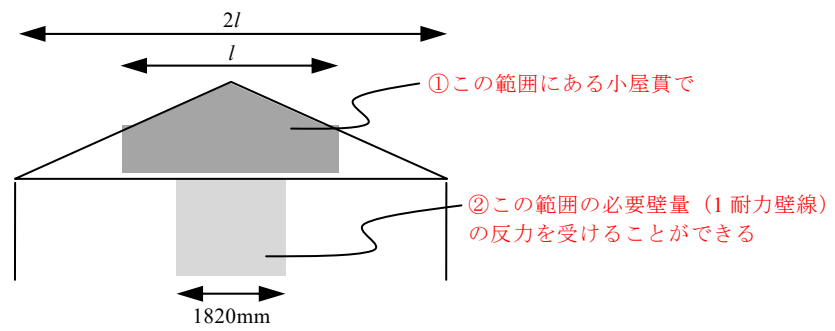


図 2.7.1-2 小屋貫で反力をとることができる範囲

2.7.2 端垂木の固定

屋根構面と小屋ばり構面が一体となってせん断抵抗するためには、端垂木が母屋あるいは登りばりに十分な耐力で接合されている必要がある^{2.2)}。

図 2.7.2-1 のようなモデルを考え、屋根構面の（水平投影面での）床倍率を α_f とすると、屋根構面のせん断力が許容せん断耐力に達したときの Q_S, Q_L は、

$$Q_S = 1.96\alpha_f l, \quad Q_L = 1.96\alpha_f L \quad (2.7.7a,b)$$

垂木－母屋・棟木・軒桁間接合部

垂木が母屋・棟木・軒桁に 2-N75 で接続されているとし、垂木ピッチを 455mm、母屋ピッチを 910mm とすると、端垂木の軸方向せん断耐力 $Q_{//}$ 、および垂木群の端部直交方向せん断耐力 Q_{\perp} は、

$$Q_{//} = q_{//} \frac{l}{0.91} \cos \theta, \quad Q_{\perp} = q_{\perp} \frac{L}{0.455} \cos \theta \quad (2.7.8a,b)$$

ここで、 $q_{//}$ および q_{\perp} は、2-N75 の垂木軸方向・直交方向せん断耐力であり、それぞれ 2.6kN, 2.0kN とする^{2.2)}。 $Q_S < Q_{//}$ および $Q_L < Q_{\perp}$ の条件から、それぞれ次式が求まる。

$$\alpha_f < 1.33 \quad (Q_S < Q_{//} \text{より}), \quad \alpha_f < 2.24 \quad (Q_L < Q_{\perp} \text{より}) \quad (2.7.9a,b)$$

伝統系の切妻屋根においては、上式は成立していると考えて問題ない。

屋根構面－小屋ばり構面間接合部

屋根構面に生じる Q_S は端垂木の軸力となり、母屋→小屋束→小屋ばりと伝達される。この間のせん断力は、主に妻壁（土塗り壁）によって伝達されると考えられる。この場合、妻壁の壁倍率 α_g が α_f より大きければ良く、 $\alpha_g = 1$ としても十分成立し得ると考えられる。ただし、本来矩形である土塗り壁の壁倍率が、三角形の妻壁に対しても適用できると仮定している。

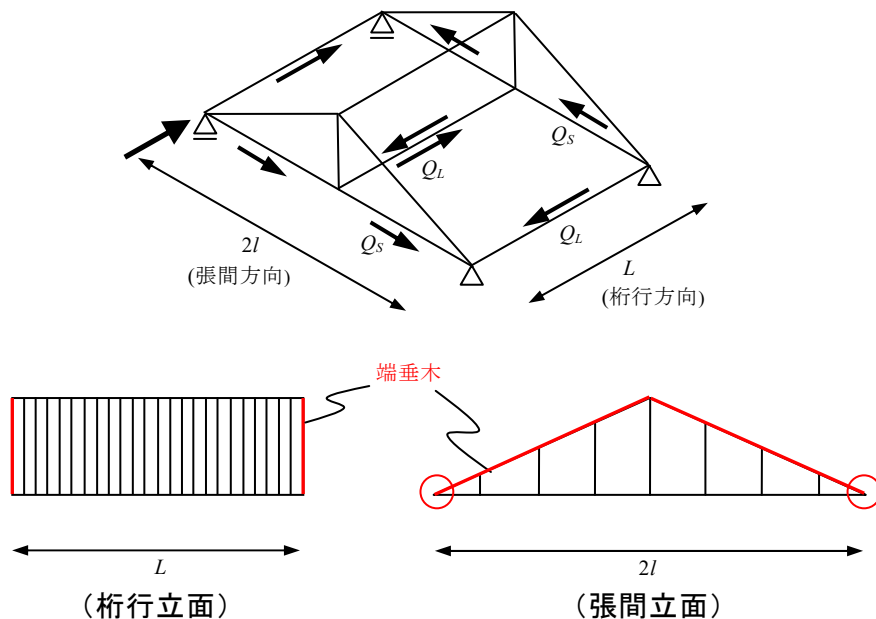


図 2.7.2-1 端垂木および鉛直構面の負担力計算用モデル

2.7.3 耐力壁線の定義

品確法による定義

a または b に該当するもの

- a 各階の張り間方向及び桁行き方向において、外壁線の最外周を通る平面上の線
- b 各階の張り間方向及び桁行き方向において、床の長さの $6/10$ の長さ以上で、かつ、4m 以上の有効壁長（耐力壁の長さに当該壁の倍率を乗じた値をいう。以下同じ）を有する平面上の線

* 耐力壁線から直交する方向に 1m 以内の耐力壁は同一線上にあるものとみなすことができる

根拠（文献 2.6）

図 2.7.3-1 において、中央の壁線を耐力壁線とみなすか否か、すなわち耐力壁線間距離を 8m とするか 4m とするか判断基準を考える。2階建ての2階、最低限必要な負担幅 $W=1.8\text{m}$ とする。

$Z=1, R_f=1$ 、一般地域の重い屋根で耐震等級 2

地域の基準風速 $V_0=36\text{m/s}$ 、見付け高さ $H=2.8\text{m}$ 、耐風等級 2

→図 2.7-4 における中央耐力壁線における必要壁量を求め、数値を丸めると、

地震に対する必要壁量= $0.6L$ (m)

風に対する必要壁量= 4 (m)

*ちなみに枠組壁工法では、「耐力壁線の開口部を除いた壁長さを $1/4$ 以上とる」こととなっており、壁倍率を 2.5 とすると、必要壁量は $0.625L$ であり、ほぼ同程度となる

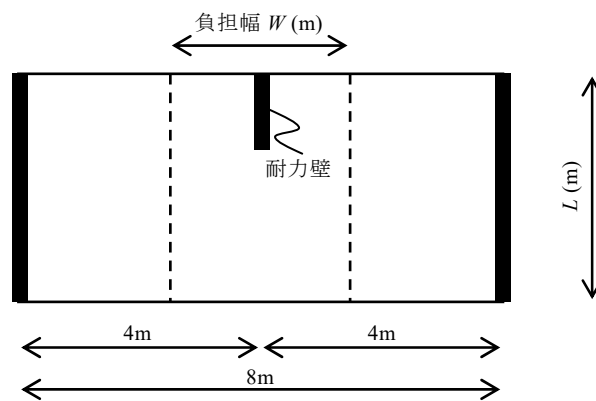


図 2.7.3-1 耐力壁線を考えるためのプラン

2.6.1.3 で述べたように、小屋ばり組においては、特にスパンが長い場合、四分割法における中央領域の壁量が重要なパラメータの一つとなる。したがって、この中央領域に最低限必要な壁量を規定しておく、などの対処も必要になると考えられ、上記のような考え方を参考にしながら、具体的な数値を設定する必要がある（図 2.7.3-2）。

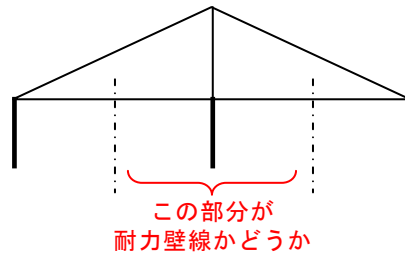


図 2.7.3-2 小屋ばり組における中央耐力壁線の定義

2.8 実験計画

来年度に実施する実験の計画を策定する。実験は(1)要素実験と(2)小屋ばり組実験の2シリーズで構成される。

2.8.1 要素実験

屋根構面、小屋ばり構面、鉛直構面の各要素に対し、一般的な頂部集中荷重形式による面内せん断実験を実施して、各部の仕様がおよぼす影響を把握する。

また、ここで得たデータを基に、シリーズ(2)の実験における全体挙動を予測するとともに、2.4節で述べた屋根構面と小屋ばり構面の床倍率の加算則成立可否を改めて検討する。

1) 屋根構面試験体

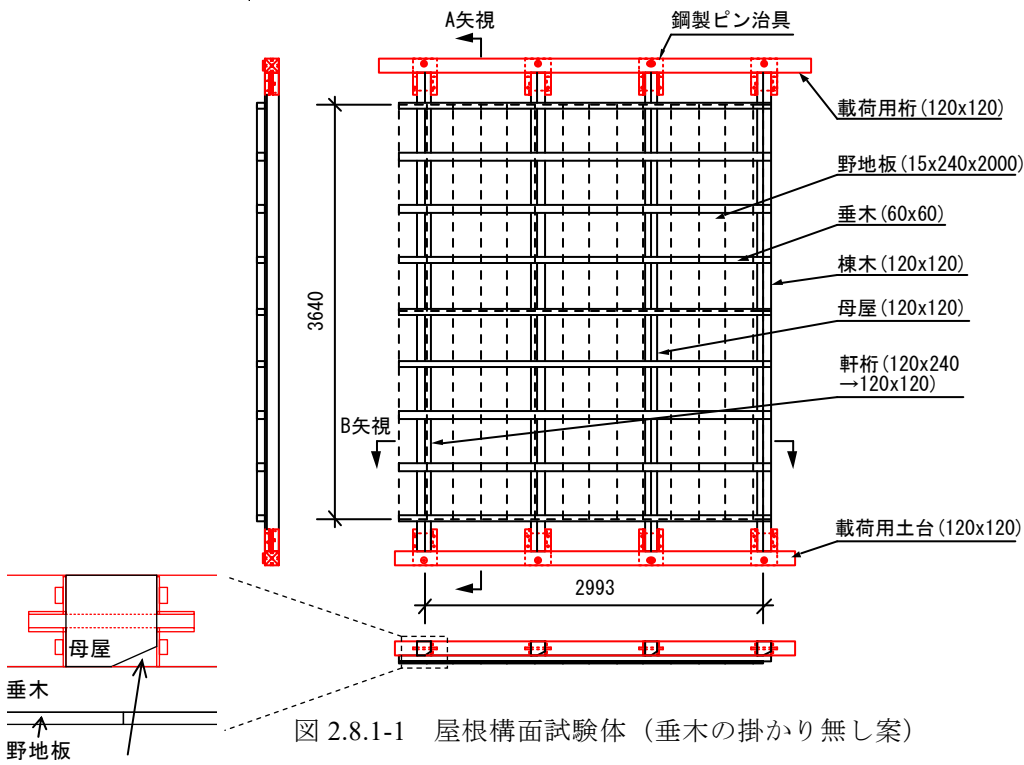


図 2.8.1-1 屋根構面試験体（垂木の掛かり無し案）

この部分をカットして、垂木と母屋の接触長さのみ考慮

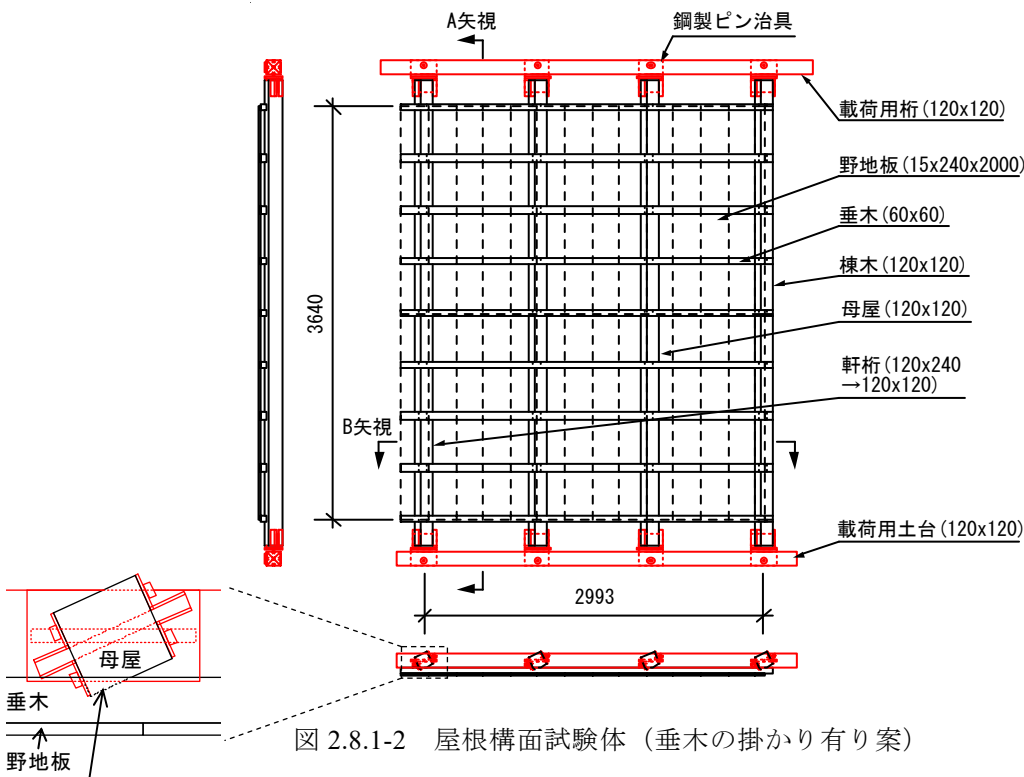


図 2.8.1-2 屋根構面試験体（垂木の掛かり有り案）

垂木と母屋の接触角度を考慮
（端部接合部でねじれを解消）

屋根構面試験体では、垂木の掛かりを無視した仕様案（図 2.8.1-1）と、より実際の仕様に近い垂木の掛かりを考慮した仕様案（図 2.8.1-2）を検討する。

一般に垂木は図 2.8.1-3(a)のように軒桁や母屋に溝を設けて掛けられ、垂木軸直交方向へのずれが防止されるが、この部分での屋根構面面内のモーメント抵抗を評価するため、図 2.8.1-3(b)のように形状を単純化して相欠き仕口とみなし、モーメント-回転角関係を求める。

ヤング係数 7000N/mm^2 、めり込み降伏応力度 4.8N/mm^2 、摩擦係数 0.2 等を仮定して求める接合部のモーメント-回転角関係を、母材の曲げ変形を無視して屋根構面の水平投影面上でのせん断力-変形角関係に変換すると、図 2.8.1-4 のようになる。垂木接合部のモーメント抵抗の寄与は、小変形時には大きくないものの、 $0.02\sim 0.067\text{rad}$ 程度では 20%ほど見られる。したがって、垂木の掛かりを考慮した案（図 2.8.1-2）を採用する。

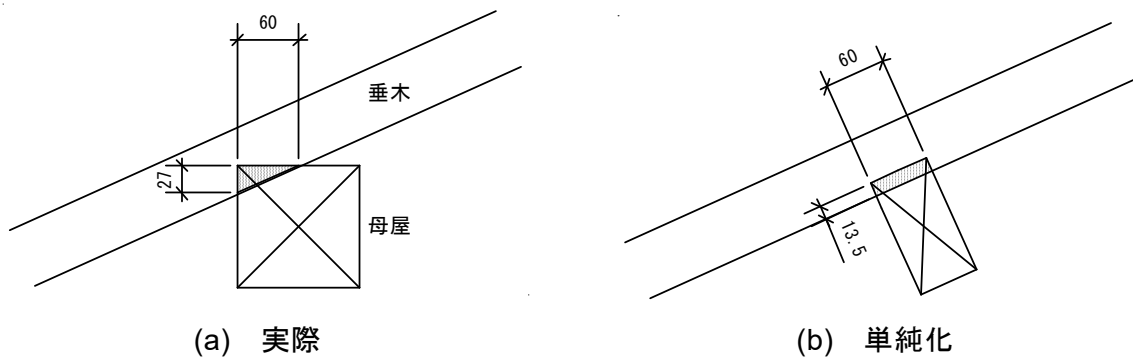


図 2.8.1-3 垂木の掛かりのモデル化

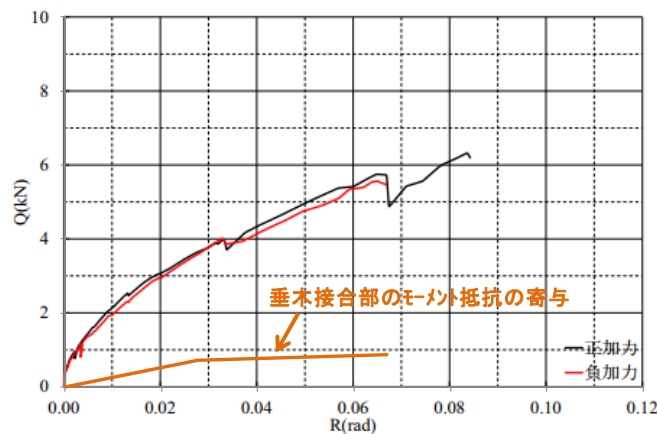


図 2.8.1-4 RGCB 試験体のせん断力-変形角関係

*文献 2.1 より抜粋・加筆

2) 小屋ばり構面試験体

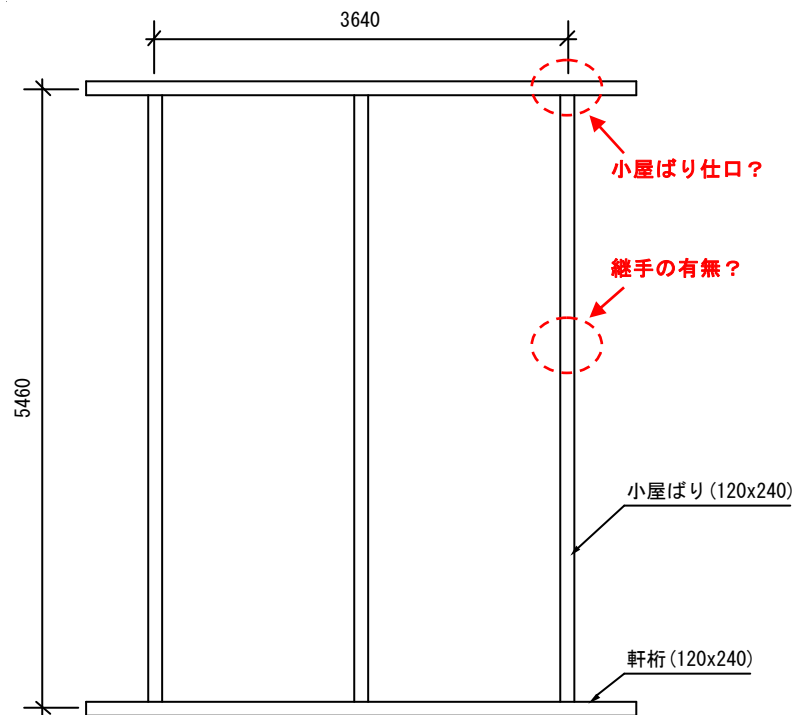


図 2.8.1-5 小屋ばり構面試験体

小屋ばり構面試験体を図 2.8.1-5 に示す。小屋ばり仕口には、接合方法（兜蟻掛け、渡り顎など）や羽子板ボルトの有無などのバリエーションが考えられるが、小屋ばり構面の面内せん断性能におよぼすこれらの影響はそれほど大きくないと考えられる。また、小屋ばりの継手の有無もバリエーションの一つとなり得るが、小屋ばり構面単体の面内せん断試験では、後の小屋ばり組実験とは曲げモーメント分布を等しくできないため、要素実験ではパラメータとはしない。

3) 鉛直構面試験体

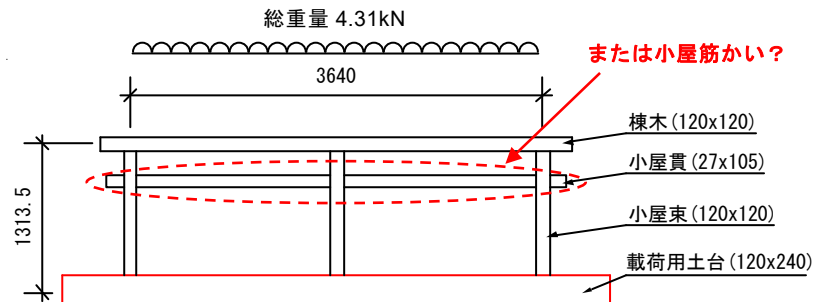


図 2.8.1-6 鉛直構面試験体

鉛直構面試験体を図 2.8.1-6 に示す。鉛直構面試験体では、小屋束に小屋貫を設けた試験体の他、小屋筋かいを設けた試験体の実験を行う。

また、束に発生する傾斜復元力も考慮する。以下に試算結果を示す。

小屋組の単位面積重量 $w = 1.3\text{kN/m}^2$ とし、鉛直構面の負担幅（母屋間隔）を 0.91m とすれば、長さあたり重量は 1.183kN/m となる。鉛直構面の長さが 3.64m なら、総重量 4.31kN となり、これを棟木の上に積載する。束のアスペクト比は $120/1135.5 = 0.106$ のため、傾斜復元力により剛体仮定の 8 割程度の水平耐力が得られるとすれば、 $4.31 \times 0.106 \times 0.8 = 0.37\text{kN}$ となる。

ちなみに、貫の降伏モーメントを文献 2.4 の計算式で求めると 0.73kNm であり、貫の降伏で決まる水平耐力は、 $0.73 \times 3 / 1.3135 = 1.67\text{kN}$ となり、傾斜復元力は貫の耐力の約 22% に相当する。

なお、上記の計算において、屋根勾配を 4.5 寸勾配とすれば、軒桁から約 2.9m の位置にある鉛直構面を想定したことに相当する（図 2.8.1-7）。

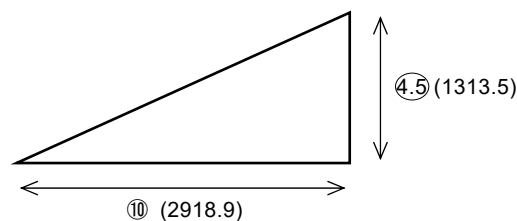


図 2.8.1-7 想定する屋根勾配と束の位置

2.8.2 小屋ばり組実験

2.3 で述べたように、切妻では張間一桁行のプロポーシヨンの影響はないと考え、桁行方向にやや短くした試験体を考慮する。なお、試験体の設定にあたり、既往実験^{2.1)}とは異なり、以下の三点を考慮する。

- ・妻壁を設ける（2.7.2に関連。ただし土塗り壁ではなく、構造用合板を小屋束に川の字張りして再現）
- ・錘を積載する（小屋束の傾斜復元力に影響）
- ・試験体中央にもローラー支承を設ける（傾斜復元力を発生させる軸力の反力を受ける）

図 2.8.2-1 のように、境界条件として向かい合う軒桁の固定条件を「片持ちばり形式」、「単純ばり形式」とする 2 種類を考慮する。母屋・棟木（片持ちばり形式の場合は軒桁も）端部に滑車付き加力治具を取り付け、ワイヤーをジグザグに通し、ワイヤー両端を巻き上げることで等分布荷重を再現する。

図 2.8.2-2 に示すように、片持ちばり形式では片側の軒桁のみ回転を非拘束とし、単純ばり形式では両側の軒桁とも回転を非拘束とする。両境界条件における力の配分、応力分布は図 2.8.2-3、図 2.8.2-4 のようになる。

ローラー支承はボールベアリングを用いることで再現する。ただし、ボールベアリングの始動抵抗が摩擦係数換算で 0.015 程度存在するため、図 2.8.2-1 の試験体サイズを考慮すると、約 0.3kN（瓦荷重等の固定荷重を含めた場合）の一定荷重がローラー支承に発生する（図 2.8.2-5）。この一定荷重は、最大耐力に対しては影響は小さいと言えるが、それ以前の小～中変形域での耐力を精確に計測できない可能性を生じさせるため、ワイヤー張力とともにピン支持点でのせん断力も計測することで、ベアリングの抵抗を減ずる。

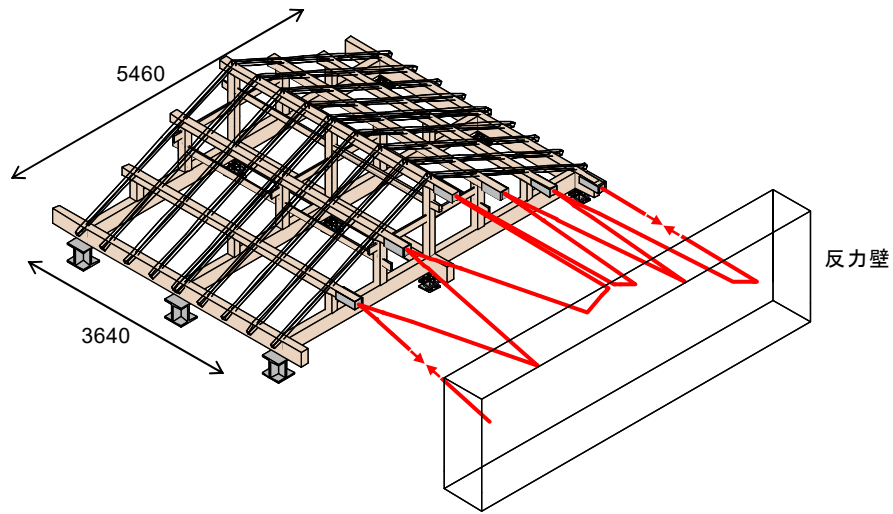
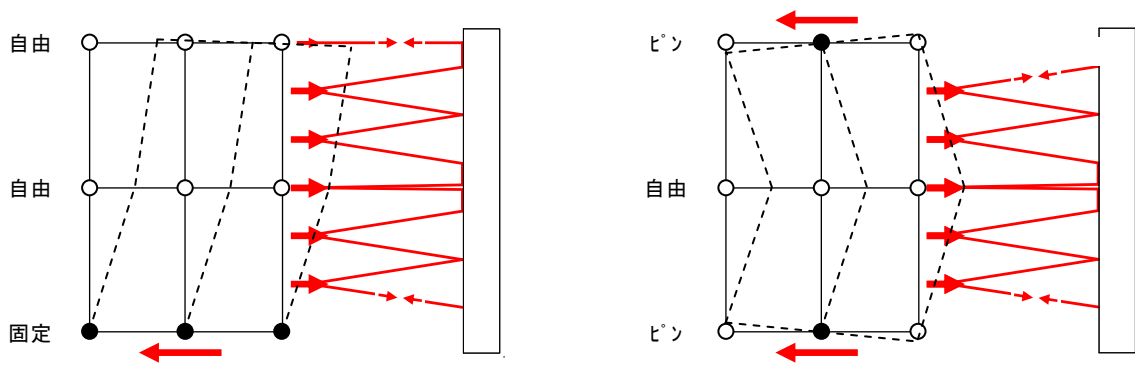


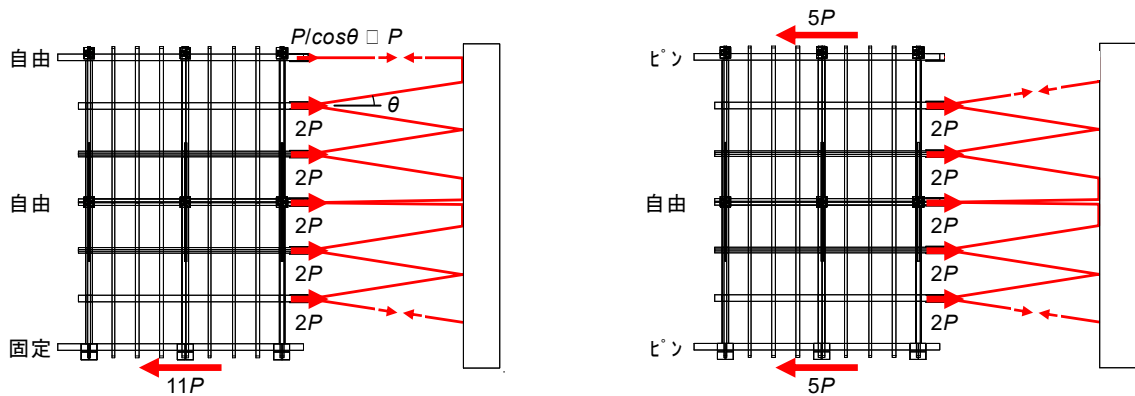
図 2.8.2-1 小屋ばり組実験セットアップ (片持ちばり形式の場合)



(a) 片持ちばり形式の場合

(b) 単純ばり形式の場合

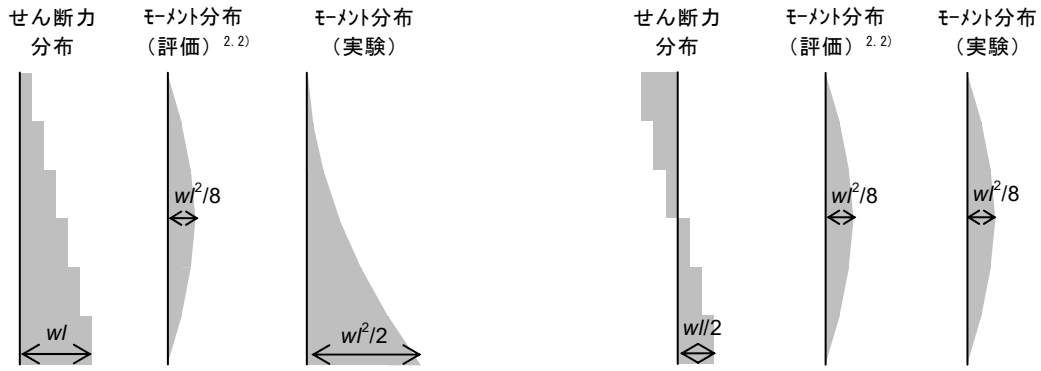
図 2.8.2-2 境界条件と変位モード (白丸はローラー支持、黒丸はピン支持位置)



(a) 片持ちばり形式の場合

(b) 単純ばり形式の場合

図 2.8.2-3 力の配分



(a) 片持ちばり形式の場合 ($w = 11P/l$) (b) 単純ばり形式の場合 ($w = 10P/l$)

図 2.8.2-4 小屋ばり組実験における各境界条件での応力分布

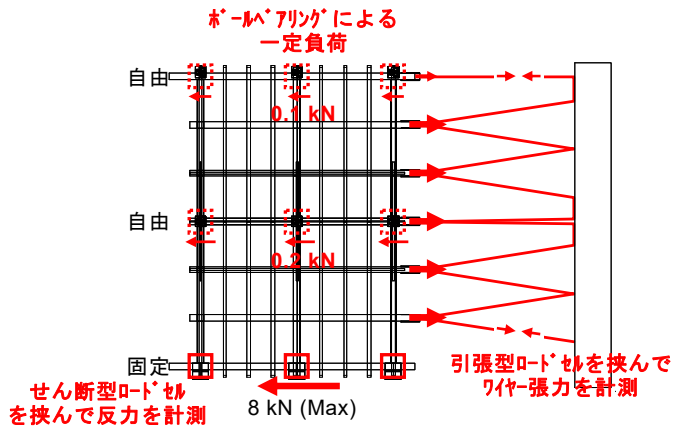


図 2.8.2-5 力の計測とベアリングの抵抗

2.9 まとめと今後の課題

2.1 で挙げた各検討項目に対するまとめを以下に示す。

① 対象とする屋根形式の選定と力学モデル化

切妻と比較して、寄棟や方形では隅木による立体トラス抵抗が付加されることで、 $1/30\text{rad}$ 以下の範囲では耐力が上昇する。また、張間方向に水平荷重を受ける切妻屋根は、垂木のトラス抵抗により高い水平抵抗性能があるため、本検討では、桁行方向に水平荷重を受ける切妻屋根を主な対象と設定した。(2.2)

また、屋根構面や小屋ばり構面など、主要な水平抵抗要素を明らかにし、切妻屋根に対する適切な力学モデルを検討した。(2.3)

② 屋根構面と小屋ばり構面の床倍率の加算則

屋根構面と小屋ばり構面の床倍率の加算を担保するために必要な鉛直構面の性能について、パラメトリックスタディを実施した。伝統的構法による標準的な切妻屋根では、屋根構面と小屋ばり構面の床倍率の加算が概ね成立することを明らかにした。(2.4)

③ 許容せん断耐力の評価方法

伝統的構法による切妻屋根を対象とした既往の面内せん断実験から床倍率を評価すると、 $0.2P_u/D_s$ で決まり、 0.26 となった。しかし、伝統的構法の構造要素は概して変形量が大きいこと、 D_s に基づく評価は本来鉛直構面に対して有効な考え方であること等を勘案して、床倍率は $2/3P_{\max}$ で評価し、 0.53 となった。また、これに伴い、中地震ではなく大地震（弾性応答で $C_0=1$ 相当の地震力）に特化した検討を行うこととした。(2.5)

④ 水平荷重下での小屋ばり組の降伏条件

地震や風によって小屋ばり組に生じる水平力は概ね等分布と考え、また小屋ばり組を支持する鉛直構面の配置に応じた境界条件を設定した。具体的には、平成 12 年建設省告示第 1352 号に基づく四分割法で要求される『壁率比 ≥ 0.5 』を満足するという条件下で、小屋ばり組内に生じるせん断力分布をモデル化した。また、平成 26 年度国土交通省基準整備促進事業「垂れ壁付き独立柱・だぼ入れにより水平方向のみ拘束した柱脚等で構成された木造建築物の設計基準に関する検討」で得た知見をもとに、等分布荷重下での水平構面の降伏条件を、「棟木を中心とした半スパンの平均せん断力が許容せん断耐力に達したとき」と考え、これを実現する小屋ばり組のスパン、およびアスペクト比の制限値を算定した。

(2.6.1)

その他、小屋ばり組自体が地震力又は風圧力で倒壊しないことや、柔床を前提として各耐力壁の終局耐力の加算則を担保すること等をクライテリアとした場合の、小屋ばり組の最大スパンの試算を行った。(2.6.1.4, 2.6.2)

⑤ その他

許容応力度計算などの構造計算においては担保されている、端垂木の固定や、最上階耐力壁の小屋ばり組への接続（小屋組内耐力壁）について、伝統的仕様の切妻屋根において

も概ね成立することを確認した。

その他、来年度に実施する実大試験体による検証実験に向けて、実験計画の策定も行った。(2.8)

最後に、今後の課題を以下に列挙する。

- ・ 小屋ばり組の最大スパンに関して、許容耐力から決まる制限 (2.6.1.3)、変形制限から決まる制限 (2.6.1.4)、小屋ばり組単体の倒壊防止 (2.6.2) の3種検討によってそれぞれクライテリアが定まったが、そのうち許容耐力から決まるスパンの制限値は、内壁の負担割合 β ($=0\sim1$) および内壁の位置 x ($=0.25\sim0.75, 0.5$ なら棟木直下に内壁) の2種パラメータによって決まる。したがって、これらの妥当な値を調査し設定する必要がある。
- ・ 小屋ばり組に作用する最大の地震力は、建物の壁量(最大層せん断力係数)に比例する。文献 2.8 によれば、全面の土塗り壁のみを耐力壁としてカウントした、充足率がほぼ1の伝統的構法住宅の最大ベースシア係数が 0.6 程度であったことが報告されており、計算上は基準法で想定する大地震にも十分耐え得る性能を有している。したがって、小屋ばり組が鉛直構面より先に破壊することを防ぐためには、鉛直構面の性能も加味して、小屋ばり組に作用する地震力を設定する必要がある。

文献

- 2.1) 伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会：平成 23 年度事業報告書
- 2.2) (公財)日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2017 年版), 2017 年 3 月
- 2.3) 土屋登喜彦, 村上雅英, 稲山正弘, 岩崎敏之：在来軸組工法木造住宅の構造設計手法の開発 その 11 切妻屋根の水平力の流れに関する実験的研究-2(切妻屋根の剛性マトリクス), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.199-200, 1998 年 7 月
- 2.4) 日本建築学会, 丸善：木質構造接合部設計マニュアル, 2009 年 11 月
- 2.5) 日本建築防災協会：2012 年改訂版木造住宅の耐震診断と補強方法 指針と解説編, 2012 年 6 月
- 2.6) 建築技術：木造住宅の構造設計[改正基準法と品確法] 別冊 6, 2001 年 3 月
- 2.7) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS11 木工事, 2005 年 11 月
- 2.8) 清水秀丸, 向坊恭介, 堀川恵巳子, 槌本敬大, 河合直人, 大橋好光：実大震動台実験による伝統的な木造建物の耐震性能検証に関する研究-部材断面がやや小さい都市近郊型試験体の震動台実験結果-, 日本建築学会構造系論文集, 第 663 号, pp.943-950, 2011 年 5 月

第3章 断面の大きい軸材料の接合部の 回転抵抗に関する検討

3.1 検討の目的と概要

伝統構法の柱-梁接合部はモーメント抵抗型の回転挙動を示すため、その断面が大きい場合には構面の水平せん断耐力に加算しうる耐力性能を有する可能性がある。本章では、このような接合部を有する伝統的仕様の鉛直構面の耐力を計算によって求める手法を検討するため、差し鴨居-垂れ壁構面の性能について解析により確認を行う。検討の手順は以下の通りである。

- ① 力学モデルに基づく接合部耐力の評価手法の確認
各種の伝統構法柱-梁接合部の回転抵抗挙動を推定しうる評価式を導く。既往文献を整理し、力学モデルとして提案するとともに、既往の実験結果との比較を行いその精度を確認する。以上により任意断面、仕様、材料の接合部に対して初期剛性、降伏耐力、二次剛性、終局変形角等の各特性値の推定を可能とし、引き続いて行う解析的検討へ入力するバネ定数を得る。
- ② 差し鴨居構面耐力に及ぼす接合部性能の影響に関する解析的検討
柱と横架材からなる鉛直構面を、①で推定した接合バネを有する骨組有限要素解析モデルによりモデル化し、非線形プッシュオーバー解析によってその水平せん断耐力性能を検討する。断面寸法や部材高さ等をパラメータとした解析により、その影響について検討する。
- ③ 垂れ壁付き差し鴨居構面耐力に及ぼす接合部性能の影響に関する解析的検討
②のモデルに対し、垂れ壁部にせん断要素を追加し、垂れ壁付き差し鴨以降面の骨組モデルを構成する。接合部仕様と断面寸法をパラメータとした解析により、その影響について検討する。

3.2 力学モデルに基づく接合部耐力の評価手法の確認

ここでは、各種の伝統構法柱-梁接合部の仕様や力学的特徴を既往文献^{3.1)3.15)}のレビューによってまとめるとともに、回転抵抗挙動を推定しうる評価式を導く。既往文献を整理^{3.4)3.16)-3.18)}し、力学モデルとして提案するとともに、既往の実験結果との比較を行いその精度を確認する。以上により任意断面、仕様、材料の接合部に対して初期剛性、降伏耐力、二次剛性、終局変形角等の各特性値の推定を可能とし、引き続いて行う解析的検討へ入力するバネ定数を得る。

3.2.1 接合部の概要

差し鴨居とは柱にほぞ差しにした背の高い鴨居。差し鴨居端部の柱-梁接合部は一般に、ほぞとその柱への接合で引張抵抗し、梁の下端の柱へのめり込みで圧縮抵抗することで偶力を為し、回転抵抗性能をもつ。

柱に取りつく梁の形式として1方向（片差し、T字型）、2方向（両差し、十字型）があり、用いられる接合具と力の伝達に違いがある。ほぞの基本形は梁の上側または下側の1本で、梁せいの半分のせいであることが多いが、中央配置やまたは上下に分割された2本型もある。片差し接合部ではほぞと柱を留めつけに込栓、鼻栓、割楔等が用いられ、両差し接合部ではほぞは柱を貫通して他方の梁材の溝に挿入され、車知栓、込栓を用いて梁材と接合される。ほぞが雇いほぞ形式を取ることもある。

・伝統構法架構や柱-梁接合部の性能に関する研究は1980年代にも見られる^{3.1)3.2)}が、特に2009年以降、いわゆる「伝統的構法の設計法作成～委員会」（前期、後期）が発足以降、多くの研究成果が見られる。

・接合単体の性能評価、構面フレームとしての性能評価、ほぞ差し接合部（込栓等）の性能評価、及びそれらの解析の他に、部材性能について（欠損を有する柱材の曲げ性能^{3.3)}）、耐力発現モデルについて（梁に生じる軸力の影響^{3.7)}）、構造躯体の中における耐力発現機構について（小壁、二階壁の存在の影響^{3.5)}）、耐震要素配置（横架材位置）の影響^{3.8)}、構造躯体の中における影響度合い^{3.9)}）等の検討がある。

・既往の研究で多く用いられる材質：

梁：ベイマツ、ヒノキ、スギ、赤松、ケヤキ

柱：ヒノキ、スギ、ケヤキ

接合具：カシ、ベイマツ、タモ

・既往の研究で用いられる寸法：

柱：120×120、梁：120×270 (240, 300, 540)

柱：120×120、梁：105×240

柱：150×150、梁：120×180, 210, 240, 300

（※大黒柱に見られるような大径の柱材と組み合わせた実験例はあまりない（柱240角、差し鴨居120x390、鼻栓□35mmx2本打ちという大きな断面の実験もあるが）。多くの場合ほぞで破壊が先行し、耐力には柱の影響は少ない）

- ・ 既往の研究から推察される接合部の力学的特徴を以下にまとめる
- ✓ 片差し 1 本ほぞの場合、接合部回転に対してほぞが引張を受ける側とほぞ側が圧縮を受ける場合とで性能が異なる。
- ✓ ほぞは繊維直交荷重を受ける貫部材としても働き、それなりの比率で耐力を持つ（ほぞが圧縮を受ける側の条件ではほぞほぞの貫効果が支配的）込栓仕様は比較的ねばり強い性質を示す。鼻栓仕様では耐力性能は込栓を上回る。正角鼻栓は靱性があるが平角鼻栓は剛性・耐力は大きいものの、ほぞのせん断端抜けにより脆性的な挙動を示すこともある。ほぞのせいをあまり小さくするとほぞの貫効果が小さくなると共にほぞの端抜けを誘発しやすく、小耐力、脆性破壊となる場合がある。
- ✓ 接合部最大モーメントは梁せい 270mm の条件で、3kNm～8kNm 程度とばらつきが大きい。
- ✓ 梁せい 270mm, 柱断面□120mm の条件では、柱の曲げ破壊に至ることは少なかった。（ほぞ穴のみの断面欠損を考慮したスギ柱の基準モーメント耐力=4.80kNm）
- ✓ 両差し接合部では、回転時、梁の一方がほぞに引張を受ける側、他方はほぞ側に圧縮を負担する側の挙動となり、両者の積算値に概ね等しい回転挙動を示す。
- ✓ 車知栓使用の接合部は込栓（胴栓）使用の接合部に比べ耐力性能がかなり大きい。
- ✓ 片差し仕口の場合、込栓や鼻栓が柱との取り合い個所で柱のめり込みを伴う大変形することができるため粘り強い性質を示すことが多いが、雇いほぞまたは通し長ほぞを介して梁-ほぞ間を縦圧縮同士で留めつけることになる両差し仕口においては、込栓接合部は脆性的なせん断破壊を生じる。最大変形能が 1/30rad 程度の場合がある。車知接合使用でも変形性能は概して小さく、梁せい 300mm の場合、1/20rad 程度。

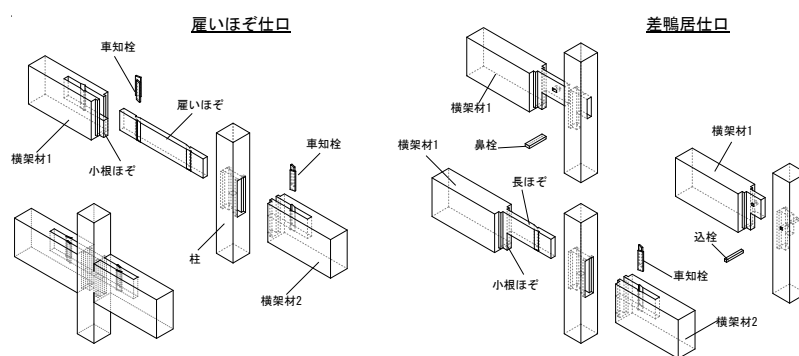


図 3.2.1-1 接合部の形式

3.2.2 差し鴨居接合部に用いられる接合具の引張性能評価式

以下に、差し鴨居の回転性能推定に必要な単位接合具の性能値の算出方法について、既往文献^{3.4), 3.16)-3.18)}に示されているものについて示す。

1. 鼻栓・込栓接合具の引張降伏耐力とすべり剛性^{3.4), 3.16)}
2. ダボのせん断強度^{3.16)}
3. 車知接合部の引張耐力とすべり剛性^{3.17)}
4. 密度による物性値の回帰式による計算^{3.18)}

1. 鼻栓・込栓接合具の引張降伏耐力とすべり剛性^{3.4), 3.16)}

長ほぞ込栓接合部の引張抵抗は「木質接合部設計マニュアル^{3.18)}」の式を参考できる。

例えば、剛性については、込栓の側材へのめり込みを面圧定数を用いて計算し、込栓自体の圧縮変形を加味した複合面圧定数として定義し、弾性床上の梁理論に適用してすべり剛性の近似解を求め、これを側材部とほぞ部でそれぞれ計算したものを重ね合わせることで計算する手法が提案されている。すなわち、

複合面圧定数

$$k_{cp} = \frac{k_E \times \alpha_k k_{cvf}}{k_E + \alpha_k k_{cvf}} \quad (3.2.1-1)$$

k_E ：母材の面圧定数、 k_{cvf} :木ダボのめり込み剛性、 α_k ：めり込み補剛効果係数(=1.5)

$$k_E = \begin{cases} k_{E0} = \frac{E_{timber}}{31.6 + 10.9d} \\ k_{E90} = \frac{k_{E0}}{3.4} \end{cases} \quad (3.2.1-2)$$

を用いる。

接合部の剛性は、主材側片側剛性(P/2 に対する剛性) K_1 と側材での片側剛性 K_2 を用いて、

$$K = \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2} \quad (3.2.1-3)$$

主材と側材が対称な 2 面せん断の剛性は、

$$K_1 = \min \left\{ \frac{dk_{cp1} L_1}{3 \left(Ed^7 k_{cp1}^3 \right)^{\frac{1}{4}} \times \left(1 + 0.188 \times \eta \sqrt{\frac{k_{cp1} d}{E}} \right)^{\frac{1}{2}}}, \frac{1}{3} \left(Ed^7 k_{cp1}^3 \right)^{\frac{1}{4}} \times 0.65 \right\} \quad (3.2.1-4)$$

$$K_2 = \min \left\{ \frac{dk_{cp2} L_2}{3 \left(Ed^7 k_{cp2}^3 \right)^{\frac{1}{4}} \times \left(1 + 0.188 \times \eta \sqrt{\frac{k_{cp2} d}{E}} \right)^{\frac{1}{2}}}, \frac{1}{3} \left(Ed^7 k_{cp2}^3 \right)^{\frac{1}{4}} \times 0.65 \right\} \quad (3.2.1-5)$$

鼻栓接合部の場合、側材側で浮き上がりを押さえ込む反力が無いため、境界面でのモーメント伝達を考慮した計算を行う必要があり、対称 2 面せん断で用いた様な簡略化が難しい。しかし、試験結果を見ると対称条件と鼻栓条件ではさほど剛性に影響が無い様である。

同様に、長ほぞ込栓接合部の引張耐力性能の算定式は、ヨーロッパ型降伏理論 (EYT) に準拠した、込栓の曲げ破断と母材の複合面圧強度を考慮した降伏耐力算定法が提案されている。

鼻栓の場合にも同様に、EYT を簡略化した降伏耐力推定式が提案されている。

割楔の場合、楔の打ち込みによる摩擦抵抗が主体的な抵抗要素であり、打ち込みの具合によって剛性・耐力が大きく影響を受けるため、一概に力学性能をモデル化することは困難である。いくつかの実験例があるが、応力緩和等の長期的影響を考慮した例は少なく、値の参照時には注意する必要があると思われる。

終局耐力について、込栓・鼻栓接合部の場合母材 (柱) の割裂、ほぞの端抜けせん断といった脆性破壊モードを考慮する必要がある。また、込栓・鼻栓の降伏後の挙動自体が必ずしも大きな靱性を示すものではないため、引きボルト式接合部に比べると一体に接合部の回転靱性は低いものとなる傾向がある。

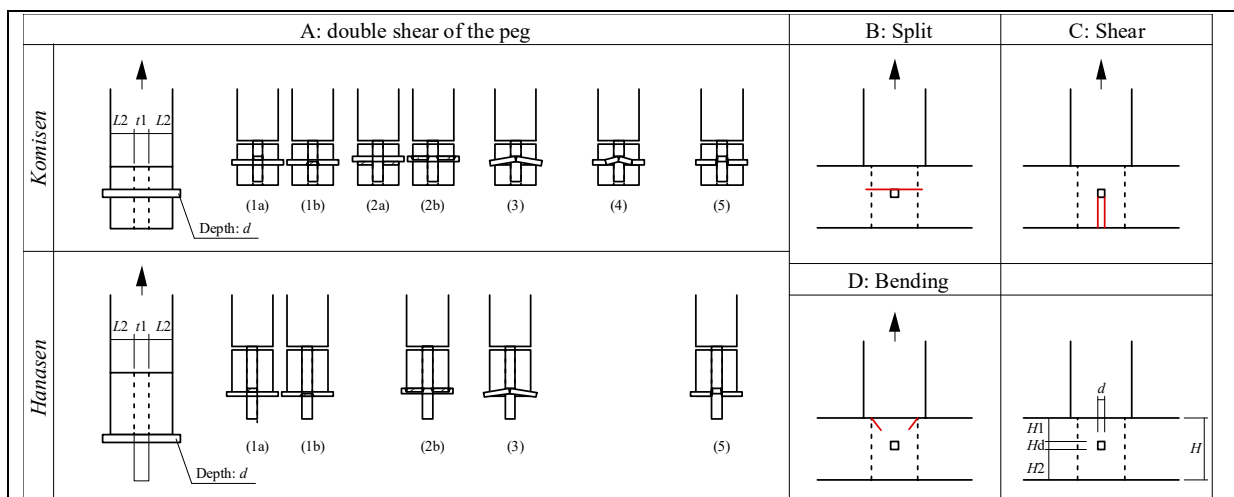


図 3.2.1-2 込栓と鼻栓の降伏モードと接合部の破壊モード

終局耐力を確保するため、込栓では A 以外に B,C,D を、鼻栓では B,D を計算しなくてはならない。一般に B,C,D は A の 1.5 倍以上の耐力値を有することが望ましい。

込栓の降伏耐力算定式を以下に示す。

$$P_y = \min. \left\{ \begin{array}{l} (1) dt_1 F_{Ecp1} \\ (2) dt_1 F_{Ecp1} \times 2\alpha\beta \\ (3) dt_1 F_{Ecp1} \times \left[\sqrt{\frac{16\beta M_y}{dt_1^2 F_{Ecp1} (2\beta + 1)} + \frac{8\alpha^2 \beta^2 (\beta + 1)}{(2\beta + 1)^2}} - \frac{2\alpha\beta}{2\beta + 1} \right] \\ (4) \sqrt{\frac{16dF_{Ecp1}\beta M_y}{\beta + 1}} \\ (5) \frac{2AF_s}{\kappa} \end{array} \right. \quad (3.2.1-6)$$

鼻栓の降伏耐力算定式を以下に示す。

$$P_y = \min. \left\{ \begin{array}{l} (1) dt_1 F_{Ecp1} \\ (2) dt_1 F_{Ecp1} \times 2\alpha\beta \\ (3) dt_1 F_{Ecp1} \times \left[\sqrt{\frac{8\beta M_y}{dt_1^2 F_{Ecp1} (\beta + 1)}} \right] \\ (5) \frac{2AF_s}{\kappa} \end{array} \right. \quad (3.2.1-7)$$

d, t_1, L_2 : the size shown in Figure4, F_{E1}, F_{E2} : bearing strength of mortise or tenon member, F_{cvf} : bearing strength of peg, $M_y = F_b Z$: maximum bending moment of the peg, F_b : bending strength of the peg, Z : section modulus of the peg,

$F_{Ecp1} = \min.[F_{E1}, \alpha_f F_{cvf}]$, $F_{Ecp2} = \min.[F_{E2}, \alpha_f F_{cvf}]$, $\alpha = L_2 / t_1$, $\beta = F_{Ecp2} / F_{Ecp1}$, α_f : coefficient of side restraint effect on bearing performance of the peg (=1.5)

2. ダボのせん断強度^{3.16)}

マニュアルでは基準強度を与えるいす形せん断試験結果は応力集中や寸法効果の影響を受けたものであるためにそのまま用いるべきで無いとし、これを補正する式を提案している。クラックを生じる欠点がワイブル分布に従うとし、その範囲をダボ幅(d)×ダボ幅の2倍の長さ(2d)の面積=2d²とおき、ワイブル分布仮定に基づく寸法効果係数を $\alpha=0.2$ 、切り欠き部の応力集中を 1.2 とすると、せん断強度の補正値は以下となる。

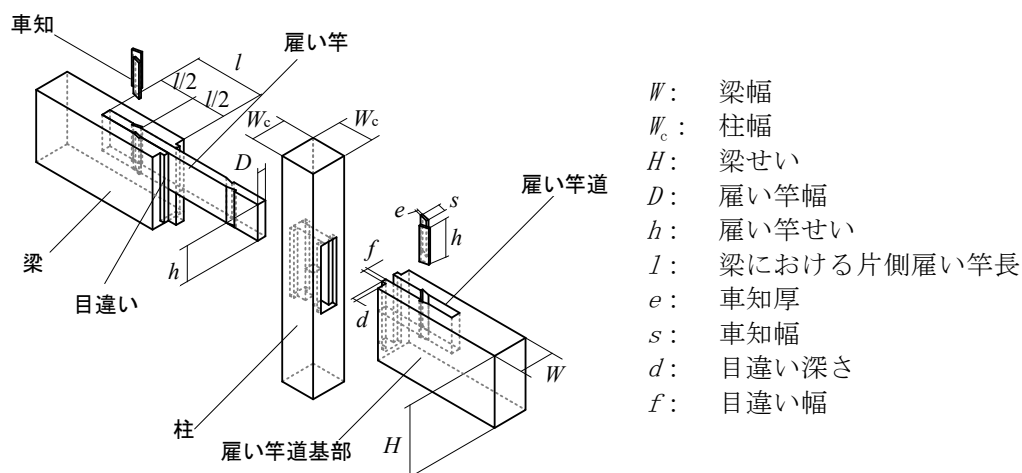
$$F_s = \left(\frac{A_0}{A_{crack}} \right)^{0.2} 1.2F_{s,nom}$$

(3.2.1-8)

3. 車知接合具の引張降伏耐力とすべり剛性^{3.17)}

1) システム模式図

断面 $e \times s$ の車知は、その一端が雇い竿道中央にくるように互い違いにずらした位置において、その断面上の対角が梁軸方向と一致するように、雇い竿の全せいに涉って打ち込まれているものとする。



- W : 梁幅
- W_c : 柱幅
- H : 梁せい
- D : 雇い竿幅
- h : 雇い竿せい
- l : 梁における片側雇い竿長
- e : 車知厚
- s : 車知幅
- d : 目違い深さ
- f : 目違い幅

図 3.2.1-3 接合部の模式図

2) 設計情報

① 適用範囲

以下では図 3.4.3(24)-1 中の記号を用いる。以下の評価式は目違いや雇い竿道基部が無い条件にも対応している。各変数の寸法は任意だが、各変数間が次の比率の関係内であるものとする。

$$D < W/3, D < W_c/4, D/3 > e > 5\text{mm}, s/e > 3$$

- 雇い竿と車知には節や目切れ等の欠点の無いものを用い、また車知栓にはカシ、ナラ、ケヤキ等の堅木を用いる。
- 接合部に粘り性能を持たせたい場合、 $s/e > 6$ 、 $L > 36e$ 、 $H/h > 2$ とし、ほどよい大きさの目違いを設ける。
- 車知栓の欠落を防ぐために、車知栓は梁上側から打ち込むものとし、特に $H=h$ の場合には車知栓に大きな滑り勾配を設ける。

② 初期剛性 K_i

$$K_t = \cos^2\left(\frac{e}{s}\right) / \left(\frac{1}{K_{cb}} + \frac{1}{K_{cs}} + \frac{1}{K_{cw}} \right) \quad (3.2.1-9)$$

- a) K_{cb} : 車知栓接触部における梁の繊維方向面圧剛性
b) K_{cs} : 車知栓接触部における雇い竿の繊維方向面圧剛性
c) K_{cw} : 車知栓の横圧縮変形剛性

$$a) K_{cb} = 2eh \cdot_E k_{0b} \quad (3.2.1-10)$$

$$b) K_{cs} = 2eh \cdot_E k_{0s} \quad (3.2.1-11)$$

$$_E k_{0b} = 5E_{0b} \frac{(0.02 + \frac{1}{e})}{140 - 0.6e}, \quad _E k_{0s} = 5E_{0s} \frac{(0.02 + \frac{1}{e})}{140 - 0.6e}$$

E_{0b}, E_{0s} : 梁および雇い竿の繊維方向ヤング率

※車知の打ち込み角度が大きい場合には、ハンキンソン式により梁および雇い竿の面圧剛性の角度補正を行う。

$$c) K_{cw} = \frac{2eh}{25s} E_{0wf} \quad (3.2.1-12)$$

- E_{0wf} : 車知栓の繊維方向ヤング率 ($E_{0wf} = 2100 + 13700\rho$)
 ρ : 車知栓比重

③ 終局耐力 P_{tu}

$$P_{tu} = \min[P_{us}, P_{uc}, P_{ue}, P_{uk}, P_{ut}] \quad (3.2.1-13)$$

- a) P_{us} : 車知栓接触部における梁または雇い竿のせん断破壊耐力
b) P_{uc} : 車知栓の全面横圧縮または座屈終局耐力
c) P_{ue} : 車知栓接触部における梁または雇い竿の部分縦圧縮降伏耐力
d) P_{ut} : 雇い竿の引張破壊耐力
e) P_{uk} : 梁材または柱材の割裂耐力

$$a) P_{us} = \min[(l - 2s + 2d)(h + e)F_{sb}, (l - 2s + 2d)hF_{ss}] \quad (3.2.1-14)$$

- F_{sb}, F_{ss} : 梁または雇い竿の基準せん断強度

$$b) P_{ucy} = 2ehF_{Efw} \left(1 - \frac{15s^2}{2e^2} \frac{F_{Efw}}{E_{0wf}} \right) \cos\left(\frac{e}{s}\right) \quad (3.2.1-15)$$

(車知栓の全面横圧縮または座屈降伏耐力)

- F_{cvwf} : 車知栓の全面横圧縮強度 ($F_{cvwf} = -8.2 + 35.4\rho$)

- F_{Ewf} : 車知栓の全面横圧縮降伏応力度 ($F_{Ewf} = 0.8F_{cvwf}$)

$$P_{uc} = 1.5P_{ucy} \quad (3.2.1-16)$$

(車知栓の全面横圧縮または座屈終局耐力)

$$c) P_{ue} = \min[2ehF_{E0b}, 2ehF_{E0s}] \quad (3.2.1-17)$$

- F_{E0b}, F_{E0s} : 梁または雇い竿の基準支圧強度

※車知の打ち込み角度が大きい場合には、ハンキンソン式により角度補正を行う。

$$d) P_{ut} = \frac{(D-e)}{2} h \cdot F_{ts} \times 2 \quad (3.2.1-18)$$

F_{ts} : 雇い竿の基準引張強度

$$e) P_{uk} = \min[P_{ukt}, P_{ukc}, P_{ukb}, P_{ubb}] \quad (3.2.1-19)$$

(目違いが働く場合)

ア) 梁先端目違いからのせん断耐力	イ) 柱における目違いからのせん断耐力
$P_{ukt} = \frac{2A_{et}F_{sb}}{3R_{yt}\alpha_b} \quad (3.2.1-20)$	$P_{ukc} = \frac{4A_{ec}F_{sc}}{3R_{yt}\alpha_b\alpha_c} \quad (3.2.1-21)$
$A_{et} = fh \quad (3.2.1-22)$	$A_{ec} = \frac{(W_c - D - 2f)d}{2} \quad (3.2.1-23)$
$R_{yt} = \frac{1}{64} \left\{ \frac{10e}{s} + \frac{9(W-D-2e)}{l} \right\} \quad (3.2.1-24)$	
ウ) 竿道基部の開きによるせん断耐力	エ) 竿道基部の開きによる曲げ耐力
$P_{ukb} = \frac{2A_{eb}F_{sb}}{3R_{yb}\alpha_b} \quad (3.2.1-25)$	$P_{ukb} = \frac{Z_{eb}F_{bb}}{R_{mb}\alpha_b} \quad (3.2.1-26)$
$A_{eb} = \frac{(W-D)^2}{4W} h \quad (3.2.1-27)$	$Z_{eb} = 0.45 \frac{h(W-D)^2}{24} \quad (3.2.1-28)$
$R_{yb} = \frac{1}{64} \left\{ \frac{22e}{s} - \frac{9(W-D-2e)}{l} \right\}$ (ただし、 $R_{yb} > 0$ とする) $(3.2.1-29)$	$R_{mb} = \frac{1}{64} \left\{ \frac{3el}{s} - W + D + 2e \right\}$ (ただし、 $R_{mb} > 0$ とする) $(3.2.1-30)$
$\alpha_b = 1 / \left\{ 1 + \frac{\kappa(W-D)^2}{hl} \right\}, \quad \alpha_c = 1 / \left\{ 1 + \frac{\kappa(W'-D-2f)^2}{100d} \right\} \quad (\kappa = 1.2)$ $(3.2.1-31)$	

④ 終局変位 δ_{tu}

- a) $\delta_{tv} = P_{tu} / K_t$: 完全弾塑性モデルの折れ点の変位
b) $\delta_{tu} = \delta_{tv}$: 耐力が P_{us} または P_{ut} で決定される場合。または雇い道基部、目違いのいずれかが無い条件の場合。
c) $\delta_{tu} = \delta_{tv} + 0.1s$: 耐力が P_{uc} , P_{ue} または P_{uk} で決定される場合。

※ $P_{ucy} < P_{tu}$ の場合には a), b) にさらに $0.1s$ を加えて良い。

4. 密度による物性値の回帰式による計算^{3.18)}

接合具には無欠点の品質の良いものが用いられるため、基準強度の値を用いると過度に安全側に計算される事が知られている。そこで、木質接合部設計マニュアル^{3.18)}では無欠点小試験体に関するJIS形式の試験についての既往報告に基づき、比重による回帰式による値を提案している。45mm以下程度の寸法に制限し、かつ節や目切れ等の欠点が無い事が前提となる。

$$\begin{aligned} F_b &= 8.1 + 136\rho & F_b &= 6.1 + 102\rho \\ (\text{平均値}) F_s &= -1.9 + 24.7\rho & (5\% \text{下限値}) F_s &= -1.4 + 18.6\rho & (3.2.1-32) \\ F_{cvf} &= -8.2 + 35.4\rho & F_{cvf} &= -6.2 + 26.6\rho \\ E &= 2100 + 13700\rho \end{aligned}$$

3.2.3 接合部の力学モデル

実験により差し鴨居接合部の耐力性能を評価した事例はあるものの、3.2.1に示したような多くの接合部仕様や、寸法条件や材料の条件があり、実験的検証によって実際に使用が考え得る全ての仕様に対して網羅するにはデータが不足している。一方、力学モデルに基づいた評価式による検討が進められている。既往文献^{3.18)3.15)3.4)}等にもとづいて整理・検証した接合部回転性能推定評価式を下記に示す。

表 3.2.3-1 差し鴨居、雇いほぞ仕口回転性能の基本算定式

	片差し差し鴨居形式	両差し雇いほぞ形式	両差し差し鴨居形式
変数 a	$a = \frac{y_p C_y E_{\perp}}{Z_0} \frac{1}{K_T}$		$a = \frac{1}{2} \frac{y_p C_y E_{\perp}}{Z_0} \frac{1}{K_T}$
変数 b	$b = 1 + \left\{ \frac{2Z_0}{3} \left(1 - e^{-\frac{3x_1}{2Z_0}} \right) \right\} \times a \cong 1 + \frac{2Z_0}{3} a$		
変数 c	$c = 2(H - h/2)$	$c = H$	
めり込み長 x_p	$x_p = \frac{-b + \sqrt{b^2 + ac}}{a}$		
余長効果係数	$C_x = 1 + \frac{4Z_0}{3x_p} \left(1 - e^{-\frac{3x_1}{2Z_0}} \right) \cong 1 + \frac{4Z_0}{3x_p}$		
初期剛性	$K_{\theta} = \frac{x_p^2 y_p C_x C_y E_{\perp}}{2Z_0} \times \left(H - h/2 - \frac{x_p}{3C_x} \right)$	$K_{\theta} = \frac{x_p^2 y_p C_x C_y E_{\perp}}{2Z_0} \times \left(H - \frac{2x_p}{3C_x} \right)$	
降伏モーメント	$M_y = N_y \times \left(H - h/2 - \frac{x_p}{3C_x} \right)$	$M_y = N_y \times \left(H - \frac{2x_p}{3C_x} \right)$	
降伏軸力	$N_y = \min[\Sigma N_y, T_{y1}, T_{y2}]$ など		
めり込み降伏耐力	$\Sigma N_y = \frac{x_p y_p F_m}{2} \sqrt{\frac{C_x C_y}{C_{xm} C_{ym}}}$		
降伏後	めり込み降伏が先行する場合、剛性を 1/6 に減じる。 その後接合具の降伏耐力に達するまで。 接合具の降伏に達した後、 Δ /梁せい rad の変形が可能。 $\Delta=20\text{mm}$ (込栓、鼻栓), 10mm (車知栓)		

K_T : ほぞ-柱接合部の引張剛性 (複数接合具の場合は全体の値)

T_y : ほぞ-柱接合部の引張 (降伏) 耐力 (複数接合具の場合は全体の値)

表 3.2.3-2 差し鴨居、雇いほぞ仕口回転性能の貫効果算定式

	片差し差し鴨居形式	両差し雇いほぞ形式	両差し差し鴨居形式
初期剛性	$K_{\theta} = x_p^2 y_p E_{\perp} \left[\frac{x_p}{Z_0} \left(C_{xm} - \frac{1}{3} \right) + 0.5C_{xm} \right]$	$\frac{K_{\theta}}{2}$	K_{θ}
降伏モーメント	$M_y = \frac{K_{\theta} Z_0 F_m}{x_p E_{\perp} C_{xm} \sqrt{C_{ym}}}$		
二次剛性	初期剛性の 1/6		

表 3.2.3-3 柱脚柱頭仕口回転性能の算定式

	片差し差し鴨居形式

	$x_p = \frac{3l^2}{4Z_0 + 6l}$
初期剛性	$K_\theta = \frac{y_p E_\perp}{3Z_0} \left\{ x_p^3 + 2x_p^2 Z_0 + (l - x_p)^3 + \frac{3}{4}(l - x_p)^2 Z_0 \right\}$
降伏モーメント	$M_y = \frac{K_\theta Z_0 F_m}{x_p E_\perp C_{xm} \sqrt{C_{ym}}}$
二次剛性	初期剛性の 1/8

※柱脚、柱頭の長ほぞ込栓接合は、貫効果のみを考慮。掘立柱式柱脚接合部の算定式(木質接合部設計マニュアル^{3.18)}参照)に基づいて計算する。柱の回転浮き上がりに対する込栓抵抗はここでは無視した(差鴨居算定式に梁せい=梁幅として計算するとほとんど無視できるレベルに小さくなるため)。

表 3.2.3-4 差し鴨居、雇いほぞ仕口回転性能の正負耐力の積算値

	片差し差し鴨居形式	両差し雇いほぞ形式	両差し差し鴨居形式
正側	基本算定式	基本算定式 + 貫効果算定式 (極性なし)	
負側	貫効果算定式	基本算定式 + 貫効果算定式 (極性なし)	

仕様接合具の形式に応じた引張耐力計算

下記を満足すること。

注意点\仕様	込栓	鼻栓	車知
	降伏耐力の算定 EYT	降伏耐力の算定 YET Mode2,3 の場合には計算上 低減係数 0.8 を乗じる。	仕様規定：目違いが有ること、雇い幅=梁幅で無い事。車知の圧縮・座屈耐力が最小となる条件とする。
	割裂、端抜けせん断耐力 >1.5×降伏耐力	端抜けせん断耐力 >1.5×降伏耐力	割裂耐力 >1.2×圧縮・座屈耐力 ほぞ材のせん断・引張耐力 >1.5×圧縮・座屈耐力

鼻栓・車知栓：完全弾塑性置換

込栓：降伏後剛性を 1/10 に減ずる。

込栓・鼻栓の最大変形 20mm,車知の最大変形 10mm。

3.2.4 評価式による推定値と実験値の比較

伝統構法京都委員会で^{3.11)3.12)}行われた接合部回転試験体の仕様(表 3.2.4-1)に関して、3.2.2 で示した単位接合部引張耐力評価式に基づいて接合具耐力特性値を計算し、3.2.3 で示した接合部回転性能評価式に代入して接合部の M-θ 関係を推定した。また、伝統構法京都委員会資料^{3.11)3.12)}による実験値と比較した。

(ア) 接合部の仕様

表 3.2.4-1 解析対象接合部の仕様と計算結果

	No.	雇いほぞ車知栓			雇いほぞ胴栓		差鴨居込栓	
		A-1	A-2	A-3	L2-4	L2-3	J2-4	J2-8
柱幅	W	120	120	120	120	120	120	120
z0	Wc	150	150	150	150	120	120	120
ほぞ厚	D	30	30	30	30	30	30	30

梁せい	H	300	240	150	300	240	300	180
ほぞ高	h	150	120	75	120	120	150	90
	接合具種類	車知	車知	車知	込栓 x1	込栓 x1	鼻栓 x1	鼻栓 x1
		7	7	7	18	18	15	15
		30	30	30	18	18	30	36
梁	樹種	スギ	スギ	スギ	スギ	スギ	スギ	スギ
柱	樹種	スギ	スギ	スギ	スギ	スギ	スギ	スギ
雇いほぞ	樹種	ヒノキ	ヒノキ	ヒノキ	ヒノキ	ヒノキ	ヒノキ	ヒノキ
接合具の引張	K_t	22500	18000	11250	1978	1978	1582	1641
	D_y	1.50	1.50	1.50	6.00	6.00	9.56	9.21
引張降伏	P_t	36764	32592	20370	11868	11868	15120	15120
	x_p	124.5	94.0	50.1	31.7	24.0	24.5	15.9
めり込み降伏	ΣN_y	15523	11724	6249	7917	6133	6281	4063
	$K \theta H$	606543	340464	100584	122382	73427	71003	26298
	M_{ye}	4163	2579	896	2352	1459	1406	547
	M_u	9859	7169	2919	3526	2824	4503	2707
	$M_{曲}$	6394	6394	6394	6394	6394	6394	6394

(イ) 解析結果

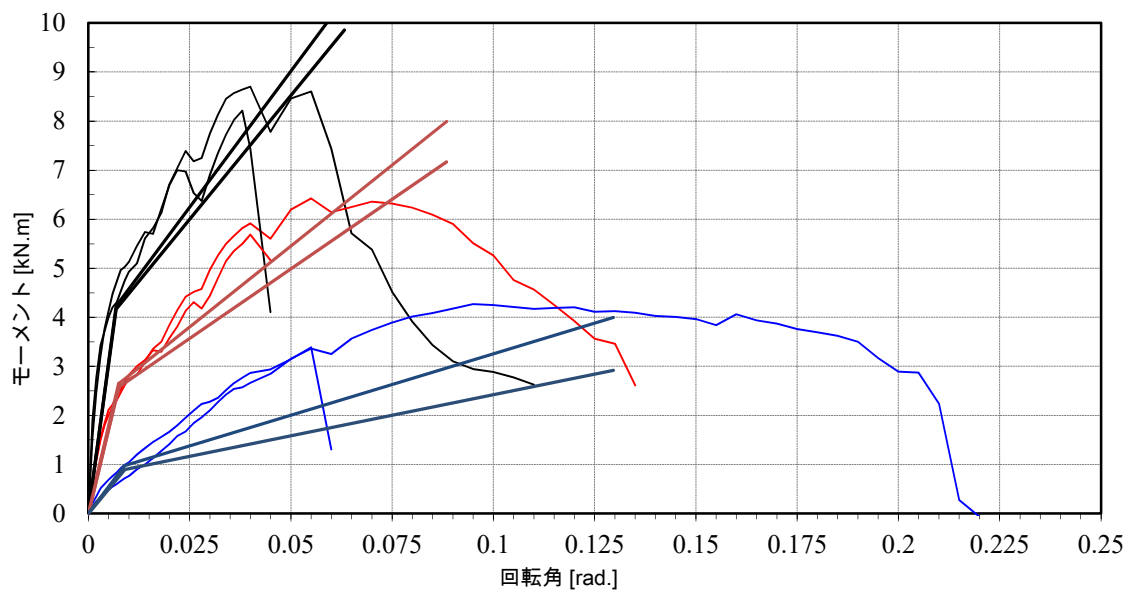


図 3.2.4-1 雇いほぞ車知仕様(A-1, A-2, A-3)の結果

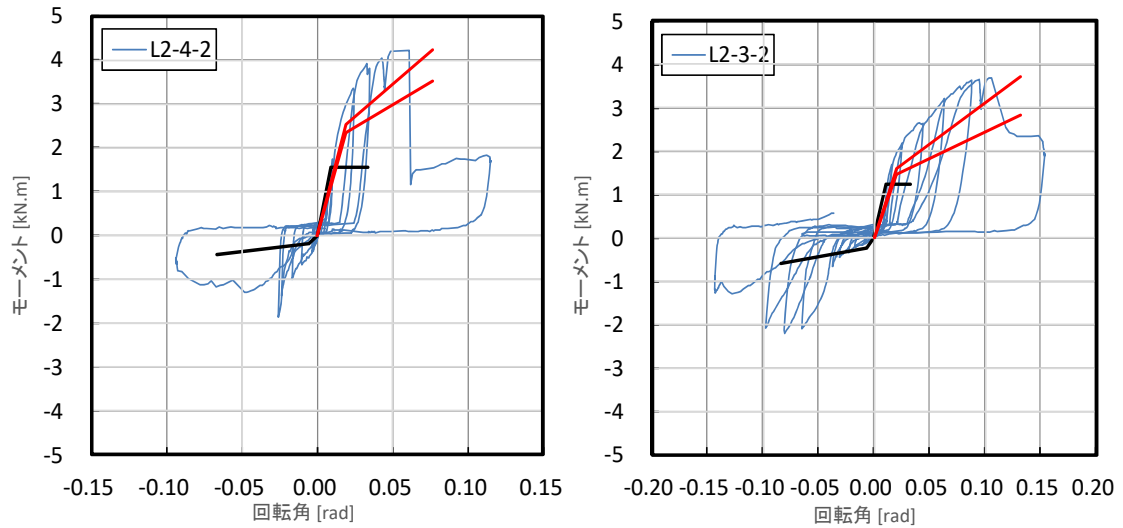


図 3.2.4-2 雇いほぞ胴栓仕様(L2)の結果

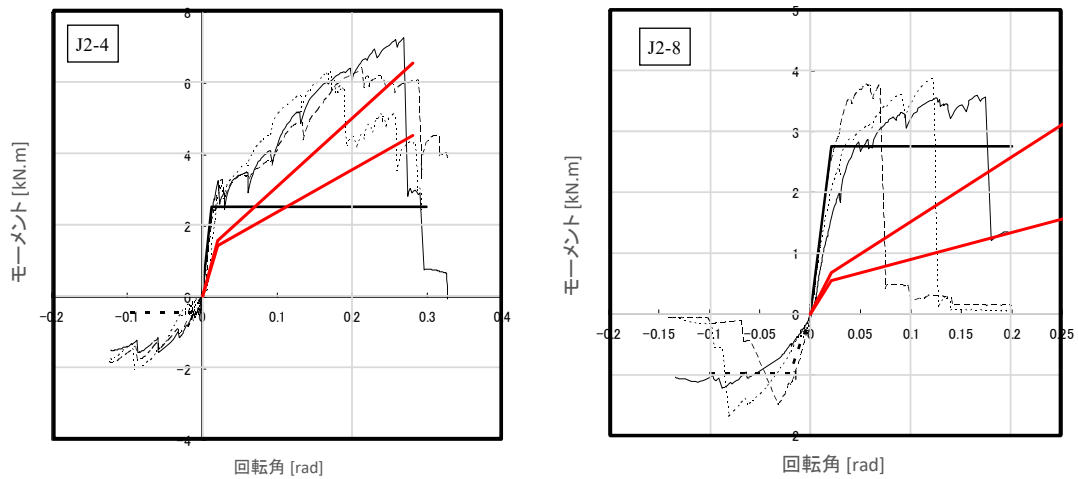


図 3.2.4-3 差鴨居込栓仕様(J2)の結果

これら評価式による推定値と実験値を比較した結果、その精度が高いことが認められたため、接合部の性能は評価式によって推定することとする。評価式に基づく、接合部の回転挙動はバイリニアまたはトリリニアでモデル化される。

3.3 差し鴨居構面耐力に及ぼす接合部性能の影響に関する解析的検討

柱と横架材からなる鉛直構面を、前節で推定した接合バネを有する骨組有限要素解析モデルによりモデル化し、非線形プッシュオーバー解析によってその水平せん断耐力性能を検討する。断面寸法や部材高さ等をパラメータとした解析により、その影響について検討する。

3.3.1 解析モデル

3.3.1.1 解析モデルおよび解析諸元

- ・プログラム SNAP (Ver. 7)
- ・解析方法 変位増分解析
- ・柱・差し鴨居・桁・土台 軸・曲げ・せん断変形を考慮
 ヤング係数 $E=9000 \text{ N/mm}^2$ (桁・土台 (ヒノキ想定))
 $E=7000 \text{ N/mm}^2$ (柱・差し鴨居 (スギ想定))
- ・接合部 柱脚柱頭回転バネ：バイリニアモデル
 柱梁接合部回転バネ：トリリニアモデル
 前節評価式より推定する。

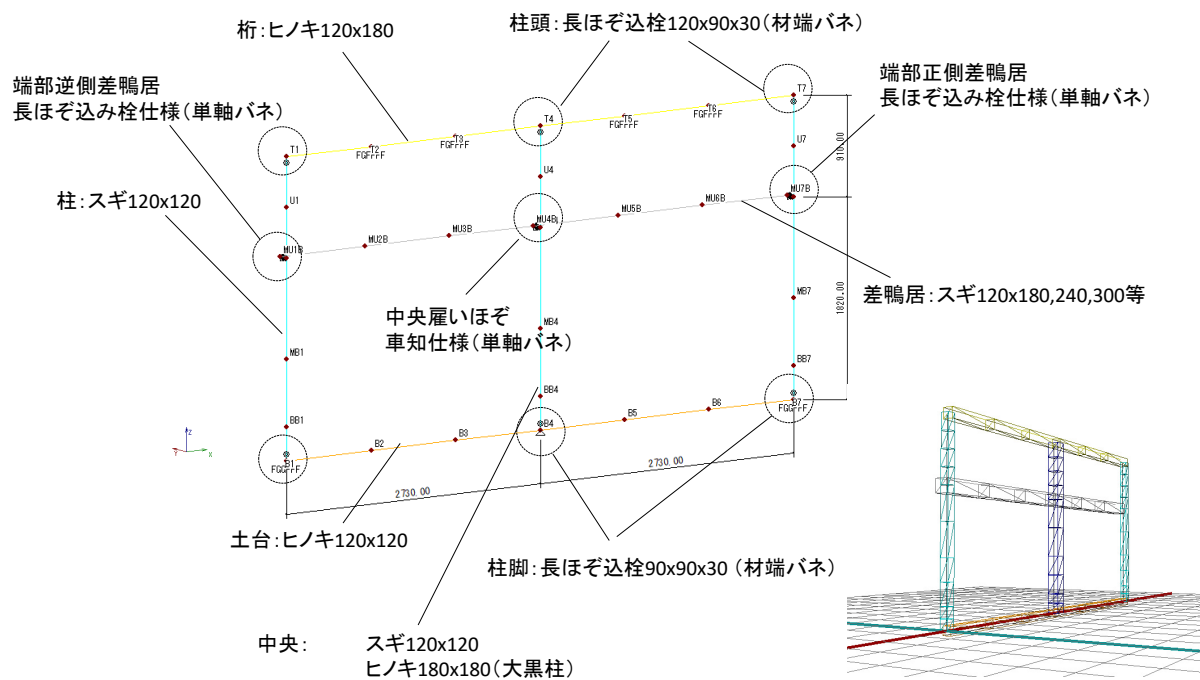


図 3.3.1-1 解析モデル図

3.3.1.2 接合部のモデル化

接合部の荷重変形関係は、3.2.3 に示した評価式を用いて表 3.3.1-1 の通りに設定した。

表 3.3.1-1 接合部耐力性能の計算

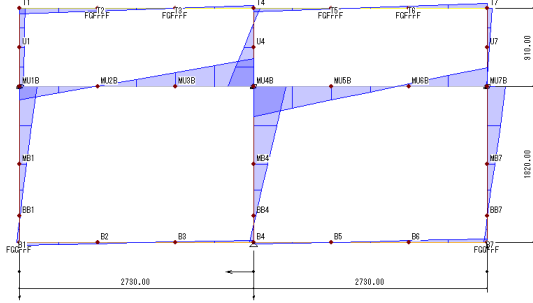
		梁せい 300 中央	梁せい 240 中央	梁せい 180 中央	梁せい 300 中央 大黒	梁せい 300 端部	梁せい 240 端部	梁せい 180 端部
柱幅	W	120	120	120	180	120	120	120
z_0	W_c	150	150	150	180	120	120	120
雇いほぞ 厚	D	30	30	30	30	30	30	30
梁せい	H	300	240	180	300	300	240	180
雇いほぞ 高	h	150	120	90	150	120	120	90
	接合具 種類	車知	車知	車知	車知	込栓 x1	込栓 x1	込栓 x1
		7	7	7	7	18	18	18
		30	30	30	30	18	18	18
梁	樹種	スギ	スギ	スギ	スギ	スギ	スギ	スギ
柱	樹種	スギ	スギ	スギ	ヒノキ	スギ	スギ	スギ
雇いほぞ	樹種	ヒノキ	ヒノキ	ヒノキ	ヒノキ	ヒノキ	ヒノキ	ヒノキ
接合具の 引張	K_t	22500	18000	13500	22500	1978	1978	1978
	D_y	1.50	1.50	1.50	1.07	6.00	6.00	6.00
	P_t	36764	32592	24444	23966	11868	11868	11868
	接合部 種類	両差し雇 ほぞ	両差し雇 ほぞ	両差し雇 ほぞ	両差し雇 ほぞ	方差し差 鴨居	方差し差 鴨居	方差し差 鴨居
	x_p	124.5	94.0	64.4	96.0	30.9	24.0	18.5
	ΣN_y	15523	11724	8030	31933	7917	6133	4722
N.m/rad	$K_{\theta H}$	606543	340464	161628	817750	98551	55231	30973
N.m	M_{y_e}	4163	2579	1361	8996	1887	1098	634
	μ	9859	7169	4144	6752	3521	2824	2121
	$M_{\text{曲}}$	6394	6394	6394	25952	6394	6394	6394

接合部性能バネ置換 (バイリニアスリップ)

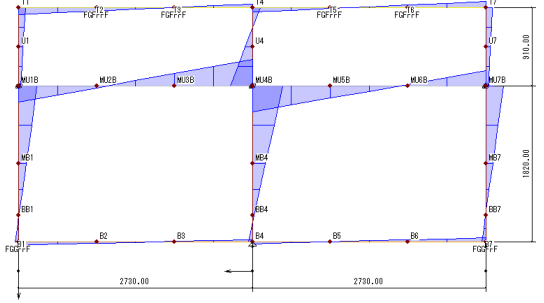
	鴨居中央 梁せい 300	鴨居中央 梁せい 240	鴨居中央 梁せい 180	鴨居中央 梁せい 300 大黒	鴨居端部 梁せい 300	鴨居端部 梁せい 240	鴨居端部 梁せい 180
My(N.m)	4231	2649	1434	6858	2015	1231	761
K(N.m/rad)	616413	349768	170291	830629	105263	61943	37148
β	0.18	0.19	0.21	0.18	0.22	0.26	0.31
					鴨居端逆	鴨居端逆	鴨居端逆
My(N.m)					895	895	823
K(N.m/rad)					68040	68040	63720
β					0.20	0.20	0.20

3.3.1.3 解析結果

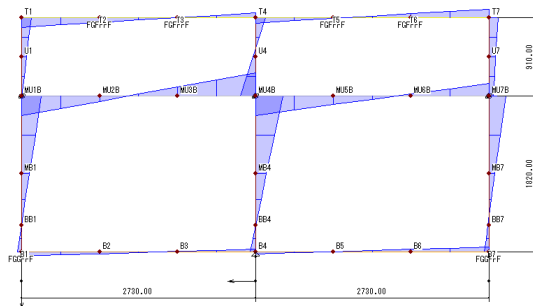
梁せい300



梁せい240



梁せい180



梁せい300大黒

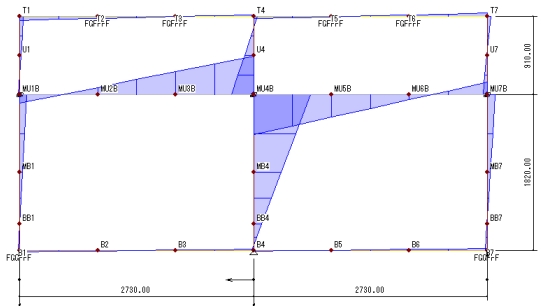


図 3.3.1-2 曲げ応力図 (応力解析時 (0.1kN))

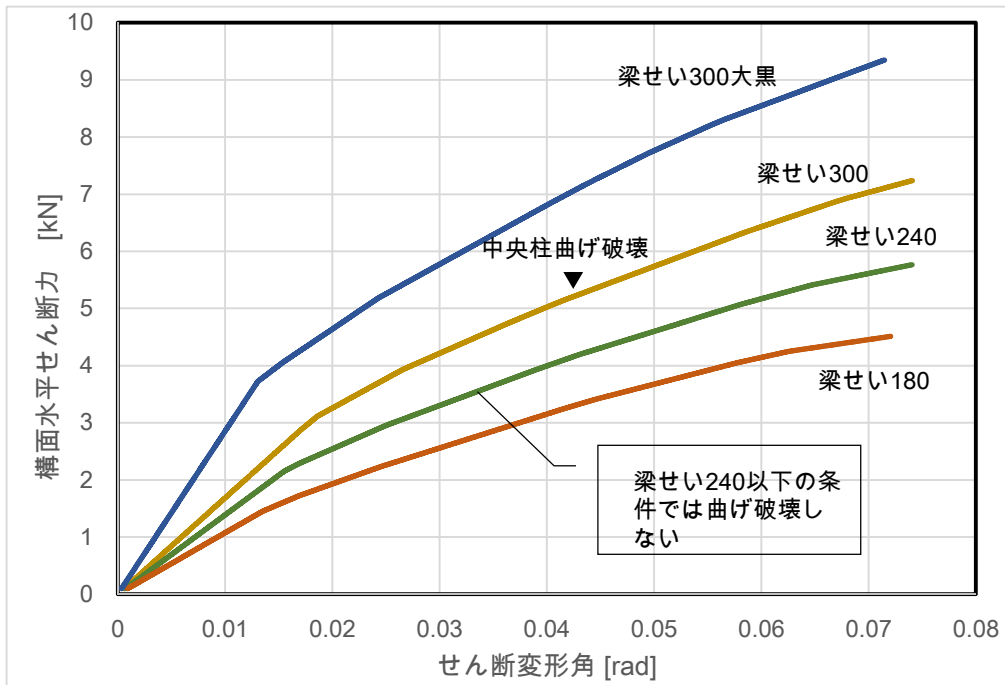


図 3.3.1-3 増分解析 荷重--変位関係

3.4 垂れ壁付き差し鴨居構面耐力に及ぼす接合部性能の影響に関する解析的検討

前節で行った解析モデルに対し、垂れ壁部にせん断要素を追加し、垂れ壁付き差し鴨居構面の骨組モデルを構成する。接合部仕様と断面寸法をパラメータとした解析により、その影響について検討する。

3.4.1 解析モデル

3.4.1.1 解析モデルおよび解析諸元

- ・プログラム SNAP (Ver. 7)
- ・解析方法 変位増分解析
- ・垂れ壁部の土壁 せん断バネに置換する
負勾配を考慮したマルチリニアモデル
耐力特性値は重要文化財(建造物)耐震基礎診断実施要領に基づき設定
- ・柱・差し鴨居・桁・土台 軸・曲げ・せん断変形を考慮
ヤング係数 $E=9000 \text{ N/mm}^2$ (桁・土台 (ヒノキ想定))
 $E=7000 \text{ N/mm}^2$ (柱・差し鴨居 (スギ想定))
- ・接合部 柱脚柱頭回転バネ: バイリニアモデル
柱梁接合部回転バネ: トリリニアモデル
前節評価式より推定する。

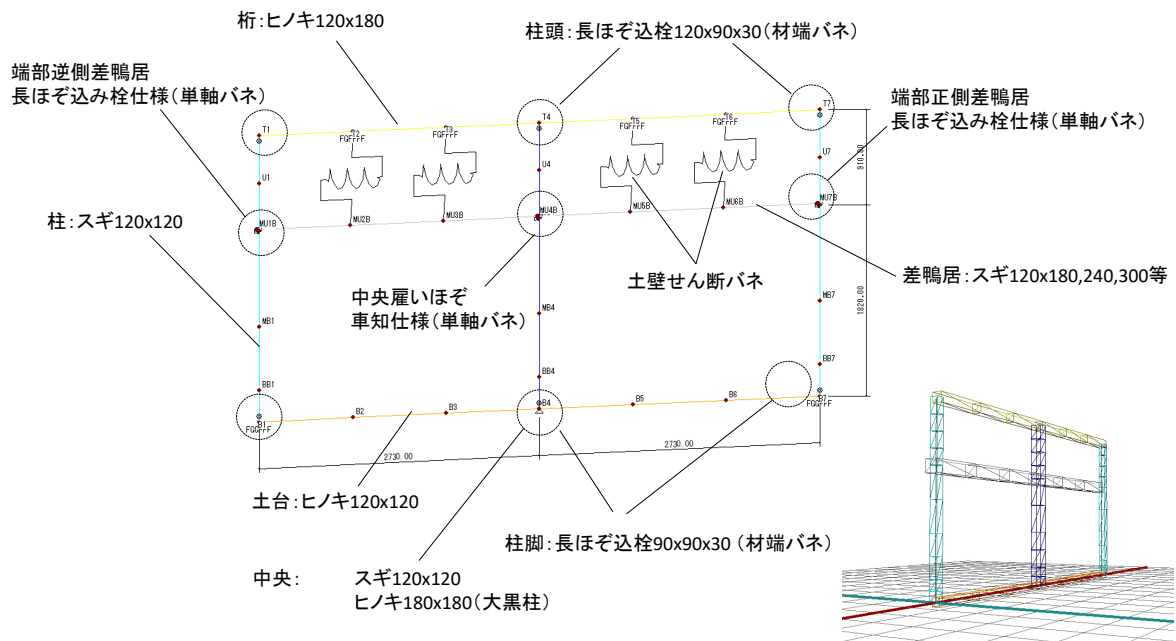


図 3.4.1-1 解析モデル図

3.4.1.2 解析パラメータ

- ①土壁のみ、②接合部のみ、③土壁+接合部

A：柱寸法 120mm 角、B：柱寸法 150mm 角、C：中央柱寸法 180mm 角(両側は 120mm 角)
 差鴨居接合部は梁せい 300mm

3.4.1.3 耐力要素のモデル化

土壁耐力特性値

重要文化財（建造物）耐震基礎診断実施要領^{3.19),3.20)}の耐力値に合わせて設定した。ただし、壁厚は 0.07m を仮定し、壁高さは 0.91m とした。また 0.91m ごとにせん断バネを挿入することとし、単位壁幅を 0.91m とした。

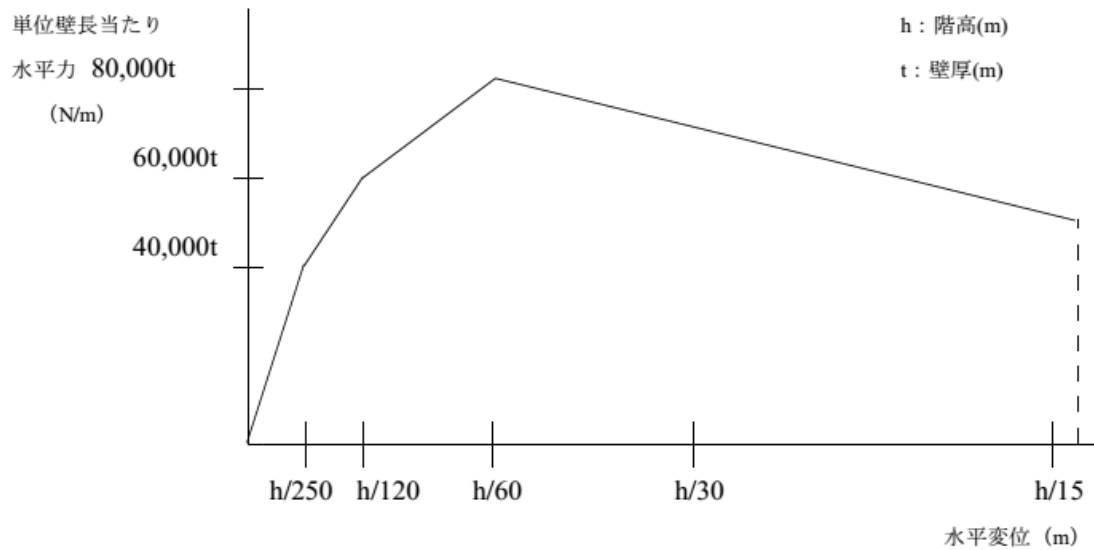


図 3.4.1-2 耐震基礎診断実施要領の土壁基礎耐力特性値

表 3.4.1-1 垂れ壁部土壁特性値

壁厚t	0.07	m
垂れ壁高さ	0.91	m
垂れ壁幅	0.91	m
Fc	2548	N
Fy	3822	N
K1	700	N/mm
α	0.46	
β	0.24	
γ	-0.04	

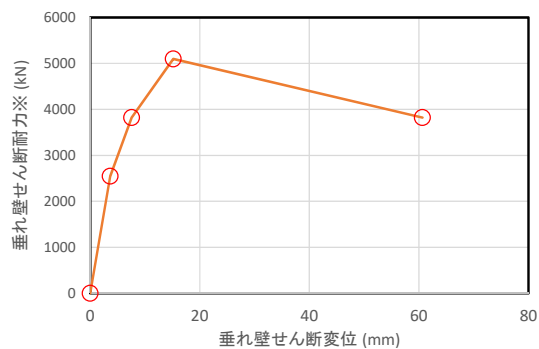
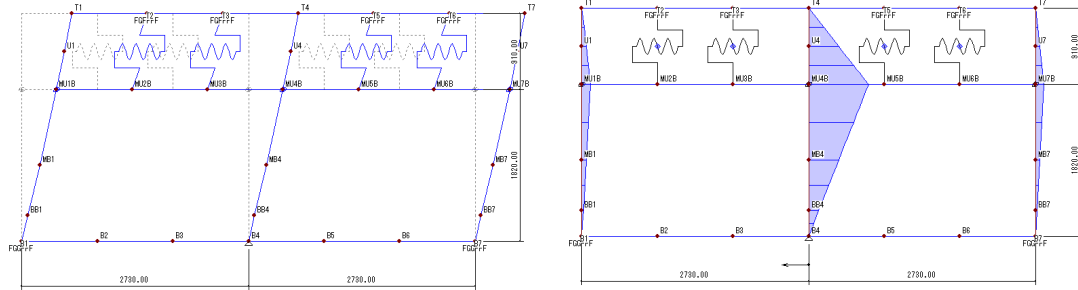


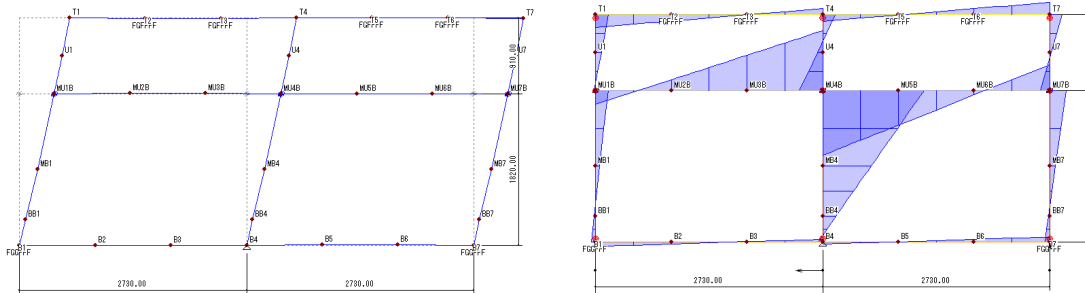
図 3.4.1-3 垂れ壁部土壁せん断力-せん断変位関係

3.4.2 解析結果

大黒柱(□180+□120×2)、土壁のみ(接合無し)



大黒柱(□180+□120×2)、土壁無し



大黒柱(□180+□120×2)、土壁+接合部

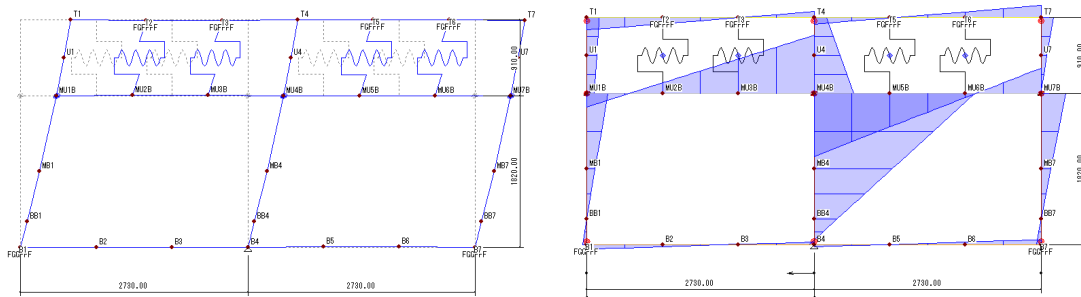
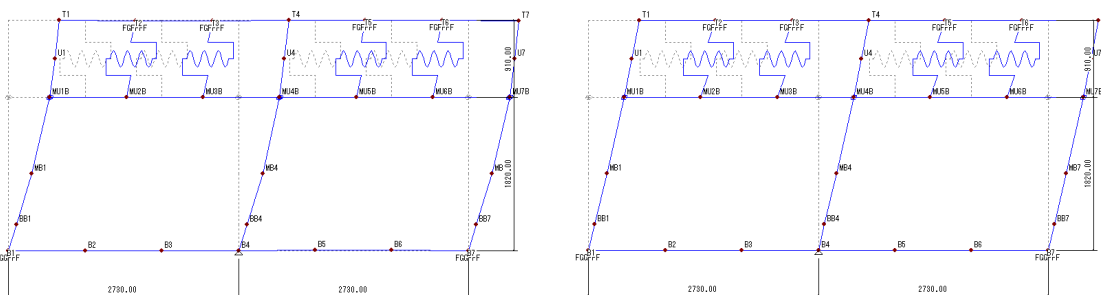


図 3.4.1-1 曲げ応力図 (応力解析時 (0.1kN))



□120×3、土壁+接合部

□150×3、土壁+接合部

図 3.4.1-2 柱断面の違いによる変形の比較

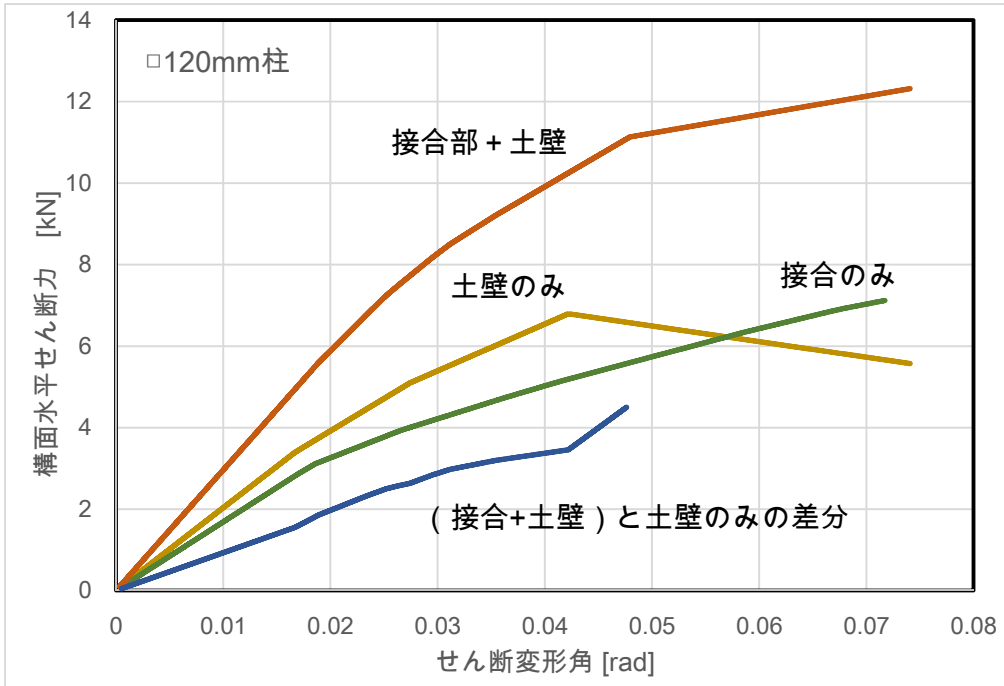


図 3.4.1-3 増分解析 荷重--変位関係の比較

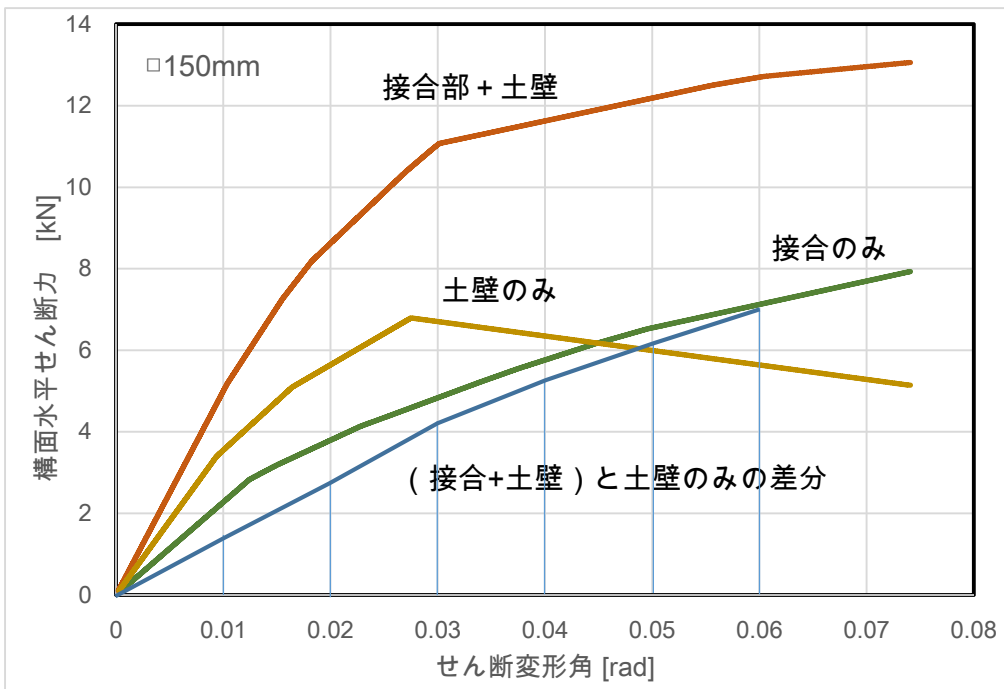


図 3.4.1-4 増分解析 荷重--変位関係の比較

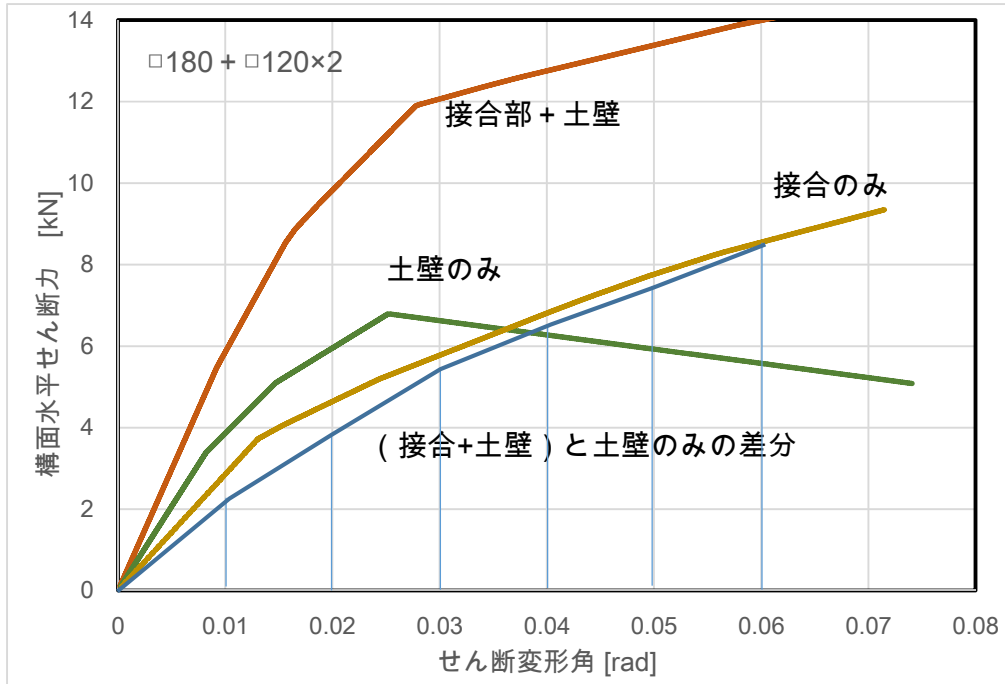


図 3.4.1-5 増分解析 荷重--変位関係の比較

3.4.3 まとめ

- 土壁（5kN/m、910mm 高）と梁せい 300mm の差鴨居接合部（車知栓仕様両差し×1、込栓仕様片差し×2 の総和）は 1 / 2 5 rad 程度で概ね同等程度の耐力性能を示した。

- 土壁は初期剛性が高いが大変形時に耐力低下するのに対し、接合部性能は耐力増大を続けるため、終局耐力負担時には接合耐力が主要な要素となる。

- 現実的には垂れ壁高さは 910mm 以下と考えられるため、垂れ壁耐力よりも接合耐力が大きい場合は十分可能性がある。このため、接合部耐力を考慮することで構面の耐力性能を有利に見積もることができる。

- 一方、例えば土壁高 300mm 程度の小さい場合に同等耐力・剛性を認めて良いか、など土壁の耐力性能値をどのように設定するかは検討が必要である。

- 柱の断面が小さく、剛性が小さい条件（□120mm）では、垂れ壁の存在によって柱の回転変形が抑制されるため、構面のせん断変形に対して接合部の回転変形角が小さく、せん断変形角が小さいときに構面変形から推定される接合部耐力よりも小さい値となるが、大変形時には十分な耐力の発現となる。

- 柱が□150mm 程度あれば、柱の曲げ変形の影響が小さく、初期から接合部の耐力性能を発揮できる（重ね合わせが成り立つ）

3.5 まとめと今後の課題

3.5.1 本章のまとめ

本章ではまず、各種の伝統構法柱-梁接合部の回転抵抗に関する接合部耐力を、力学モデルに基づいた評価式を導くことで推定する手法を提案した。既往の実験結果^{3.11)}との比較を行いその精度を確認した。以上により任意断面、仕様、材料の接合部に対して初期剛性、降伏耐力、二次剛性、終局変形角等の各特性値の推定を可能とした。

続いて差し鴨居構面耐力性能に及ぼす接合部性能の影響を解析的手法によって検討した。柱と横架材からなる鉛直構面、さらに垂れ壁付きの鉛直構面を、3.2.3に示した推定式より求めた接合バネを有する骨組有限要素解析モデルによりモデル化し、非線形プッシュオーバー解析によってその水平せん断耐力性能を検討した。その結果、垂れ壁を有する構面においても、接合部の耐力性能が構面の耐力に占める割合が比較的大きい事があきらかとなり、接合部耐力を考慮する事が精度良い建物耐力の推定に必要であることが示唆された。一方、接合部の耐力性能と垂れ壁の耐力性能は完全な独立要素として重ね合わせができない条件があり、柱の断面が小さく、曲げ剛性が小さい場合には垂れ壁によって接合部回転角が抑制され、接合部耐力を低減して見積もる必要性が示唆された。大変形時には垂れ壁部の耐力負担が低下するのに対し、接合部は荷重負担を増大するため、終局耐力の確保には接合部性能が有効であることがあきらかとなった。

3.5.2 今後の課題

今年度の検討では接合部の荷重変形関係を推定可能な評価式を導き、基本的な骨組に対する有限要素解析を行うことで、鉛直構面の耐力性能を推定する道筋を構築した。来年度には、一連のモデルを用いた解析的検討をさらに継続し、様々なパターンの鉛直構面の耐力性能に関して予測値に基づいた設計用の耐力指標を与える。

今年度も検討した各種パラメータ

1. 柱・梁断面
2. 接合部性能
3. 垂れ壁の有無およびその性能

に加えて、以下の条件を検討に加える。

4. 通し柱の有無及び上階の剛性の影響

：通し柱で上階の剛性が大きい場合、柱の回転が拘束されるため、接合部の耐力性能を低減する必要があると考えられる。

5. 接合部のとりつく柱の曲げ耐力

：接合部には回転抵抗に起因するモーメントと、垂れ壁などのせん断抵抗に起因するモーメントが付加される。一方接合部のための加工により、柱には断面欠損が生じており、曲げ耐力が小さくなっている。脆性的破壊をもたらす曲げ耐力に関する検討が必要である。

最終的なとりまとめの方針としては、上記のような解析的検討に基づき、代表的な条件に対応した構面の耐力を推定し、柱一本あたりの耐力値として例示することで実務設計に応用可能な算定法を提案することとする。

3.5.3 解析検証の実験計画

3.5.3.1 構面実験

本課題で実施している内容は解析的のものであり、実験的な裏付けが不足していると考えられた。そこで、解析の確かさを検証するための構面加力実験を実施する。

以下に試験体の仕様を示す。

試験体： 幅 3640mm、高さ 3070 の鉛直構面

柱本数： 3 本／4 本

柱断面： 120mm／180mm

差鴨居せい： 270mm／300mm

土壁せい： 455mm(395mm)／711mm(651mm)

接合部仕様： 雇い竿車知（中柱差鴨居）、長ほぞ鼻栓（側柱差鴨居）、長ほぞ込栓

加力装置： 載荷式（プーリーシステムを用いてジャッキで一定荷重を与えつつ水平せん断載荷）、足固め仕様、土台仕様とも柱脚は固定しない。

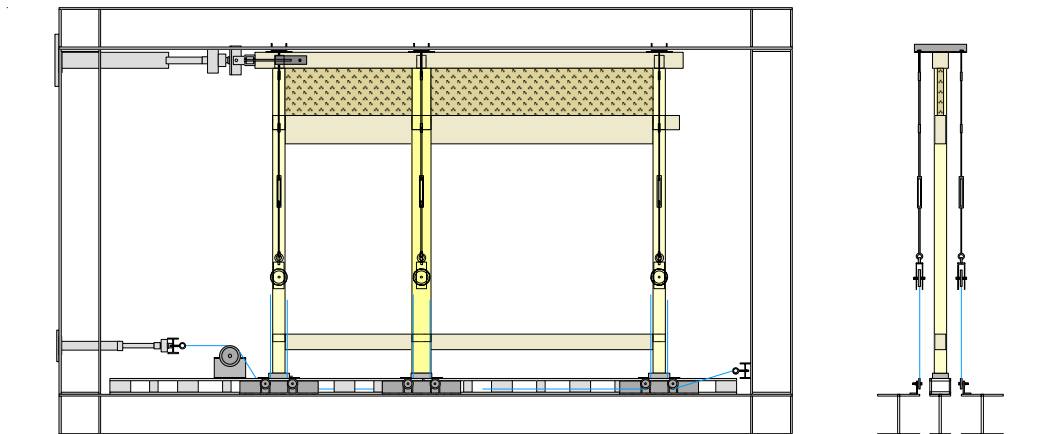


図 3.5.3-1 載荷装置の概要

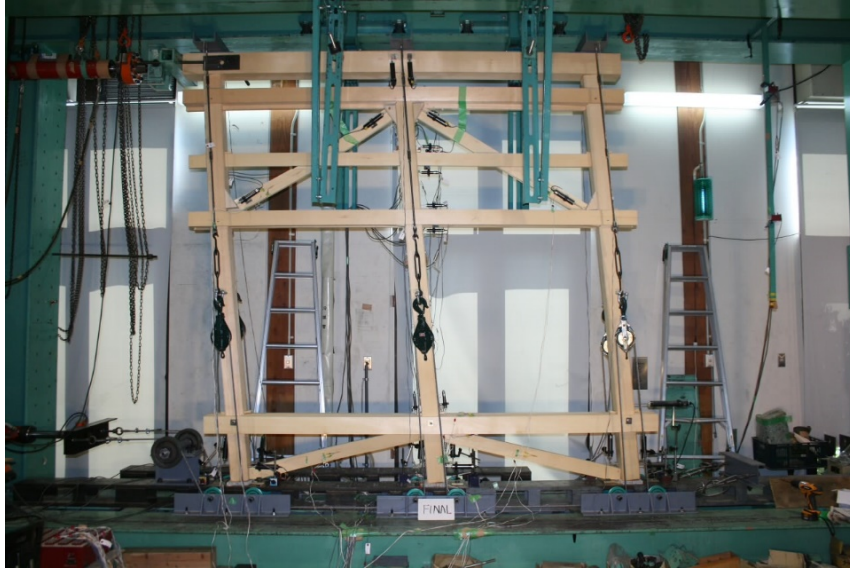


図 3.5.3-2 同様の载荷装置を用いた既往の実験例

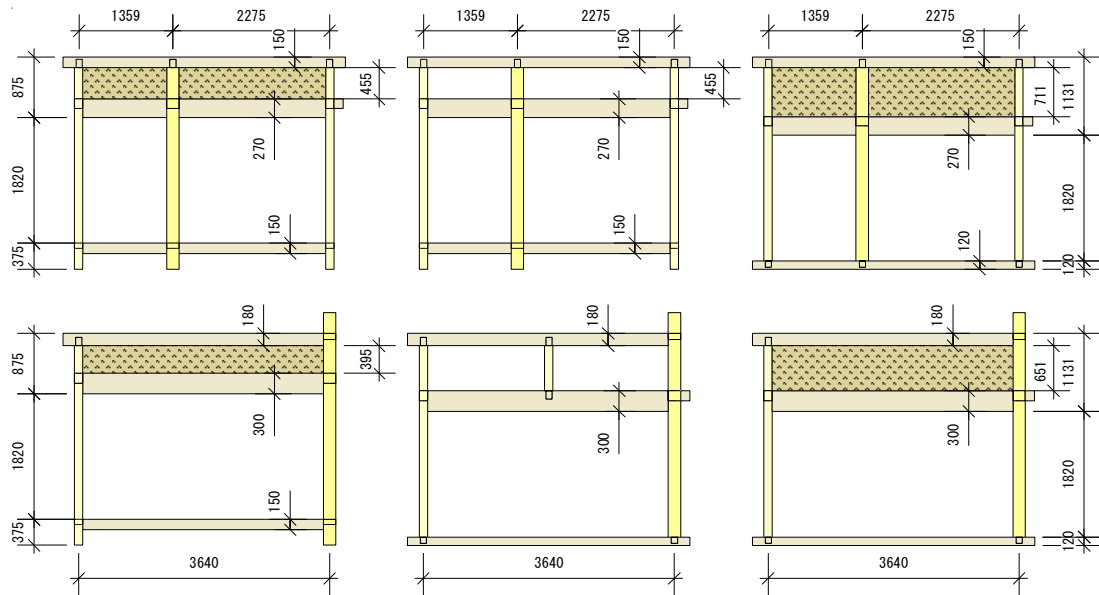


図 3.5.3-3 試験体パラメータ案

試験体数： 図 3.5.3-3 に示した 6 条件各一体に加え、断面や材質の異なる追加試験体（3 体）を見込み、計 9 体とする。

参考文献

- 3.1) 木造軸組構法等の開発業務報告書-貫構造・差鴨居構造設計法の開発-、(財)住木センター、昭和 61 年 3 月
- 3.2) 伝統木造住宅の構造に関する研究、河合直人、東京大学博士論文、昭和 62 年
- 3.3) 荘所直哉、早崎洋一、大橋好光、木質構造における断面欠損を有する部材の曲げ性能に関する研究、日本建築学会構造系論文集, 635, 97-103, 2009
- 3.4) 松本 拓也、多幾山 法子、林 康裕、柱-差鴨居接合部の力学特性に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文集 675, 2012
- 3.5) 佐藤 弘美 / 腰原 幹雄 / 三宅 辰哉 通し柱をもつ差鴨居架構の水平抵抗力 2012 年度建築学会大会(東海)学術講演会梗概集, 2012
- 3.6) 荘所 直哉 / 早崎 洋一 / 三芳 紀美子 / 大橋 好光 差鴨居構法の強度性能に関する研究 : その 14 垂壁付き独立柱における垂壁構成要素の影響 2013 年度日本建築学会大会(北海道)学術講演会梗概集, 2013
- 3.7) 横田 治貴 / 多幾山 法子 / 林 康裕 静的加力実験に基づく柱-差鴨居接合部の復元力特性評価, 日本建築学会技術報告集 48, 2015
- 3.8) 井立 直人 / 多幾山 法子, 大断面横架材を有する 2 スパン伝統木造軸組の耐震要素配置と力学特性, 日本建築学会構造系論文集 732, 2017
- 3.9) 川口 将広 / 前川 秀幸 / 大橋 好光, 伝統的木造住宅の構造特性 : 接合部実験に基づく構面耐力の推定, 2015 年度日本建築学会大会(関東)学術講演会梗概集, 2015
- 3.10) 横田 治貴 / 多幾山 法子 / 林 康裕、伝統構法木造建物における柱梁接合部の復元力特性評価に関する実験的研究、日本建築学会技術報告集 48, 579, 2015
- 3.11) 伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験 検討委員会 平成 23 年度 事業報告書
- 3.12) 伝統的木造住宅設計法作成委員会 実験検証部会 H24 年度会議資料
- 3.13) 花里利一、森田仁彦、柳澤孝次：伝統的木造建築の構造性能評価（その 5：柱-差鴨居接合部の力学モデルの検討）, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), 構造Ⅲ pp221-222, 2002.
- 3.14) 入江康隆、鶴田純一：竿車知継ぎ差鴨居接合部のめり込みによる回転剛性, 日本建築学会技術報告集第 15 巻第 29 号, pp.111-114, 2009.2
- 3.15) 藤田克則、小林良洋、河原大、稲山正弘、後藤正美、高橋賢二：伝統的な仕口を用いた接合部のモーメント抵抗性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集 76(665), pp.1299-1308, 2011.7
- 3.16) FUKUYAMA Hiroshi, ANDO Naoto, INAYAMA Masahiro et al, (2007). PROPOSAL OF ANALYTICAL MODELS OF WOODEN DOWEL SHEAR JOINT, Transactions of AIJ. Journal of structural and construction engineering (622), 129-136.
- 3.17) 北守頭久、野村昌史、稲山正弘、後藤正美：雇い竿車知留め柱-梁接合部の引張性能評価式の提案 伝統構法における雇い竿車知留め柱-梁接合部の力学性能 その 1, 日本建築学会構造系論文集, 79(695), pp.93-102, 20141
- 3.18) 日本建築学会, 丸善：木質構造接合部設計マニュアル, pp.105, 160-178, 丸善, 2009
- 3.19) 日本建築学会, 丸善：限界耐力計算による伝統的木造建築物構造計算指針・同解説, pp.160-178, 丸善, 2013
- 3.20) 重要文化財（建造物）耐震基礎診断実施要領, 文化庁, 平成 24 年 6 月

第 4 章 断面の大きい軸材料の傾斜復元力に関する検討

4.1 検討の目的

伝統的木造建築物、特に古代の建築物においては、図 4.1-1 に示すような、比較的太い柱において柱に上部から加わる鉛直荷重が柱の傾斜を減少させる側に働く、いわゆる柱傾斜復元力が、耐震性能に関わる重要な要素であると考えられている。

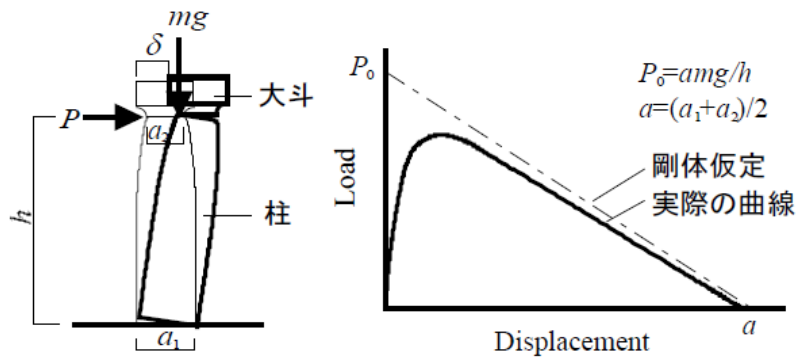


図 4.1-1 柱傾斜復元力の概念図

この柱傾斜復元力は、文化財建造物の耐震診断や補強設計で用いられているほか、新築の伝統的木造建築物で限界耐力計算などにおいて考慮される場合がある。実建物での設計用復元力特性を算出したふたつの例を示す。

図 4.1-2 に既存寺院の断面図を示す。江戸時代初期の建物で、桁行約 20m、梁間約 21.3m、棟高約 15.8m、入母屋造り、本瓦葺きの建物である。総重量は 292t、小屋組重量は 177t、柱高さが約 4.3m、柱断面は約 200×200mm である。図 4.1-3 は桁行方向の設計用復元力特性を示しており、全体の復元力特性に占める柱の傾斜復元力特性の割合は、1/100rad 時で 27.2%（補強後：15.2%）、1/50rad 時で 14.0%（補強後：7.2%）、1/30rad 時で 7.6%（補強後：3.8%）、約 1/20rad で負側に移行した。

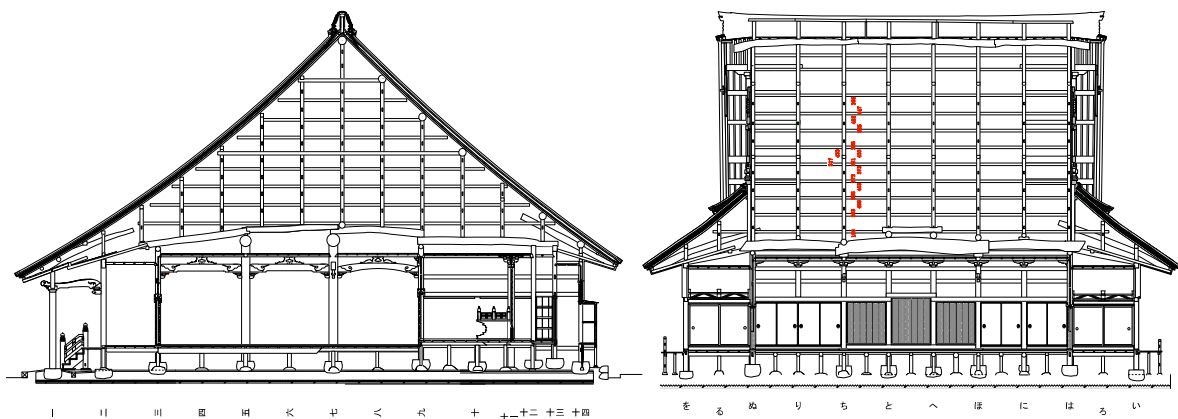


図 4.1-2 既存寺院の断面図（左：梁間／右：桁行）

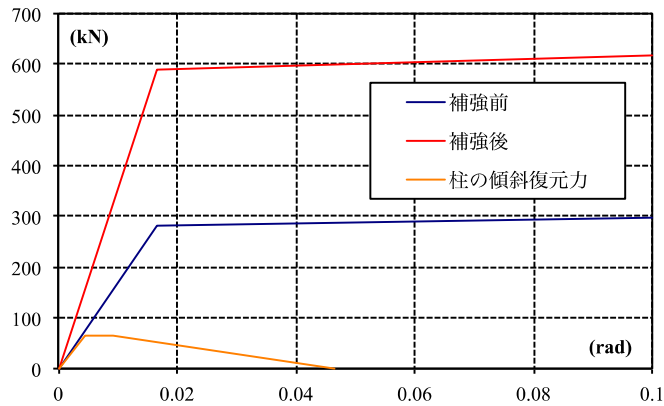


図 4.1-3 桁行方向の設計用復元力特性

図 4.1-4 に兵庫県に新築された三重塔の断面図を示す。総高約 25m、塔身高さ約 17m の木造三重塔である。初重の階高は 3,511mm、柱断面は $\phi 364\text{mm}$ 、総重量は 108.38t で、初重の重量は 39.63t である。図 4.1-5 は設計用の復元力特性を示しており、全体の復元力特性に占める柱の傾斜復元力特性の割合は、1/100rad 時で 40.1%、1/50rad 時で 35.1%、1/30rad 時で 27.2%、1/15rad 時で 13.5%、1/10rad 時で 1.5%であった。

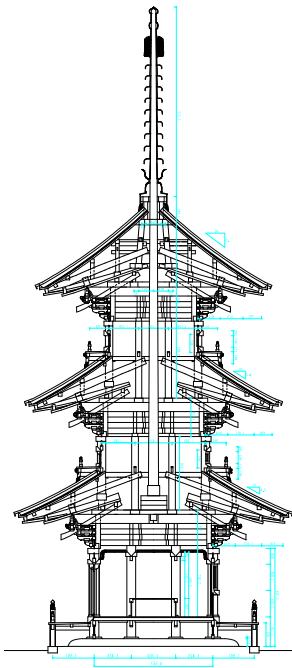


図 4.1-4 三重塔断面図

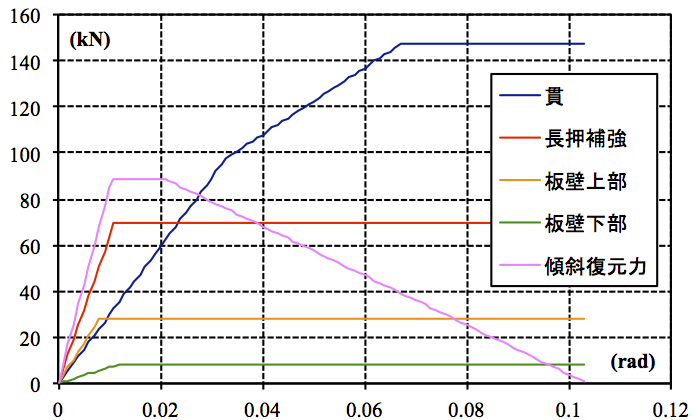


図 4.1-5 三重塔の初重における設計用復元力特性

このように、柱傾斜復元力が建築物の層のせん断耐力に占める割合は、柱長に対する柱径の比や、その比の大きい柱が負担している鉛直荷重の大きさによって変化する。

また、柱傾斜復元力については、柱が建築物内で剛体回転に近い動きをする単純な場合でも種々の条件下での荷重変形関係が必ずしも明らかになっていない、壁量計算等を行って仕様規定により建てられる木造建築物では考慮されない、柱の曲げ変形を伴うような実

際の建築物での挙動については不明な点も多い、といった検討課題がある。それぞれの課題について詳述すると次の通りである。

(1) 荷重変形関係

柱傾斜復元力の荷重変形関係についてはそれなりに実験的な研究^{4.1)~4.5)}があるが、柱の上部に木材の梁等がある場合、2階以上の柱で柱脚側にも木材がある場合など、条件によってどのように変化するかは必ずしも十分な知見がない。種々の条件下での荷重変形関係の把握が必要である。そのためには実験的検討も必要と思われるが、実験式だけでなく、実験結果と適合する理論式の構築も必要である。

(2) 負担面積と柱軸力

壁量計算においてこの柱傾斜復元力を考慮する方法としては、柱径、柱長および柱軸力から略算的に算出される柱傾斜復元力による許容耐力を等価な壁量に置換し、施行令第46条の壁量に相当するものとして追加することが考えられる。しかしながら、仕様規定による木造建築物においては、柱軸力を簡易に柱の負担面積等から推定することが必要となる。

(3) 建築物内での実際の挙動

実際の建物内では壁等が取り付くことによる柱軸力の変動が生じ、また、柱の径がさほど大きくない場合には、垂れ壁、腰壁等が取り付くことにより柱の曲げ変形が生じる。これらの影響について検討し、影響が無視できない場合の荷重変形関係および許容耐力の修正方法を提案する必要がある。

これらにより、柱傾斜復元力を考慮した木造建築物の構造設計法の提案に繋がる基礎資料を得ることが本検討の目的である。以下、本章では、上の(2)については4.2で、(3)については4.3で検討結果を報告する。

4.2 負担面積を考慮した柱傾斜復元力の等価な壁量について

4.2.1 許容耐力と等価な壁量の考え方

図 4.1-1 において、柱径（大斗などの部材がある場合はその底面の幅、柱の上下で異なる場合は平均）を a 、柱高さを h 、柱の上部に加わる鉛直力を mg とした場合、最大耐力は、次式で与えられる。

$$P_{\max} = \alpha P_0 \quad (\text{式 4.2.1})$$

ただし α : 柱の断面形状、軸応力度、柱上下の部材などで決まる係数
($\alpha=0.7\sim 0.8$ 程度)

P_0 : 剛体仮定の場合のモーメントのつり合いから決まる最大耐力

$$P_0 = \frac{amg}{h}$$

上記の P_{\max} は最大耐力であり、耐力壁と同様に許容耐力 P_a を算出すると、柱のプロポーション等にもよるが、 $0.5P_{\max}$ 程度になると思われる。従って、許容耐力 P_a のおよその値は次のようになる。

$$P_a = 0.5\alpha P_0 = 0.5\alpha \frac{amg}{h} \quad (\text{式 4.2.2})$$

鉛直荷重（柱軸力） mg は構造計算を行わないと算出されないため、「係数 $K_1 \times$ 負担面積」により、 $0.5amg$ の概算値を算出することとし、得られた許容耐力を基準耐力 1.96kN で除したものが等価な壁量となる。例えば「柱の小径（大斗などの部材がある場合はその底面の幅、柱の上下で異なる場合は平均）が 18cm 以上の柱（または柱の小径を柱長さで除した値が 1/15 以上の柱）について、軸組の長さ×倍率に代わるものとして、係数 $K_1 \times$ 負担面積×（柱径／柱長）／1.96 を加えることが出来る。」といった等価な壁量への置換が考えられる。

負担面積については別途定義が必要であるが、正確な定義は難しい。また、係数 K_1 は、2 階建て以上になると、直上の重量以外に、当該柱が負担する上階からの荷重も考慮して決める必要があり、負担面積の定義と関連して正確に定めるのはやや難しいと思われる。単位面積当たりの重量についても、建築物の用途等に応じて設定を行う必要がある。

4.2.2 負担面積と上階からの荷重について

木造建築物の構造計算においては、通常、「木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2017 年度版）」^{4,6)}（以下、「許容応力度設計」）に示されているように、梁の掛かり方を考慮して長方形に分割して負担面積を求める。仕様規定において梁の掛かり方を考慮することまではできない、という前提であれば、隣接する柱との間の垂直二等分線で分割する方法も考えられる。すなわち、次の二つの方法が考えられる。

(a) 梁の掛かり方を考慮した長方形（「許容応力度設計」の方式）

主要な梁、子梁（、孫梁、・・・）の負担面積を長方形分割により求め、梁から柱に落とししていく。

(b) 梁の掛かり方を考慮しない略算法

平面上の任意の点（の荷重）について、最も近い距離にある（下階の）柱に伝達されると仮定する。任意の2本の柱を結ぶ線分の垂直二等分線をつないだ形に分割される。柱が整然と並んでいる場合には、(a)と同様の分割となる。梁の掛かり方によらず、柱配置のみから算出できるが、実際の荷重の流れとは異なり、また、柱配置が整然としていない場合に計算が複雑になる。

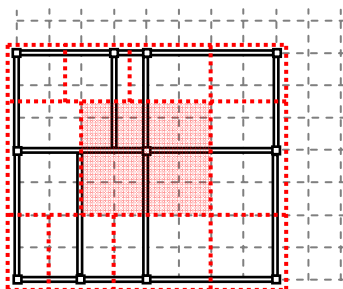


図 4.2.2-1 梁の掛かり方を考慮した負担面積の算出方法 (a)

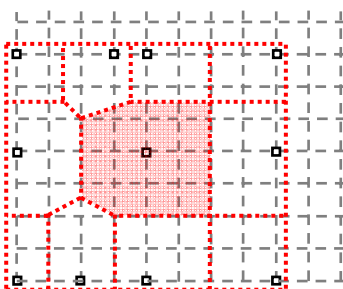


図 4.2.2-2 梁の掛かり方を考慮しない負担面積の算出方法 (b)

上階からの荷重は、構造計算においては通常、「許容応力度設計」に示されているように、梁の掛かり方を考慮して上から落としていく。仕様規定において梁の掛かり方を考慮することまではできない、という前提であれば、下階柱の負担面積内の上階柱の軸力をすべて加算する方法も考えられる。また、さらに簡易な方法として、上階の負担面積は下階の負担面積と同一であると仮定する方法も考えられる。すなわち、次のような三つの方法が考えられる。

(Ⅰ) 梁の掛かり方を考慮して上から落としていく方法

上階柱の直下に下階柱があればそのまま直下の柱へ、梁上の柱については、単純支持梁の反力として両端の下階の柱へ、子梁、孫梁の場合には順次、単純梁の両端へ荷重が流れるものとする。(図 4.2.2-3)

(Ⅱ) 下階柱の負担面積内の上階柱の軸力をすべて加算する方法

図 4.2.2-3 の例では、 N_2 はすべて下階の中央の柱が負担することとなる。負担面積で考える場合には容易な方法であるが、負担面積を大きく取りすぎる結果となる懸念がある。

(Ⅲ) 上階の負担面積は下階の負担面積と同一であると仮定する方法

1 階の負担面積がわかれば、それが、上階の負担面積であると仮定して、

(1階の) 負担面積 $\times \Sigma$ (各階の単位重量)

で軸力を算出する。最も容易な方法であり、(Ⅱ)よりは安全側の(小さめの)荷重の値となることが予想される。

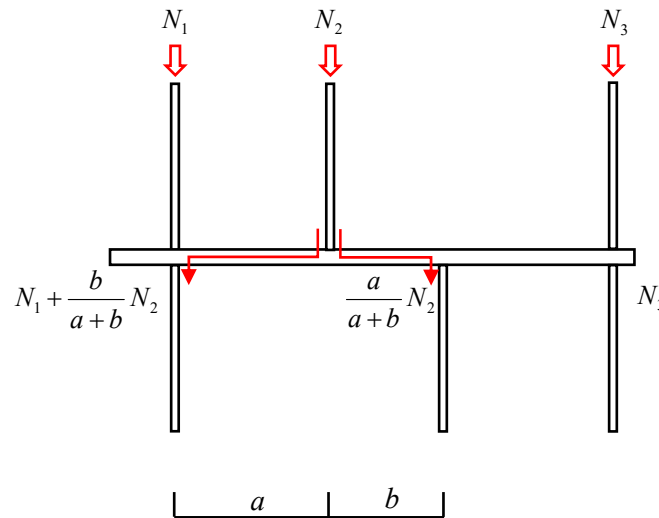


図 4.2.2-3 上階からの荷重の伝達

このような略算的な方法により、柱傾斜復元力の等価壁量を算出することがある程度可能と思われるが、柱軸力を求める上での問題点、検討課題を記すと次の通りである。

- ・ 登り梁構造や又首(さす)構造の場合、内部の柱に流れる小屋重量は、負担面積では求められない。負担面積という考え方のそもそもの問題であり、上階や小屋からの荷重の流れを考慮して、構造計算の場合のように柱軸力を求めるのが妥当であることは言うまでもない。
- ・ 各階の単位重量は、略算的には壁荷重も含めた(床面積当たりの)均し荷重となろうが、壁荷重を別扱いとして場合と比べて十分な精度が得られるか。また、各階の単位重量は、略算的には軒の出も含めた(床面積当たりの)均し荷重となろうが、軒の出を考慮した場合と比べて十分な精度が得られるか。複数の平面例に対して軸力を算出し比較検討する必要がある。
- ・ 原則として「柱の負担面積 \times 床面積当たりの単位重量」で算出するが、構造計算により軸力を求めた場合はそれによることが出来る、とすることが望ましい。

4.2.3 簡易な柱軸力算出方法の素案

仕様規定により建てられる木造建築物に関して言えば、梁の掛かり方が分からないという前提で、負担面積の取り方は図 4.2.2-2 に示す梁の掛かり方を考慮しない方法((b)の方法)とし、1階の柱の場合、2階の荷重は1階と同じ負担面積を用いて、次式で軸力を算出する方法((Ⅲ)の方法)とするのが現実的と思われる。

$$\text{柱軸力} = (\text{1階の}) \text{負担面積} \times \Sigma (\text{各階の単位重量}) \quad (\text{式 4.2.3})$$

ただし、1階柱の負担面積内に2階部分と1階屋根部分が含まれる場合も多く発生する

ことが考えられる。その場合の軸力は次式で算出する。

$$\begin{aligned} \text{柱軸力} = & (1 \text{ 階の}) \text{ 負担面積} \times 1 \text{ 階の単位重量} \\ & + (1 \text{ 階の負担面積内の}) 2 \text{ 階部分の面積} \times 2 \text{ 階の単位重量} \\ & + (1 \text{ 階の負担面積内の}) 1 \text{ 階屋根部分の面積} \times \text{屋根の単位重量} \quad (\text{式 4.2.4}) \end{aligned}$$

各階の単位重量としては、通常の住宅であれば、壁量規定の前提とされる次の数値を用いて定めることが考えられる。平屋又は総2階を想定し、各部の質量を次のように仮定する。

・ 屋根（屋根面当たり）	
軽い屋根の場合	60kg/m ²
重い屋根の場合	90kg/m ²
・ 床固定荷重（床面積当たり）	50kg/m ²
・ 壁荷重（床面積当たり）	60kg/m ²
・ 積載荷重	60kg/m ²

床面積と屋根面積の比を 1.3 とすると、各階の単位床面積当たりの質量は以下のように算出される。

①平屋の階中央から上又は2階建ての2階中央から上の部分

$$\text{軽い屋根の場合 } W_2 = 60 \times 1.3 + 60 / 2 = 108 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

$$\text{重い屋根の場合 } W_2 = 90 \times 1.3 + 60 / 2 = 147 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

②2階建ての2階床を挟み1階中央から2階中央まで

$$W_1 = 50 + 60 + 60 = 170 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

また、前述の（式 4.2.4）を適用する場合の、すなわち1階柱の負担面積内に1階屋根が含まれる場合の屋根の質量は、床面積と屋根面積の比を 1.3 とすると、

$$\text{軽い屋根の場合 } W_1' = 60 \times 1.3 = 78 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

$$\text{重い屋根の場合 } W_1' = 90 \times 1.3 = 117 \text{ (kg/m}^2\text{)}$$

以上により算出される質量（kg/m²）に重力加速度 $g=9.8$ を乗じて単位重量（N/m²）とする。

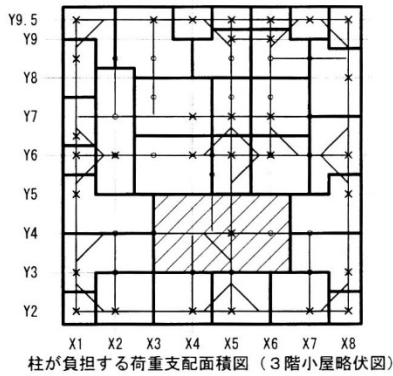
4.2.4 簡易な方法による柱軸力の計算例

「許容応力度設計」^{4.6)}に記載されたモデルプラン1の住宅の比較的軸力が大きい3階建ての1階の柱4本について、上記の略算と許容応力度計算による軸力の比較を行った。

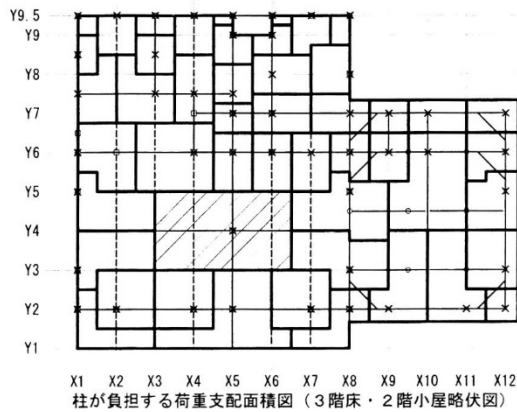
(1) 許容応力度計算における負担面積および柱軸力の算出

「許容応力度設計」^{4.6)}におけるモデルプラン1の各柱の負担面積の取り方を図 4.2.4-1 に示す。また、比較的軸力が大きい3階建ての1階の柱4本、X3Y2、X8Y2、X5Y6、X5Y2 についての柱軸力の計算を表 4.2.4-1 に示す。それぞれの柱軸力は、23.1kN、41.9kN、23.8kN、46.8kN である。ただし、この計算では、床の積載荷重を 1.3kN/m² として算出しているため、後の略算による柱軸力と比較するため、地震力算出用の床の積載荷重 0.6kN/m² を用いて計算し直すと、それぞれ、19.1 kN、36.8 kN、18.2 kN、39.6kN となる。

・3階



・2階



・1階

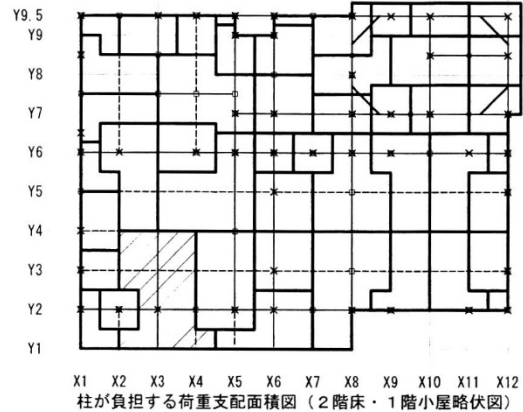


図 4.2.4-1 梁の掛かり方を考慮した各柱の負担面積の取り方^{4,6)}

表 4.2.4-1 許容応力度計算における柱軸力の計算^{4,6)}

柱断面	C1		C2	
負担部分	X3、Y2 (外周)	X8、Y2 (外周)	X5、Y6	X5、Y2 (外周)
屋根 0.686kN/m ²	$1.365 \times 1.21/2 \times 0.686$ =0.6	$(0.755^2 + 1.365 \times 1.21/2 + 1.665 \times 0.91 + 0.755 \times 0.455 + 0.455 \times 0.755 + 0.91 \times 1.138 \times 0.75 + 0.91 \times 1.365 \times 0.25) \times 0.686$ =3.2	$(0.91 \times 1.365 + 3.185 \times 1.82/2) \times 0.686$ =2.8	$(1.365 \times 1.21 + 1.365 \times 1.21/2 + 3.185 \times 1.82/2) \times 0.686$ =3.7
床 1 0.59+1.3 =1.89 kN/m ²	$(1.365 \times 0.91/2 + 1.82 \times 1.82 - 0.455 \times 0.455) \times 1.89$ =7.0	$(0.455^2 + 1.365 \times 0.91/2 + 1.365 \times 0.91 + 0.455^2 + 1.82^2 - 0.455^2) \times 1.89$ =10.2	$(0.91 \times 1.365 + 3.185 \times 1.82/2 + 2.275 \times 1.365 + 0.91^2) \times 1.89$ =15.3	$(1.365 \times 0.91 + 1.365 \times 0.91/2 + 3.185 \times 1.82/2 + 1.365 \times 1.82) \times 1.89$ =13.7
床 2 0.8+1.3 =2.1kN/m ²	$(1.365 \times 0.455/2 + 1.82 \times 0.91) \times 2.1$ =4.1	$(0.455^2 \times 4 + 1.365 \times 0.455/2 + 0.91^2) \times 2.1$ =4.1	0	$(3.185 \times 0.455 + 1.365 \times 0.455 + 1.365 \times 0.455/2) \times 2.1$ =6.3
外壁 1 0.89 kN/m ²	$(1.365/2 + 1.365/2 + 1.365) \times 2.8 \times 0.89$ =6.8	$(1.82 + 0.455 + 1.365/2 + 0.91 + 1.365/2 + 1.365) \times 2.8 \times 0.89$ =14.7	0	$(1.365 + 1.365/2 + 1.365 + 1.365/2 + 1.365) \times 2.8 \times 0.89$ =13.6
内壁 0.35 kN/m ²	0	$1.82 \times 2.4 \times 0.35$ =1.5	$(1.82 + 0.91 + 1.82 + 0.91 + 0.91 + 0.455) \times 2.4 \times 0.35$ =5.7	$(1.82 + 1.82) \times 2.4 \times 0.35$ =3.1
外壁 2 1.43 kN/m ²	$2.275 \times 1.4 \times 1.43$ =4.6	$(0.91 + 1.365 + 0.91 + 0.91) \times 1.4 \times 1.43$ =8.2	0	$3.185 \times 1.4 \times 1.43$ =6.4
合計	23.1	41.9	23.8	46.8

(2) 略算による負担面積および柱軸力の算出

図 4.2.4-2 に 1 階の柱について梁の掛かり方を考慮しない方法で求めた柱の負担面積を示す。単位面積当たりの重量は 4.2.3 で述べた方法を 3 階建てに適用すると、軽い屋根の場合で 4.39kN/m^2 となる。1 階の柱 4 本、X3Y2、X8Y2、X5Y6、X5Y2 について、負担面積と単位重量の積によって柱軸力を推定した結果（略算による柱軸力）を、前述の許容応力度計算における柱軸力と比較する形で表 4.2.4-2 に示す。ただし、許容応力度計算では、バルコニーの重量も加算されているので、略算による柱軸力についてもバルコニーの重量を加えた場合を併せて示している。

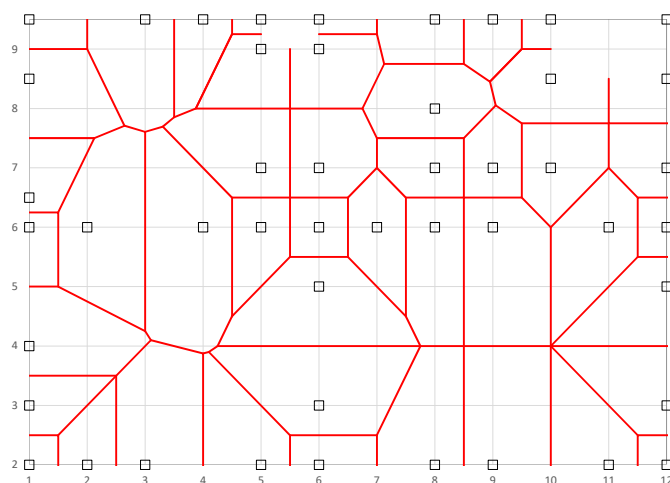


図 4.2.4-2 梁の掛かり方を考慮しない方法で求めた柱の負担面積

表 4.2.4-2 略算による柱軸力と許容応力度計算における柱軸力の比較
(4.2.3 で述べた方法で単位重量を算出した場合)

柱番号	略算による柱軸力				許容応力度計算での柱軸力	
	面積	単位重量	バルコニー 考慮せず	バルコニー 考慮	積載荷重 1.3kN/m^2	積載荷重 0.6kN/m^2
	m^2	kN/m^2	kN	kN	kN	kN
X3Y2	2.376	4.39	10.4	13.9	23.1	19.1
X8Y2	2.018	4.39	8.9	11.2	41.9	36.8
X5Y6	1.242	4.39	5.5	5.5	23.8	18.2
X5Y2	1.548	4.39	6.8	10.3	46.8	39.6

表 4.2.4-2 において略算による柱軸力と許容応力度計算での柱軸力を比較すると、略算による軸力はバルコニーを考慮した場合でも許容応力度計算（積載荷重 0.6kN/m^2 ）での柱軸力の 0.26 倍から 0.73 倍であり、安全側ではあるものの過小評価されている。その理由のひとつとして、想定している単位重量が許容応力度計算での値に比べて小さいということがある。そのため、単位重量を許容応力度計算における各階の地震力算定用重量（バルコニーの重量を除く）を各階の床面積で除して、1 階から 3 階まで加算した値として計算し直したものを表 4.2.4-3 に示す。

表 4.2.4-3 略算による柱軸力と許容応力度計算における柱軸力の比較
 (許容応力度計算に用いられている重量で単位重量を算出した場合)

柱番号	略算による柱軸力				許容応力度計算での柱軸力	
	面積	単位重量	バルコニー 考慮せず	バルコニー 考慮	積載荷重 1.3kN/m ²	積載荷重 0.6kN/m ²
	m ²	kN/m ²	kN	kN	kN	kN
X3Y2	2.376	7.82	18.6	22.1	23.1	19.1
X8Y2	2.018	7.82	15.8	18.1	41.9	36.8
X5Y6	1.242	7.82	9.7	9.7	23.8	18.2
X5Y2	1.548	7.82	12.1	15.6	46.8	39.6

表 4.2.4-3 においても、略算による柱軸力（バルコニー考慮）は、比較的近い値となった柱 X3Y2 を除いて、許容応力度計算での柱軸力（積載荷重 0.6kN/m²）の 0.39 倍から 0.53 倍であり、依然として過小評価されている。

この違いは、負担面積の求め方で梁の方向を考慮していないため、負担面積が過小評価されていることにあると考えられる。ただし、これは他の柱で柱軸力を過大評価していることになるので、柱傾斜復元力の推定としては一概に安全側とは言えない。

以上のように、今回提案した簡易な柱軸力の推定方法は、住宅の場合一本一本の柱では必ずしも精度が高くないように思われる。しかしながら、寺院建築物のように柱傾斜復元力の適用される柱が数多く存在する建築物の場合には、一本一本の柱の軸力の推定に誤差があっても、全体としては平均化され、柱傾斜復元力の評価としては妥当なものになることが考えられる。種々の形式の異なる建築物について同様の検討を進め、柱傾斜復元力の簡易な推定、等価な壁量への置換がどの程度可能であるか、引き続き検討する必要がある。

4.3 貫および板壁を含む軸組構面における柱の傾斜復元力特性に関する検討

4.3.1 検討の目的

柱の傾斜復元力特性に関する実験や理論構築は既にいくつかの検討が行われているが、柱のみを用いた検討が多い。一方で、実際の建物では貫や板壁など他の部材が複合的に構成されているが、柱の傾斜復元力特性を実験時に直接的に評価することが難しく、実際の状況下で耐震要素全体の復元力に対して柱の傾斜復元力特性の負担割合については不明な点が多い。そこで本節では、柱のみならず貫や板壁を併用した場合における柱の傾斜復元力特性を把握することを目的として、3次元有限要素解析を用いた解析的検証を実施する。

4.3.2 解析方法

4.3.2.1 解析モデル

解析モデルには汎用有限要素解析ソフトである LS-DYNA を用いた。図 4.3.2-1 に解析モデルの一例を示す。解析モデルは図 4.3.2-2 に示すような 6 本柱で自立するモデルを想定しているが、対称性を考慮して図 4.3.2-1 に示す 1/2 モデルとした。図 4.3.2-3 に解析モデルの基準寸法を、図 4.3.2-4 に全モデルの立面図を示す。モデルの基準寸法は既存寺院を参考にしつつ、板壁の幅と長さ（幅：275mm、長さ 2,000mm）を基準にして、そこから全てのスパンなどの寸法を決定した。なお、3D-CAD で作成したボリウムから節点と要素を作成する際に、数値誤差による部材の干渉を避けるために、全ての部材の間に 0.1mm のクリアランスを設けている。

柱脚部は礎石建ちとし、柱頭部は図 4.3.2-5 に示すように交差する梁を相欠きとし、梁と柱は短ほぞとした。ここで、できる限り短ほぞによる抵抗力が作用しないように、一般的な寸法よりは小さい形状としている。また、モデル 6（柱長さ：4,616mm）、モデル 7（柱長さ：3,500mm）、モデル 8（柱長さ：2,500mm）、モデル 9（柱長さ：800mm）については、柱のみのモデルとしたため、短ほぞ加工は施していない。柱断面は□-400×400mm、貫断面は□-174.8×99.8、板壁は板厚 24.8mm で幅 275mm としている。下部には試験体を支えるための剛体を、上部には重量を付与するための剛体をそれぞれモデル化した。ここで、柱の傾斜復元力特性においては重量が重要なパラメータとなるため、上部の重量に設定する密度を調整して、柱 6 本に対して 12ton、24ton、48ton の 3 つのパラメータを設定した。なお、重量の設定にあたっては、既存寺院の設計事例を参考にして、柱 1 本あたりの平均重量が約 2ton であったため、12ton を基準の重量とし、基準重量に対して 2 倍と 4 倍の重量をそれぞれ決定した。

柱、梁、貫、板壁の要素は全て独立したモデルとして作成し、それぞれの間で接触条件を考慮している。その際の摩擦係数は柱と下部剛体との間で 0.6、各部材間を 0.3 とした。なお、モデル 6 からモデル 9 について、柱と剛体との間の摩擦係数は上下ともに 0.6 とした。上部の剛体と梁とは境界面の節点の変位を共有することで一体的に挙動するように設定した。

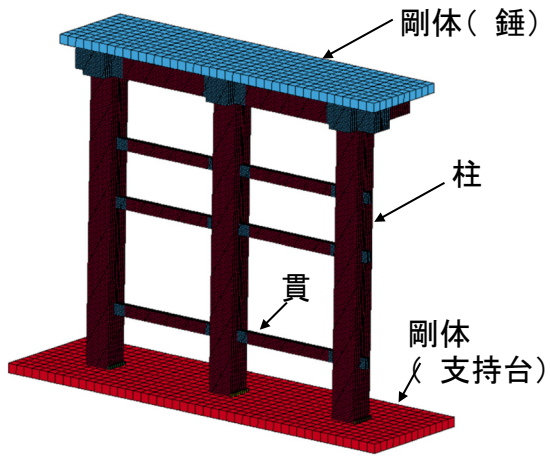


図 4.3.2-1 解析モデルのパス

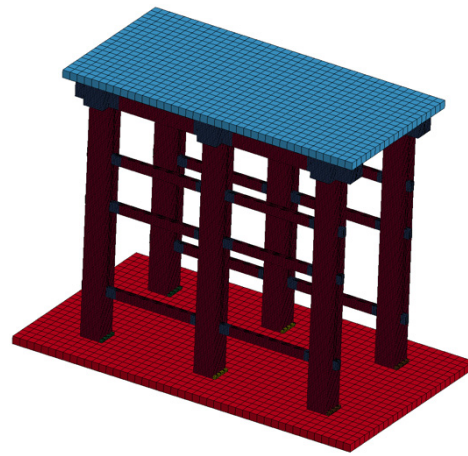


図 4.3.2-2 対称面で2倍した解析モデル

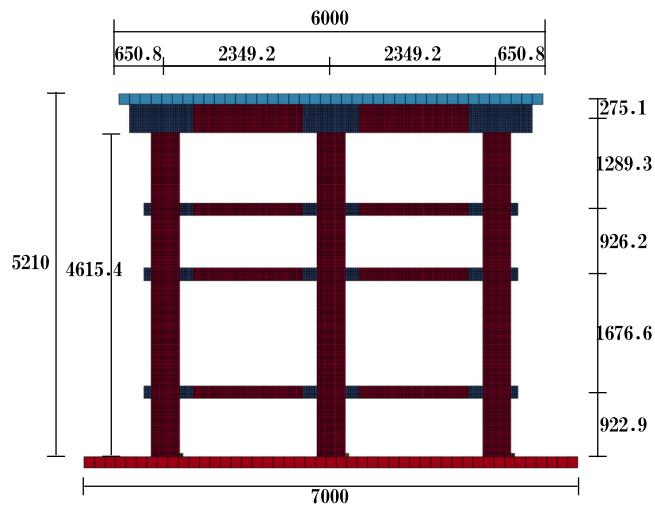


図 4.3.2-3 解析モデルの基準寸法

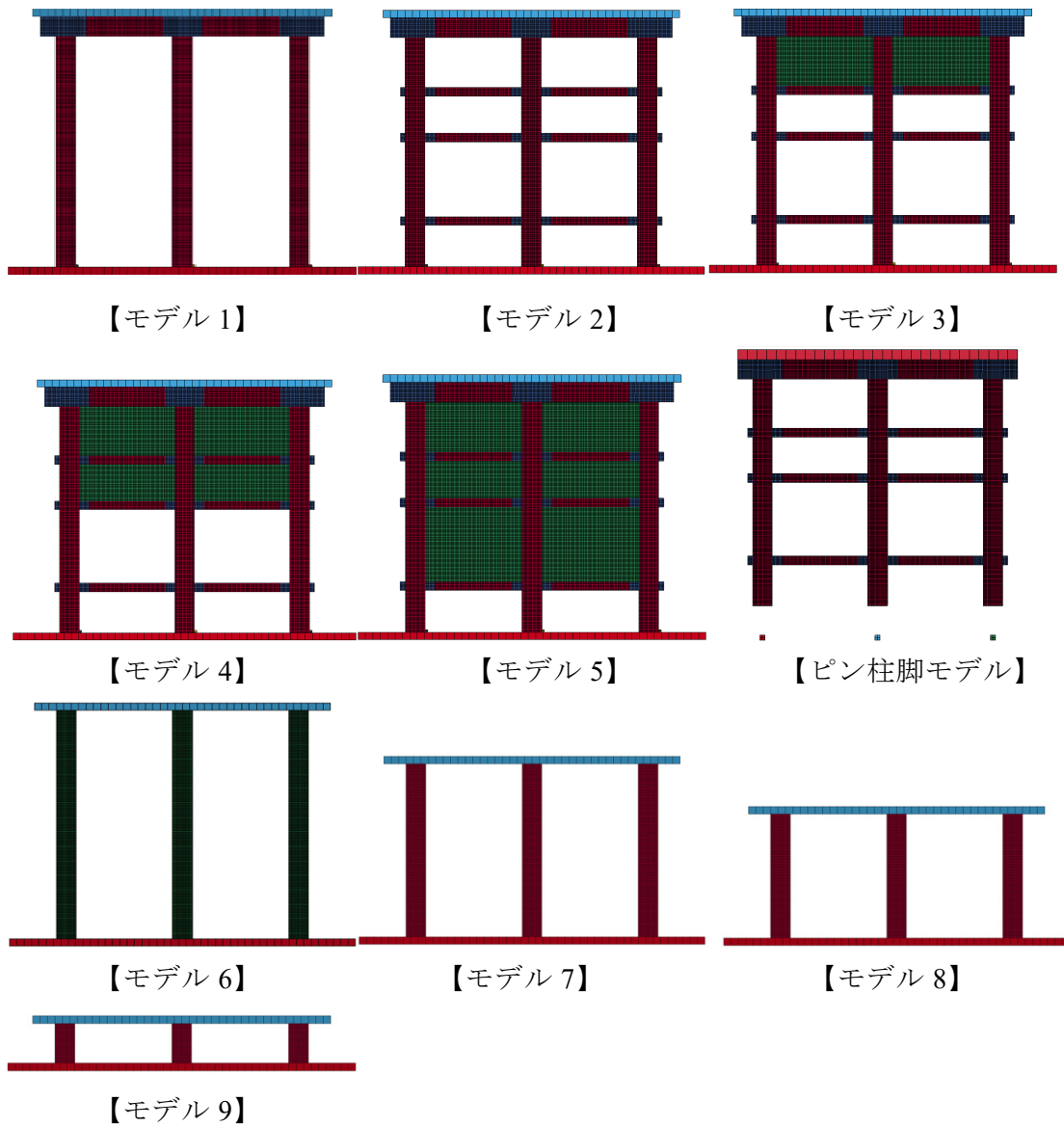


図 4.3.2-4 解析モデル一覧

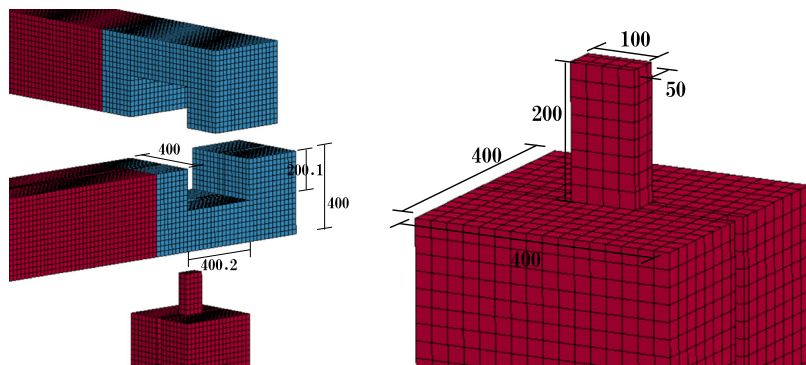


図 4.3.2-5 柱頭部の短ほぞ加工の詳細

表 4.3.2-1 と表 4.3.2-2 に用いた材料定数を示す。柱、梁、貫については等方性弾塑性体を、板壁は異方性を考慮した木材モデルを用いた。なお、繊維直交方向のめり込みが生じると予想される場所については、別要素としてモデル化し、繊維直交方向の材料定数を入力した。

表 4.3.2-1 材料定数（等方性モデル）

		柱・貫	貫接合部	剛体
質量密度	(t/mm ³)	4.0E-10	4.0E-10	7.86E-09
ヤング係数	N/mm ²	9000	360	205000
ポアソン比		0.45	0.45	0.3
降伏応力度	N/mm ²	20.0	7.8	-

表 4.3.2-1 材料定数（木材モデル）

		板壁	
		繊維方向	直交方向
質量密度	(t/mm ³)	4.0E-10	
ヤング係数	N/mm ²	9000	360
せん断弾性係数		600	100
ポアソン比		0.45	-
引張強度	N/mm ²	16.2	20.7
圧縮強度	N/mm ²	3.1	3.5
せん断強度	N/mm ²	2.1	1.4

4.3.2.2 拘束条件

礎石建ちモデルでは、支持部となる下部の剛体は全ての並進変位と回転変位を拘束した。また、下部剛体には、柱脚の滑りを防止するために図 4.3.2-6 に示すような高さ 50mm の剛体を取り付けた。ただし、モデル 6 からモデル 9 においては、この柱脚の滑り防止用の剛体は設けていない。上部の剛体は、強制変位を与える方向の水平変位（x 方向）と鉛直変位（z 方向）のみ自由に移動可能とし（図 4.3.2-7）、y 方向（加力方向に直交する方向）の並進変位と剛体重心における全ての回転変位を拘束した。

ピン柱脚モデルでは、柱底面の節点群と下部剛体との変位が共通になるよう変位共有させた後に、下部剛体の並進変位と x 軸および z 軸周りの回転変位を拘束することで、強制変位を与える x 方向に対するピン柱脚を模擬した。上部の剛体は、礎石建ちモデルと同様に、x 方向と z 方向のみ自由に移動可能とし、y 方向の並進変位と剛体重心における全ての回転変位を拘束した。

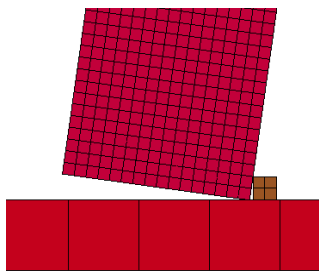


図 4.3.2-6 柱脚の滑り防止用の剛体

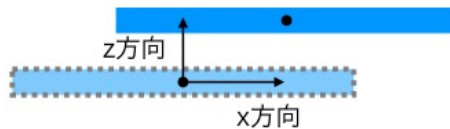


図 4.3.2-7 上部剛体の変形イメージ

4.3.2.3 加力条件

解析は、上部の剛体を図 4.3.2-8 に示す速度-時刻関係に従って速度制御により水平方向に変位させることで実施した。礎石建ち構法では、まず先に自重となる鉛直下向きの重力加速度を作用させ、その重力加速度を保持したまま上部剛体を水平方向に強制変位させた。なお、ピン柱脚モデルは鉛直下向きの重力加速度は作用させていない。いずれも急激な加速度変化や速度変化を生じさせないように、グラフの変化点近傍では緩やかな曲線を描く

ように設定した。解析時間は全部で 10 秒間となり、柱の変形角で 0.12rad 程度の変形に至るまでとした。

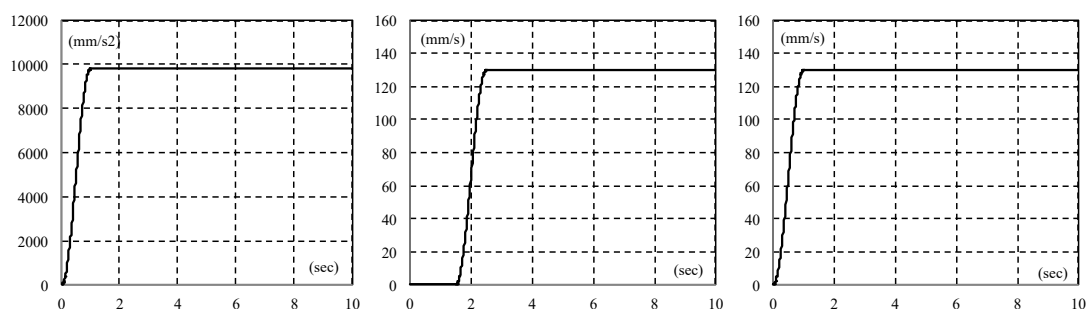


図 4.3.2-8 加力スケジュール（左：礎石建ちモデルの重力加速度、中：礎石建ちモデルの上部剛体に作用させた速度、右：ピン柱脚モデルの上部剛体に作用させた速度）

4.3.3 解析結果と考察

4.3.3.1 荷重-せん断変形角関係

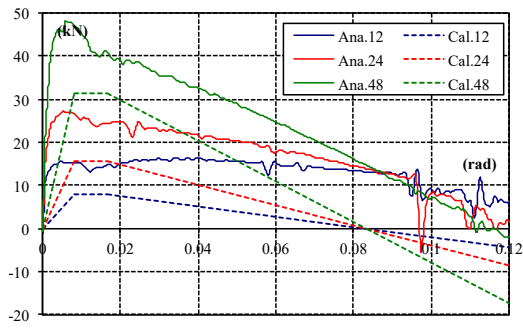
(1) 柱のみのモデル（モデル 1・モデル 6・モデル 7・モデル 8・モデル 9）

柱のみのモデルにおける荷重-せん断変形角関係の一覧を図 4.3.3-1 に示す。なお、出力データに 5Hz のローパスフィルタをかけている。また、図中には既往文献^{4,7)}より求めた柱の傾斜復元力特性の計算結果を併記している（グラフ中に Cal で表示）。上下とも剛体に挟まれたモデル 6 からモデル 9 の解析結果を見ると、一定量の変形が進行してからは計算結果とよく対応していることがわかる。初期剛性が非常に高い結果を示しているのは、図 4.3.3-2 に示したように解析モデルの要素サイズが大きいために、モデルが剛体回転しているためと考えられる。現在、メッシュサイズを 25mm メッシュでしているため、右端の要素の列における断面積は $25\text{mm} \times 400\text{mm} = 10,000\text{mm}^2$ となる。48ton の積載荷重を柱 6 本で負担しているため、右端の 1 列のみで積載荷重を負担したとしても 7.84N/mm^2 程度の応力しか発生しないため、繊維方向の降伏応力度には達しないことがわかる。実際の現象としては、点で負担することで断面積が無限大になるため応力が非常に大きくなり、部分的な繊維の圧壊が生じることで設置面積が増大すると思われるが、今回の解析ではそのような現象を再現することができないため、初期剛性の不一致については改善することができない。また、解析荷重軽減のために、解析時間を短くしているため、衝撃力が加えられ、最大耐力時のグラフが突出した傾向を示している。

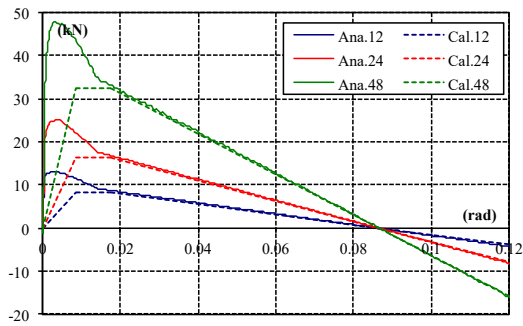
モデル 1 とモデル 6 の結果を比較してみると、モデル 1 の方が全体的に計算結果を上回る傾向を示している。これは、モデル 1 では上部の梁をモデル化しているため、図 4.3.2-4 で示した短ほぞを含めた仕口の曲げ抵抗が耐力として付加されたと考えられる。

(2) 貫および板壁を含むモデル（モデル 2・モデル 3・モデル 4・モデル 5）

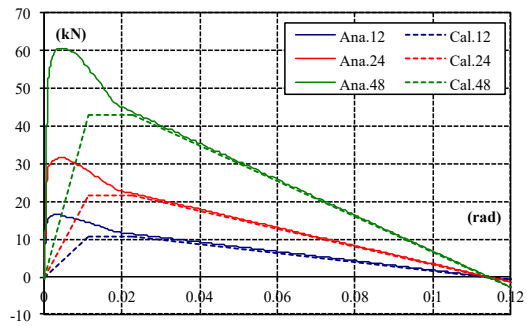
貫および板壁を含むモデルにおける荷重-せん断変形角関係を図 4.3.3-3 に示す。なお、それぞれピン柱脚モデルの結果も併記した。板壁の枚数が増えるにつれて大変形時での耐力が上昇していることがわかる。また、ここで示した結果には柱の傾斜復元力特性も含まれているため、積載荷重の増加に伴い、大変形時での荷重増加が緩やかになるとともに負勾配に至るものもいくつか見ることができる。



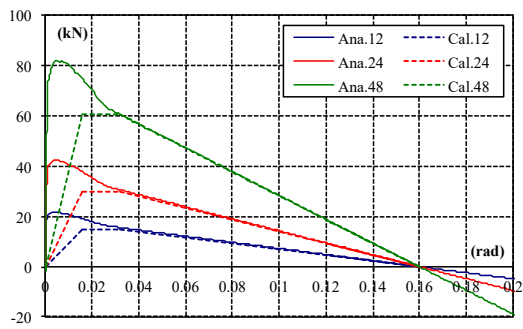
【モデル 1】



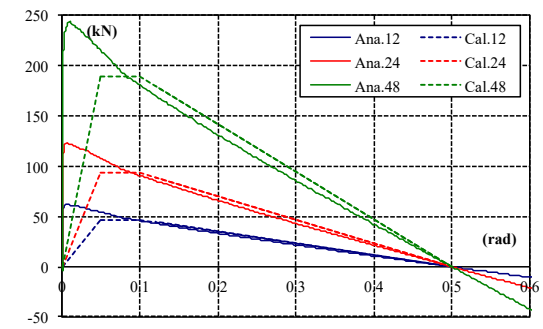
【モデル 6】



【モデル 7】



【モデル 8】



【モデル 9】

図 4.3.3-1 荷重-せん断変形角関係 (柱のみのモデル)

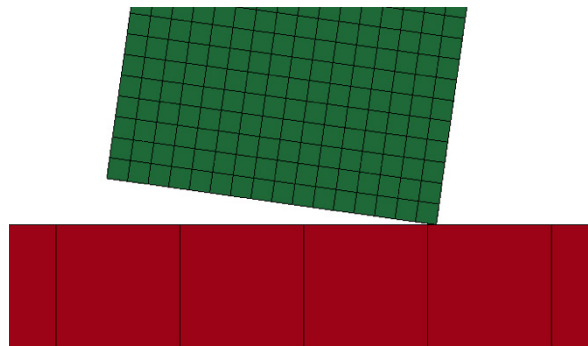
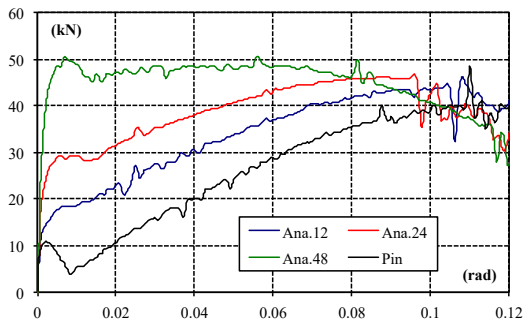
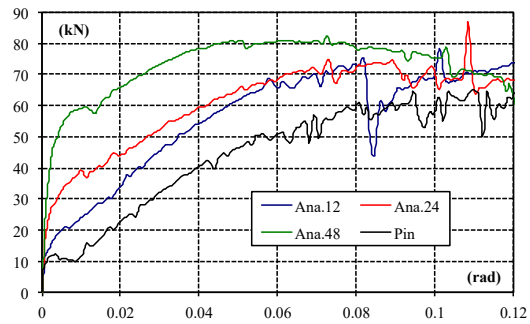


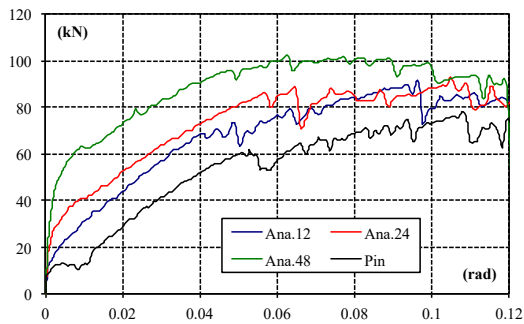
図 4.3.3-2 柱脚の回転の様子



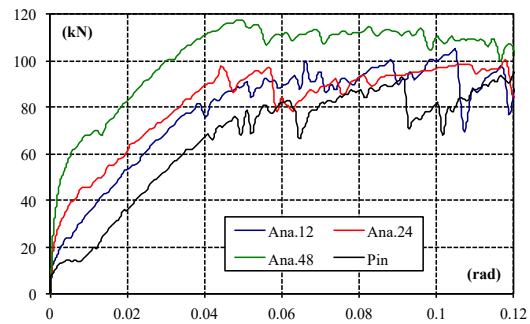
【モデル 2】



【モデル 3】



【モデル 4】



【モデル 5】

図 4.3.3-3 荷重-せん断変形角関係（貫および板壁を含むモデル）

4.3.3.2 柱の傾斜復元力特性の抽出

貫および板壁構面を含む解析モデルでは、図 4.3.3-3 に示した荷重-せん断変形角関係から直接柱の傾斜復元力特性を評価することができない。そこで、図 4.3.3-4 に示したように、礎石建ちモデルの結果からピン柱脚モデルの結果を引くことで柱の傾斜復元力特性を求めることとした。図 4.3.3-5 に各モデルで求めた柱の傾斜復元力特性を示す。板壁が入ることで変形の進行とともに解析結果に雑振動が生じやすくなっているが、全体的な傾向として解析結果の方が計算結果よりも高い傾向を示している。ここで、モデル 2 における上部剛体の鉛直変位の推移を図 4.3.3-6 に示しているが、いずれのモデルも上部剛体は鉛直方向のみに自由度を与えているが、積載荷重のみを与えたモデルと柱脚ピン支持のモデルでは明らかに挙動が異なっている。

そこで、図 4.3.3-3 に示した荷重-せん断変形角関係において、24t、48t の結果からそれぞれ 12t の結果の差分をとることで柱の傾斜復元力特性を求めた結果を図 4.3.3-7 に示す。板壁が入ることで変形が進行した際のバラツキが大きくなっているが、24t の結果については計算から求めたグラフと良い対応を示していることがわかる。一方、48t の結果については、板壁が入ると解析結果の方が高くなる傾向を示しているが、現段階では理由は不明であり、原因究明については今後の課題である。

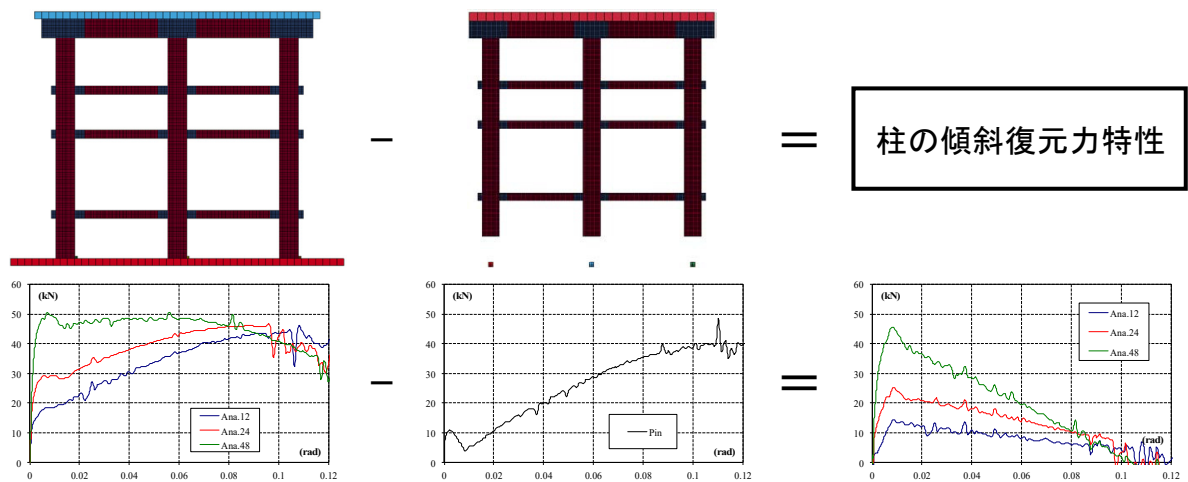


図 4.3.3-4 柱の傾斜復元力特性の算出方法

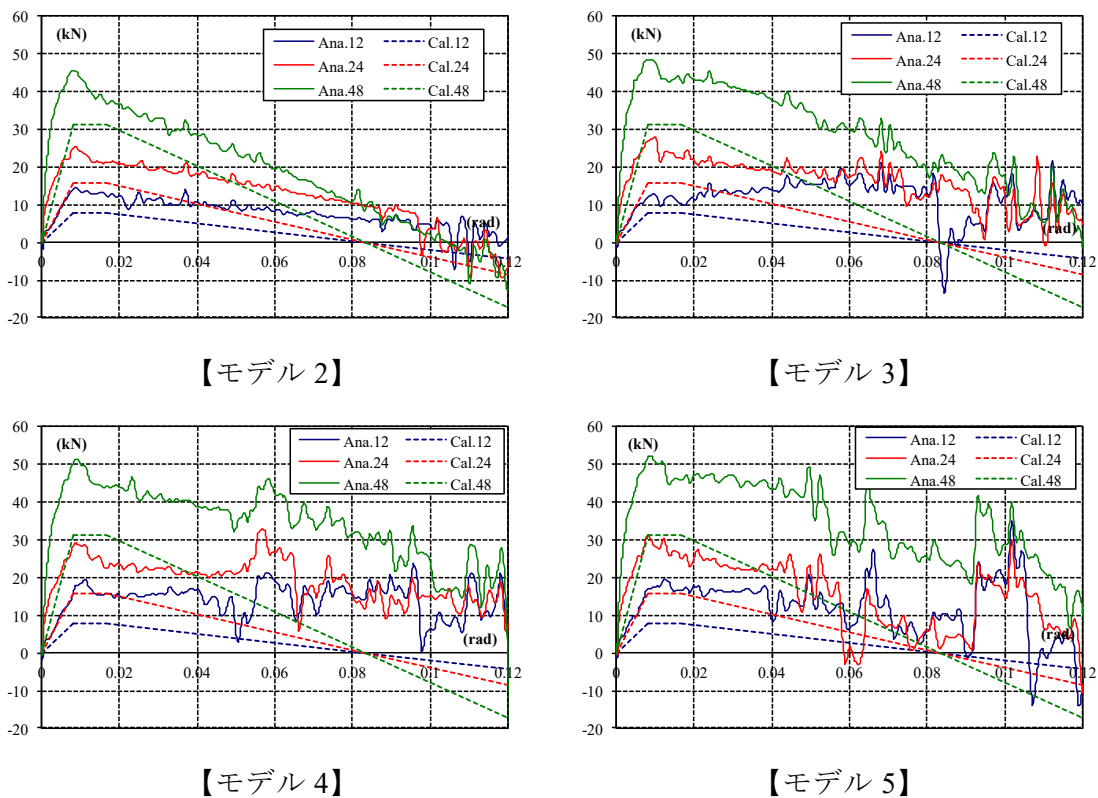


図 4.3.3-5 貫および板壁を含むモデルにおける柱の傾斜復元力特性

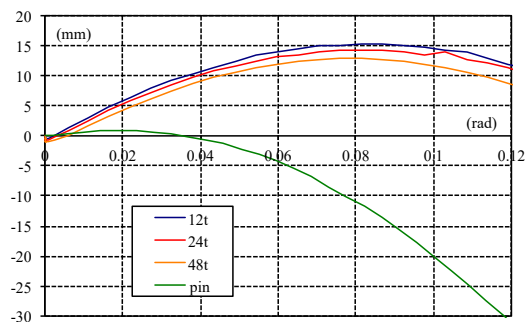
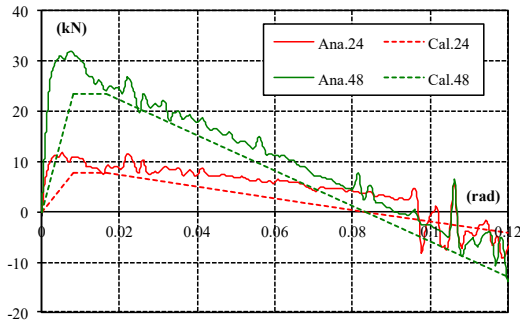
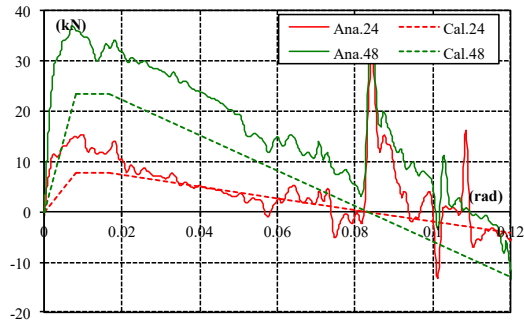


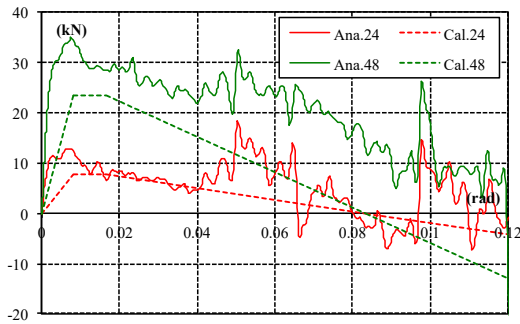
図 4.3.3-6 上部剛体の鉛直変位の推移



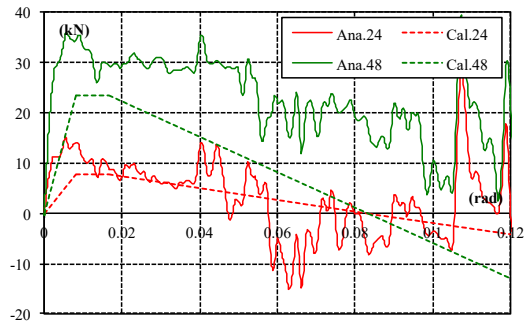
【モデル 2】



【モデル 3】



【モデル 4】



【モデル 5】

図 4.3.3-7 積載荷重 12t の結果に対する差分による柱の傾斜復元力特性

4.3.3.3 柱と貫の曲げモーメント図と軸力図

解析モデルの中で図 4.3.3-8 に示した柱と貫の断面位置において、断面の垂直応力から曲げモーメントと軸力をそれぞれ算出し、曲げモーメント図と軸力図を描いた結果の一部を図 4.3.3-9～図 4.3.3-14 に示す。なお、図中右上に示した数字に合わせて曲げモーメントと軸力図の表示倍率を調整している。

(1) モデル 6 (柱のみ)

柱のみのモデル 6 について曲げモーメント図を確認すると、柱頭と柱脚の両端に逆対称の曲げモーメントが得られており、積載荷重が 12ton から 48ton に増えると曲げモーメントもそれぞれ大きくなっていることがわかる。また、軸力図はいずれの変形角においても一定値を示している。

(2) モデル 1 (柱のみ・上部梁あり)

上部の梁を付け加えたモデル 1 について曲げモーメント図を確認すると、若干ではあるが柱頭側の曲げモーメントの方が大きい結果を示しており、仕口部での曲げ抵抗が付け加えられたことがわかる。

(3) モデル 2 (貫あり)

貫を含むモデル 2 の曲げモーメント図を確認すると、0.01rad、0.02rad ではあまり貫の抵抗モーメントが生じていないため、モデル 1 と同じように逆対称の曲げモーメント図を描いている。しかし、変形が大きくなるにつれて柱頭から柱脚までの逆対称の曲げモーメント図の一体性が失われ、貫接合部ごとに曲げモーメントの変動が見られるようになっていく。これは、変形の進行とともに貫接合部での曲げモーメントが増えたためである。また、これに伴い、左柱と右柱の軸力図にも差が見られるようになり、引張側の柱の軸力が減少

し、圧縮側の柱の軸力が増大傾向にある。ただし、積載荷重が 48ton の結果では左柱と右柱の軸力に差が見られないが、これは積載荷重による軸力が支配的であると考えられる。

(4) モデル 3・モデル 4・モデル 5 (板壁あり)

板壁を含むモデル 3 からモデル 5 の曲げモーメント図を確認すると、板壁が柱を押し出すためにそれぞれ板壁による圧縮抵抗を受けた箇所の曲げモーメントが大きく変動していることが確認できる。しかし、柱の傾斜復元力特性による逆対称の曲げモーメント図に貫および板壁による曲げモーメント図を加算した結果と類似していることがわかる。また、曲げモーメントの増大に伴い、柱の軸力の引張側と圧縮側の差異が大きくなっている。

以上の結果から、図 4.3.3-15 で示したような木口面で三角形の圧縮応力が生じ、この偏心圧縮応力分布によって曲げモーメントが生じている可能性が考えられる。このような考え方に基づいた場合、図 4.3.3-16 に示すような力学モデルを考えて、柱両端の曲げバネを評価して、それに上部質量の P- Δ 効果を幾何学的に足し合わせることで柱の傾斜復元力特性を推定することができるものと考えられる。

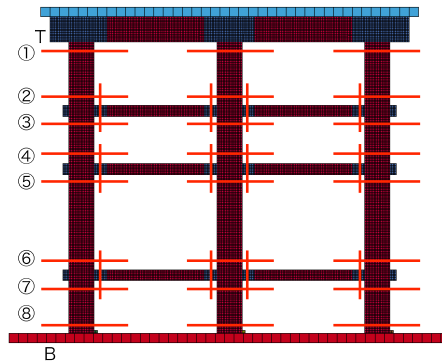


図 4.3.3-8 曲げモーメントと軸力の出力場所

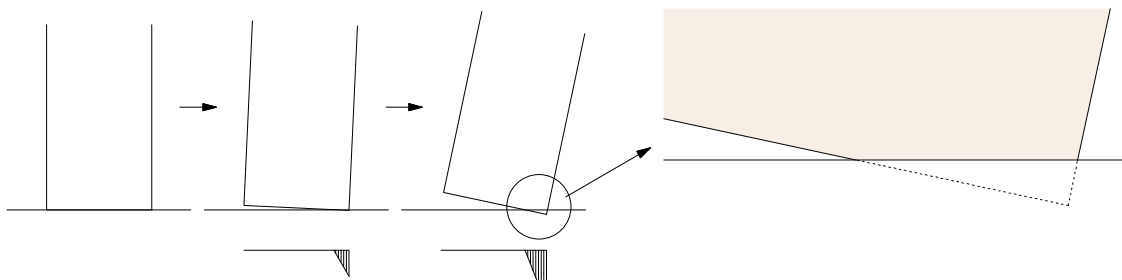


図 4.3.3-15 木口面での応力状態

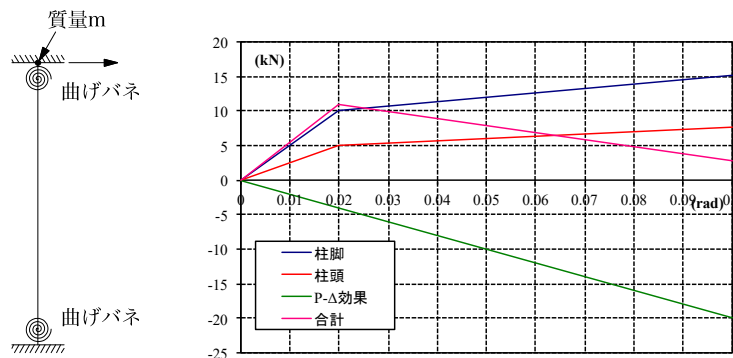
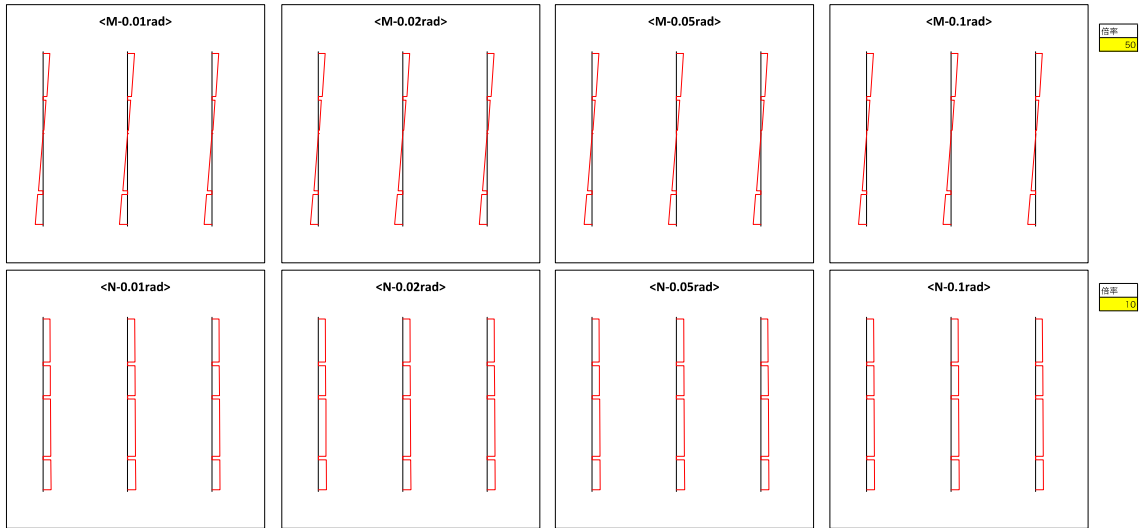
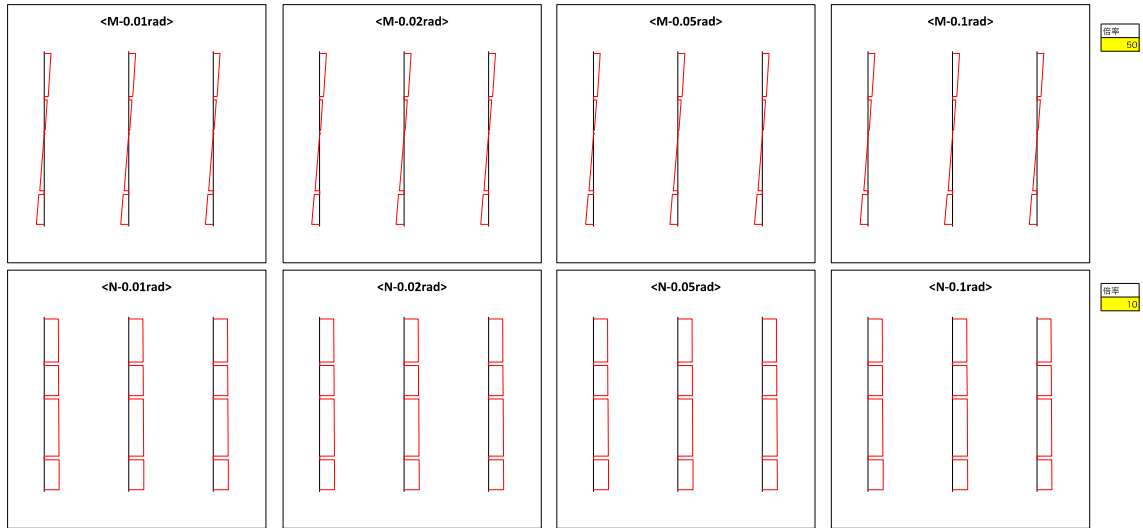


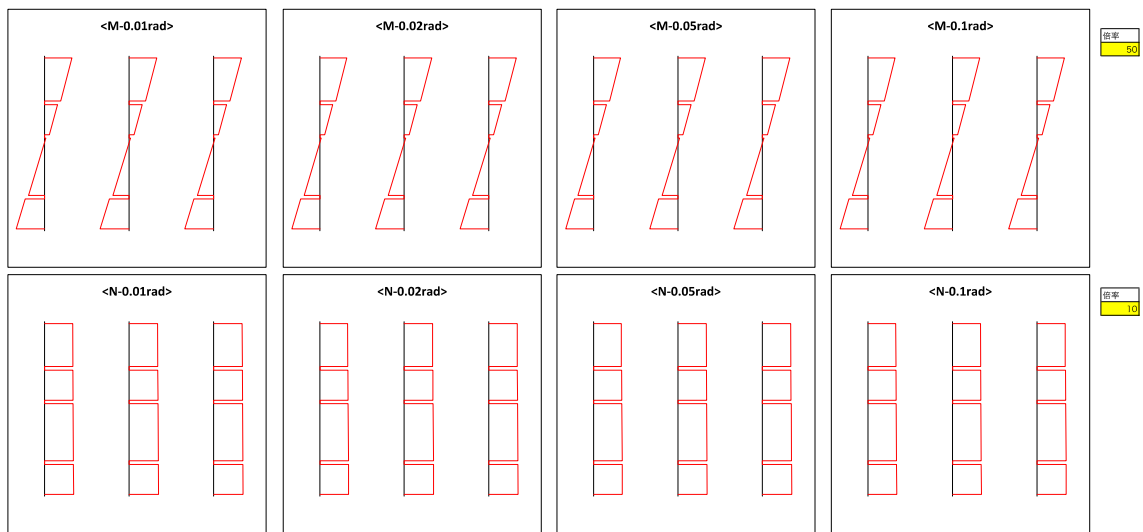
図 4.3.3-16 想定される力学モデルと復元力特性のイメージ図



【モデル 6/12ton】

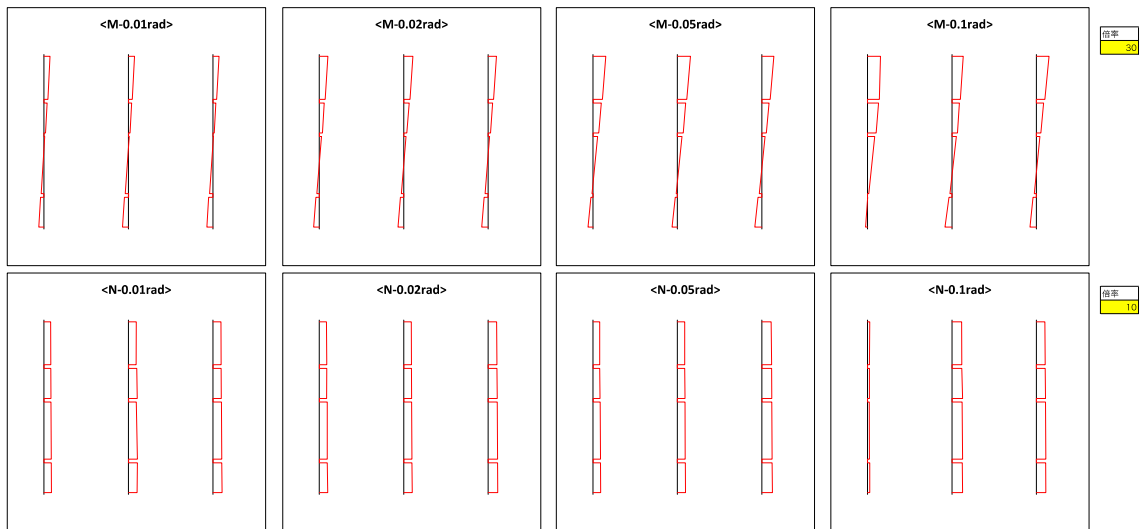


【モデル 6/24ton】

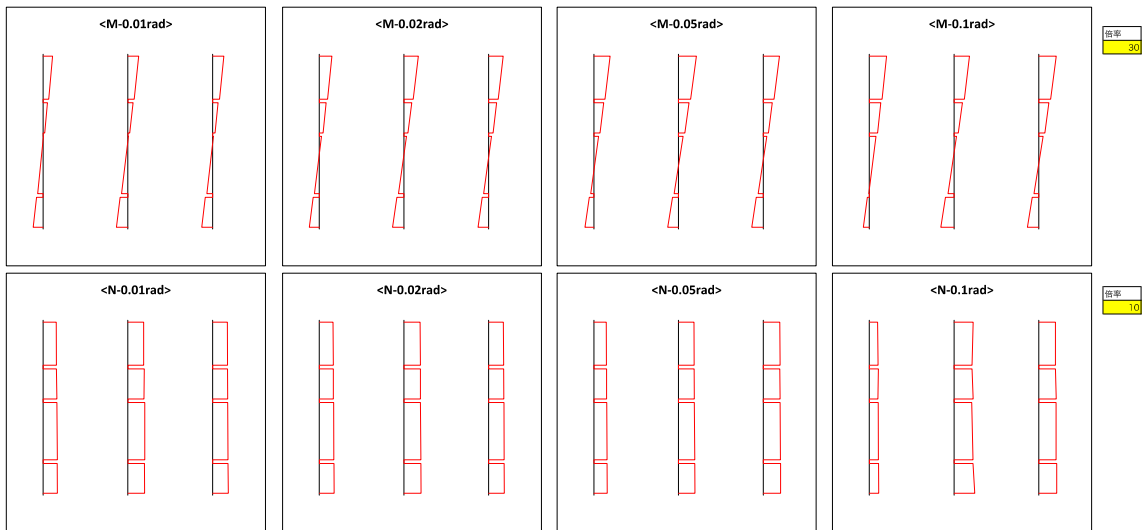


【モデル 6/48ton】

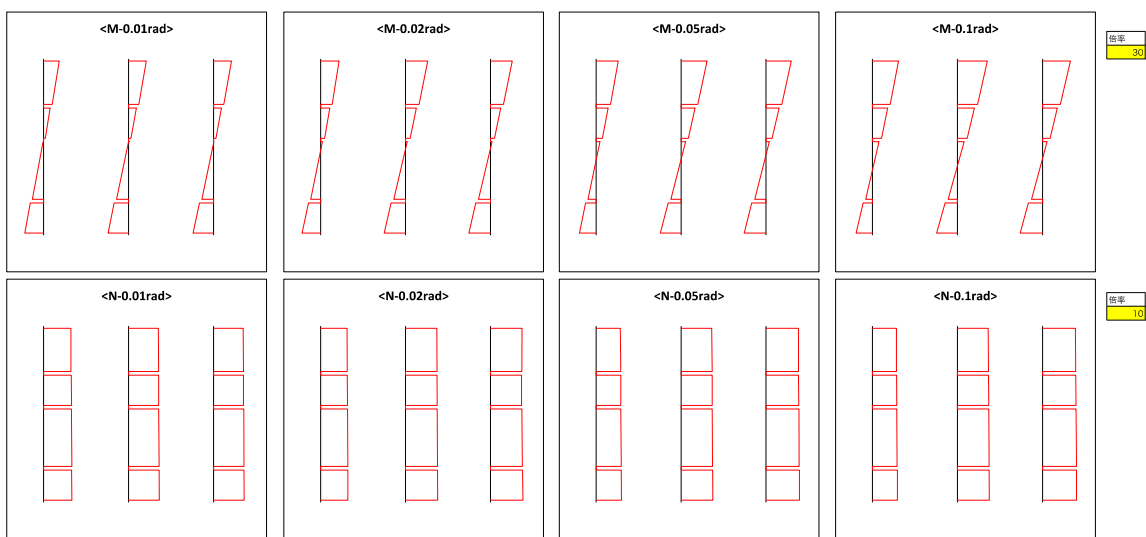
図 4.3.3-9 曲げモーメント図および軸力図 (モデル 6)



【モデル 1/12ton】

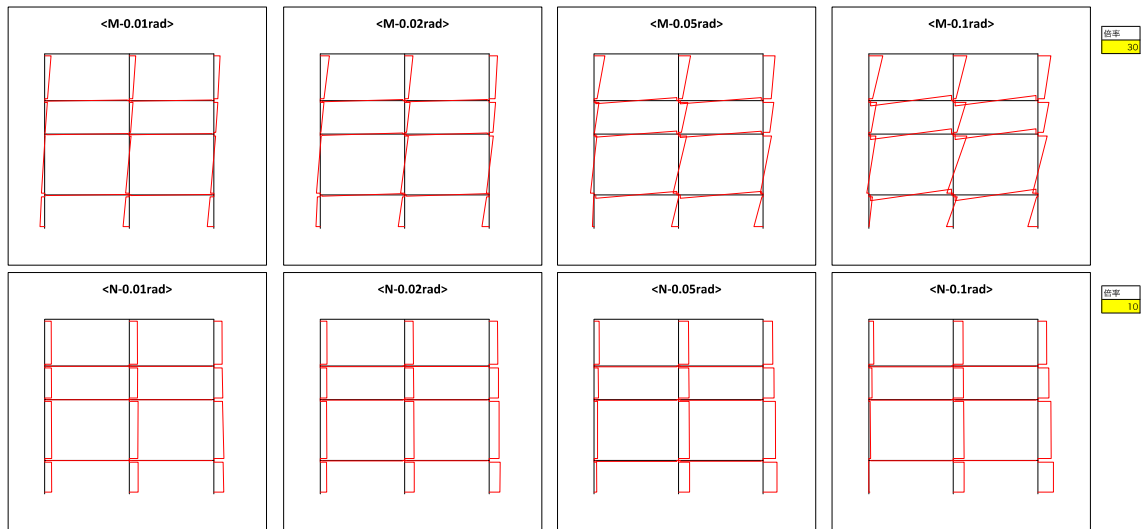


【モデル 1/24ton】

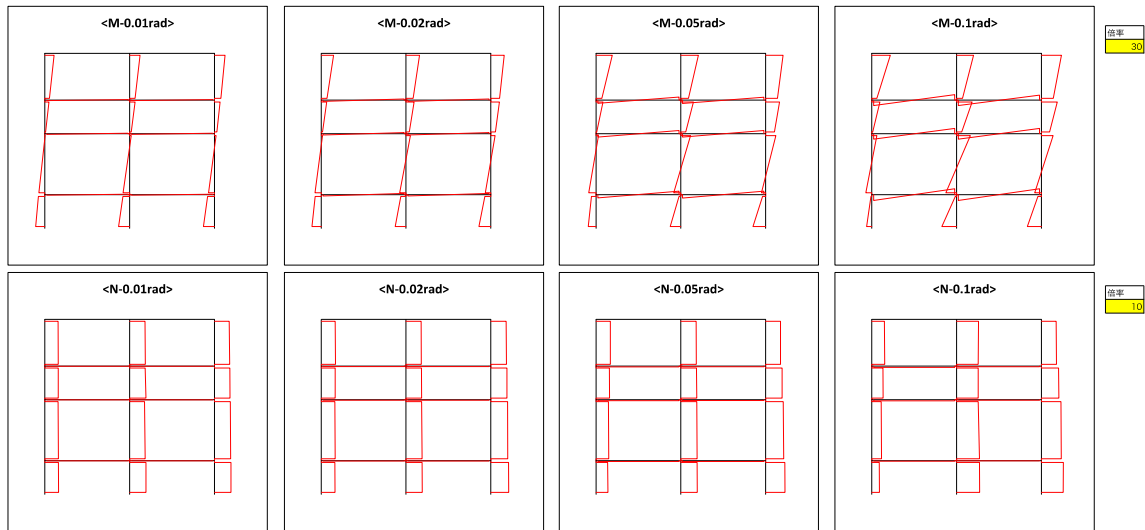


【モデル 1/48ton】

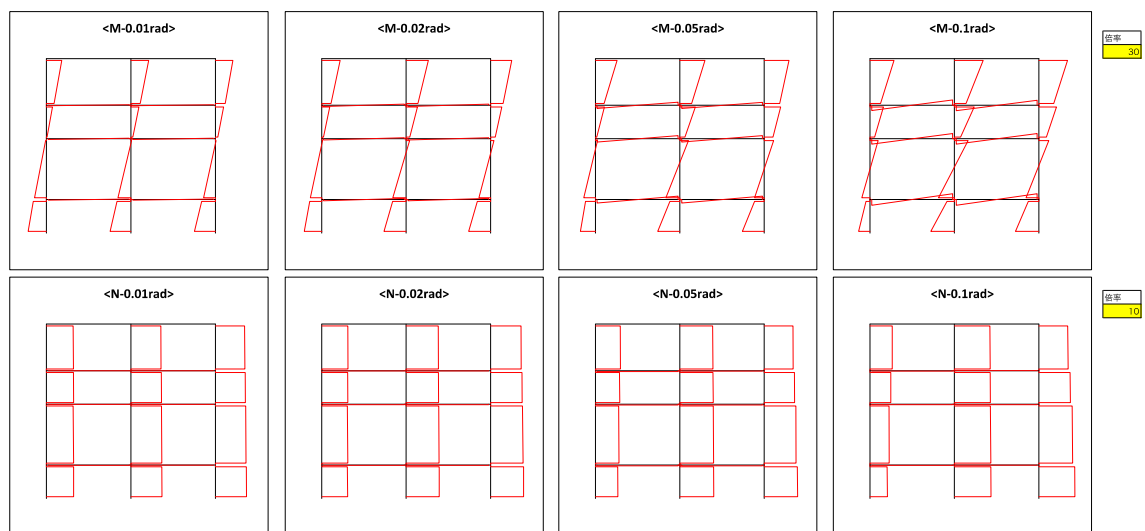
図 4.3.3-10 曲げモーメント図および軸力図 (モデル 1)



【モデル 2/12ton】

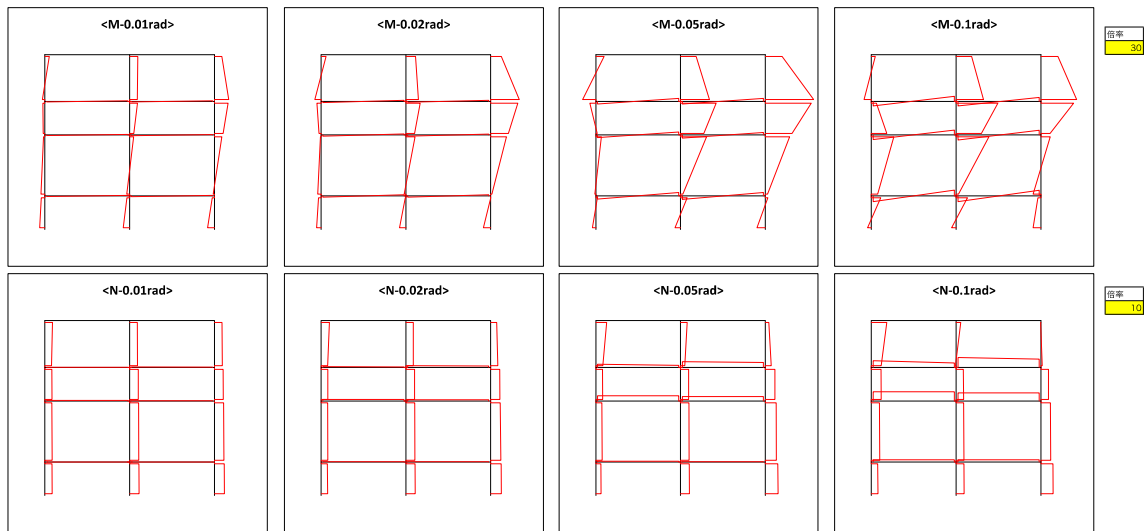


【モデル 2/24ton】

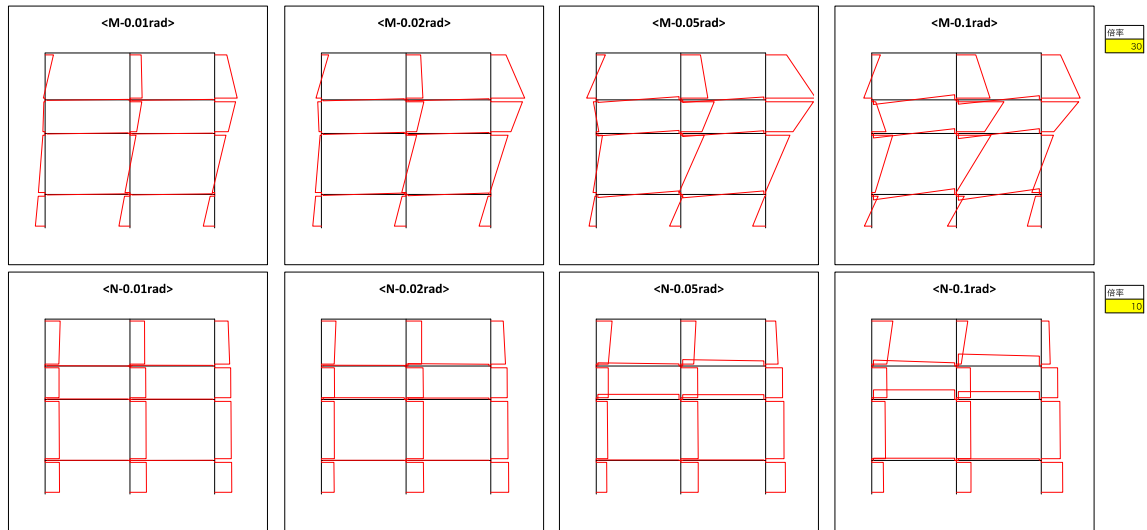


【モデル 2/48ton】

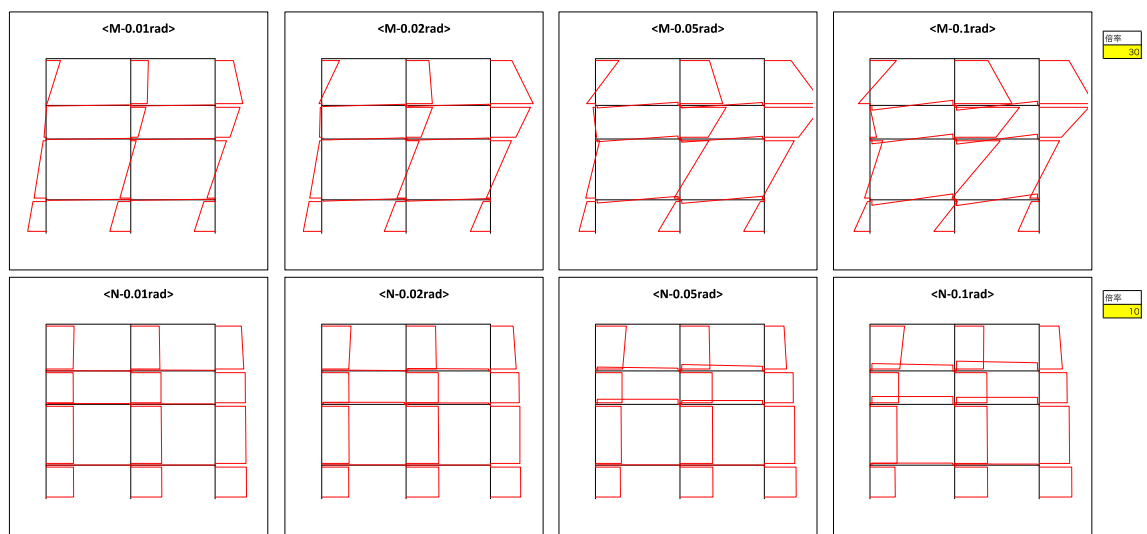
図 4.3.3-11 曲げモーメント図および軸力図 (モデル 2)



【モデル 3/12ton】

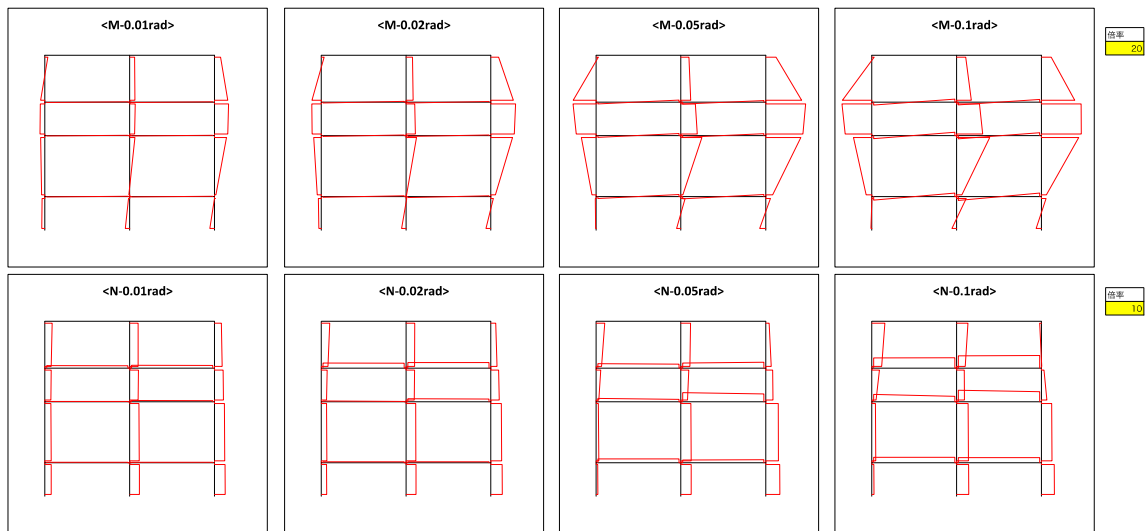


【モデル 3/24ton】

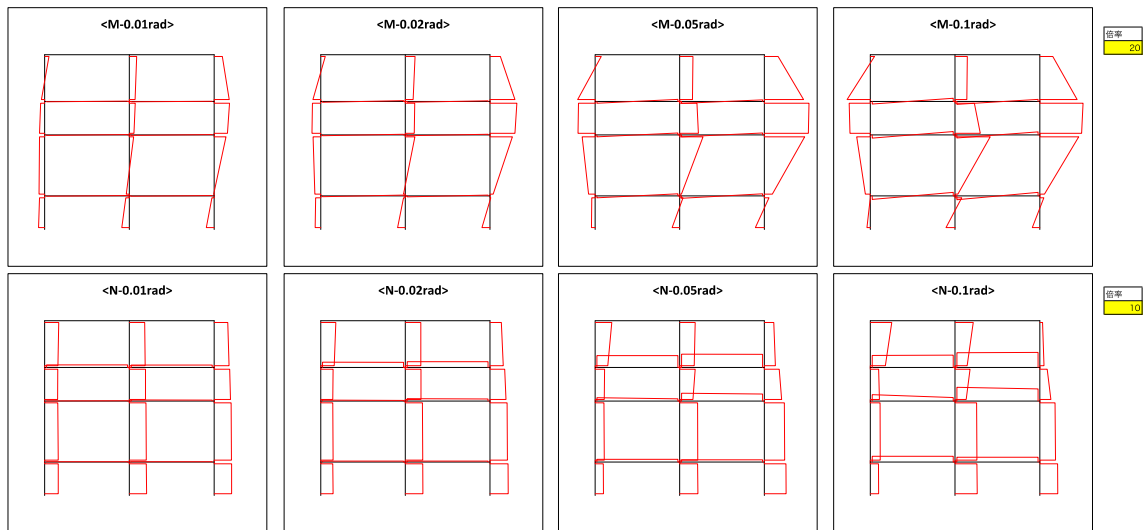


【モデル 3/48ton】

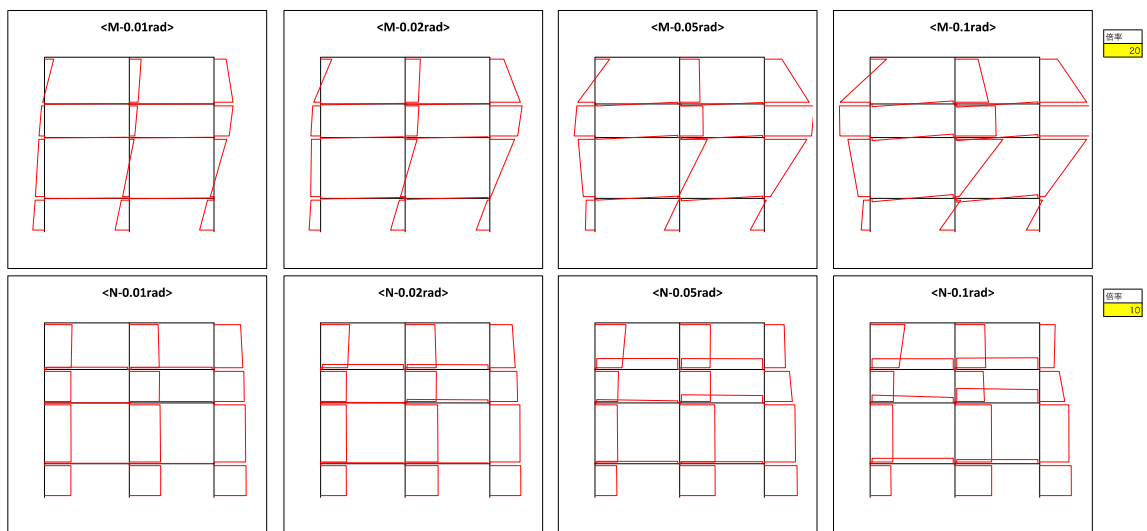
図 4.3.3-12 曲げモーメント図および軸力図 (モデル 3)



【モデル 4/12ton】

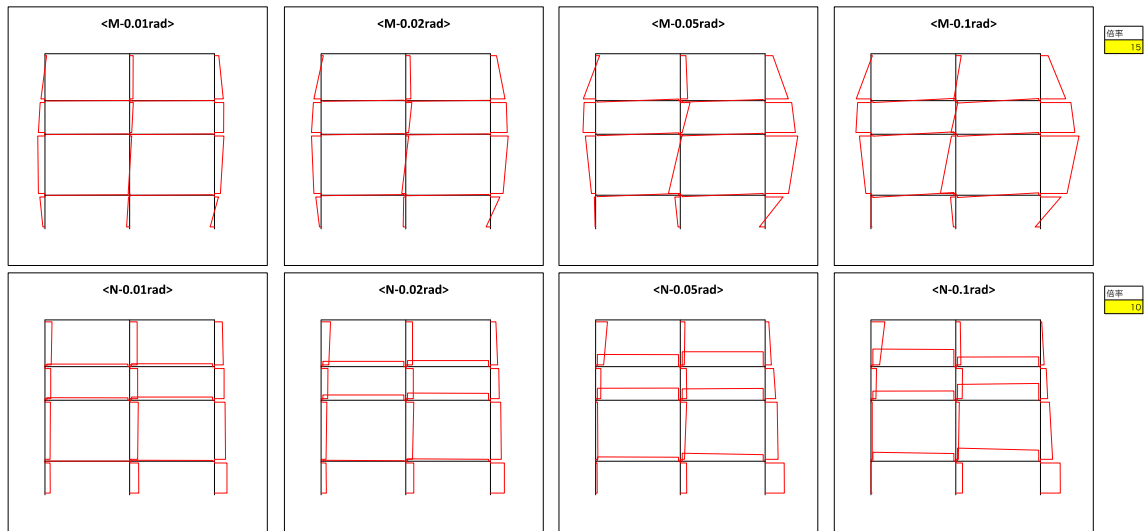


【モデル 4/24ton】

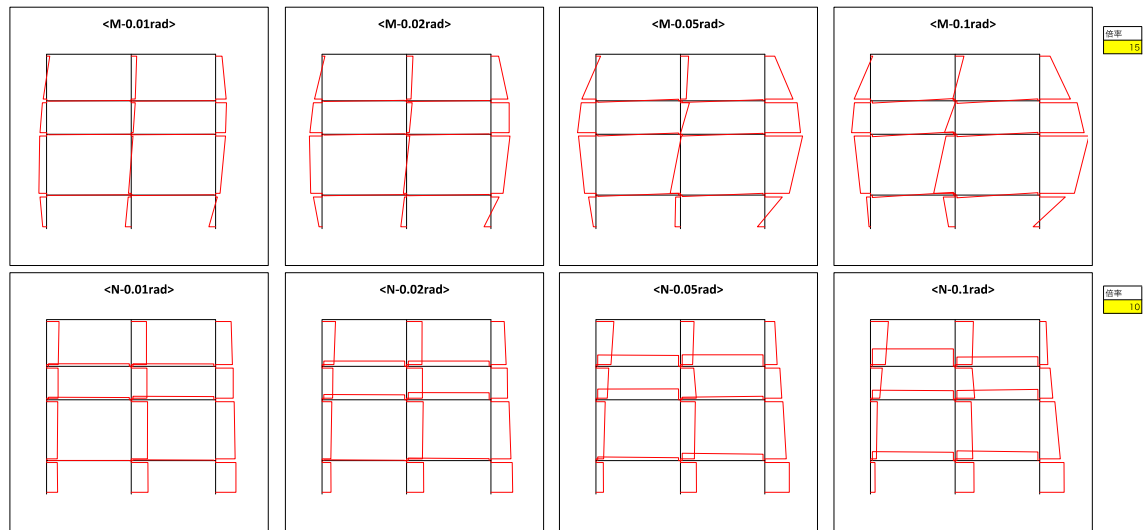


【モデル 4/48ton】

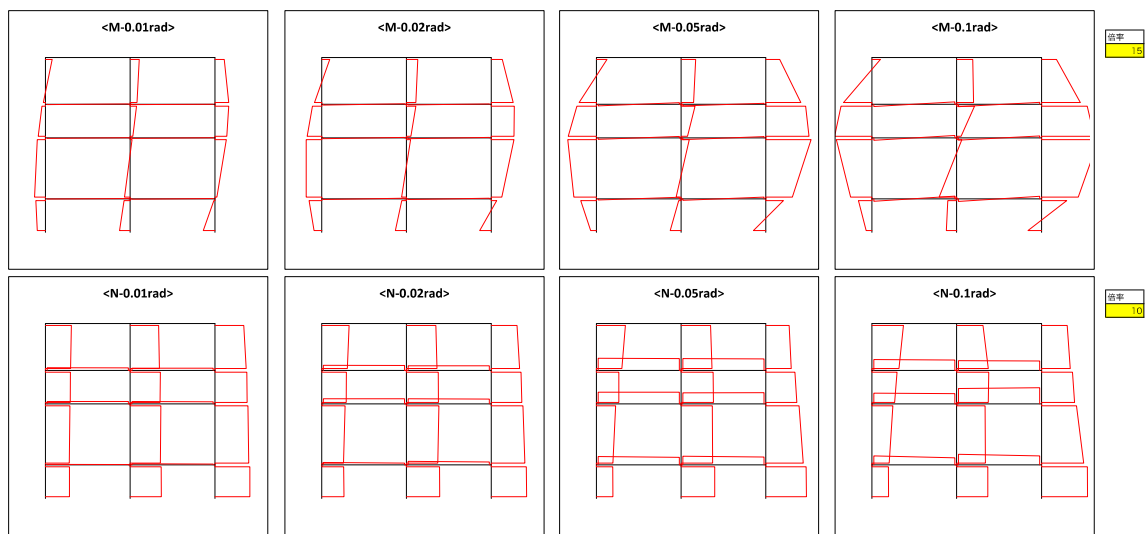
図 4.3.3-13 曲げモーメント図および軸力図 (モデル 4)



【モデル 5/12ton】



【モデル 5/24ton】



【モデル 5/48ton】

図 4.3.3-14 曲げモーメント図および軸力図 (モデル 5)

4.3.4 今後の課題（実験計画）

解析的な検討を踏まえ、柱頭と柱脚に生じる三角形状の偏心圧縮応力分布によって材端に曲げモーメントが生じ、この抵抗モーメントが柱の傾斜復元力特性に大きく影響していることがわかった。しかし、本節で示した解析においては、メッシュサイズの問題から木口面での破壊の様子を精確に再現することができないため、木口面での偏心圧縮応力分布を検証するため、図 4.3.4-1 に示したような要素実験を実施することが望ましい。試験体案を図 4.3.4-2 に示す。試験体長さを固定として、形状（角材・丸材）の違い（角材については斜め 45 度加力も有り）、上下横架材の有無（横架材有りの場合はほぞ架構の有無についてもパラメータにすべき）、鉛直力をパラメータとして要素実験を行い、木口面での破壊状況と応力状態の推定を行う。

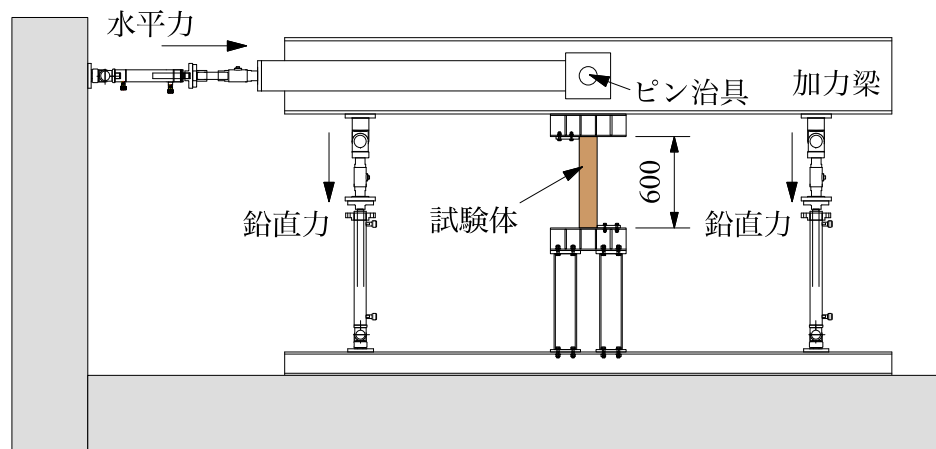


図 4.3.4-1 要素実験の概略図

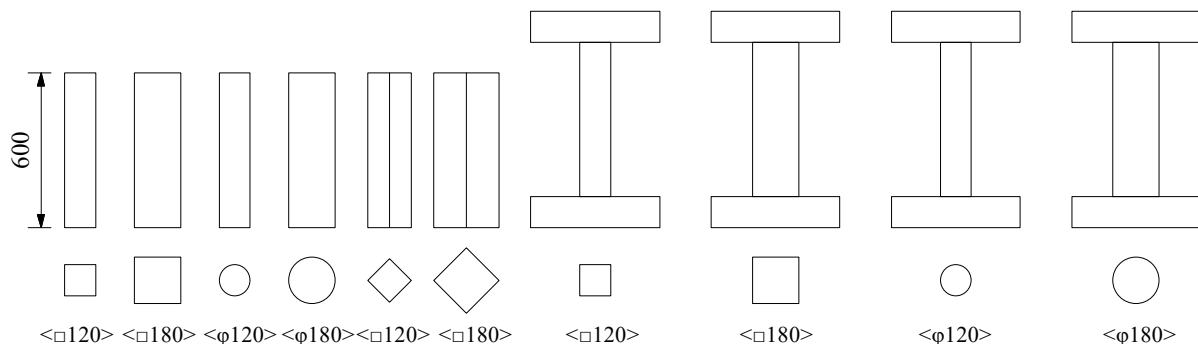


図 4.3.4-2 試験体（案）

4.3.5 まとめ

- (1) 柱の上下の木口面を剛体で拘束した解析モデルでは、剛体と仮定し計算された理論式とよく対応した。これは、解析モデルのメッシュサイズが解析負荷の点から極端に小さくできないため、実際の現象では確認することのできる木口面の端部が圧壊する様子を再現することができなかったことに起因する。
- (2) 上部に梁を追加したモデルでは、理論式と比べて解析結果の方が荷重が高くなる傾向を示した。これは、上部の短ほぞを含めた仕口接合部で曲げ抵抗が生じたためであると考えられる。

- (3) 貫や板壁を含めたモデルでは、積載荷重 12ton の解析結果と比較することで、柱の傾斜復元力特性を求めることができるが、積載荷重 48ton の結果では理論式と乖離する傾向にあった。原因究明は今後の課題である。
- (4) 柱のみの解析結果から求めた曲げモーメント図は、柱頭と柱脚に曲げモーメントが生じた逆対称の曲げモーメント図を描いており、木口面での偏心圧縮応力分布によって曲げモーメントが生じていることがわかった。一方、貫や板壁を含んだモデルでは貫の曲げ抵抗や板壁の圧縮抵抗による柱の曲げモーメントが生じたが、解析結果から得られた曲げモーメント図はこれら貫や板壁によって生じた曲げモーメントと柱の傾斜復元力特性による逆対称の曲げモーメントとの足し合わせによる結果であると推測される。
- (5) 木口面での応力状態を木材が圧壊するまでの様子を精確に再現することができれば、偏心圧縮応力分布による曲げバネ抵抗と上部質量による P- Δ 効果の足し合わせによって柱の傾斜復元力特性を推定することが可能であると考えられる。木口面での応力状態の推定については今後の課題であり、実験により推定することが望まれる。

参考文献

- 4.1) 坂静雄, 「社寺骨組みの力学的研究 (第 1 部 柱の安定復元力)」, 建築学会大会論文集, 1921 年 4 月
- 4.2) 河合直人, 「古代木造建築の柱傾斜復元力に関する模型実験」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1991 年 9 月
- 4.3) N. Kawai, “Column Rocking Resistance in Japanese Traditional Timber Buildings”, Proceedings of the International Wood Engineering Conference, 1996 年 10 月
- 4.4) 林知行, 軽部正彦他, 「古代伝統木造架構の実大水平加力実験 その 1, その 2」日本建築学会大会学術講演梗概集, 1998 年 9 月
- 4.5) 前野将輝, 西塔純人, 鈴木祥之, 「伝統木造軸組の実大実験による柱に加わる力の釣合関係と柱傾斜復元力特性の評価」, 日本建築学会構造系論文集 第 615 号 153-160, 2007 年 5 月
- 4.6) 木造軸組工法住宅の許容応力度設計改訂委員会編集, 「木造軸組工法住宅の許容応力度設計 (2017 年度版)」, 公益財団法人 日本住宅・木材技術センター, 2017 年 3 月
- 4.7) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会著, 「伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル—限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法」, 学芸出版社, 2004 年

第5章 添付資料

5.1 全体委員会議事録

本事業で実施した委員会は以下の通りである。

	日 時	場 所
第1回	平成29年8月18日(金) 13:00~15:00	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス1」
第2回	平成30年1月15日(月) 18:00~20:00	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス1」

次ページから、委員会の議事録を掲載する。

第 1 回委員会

日時	2017 年 8 月 18 日 金曜日 13:00～15:00
場所	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス 1」
参加者 (敬称略)	委員: 河合、五十田、鈴木、齋藤、後藤、大橋、腰原、槌本、荒木、秋山、中川 行政: 高木、徳竹 事務局: 平野(議事録作成)、山崎
配付資料	<p>資料 01: 関係者名簿</p> <p>資料 02: 応募テーマ 説明資料(パワポ)</p> <p>資料 03: 小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討資料</p> <p>資料 04-01: 断面の大きい軸材料の耐震性能に関する検討(傾斜復元力) 取りまとめイメージと検討課題メモ</p> <p>資料 04-02: 柱の復元力特性に関して</p> <p>1. 委員の紹介</p> <p>2. 国交省挨拶(高木)</p> <p>3. 本事業の内容説明(平野)</p> <p>4. 事業の進め方についての提案と意見交換</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 既に開催している WG での検討の紹介を各主査から行い、意見交換を行った。以下、指摘事項を示す。 <p>(1) 小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討(主査: 五十田)</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 現在の検討は、1/120rad の耐力で検討しているということだが、クライテリアをどう設定するのか。屋根の変形は、小屋の構面部分と構面が無い中間部分では変形が異なり、構面部分で 1/120rad を許容すると、中間部分ではそれ以上となるだろう。 全体の変形を 1/120rad 以下とする必要はないが、構面部分で 1/120rad 以下、屋根の一番変形の大きいところで 1/90rad 以下程度とするなど設定は必要ではないか。 →考慮して進める。 ・ 告示にする際に、構面の定義を示しておく必要があるのではないか。わずかでも耐力壁がある面を構面とすることを許容すると、危険な状態になる場合がある。過去に設定した床面についても同じことが生じるため、運用上解説が必要か。 →考慮して進める。 ・ 構造計算を行うと、仕様規定よりも厳しいという状態にならないように注意する必要がある。 ・ 風と地震を分けて検討するのか。 →現在の検討で外力は特にどちらと設定しているわけではない。手法としては同じ方法で進める。

- ・ 告示で規定する内容は、スパンとアスペクト比だけではなく、小屋梁の接合部の仕様・位置なども規定する必要があるのではないか。
→検討対象とする。
- ・ 軒の出が大きな屋根も同じように考えられるのか。伝木だと1m程度の軒ではあり得る。風の吹上などの影響もある。
→現在は軒の出を想定して検討していないが、水平力に対するせん断ということでは、(耐力壁構面の)支点の位置が多少ずれるだけなので、大きな影響は無いと思われる。確認する。

(2) 断面の大きい軸材料の耐震性能に関する検討(主査:河合)

- ・ 力のかかる方向によっては、柱の断面形状が異なる場合は断面寸法と高さの比が異なることになり、復元力特性が変わってくるのではないか。(2方向入力 of 考え方)
→○柱は平面上常に原点に戻ってくる形となるため問題がない(45度方向でも $1/\sqrt{2}$ とする必要が無い?)が、□柱の場合は反力の位置が対角線方向性に近づき径が大きくなるのと同じ効果が見られるが、支圧剛性 K_e に影響するめり込みは大きくなり、かなりややこしい。整理・確認が必要。
- ・ 復元力特性のような非線形弾性の時には履歴減衰は考える必要は無いのか。
→考えない。限界耐力計算では、柱傾斜復元力では減衰は考えなくても良い。実験の場合には柱底面が衝突することで減衰が確認されるがかなり小さい。
- ・ 柱の樹種が異なると、めりこみも異なるので支圧剛性 K_e が異なるのではないか。
→ご指摘通り。ただし、規準としては安全側で検討することで良いと思う。(スギを想定か。)
- ・ 実験での検討を行う場合、実験時の初期滑りをどこで除去するのかで、理論式との一致状況が異なる。他構造でも生じていることで、考慮する必要がある。

5. その他

- ・ 次回の委員会の日程は、以下の通り。
2018年1月15日月曜日 18:00~20:00 @情報オアシス神田 神田北スペース

第 2 回委員会

日時	2018 年 1 月 15 日 月曜日 18:00～20:00
場所	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス 1」
参加者 (敬称略)	委員：河合、五十田、鈴木、齋藤、大橋、腰原、槌本、荒木、中川 行政：高木、徳竹 事務局：平野(議事録作成)、山崎

配付資料

資料 01:関係者名簿

資料 02:応募テーマ 説明資料(パワポ) 抜粋

資料 03:前回の議事録(8 月 18 日)

資料 04:事業スケジュール表

資料 05-01:小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討 とりまとめ

資料 05-02:同上 参考資料 170920 資料/171109 資料

資料 06-01:柱の復元力特性 とりまとめ方針

資料 06-02:柱の復元力特性に関して(解析結果)

資料 07:断面の大きい軸材料の接合部の回転抵抗のとりまとめ方針

1. 前回委員会の議事録確認(資料3)(平野)

2. 小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討(資料 5 シリーズ)(主査:五十田)

今年度合同 WG で進めてきた検討の説明を主査から行い、意見交換を行った。以下、議論の内容を示す。

- ・ 検討しているモデルは、どのような建物を想定しているのか。モデルを見る限り、実際の伝統木造を再現しているようには見えない。異なるポイントは以下の通り。
 - ① 桁行が長いものや京町家の様に梁間方向が長いものなど、モデル図とはプロポーシオンが異なるものがほとんど。
 - ② 和小屋は下に入る耐力壁の位置は無関係となるので、棟の位置とは関係ない部分に耐力壁がくる。
 - ③ 和小屋部分は束の位置で鉛直荷重が伝わるが、モデルとは異なり、いろんなところに鉛直荷重がおりてくるはず。
 - 現在のモデル図は桁方向に長いものの一部を切り取ったものを現している。桁行や梁間方向のプロポーシオンが異なる実際の建物をイメージして、どの部分を取り出しているかがわかる図に変更する。
 - 構造モデルをつくる前の、実際の和小屋の各部材がどのように力が流れているか、負担しているのかを示したものを用意する。この作業を行うことによって、和小屋での検討対象の落ちが無いかをチェックできる。
- ・ 屋根形状は切り妻だが、実際には伝統木造で圧倒的に多い寄せ棟はどう考えるのか。
 - 寄せ棟は、切り妻と比較して安全側になると考えている。切り妻での結果をどのように寄

せ棟に適用するかは整理が必要と考えている。

→ 実際の地震被害では、寄せ棟の隅木の部分が跳ね上がり被害が出る。

- ・ 資料では、評価は端部ピンで行い、実験は端部固定で行うように見えるが、そのような検証法で良いのか。
 - 実験計画の検討を進めながら、今後検討する。実験でどうやれば再現できるかが課題。
- ・ 実験計画に示しているモデル図のプロポーションだと、棟頂部に水平力を加えると、屋根面に圧縮筋かいのような応力が発生する。寄せ棟だと、その力で隅木が壊れるのだが、この実験ではせん断を再現していないことになるかもしれない。
 - 棟全体を線で加力すれば、少し緩和できるか。要検討。
- ・ 直交方向(張間方向)の力はどうか。
 - 桁方向のせん断を確認すれば、張間方向のせん断も同様に確認できると想定している。現状、張間方向は、桁行方向の実験結果からアスペクト比で制限していることになっている。
 - 桁方向は(母屋+小屋束+小屋筋かい)があるので耐力要素があるが、張間方向は(垂木+貫)しかない場合が多い。小屋梁面を水平構面とするなら問題無いが、棟に加力すると耐力要素がほとんど無い。
 - 前の アンダーライン に示した作業を行って検討する。
- ・ 実験で野地板の仕様はバリエーションを用意するのか。
 - 野地板等は既往の実験を踏襲してスギ板を考えている。実験をそれほどできないので、スギ板限定で行う予定。加力方向などは既往の実験とは異なるので、それとの比較も行いたい。
- ・ これまで地震時に小屋組が壊れた事例はそれほど多くないと思うが、どのような場合に壊れるのか。
 - これまでの建物では相対的に下部構造が弱く、小屋組が壊れる例はそれほど多くないが、最近のものは下側をきっちり作っており、その場合に小屋組が壊れる可能性が考えられる。そういう前提で今回の検討は進めており、力学的には問題ないと考えている。検討内容が安全側と考えられる要素としては、以下が挙げられる。
 - ① 構造計算を行った場合には飛ばせるスパンは結構大きくなる。
 - ② 実際の小屋組では検討の様に一体ではなく各部分で揺れるため、入力は低減される可能性がある。
- ・ 水平構面として機能と、小屋組自身が壊れないかの2つ視点があるが、後者は検討していないのか。
 - 小屋組自身の破壊が生じないかどうかは、貫や小屋筋かいの有無等で変わってくるが、その検討は別途行っており、それは適用条件として示すこととなる。

3. 断面の大きい軸材料の耐震性能に関する検討(資料6シリーズ、資料7)(主査:河合)

今年度合同WGで進めてきた検討の説明を主査から行い、意見交換を行った。以下、議論の内容を示す。

- ・ 柱の復元力特性の検討では2階建てのイメージのようであるが、実際の伝統木造では平屋が多いのではないかと。
 → 2階建ての場合は、2階からの鉛直荷重の取り方が課題となるため検討している。平屋の場合はこれより単純に想定できると考えている。
 → 平屋だと、和小屋からの鉛直荷重が柱に全く入ってこない場合(さす構造等)もある。その場合は危険側になるのではないかと。
 → そのような柱を除外するような条件を設定する必要がある。
- ・ 全面壁、垂れ壁付き独立柱、柱転倒復元力、接合部の回転抵抗は全て加算してよいのだろうか。
 → 既往の実験等から、柱の曲げ変形が大きくなければ、ほぼ加算則が成立すると考えている。現在告示になっている、垂れ壁付き独立柱については、柱の接合部の破壊は考えているが接合部の回転抵抗はほぼゼロと考えており、もちろん柱の傾斜復元力もゼロとしている。したがって、条件によっては全て加算することが可能と考える。
 → 接合部の回転抵抗は、軸材の断面寸法によって低減は必要。
 → 全面壁に垂れ壁付いている部分の柱では、垂れ壁のせん断変形角が若干変わってくるので単純に加算できるかどうかはシミュレーション等で検討が必要。
- ・ 垂れ壁付き独立柱で柱に曲げ変形が生じた時には、層間変形角と柱脚の回転角は異なる。足元の回転が大きく、頂部は回転が小さくなるが、その場合でも加算できるのか。
 → その場合でも加算できるかどうかをシミュレーションで検討している(資料6-2)。現在のところ、加算できるという結果が得られそう。
- ・ 加算則が成り立つかどうかは、垂れ壁のせん断力、接合部の耐力、柱の断面がパラメーターになりそう。
 → その他、要素として考える必要のある耐力要素は無いかと。面材壁等との加算は考えなくて良いかと。
 → 脚部が浮き上がるとそもそも加算則が成り立たないので、強い壁が入るとダメということになる。ただし、引き寄せ金物が設けられた場合は、また条件が変わる。
 → 以上を含めて、適用条件の整理が必要。

5. その他

- ・ 上記の指摘事項を踏まえた報告書・取りまとめについては、合同WGに一任する。
- ・ 報告書は3月9日(金)に本提出、最終報告書は3月28日(水)に提出。
- ・ また成果報告会は、4月25日(水)、26日(木)に開催予定。五十田が発表者(予定)。
- ・ 継続事業の場合のスケジュール H30年度のスタートについて → 徳竹より事務局に連絡

(参考)

最終合同WG

2018年2月20日(火)18:00~20:00 @情報オアシス神田 神田北スペース

5.2 軸材料の耐震性能検討・屋根面のせん断性能検討合同 WG 議事録

本事業で実施した合同 WG は以下の通りである。

	日 時	場 所
第 1 回	平成 29 年 7 月 6 日 (木) 14 : 00 ~ 17 : 00	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス 1」
第 2 回	平成 29 年 8 月 18 日 (金) 15 : 00 ~ 18 : 00	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス 1」
第 3 回	平成 29 年 9 月 20 日 (水) 14 : 00 ~ 16 : 00	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス 1」
第 4 回	平成 29 年 11 月 9 日 (木) 17 : 00 ~ 19 : 00	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス 1」
第 5 回	平成 29 年 12 月 21 日 (木) 17 : 00 ~ 19 : 00	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス 1」
第 6 回	平成 30 年 2 月 20 日 (火) 18 : 00 ~ 20 : 00	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス 1」

次ページから、合同 WG の議事録を掲載する。

第 1 回合同 WG(軸材料の耐震性能検討 WG+屋根面のせん断性能検討 WG)

日時	2017 年 7 月 6 日 木曜日 14:00~16:30
場所	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス 1」
参加者 (敬称略)	委員:河合、五十田、槌本、中川、荒木、秋山、北守、瀧野、山崎 行政:高木、徳竹 事務局:平野、山崎(議事録作成)
配付資料	<p>資料 01:関係者名簿 WG 分担</p> <p>資料 02:事前打合 02 議事録 20170609</p> <p>資料 03-01:小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討</p> <p>資料 03-02:在来軸組工法木造住宅の構造設計手法の開発(学会梗概)</p> <p>資料 04:屋根仕様に関する資料</p> <p>資料 05:断面の大きい軸材料の耐震性能に関する検討【傾斜復元力】取りまとめイメージと検討課題メモ</p> <p>資料 06-01:柱の傾斜復元力特性に関して</p> <p>資料 06-02:社寺建築物における柱の傾斜復元力特性の解析的検証</p> <p>1. 事業概要の説明・事前打ち合わせ議事録の確認</p> <ul style="list-style-type: none"> 事業概要を改めて説明。資料 2 の議事録によりこれまでの経緯と今回 WG での検討事項を確認した。 <p>2. 小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討(屋根面 WG):資料 3 シリーズ、資料 4</p> <p>【議論された内容】</p> <ul style="list-style-type: none"> 今回の事業で対象とする屋根の具体的な形状・仕様のイメージはどのようなものか →まずは切り妻とし、典型的な仕様で検討を進め、告示は同等の性能もしくは評価の方法を示すなどで対応する。床組の場合の検討と同様に、品確法に近いような告示とする。今回は下屋を対象としない。 最終成果では、桁行方向、張間方向を小屋組と屋根面の足し算とするイメージで進めたい。また、桁行方向では、単純に足すことができないため、小屋組(鉛直構面)と屋根面を足すことができる条件も示す。 →k3(鉛直構面のせん断抵抗要素)をパラメータとして解析を行う(次回 WG) 実験にあたって、小屋組、屋根面の仕様を決定する必要がある。 資料 3-1「2.2)内壁の性能が発揮されることの担保」の条件を検討する。例えば、小屋面内に耐力壁を張り上げなくてもよい条件(=小屋筋交いで対応できる条件)、耐力壁線(内壁)の位置が変わる場合の条件等を整理する。 <p>【次回 WG までに準備すること】</p>

- ・ k3(鉛直構面のせん断抵抗要素)をパラメータとして解析を行い、小屋組と屋根面が一体と見なせる範囲を確認する。(担当:山崎)
- ・ 耐力壁線(内壁)の影響を確認するために、耐力壁線(内壁)の位置が変わる場合の解析を行う(k2(小屋梁構面のせん断抵抗要素)、kb(小屋梁構面の曲げ抵抗要素)の確認)。(担当:山崎)
- ・ 屋根形状は切り妻として実験を進める計画を立てる。(担当:山崎)

3. 断面の大きい軸材料の耐震性能に関する検討 (軸材料 WG【傾斜復元力】):資料 5、資料 6 シリーズ

【議論された内容】

- ・ 資料 5 学会梗概資料(取扱注意)の図 5(理論式と実験結果の包絡線の比較)は理論式と実験が合っていないと考えるのか。
→理論式では初期剛性が高いため、Ds の評価で影響があるかもしれない。ただし、図 5 のズレよりも鉛直荷重のとり方のばらつきの方が、全体に大きな影響を与える。鉛直荷重の負担面積を決めるため、まずは住宅系、文化財系の荷重データを収集する。
- ・ 柱の傾斜復元力のうち、 $p-\delta$ 効果による影響を考慮する必要がある。建築物全体で考える $p-\delta$ 効果とどのように整合性をとるかは検討事項である。
- ・ 資料 6-1 では、過去の実建物での復元力特性を示した。既存寺院では、全体の復元力特性に占める柱の傾斜復元力は $1/20\text{rad}$ でほぼ 0%となった。新築の三重塔では、全体の復元力特性に占める柱の傾斜復元力特性の割合は、 $1/15\text{rad}$ 時で 13.5%であった。この三重塔は、階高 3.5m、柱が $\phi 364\text{mm}$ であった。
- ・ 別事業で、瀧野委員が進めている検討は下記の通り。
 - ・ 貫の構面モデル(資料 6-2)の model1~model3 は、ほぞの寸法を修正して、再度解析を行っている。
 - ・ 礎石建ち・錘ありの板壁付きの構面モデル(資料 6-1 の図 9)の仕様で実験を行う予定である。
 - ・ ピン支点、錘なしの板壁付きの構面モデル(資料 6-1 の図 10)の解析を現在行っている。
 →次回 WG にてピン支点、錘なしの板壁付きの構面モデル(資料 6-1 の図 10)の解析結果を紹介

【次回 WG までに準備すること】

- ・ 柱が負担する荷重を検討するために、次の荷重データを収集
 - ①過去に収集しているデータ(担当:河合)
 - ②文化財に関するデータ(腰原先生に確認)
 - ③震動台実験のデータ(担当:中川)
- ・ 柱 1 本が受け持つ負担面積の考え方を示す(河合)。

4. 断面の大きい軸材料の耐震性能に関する検討(軸材料WG【接合部の回転抵抗】):資料6シリーズ

【議論された内容】

- ・ 接合部は、まず差し鴨居で検討を進める。
- ・ ピン支点、錘なしの板壁つきの構面モデル(資料6-1の図9の条件違い)の解析結果を踏まえて、同様の手法で差し鴨居でのモデルの検討を進める。

【次回WGまでに準備すること】

- ・ 過去の解析のうち、差し鴨居の抵抗力のデータを整理する。(担当:北守)

【次回以降の予定】

- ・ 全体委員会の日程は、
 - 8月10日(木) 10:00~12:00
 - 8月10日(木) 13:00~15:00
 - 8月18日(金) 13:00~15:00
 - 8月18日(金) 15:00~17:00の4候補で調整を進める。(→8月18日(金)13:00~15:00に決定)
- ・ 次回以降も合同WGとして開催。次回合同WGは、全体委員会の日程が決まり次第、8月18日(金)の空いた時間を設定する。(→8月18日(金)15:00~18:00に決定)
- ・ 次々回合同WGの予定は
 - 9月20日(水) 14:00~16:00

第 2 回合同 WG(軸材料の耐震性能検討 WG+屋根面のせん断性能検討 WG)

日時	2017 年 8 月 18 日 金曜日 15:00~18:00
場所	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス 1」
参加者 (敬称略)	委員:河合、五十田、槌本、中川、荒木、秋山、北守、瀧野、山崎、向坊 事務局:平野、山崎(議事録作成)

配付資料

資料 01:関係者名簿 WG 分担

資料 02:第 1 回合同 WG 議事録 20170706

資料 03:小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討

資料 04-01:柱傾斜復元力に関する検討-柱の負担面積の考え方-

資料 04-02:柱の傾斜復元力特性に関する解析的検討

資料 04-03:「重要文化財(建造物)耐震診断指針」参考資料集

資料 04-04:振動台実験 試験体の重量について

資料 05:断面の大きい軸材料の耐震性能に関する検討について(接合部の回転抵抗)

1. 第 1 回合同 WG 議事録の確認

- ・ 資料 2 の議事録によりこれまでの経緯と今回 WG での検討事項を確認した。

2. 小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討(屋根面 WG):資料 3

【議論された内容】

- ・ 本委員会での指摘事項の確認は以下の通り。
 - ・ 現在の検討は、1/120rad の耐力で検討しているということだが、クライテリアをどう設定するのか。屋根の変形は、小屋の構面部分と構面が無い中間部分では変形が異なり、構面部分で 1/120rad を許容すると、中間部分ではそれ以上となるだろう。全体の変形を 1/120rad 以下とする必要はないが、構面部分で 1/120rad 以下、屋根の一番変形の大きいところで 1/90rad 以下程度とするなど設定は必要ではないか。→考慮して進める。
 - ・ 告示にする際に、構面の定義を示しておく必要があるのではないか。わずかでも耐力壁がある面を構面とすることを許容すると、危険な状態になる場合がある。過去に設定した床面についても同じことが生じるため、運用上解説が必要か。→現在の検討段階では、特別な定義をしているわけではない。考慮して進める。
 - ・ 風と地震を分けて検討するのか。→現在の検討で外力は特にどちらと設定しているわけではない。手法としては同じ方法で進める。
 - ・ 告示で規定する内容は、スパンとアスペクト比だけではなく、小屋梁の接合部の仕様・位置なども規定する必要があるのではないか。→検討対象とする。

- ・ 軒の出が大きな屋根も同じように考えられるのか。伝木だと1m程度の軒の出はあり得る。風の吹上などの影響もある。
→現在のモデルで考慮していないわけではない。軒の出がある場合でもそれほど想定は変わらないと考えている。念のため検討に加えて確認しておく。
- ・ 最終的なイメージとしては、各構面の加算則が成立する仕様を示す。加算則が成立しない場合は、両側耐力とスパンの制限などで対応する、というまとめ方が考えられる。
- ・ 今後の展開としては、各要素の要素実験により k_1 、 k_2 、 k_3 等のバランスを把握。加算則の成立可否を検討し、その後小屋組全体の実験で確認する。

3. 断面の大きい軸材料の耐震性能に関する検討（軸材料WG【傾斜復元力】）：資料4シリーズ【議論された内容】

- ・ 本委員会での指摘事項の確認は以下の通り。
 - ・ 力のかかる方向によっては、柱の断面形状が異なる場合は断面寸法と高さの比が異なることになり、復元力特性が変わってくるのではないか。（2方向入力の考え方）
→○柱は平面上常に原点に戻ってくる形となるため問題がない（45度方向でも $1/\sqrt{2}$ とする必要が無い？）が、□柱の場合は反力の位置が対角線方向性に近づき径が大きくなるのと同じ効果が見られるが、支圧剛性 K_e に影響するめり込みは大きくなり、かなりややこしい。整理・確認が必要。
 - ・ 復元力特性のような非線形弾性の時には履歴減衰は考える必要は無いのか。
→考えない。限界耐力計算では、柱傾斜復元力では減衰は考えなくても良い。実験の場合には柱底面が衝突することで減衰が確認されるがかなり小さい。
 - ・ 柱の樹種が異なると、めりこみも異なるので支圧剛性 K_e が異なるのではないか。
→ご指摘通り。ただし、規準としては安全側で検討することで良いと思う。（スギを想定か。）

（資料4-1）

- ・ 固定荷重だけを考慮するのか、それとも積載荷重も加えるのか？
→積載荷重も考慮する。ただし、 $60\text{kg}/\text{m}^2$ とするのか、それとも実態を踏まえ $20\text{kg}/\text{m}^2$ 程度でよいとするのかは検討が必要である。柱の傾斜復元力に対して、積載荷重のばらつきがどのように影響するか検討する。
- ・ 柱の傾斜復元力、柱の負担面積の考え方は、最終成果物では告示上に示すのか、それとも手引書等を別途準備し、早見表のようなものを作成するのか。
→告示にはどこまで明記できるかは分からない。負担面積の考え方はグレー本を参照するというようにできればと考えている。

（資料4-2）

- ・ 解析と理論があっていない理由は何か？
→何が原因か確実には分からないが、解析モデルにおいて、横架材のめり込みを表現しづらいこと、柱が剛体として挙動していること、動的解析での衝撃力が加わっている可能性がある

ことなどが挙げられる。また、初期剛性が合わないのも解析モデルの条件によるものと考えられる。解析結果では絶対値を評価することは難しいため、重量を変化させるなどで変化率(傾向)を見ていただくことが重要であると思われる。

- ・ 瀧野委員が実施している他の事業では、どのような実験を行う予定か？
→まだ未定であるが、板壁モデル1(垂れ壁付き)のような試験体で振動台実験を想定している。その際、入力を2種類程度、重量を2~3段階変えてできないか考えているところである。

(資料4-3、4-4:重量関連資料の紹介)

【次回WGまでに準備すること】

- ・ 引き続き柱の負担面積の考え方を検討する。加えて、積載荷重を踏まえた柱の傾斜復元力のパラスタを行う。(担当:河合)
- ・ 本委員会での指摘事項の確認(力のかかる方向と柱形状の考え方)。(担当:河合)
- ・ 引き続き取り組んでいる解析(部分板壁の解析、偏荷重の解析、柱本数を増やした解析等)を紹介する。(担当:瀧野)

4. 断面の大きい軸材料の耐震性能に関する検討(軸材料WG【接合部の回転抵抗】):資料5

【議論された内容】

- ・ 差鴨居接合部の標準的な仕様をどのように設定するか。
→資料5では下記の通り、接合部の力学性能、軸組の中での性能の2つに分けて、検討項目・懸案事項が挙げられている。本事業の期間は2年であり、その中でできること、できないことを整理する必要がある。

○接合部の力学性能

- ・標準的な接合部仕様をいくつか取り上げる
- ・接合部の標準 M- θ 関係 推定式、実験結果との比較
- ・接合具やほぞの脆性破壊の検討、脆性破壊の可能性の高い仕様を排除する？
- ・接合具周りの標準寸法の決定が難しい。例えば長ほぞ込栓において、込み栓径、込み栓位置等のバランスが少々変わると靱性が大きく影響を受ける。どのように決め打ちするか。
- ・柱の曲げ破壊可能性の検討。断面欠損の影響、基準強度？直交ほぞ穴の影響など。
- ・以上を考慮し、接合部ごとに剛性・靱性指標等を考慮した M- θ 関係における基準モーメントを定める。
- ・寸法範囲ごとに表として示す。
- ・接合具耐力で決定されるため、柱径や柱樹種ごとに異なった耐力表を用意する必要性は小さい。(ただし、仕口せいが大きいときには柱曲げ破壊の可能性が高まるため検討が必要。)

○軸組の中での性能

- ①構面に用いられている接合部の種類ごとに与えられた許容モーメントを参照

- ②許容モーメント×接合部劣化係数
- ③上を構面全体で累加
- ④③を階高で除して構面基準耐力を得る。

- ・ある程度靱性が期待できる仕様のみ適用範囲を制限する。
- ・仕口耐力性能に方向性があるため、両者を考慮した積算とする。
- ・構面剛性については柱の曲げ変形の影響を考慮するかどうか。FEM？または数値計算による影響評価
- ・小壁と同時に用いられている場合、耐力値の加算が可能かどうか(原則的には小壁性能は小壁部のみで成り立っていると見なしているため、加算可能？)
- ・ただし、壁の抵抗によりその周囲で層間変形角>部材角となっており、接合耐力値が小さくなると考えられ、その点考慮するかどうか。→FEMによる検討が必要。
- ・位置関係による影響(複数接合部がある場合の柱の曲げ、梁に生じる軸力の影響)を考慮するかどうか)
- ・鉛直力の影響等(P- δ の影響)は別途評価すべき

【次回 WG までに準備すること】

- ・ 検討事項・懸案事項から、2年で実現可能な範囲で検討事項を整理し、計画及びアウトプットのイメージを示す。(担当:北守)

【次回以降の予定】

- ・ 次回合同 WG の予定は
9月20日(水) 14:00~16:00(@オアシス)
- ・ 次々回合同 WG の予定は
11月9日(木) 17:00~19:00(@オアシス)

第 3 回合同 WG(軸材料の耐震性能検討 WG+屋根面のせん断性能検討 WG)

日時	2017 年 9 月 20 日 水曜日 14:00~17:00
場所	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス 1」
参加者 (敬称略)	委員:河合、五十田、槌本、中川、荒木、秋山、北守、瀧野、山崎、向坊、佐藤 事務局:平野(議事録作成)、山崎
配付資料	<p>資料 01:関係者名簿 WG 分担</p> <p>資料 02-1:第 1 回委員会 議事録 20170818</p> <p>資料 02-2:第 2 回合同 WG 議事録 20170818</p> <p>資料 03:小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討</p> <p>資料 04:柱の傾斜復元力特性に関する解析的検討</p> <p>資料 05:接合部の回転抵抗(差し鴨居)</p> <p>1. 第 2 回合同 WG 議事録の確認</p> <ul style="list-style-type: none"> 資料 2 の議事録の確認をした。 <p>2. 小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討(屋根面 WG):資料 3</p> <p>【議論された内容】</p> <ul style="list-style-type: none"> 資料 3 の p.14 屋根構面-小屋梁構面間の接合部の検討では、クライテリアを何で決めているのか？ →床倍率 0.3。これでせん断力を決めて、それと釣り合う小屋貫の 1/120rad 時のせん断力を求めて、端垂木の耐力で決まるクライテリアから、許容スパンを算出している。 →この検討だと、床倍率が小さいほど許容スパンが大きくなるということになる。クライテリアの設定の仕方を変えて検討してみたい。 具体的には、耐力をクライテリアとして検討をしてみたい。実際の建物では、屋根構面や小屋組で壊れることは無い。変形が 1/120rad や 1/90rad を超えていたとしても、耐力ベースで問題がなく、かつ、変形を許容しているというのが実態。2/3Pmax ぐらいで何が起きているのかを検証して、変形が大きくなっても破壊に至らないことが証明できればそれをベースに検討できると思う。 この検討は、現在は外周の妻壁の貫だけという設定だと思うが、実際には土壁があるなど、鉛直構面が負担できるせん断力は大きいのではないか。 <p>【次回 WG までに準備すること】</p> <ul style="list-style-type: none"> 耐力をクライテリアとした場合の検討を進める。(山崎) <p>3. 断面の大きい軸材料の耐震性能に関する検討 (軸材料 WG【傾斜復元力】):資料 4</p> <p>【議論された内容】</p>

- ・ 板壁等が部分的に入った構面では、柱の曲げが生じて復元力が低下する。解析を進めれば復元力が見込める条件を整理できるかと思う。
→板壁と一体となって全体転倒するようになり、全体として復元力を考えてもいいということにはならないのか。構面に入ってくる壁の性能・位置・量によって全体転倒(柱の復元力は0)から個別転倒(柱の復元力最大)までのどこに位置するのかが決まる？
→理論としてはそうだが、実際の伝木の仕様を考えた場合には、全体転倒となる条件のものは無いと思われる。
- ・ 具体的な検討を進めるために、復元力を見込める建物の条件・仕様を検討し、かつ、告示のターゲットとして設定したい。手法としては、瀧野が実施している解析から整理していく方法と、実際の設計で復元力の寄与を期待している物件から整理していく方法を取る。
- ・ 復元力の設定については、限界耐力計算においても、設計者によって判断が異なる。復元力の寄与を期待できる条件の整理が進めば、今回の告示に落とし込むのと同時に、その当たりの考え方のルールなども示せるかも。

【次回 WG までに準備すること】

- ・ 解析を進めて、板壁などの有無や柱のプロポーシオンによる復元力を見込める条件を検討する。(瀧野)
- ・ 復元力を見込んだ設計を行っている事例を、神社仏閣系と住宅系の2種類を用意して、検討を進める。(河合)
- ・ 既に着手している柱の復元力特性の実験の速報を紹介する。(河合)

4. 断面の大きい軸材料の耐震性能に関する検討(軸材料 WG 【接合部の回転抵抗】):資料 5

【議論された内容】

- ・ 差し鴨居、雇いホゾの仕口の回転抵抗性能の概算値を求める基本算定式を検討しているが、この部分の検討内容は告示等で示されるわけでは無いため、もとの難しい式で詳細に検討するのもいいのでは？
→元の式では、ほとんど影響を受けないと思われるパラメーターも多く、パラスタ等を行う際に整理がしづらいため、検討時に使用したい算定式を検討した。
→軸組の中に組み込まれた接合部になると、押さえ込みの効果等から、ほとんど性能に影響を及ぼさないパラメーターもあるかもしれない。

【次回 WG までに準備すること】

- ・ 今回示した接合部としての検討を進め、実験値との比較などを行う。また、合わせて軸組の中に組み込まれた場合の検討方法について整理し提案する。(北守)

以下参考 0818 資料 5 より抜粋 検討の進め方および進める上での懸案事項

○接合部の力学性能

- ・標準的な接合部仕様をいくつか取り上げる
- ・接合部の標準 M-θ 関係 推定式、実験結果との比較

- ・接合具やほぞの脆性破壊の検討、脆性破壊の可能性の高い仕様を排除する？
- ・接合具周りの標準寸法の決定が難しい。例えば長ほぞ込栓において、込み栓径、込み栓位置等のバランスが少々変わると靱性が大きく影響を受ける。どのように決め打ちするか。
- ・柱の曲げ破壊可能性の検討。断面欠損の影響、基準強度？直交ほぞ穴の影響など。
- ・以上を考慮し、接合部ごとに剛性・靱性指標等を考慮した $M-\theta$ 関係における基準モーメントを定める。
- ・寸法範囲ごとに表として示す。
- ・接合具耐力で決定されるため、柱径や柱樹種ごとに異なった耐力表を用意する必要性は小さい。(ただし、仕口せいが大きいときには柱曲げ破壊の可能性が高まるため検討が必要。)

○軸組の中での性能

- ①構面に用いられている接合部の種類ごとに与えられた許容モーメントを参照
- ②許容モーメント×接合部劣化係数
- ③上を構面全体で累加
- ④③を階高で除して構面基準耐力を得る。

- ・ある程度靱性が期待できる仕様のみ適用範囲を制限する。
- ・仕口耐力性能に方向性があるため、両者を考慮した積算とする。
- ・構面剛性については柱の曲げ変形の影響を考慮するかどうか。FEM？または数値計算による影響評価
- ・小壁と同時に用いられている場合、耐力値の加算が可能かどうか(原則的には小壁性能は小壁部のみで成り立っていると見なしているため、加算可能？)
- ・ただし、壁の抵抗によりその周囲で層間変形角>部材角となっており、接合耐力値が小さくなると考えられ、その点考慮するかどうか。→FEMによる検討が必要。
- ・位置関係による影響(複数接合部がある場合の柱の曲げ、梁に生じる軸力の影響)を考慮するかどうか)
- ・鉛直力の影響等($P-\delta$ の影響)は別途評価すべき

5. その他

【次回以降の予定】

- ・ 次回合同 WG の予定は
11月9日(木) 17:00~19:00(@オアシス)
- ・ 次々回合同 WG の予定は
12月21日(木) 17:00~19:00(@オアシス)
- ・ 第2回委員会(最終)の予定は
1月15日(月) 18:00~20:00(@オアシス)

第 4 回合同 WG(軸材料の耐震性能検討 WG+屋根面のせん断性能検討 WG)

日時	2017 年 11 月 9 日 木曜日 17:00~19:00
場所	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス 1」
参加者 (敬称略)	委員:河合、五十田、槌本、荒木、秋山、藤田、北守、瀧野、山崎、佐藤 行政:高木、徳竹 事務局:山崎(議事録作成)
配付資料	<p>資料 01:関係者名簿 WG 分担</p> <p>資料 02:第 3 回合同 WG 議事録 20170920</p> <p>資料 03-01:小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討</p> <p>資料 03-02:小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討(補足)</p> <p>資料 04:柱の傾斜復元力を見込んだ設計事例</p> <p>資料 06:柱の傾斜復元力特性に関する解析的検討</p> <p>資料 07:接合部の回転抵抗</p> <p>1. 第 3 回合同 WG 議事録の確認</p> <ul style="list-style-type: none"> 資料 2 の議事録の確認をした。 <p>2. 小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討(屋根面 WG):資料 3 シリーズ</p> <p>【議論された内容】</p> <ul style="list-style-type: none"> 資料 3-1 の参考文献 1 で示されているせん断力と、資料 3-1 の式(6)、式(8)(参考文献 2 より用いた式)から表 3 で示されているスパン 12m を算出している。 → 屋根を、単純な等分布荷重の梁に置き換えて、上記せん断力がかかるものとして単位あたりの屋根荷重を簡易的に算出した。その結果から、上記式より導き出されたスパンは妥当なところであることを確認した。 資料 3-1 の図 7(内壁の負担割合 β に対する α の変化)で、偏心なし(壁率比=1)で $\beta=0.5$ の時、$\alpha=0$ になるのはなぜか?実際にはせん断力は発生しているのではないか。 → 資料 3-1 の図 4-b で示しているせん断力分布から、偏心なし(壁率比=1)で $\beta=0.5$ の時、$\alpha=0$ となる。全く偏心のない条件であれば、図 7 のようになる。 資料 3-1 の表 3(小屋梁組の全スパン(2l)の最大値)で床倍率 0.53 の場合、平屋・偏心なしが 12m、2 階建て・偏心なしが 8.76m となっているが、2 階の A_i 分布と合わないのはなぜか。 → 資料 3-1 の式(6)、式(8)(参考文献 2 より用いた式)で、1 階・2 階の床面積が等しいという条件で算出すると、表 3 のようになる。 細かな数値については精査が必要ではあるが、全体の流れとしては、資料 3-1 で示されたように進めればよいと思われる。 <p>【次回 WG までに準備すること】</p>

- ・ 今年度報告書に向けたこれまでの整理と、実験計画の策定を進める。(山崎)

3. 断面の大きい軸材料の耐震性能に関する検討 (軸材料 WG【傾斜復元力】):資料 4、6

【議論された内容】

(資料 4、資料 5)

- ・ 資料 4(柱の傾斜復元力を見込んだ設計事例)で、神社仏閣系、住宅系と議事録にはあったが、住宅系の事例は見当たらなかった。
- ・ 資料 5(柱の傾斜復元力特性に関する実験の紹介)は、欠番。施設内の事故により当初の実験予定が見直され未実施のため。11 月 20 日から始める予定である。

(資料 6)

- ・ 資料 6 で、解析を行っているデータの各種寸法はいくつか。
 - 柱が 400mm 角、スパンは 2150mm ずつである。高さはすぐに回答できないため、次回示す。
- ・ 自重をかけ剛体で柱脚の滑りを防止した解析モデルと自重なしでピン柱脚とした解析モデルの差から柱の傾斜復元力を抽出した場合に、理論値と解析値が合わないのはなぜか。
 - 2 つの解析モデルの差から、柱の傾斜復元力のみを抽出するのは難しい。
 - 資料 6 で示した柱・貫の曲げモーメント、軸力の解析結果から、解析値と理論値のずれはおおよそ柱の傾斜復元力の解析結果のずれと似ていることが確認できたため、仕様の比較検討として解析を利用できるものと考えている。

【次回 WG までに準備すること】

- ・ 今年度報告書に向け、柱の傾斜復元力特性の考え方の整理、来年度に向けた実験での検証方法を示す。(河合)
- ・ 柱の復元力特性の実験の速報を紹介する。(河合)

4. 断面の大きい軸材料の耐震性能に関する検討(軸材料 WG【接合部の回転抵抗】):資料 5

【議論された内容】

- ・ 最終的にどのようにまとめるのか？
 - 現段階では決まっていない。
 - 接合部の剛性・耐力ともに大きいものではないため、引き続き骨組解析を進め、設計上カウントできる仕様の範囲を整理する。
 - それを踏まえて最終的なイメージを整理する。
- ・ 垂れ壁が入ると、接合部の剛性・耐力としては小さくなるが、現在はまだ検討対象としていない。
 - 検討対象とするかどうかを含めて、今後検討する。

【次回 WG までに準備すること】

- ・ 今年度報告書に向け、最終的な告示のイメージを整理する。(北守)
- ・ 引き続き骨組解析を進める。(北守)
- ・ 来年度に向けた実験での検証方法を示す。(北守)

5. その他

【今年度の進め方】

- ・ 次回合同 WG(12/21)へ向け、最終委員会・報告書を見据えた資料を作成
- ・ 次々回合同 WG(2/20)にて、最終委員会での指摘事項を踏まえた報告書案を準備
→ 最終委員会での指摘事項はメール等にて WG の各委員に連絡

【次回以降の予定】

- ・ 次回合同 WG の予定は
12月21日(木) 17:00～19:00(@オアシス)
- ・ 次々回合同 WG の予定は
2月20日(火) 18:00～20:00(@オアシス)

- ・ 第2回委員会(最終)の予定は
1月15日(月) 18:00～20:00(@オアシス)

第 5 回合同 WG(軸材料の耐震性能検討 WG+屋根面のせん断性能検討 WG)

日時	2017 年 12 月 21 日 木曜日 17:00~19:00
場所	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス 1」
参加者 (敬称略)	委員: 河合、五十田、槌本、荒木、中川、秋山、藤田、瀧野、山崎、佐藤 行政: ー 事務局: 平野(議事録作成)、山崎
配付資料	<p>資料 01: 関係者名簿 WG 分担</p> <p>資料 02: 第 3 回合同 WG 議事録 20170920</p> <p>資料 03: 小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討</p> <p>資料 04: 柱傾斜復元力に関する検討 一柱の負担面積の考え方ー ver.3</p> <p>資料 05: 2017 年柱傾斜復元力模型実験 速報</p> <p>資料 06: 柱の傾斜復元力に関して 3 次元有限要素解析</p> <p>資料 07: 断面の大きい軸材料の耐震性能に関する検討について(接合部の回転抵抗)</p> <p>資料 08: 報告書目次案</p> <p>1. 第 4 回合同 WG 議事録の確認</p> <ul style="list-style-type: none"> 資料 2 の議事録の確認をした。 <p>2. 断面の大きい軸材料の耐震性能に関する検討 (軸材料 WG【傾斜復元力】): 資料 4、5、6 (資料 4、資料 5)</p> <ul style="list-style-type: none"> 柱の負担面積の考え方は原則を示し、具体的な計算を行う場合にはそれに限らないという方法にしたい。 原則として示す柱の負担面積の考え方をどこまで場合分けするかは、建物全体の水平耐力の何%をカバーできるのかから考えるのが良いのではないか。実際の建物では、3~4%が良いところ。これをいくら場合分けしても、そのうちの 10%程度しか影響しないなら、複雑なことをやる必要は無い。 検討の結果、仕様規定的に活用できるほどの性能は確保できない場合であっても、理論を示すことには大きな意味があるので、その方向で検討を進めてはどうか。 既往の理論式を変更・修正するためには、柱の上下が木の場合や実際の建物のような他の要素が入った場合の影響について検討し、実験で確認する必要がある。 次回の委員会については、これまでの検討結果について、河合が資料を作成する。 <p>(資料 6)</p> <ul style="list-style-type: none"> 資料 6 で、モデル 1(礎石建ちモデル・梁のみ)での解析結果と既往の論式の比較で負勾配になる点等を含め若干のズレが生じている。理論式との比較という意味では、柱だけのモデルでの解析と比較することも必要かと考えている。 柱の復元力特性を推定するには、柱両端の曲げバネを評価して、上部質量の P-Δ 効果を足

しあわせる力学モデルで可能ではないかと考えている。

→ 設計用の簡略化したものになるが、耐震診断では同様の考え方を示している。鉛直荷重がパラメーター、バネは木とのめりこみバネとなるが、バネの決め方を定義することができればいいのではないか。

- ・ 現在進めている科研費での検討・実験は H29 年度で修了する。それらの成果を踏まえた上で、理論式を完成させるために来年度必要な実験などがある場合には、実験計画も合わせて示すこと。

【委員会までに準備すること】

- ・ 資料 4、5 については、委員会用の資料を河合で作成する。
- ・ 資料 6 については、このまま委員会での資料とする。

3. 断面の大きい軸材料の耐震性能に関する検討(軸材料 WG【接合部の回転抵抗】):資料 5

- ・ 北守は欠席。提出された資料内容を確認。
- ・ 最終的なアウトプットのイメージが決まるのはまだ先。
 - 接合部の剛性・耐力ともに大きいものではない可能性が高いので、引き続き骨組解析を進め、設計上カウントできる仕様の範囲を整理する。
 - 垂れ壁が入ると接合部の剛性・耐力としては小さくなる可能性が指摘されていたが、今回の資料で示したように、差し鴨居接合部は垂れ壁と組み合わせた場合においても、十分評価するに足る耐力性能を有することが確認できた。
 - 今後、モデルを変更(垂れ壁構面と接合部を一緒くたに並列バネでモデル化)して垂れ壁付き独立柱の数式評価を試みる。

【委員会までに準備すること】

- ・ これまでの検討の流れのメモの作成を北守に依頼。これまでの資料に加えて委員会資料とする。

4. 小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討(屋根面 WG):資料 3 シリーズ

- ・ これまでの検討の流れとその結果をとりまとめた資料について説明。
- ・ 来年度の実験計画について説明。
 - 屋根の各部の仕様にはバリエーションがある。具体的な仕様のバリエーションについて整理して、要素実験の対象とする。その上で、安全側かつ実際にある組み合わせの仕様で小屋組実験を実施。
 - 要素実験の屋根構面、小屋梁構面の実験と、それらを組み合わせた小屋組実験の試験体は、3.64m × 5.46m 程度の大きさが必要。実施場所の候補は、建築研究所、建材試験センター、近畿大学で検討をすすめる。
 - 試験場の確保などから考慮して、来年度早めに実験を実施したいので、今年度中に実験計画を具体化する。

【委員会までに準備すること】

- ・ 委員会に提出する資料は、本日の資料に、これまでの資料を時系列で添付する。(事務局)

5. その他

- ・ 目次案→ 4章について、4.1 および 4.2 は河合担当、4.3 が瀧野担当とする。
- ・ 第2回委員会(最終)の予定は1月15日(月) 18:00~20:00(@オアシス)
委員会前日1月14日日曜日まで、各担当者は上に示した資料を作成の上、事務局に送付。
- ・ 次回合同WGの予定は2月20日(火) 18:00~20:00(@オアシス)
2月28日に提出予定の報告書案について、内容確認を行う。
合わせて、次年度の実験計画等、必要に応じて検討を行う。

第 6 回合同 WG(軸材料の耐震性能検討 WG+屋根面のせん断性能検討 WG)

日時	2018 年 2 月 20 日 火曜日 18:00~20:30
場所	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス 1」
参加者 (敬称略)	委員: 河合、五十田、槌本、中川、荒木、秋山、北守、瀧野、山崎、向坊 行政: 高木、徳竹 事務局: 平野(議事録作成)、山崎

配付資料

資料 01: 関係者名簿 WG 分担

資料 02-1: 第 5 回合同 WG 議事録 20171221

資料 02-2: 第 2 回委員会 議事録 20180115

資料 03: 断面の大きい軸材料の接合部の回転抵抗に関する検討

資料 04: 柱の復元力特性 取りまとめ方針

資料 05: 貫および板壁を含む軸組構面における柱の傾斜復元力特性に関する検討

資料 06: 小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討

資料 07: 事業報告書 目次

1. 各種議事録の確認(事前配布済)

2. 断面の大きい軸材料の接合部の回転抵抗に関する検討: 資料 NO.03

- ・ 今回の資料は今年度実施した検討の流れと結果を示している。検討手法の解説や結果に対する考察については、このあと〆切りまでに追加したい。
- ・ 土壁の垂れ壁の効果と接合部の効果を確認した増分解析については、接合部のみの架構では行っていない。それも追加する。
- ・ 今年度の検討で、解析を行うためのモデルができて、垂れ壁付き構面の解析を行って接合部の効果を確認でき、評価しうる耐力があることがわかった。
- ・ 仕口は差し鴨居のみが検討対象だが、他の仕口を検討対象に加える積極的な理由はあまりないように思われる。
- ・ 来年度は、このモデルをベースに、通し柱の場合、柱に断面欠損がある場合など、ありえるケースを整理して解析を行いたい。
- ・ 最終的なとりまとめには、構面の仕様によって場合分けを行い、それぞれで何が生じるのか、どのような耐力のカウントを行うべきか(加算則が成り立つのか)を整理することになるのではないかと。例えば、土壁の垂れ壁が付くと、土壁の耐力で決まる。
- ・ 来年度の実施内容(積み残し課題)についてもまとめて、報告書に記載する。確認実験が必要な場合は、その計画についても記載する。

4. 柱の復元力特性に関する検討: 資料 NO.04、05

- ・ 報告書の 4 章の 4.1、4.2 については、第 2 回の委員会で提出した内容とする。

- ・ 柱の傾斜復元力の検討課題は以下の3つ。
 - ①上下に横架材がありめり込みが生じる場合や、柱断面の端部の圧壊が生じる場合の復元力特性の荷重変形関係の確認
 - ②住宅を対象とした場合の柱の負担面積の算出方法
 - ③柱に曲げが生じる場合(垂れ壁や貫などがある場合)に加算則が成り立つかどうか
- ・ 資料NO.04は、柱の負担面積の略算方法(柱間の中間線によるもの)について、グレー本の算出方法との比較を行った。対象としている柱については、全て安全側となっているが、復元力特性をみる対象となる全ての柱が安全側になるわけではない可能性が高い。
来年度は、建物パターンをいくつか設定し、実際にグレー本の算出方法と略算方法の比較を行い、検討をしたい。
- ・ 加算則が成り立つかどうかは、資料NO.05の解析的検討にて、可能であるという結果が得られている。ただし、これは柱断面の端部の圧壊などについては組み込めていないモデルでの解析なので、その影響を確認する必要がある。
- ・ 柱断面の端部の圧壊や上下に横架材がありめり込みが生じる場合の検証については、解析では難しく、実験によることになる。来年度はその実験を行いたい。
- ・ 実験のパラメーターは、以下のようなものが想定される
 - ①柱の位置 → 剛体に挟まれた状態／上下に横架材がある状態
 - ②柱の断面 → 120 mm、150 mm、180 mm
 - ③柱形状 → ○、□(□の場合、方向も対象か→◇)
 - ④軸力の大きさ
試験体の大きさとしては、高さは1m前後
- ・ 実験は、軸力と水平力を同時にかけることができるものが必要なもので、奈良女子大ではできない。瀧野が実施しやすい関西で実施場所を検討。近畿職業能力開発大学(岸和田)が候補。
- ・ 今年度の初めに検討した、建物全体に占める復元力特性の効果の割合等を検討した部分については、詳細な検討ではないため、資料NO.05(報告書第4章4.3)には含めていない。報告書としても納まりがわるいため、この部分は、第4章の4.1もしくは4.2に含めることとする。掲載するかどうかも含め、河合・瀧野で調整し報告書を作成。

4. 小屋ばり組に要求される構造性能に関する検討:資料NO.06

- ・ 第2回委員会で指摘があった内容を追加して報告書を取りまとめた。今回追記した部分は赤字で示す。
 - ① 桁行が長いバージョンの図に変更し、力の流れを明示し検討した。
 - ② 寄せ棟や方形については、切り妻で検討すれば問題無いことを、既往の研究の分析にて示した。
 - ③ 直交方向(張間方向)の力については、垂木と束、小屋梁のトラス効果を確認した。
 - ④ 和小屋は下に入る耐力壁の位置は無関係となるので、棟の位置とは関係ない部分に耐力壁がくる場合について、「小屋梁構面に集中荷重を受ける場合」として検討方法を示した。

- ・ 合わせて、来年度に実施予定の屋根および構面の要素実験計画についても示した。屋根構面試験体は 3.64×2.993 、小屋ばり構面試験体および小屋ばり組試験体は 5.46×3.64 となり、東工大での実施は無理。治具等の製造も必要なため、建築研究所で行うことで計画を進める。

5. 今後のスケジュール

- ・ 各担当で作成した報告書の事務局への提出は 2 月 28 日水曜日中とする。(北守のみ 3 月 4 日日曜日中)
- ・ 今年度の成果報告会が 4 月 25 日にあり、発表時間は 13:30 から 25 分間(発表 20 分・質疑 5 分)。発表会用のパワポの作成も各担当に依頼。報告書の提出後に、各自 5 枚程度で作成。事務局がとりまとめ、報告会で配布。