平成 27 年度　国土交通省　建築基準整備促進事業

平成 27 年度

全面に土が塗られていない土塗壁等で構成された木造建築物の設計基準に関する検討

事業報告書

平成 28 年 3 月

株式会社ドット・コーポレーション

平成 27 年度　国土交通省　基準整備促進事業
全面に土が塗られていない土塗壁等で構成された木造建築物の設計基準に関する検討

事業報告書　目次

第 1 編　事業の概要とまとめ

第 1 章　事業内容

1.1　本事業の目的 ..... 第 1 章-p1
1.2　実施概要 ..... 第 1 章-p1
1.3　実施体制 ..... 第 1 章-p2
1.4　実施スケジュール ..... 第 1 章-p4

第 2 章　添付資料

2.1　委員会議事録 ..... 第 3 章-p1
2.2　土塗壁検討ワーキンググループ議事録 ..... 第 3 章-p7
2.3　データベース整備検討ワーキンググループ議事録 ..... 第 3 章-p17

第２編　土塗壁検討ワーキンググループ報告書

第 1 章　土塗壁検討ワーキンググループの概要

1.1　事業概要 ..... 第 1 章-p1
1.2　実施体制 ..... 第 1 章-p1
1.3　事業成果の概要 ..... 第 1 章-p3
1.3.1　土壁を含む構面の水平加力実験の概要 ..... 第 1 章-p3
1.3.2　フレームモデルの汎用解析ソフトによる解析的検証の概要 ..... 第 1 章-p6

第 2 章　全面土壁構面の水平加力実験

2.1　実験の目的および概要 ..... 第 2 章-p1
2.2　実大構面実験 ..... 第 2 章-p3
2.2.1　試験体 ..... 第 2 章-p3
2.2.1.1　試験体概要 ..... 第 2 章-p3
2.2.1.2　試験体作成 ..... 第 2 章-p19
2.2.2　実験方法 ..... 第 2 章-p22
2.2.2.1　加力計画 ..... 第 2 章-p23
2.2.2.2　計測計画 ..... 第 2 章-p23
2.2.3　実験結果 ..... 第 2 章-p31
2.2.3.1　荷重-変形関係 ..... 第 2 章-p31
2.2.3.2　破壊性状 ..... 第 2 章-p36
2.2.3.3　変形図 ..... 第 2 章-p52
2.2.3.4　壁倍率の算出 ..... 第 2 章-p53
2.2.4　考察 ..... 第 2 章-p61
2.2.4.1　土台仕様と足固め仕様の違い ..... 第 2 章-p61
2.2.4.2　壁仕様の違い ..... 第 2 章-p64
2.3　実大実験に関係する材料試験 ..... 第 2 章-p65
2.3.1　木材要素の材料試験 ..... 第 2 章-p65
2.3.1.1　実験概要 ..... 第 2 章-p65
2.3.1.2　含水率 ..... 第 2 章-p65
2.3.1.3　密度 ..... 第 2 章-p66
2.3.1.4　木材材料試験（曲げ試験）結果 ..... 第 2 章-p71
2.4　付録 ..... 第 2 章-p72
2.4.1　<依頼試験結果>　土壁耐力壁面内せん断試験成績書 ..... 第 2 章-p72
2.4.2　<依頼試験結果>　含水率測定試験成績書 ..... 第 2 章-p174
2.4.3　<依頼試験結果>　密度測定試験成績書 ..... 第 2 章-p178
2.4.4　<依頼試験結果>　曲げヤング係数測定試験成績書 ..... 第 2 章-p183

第 3 章　フレームモデルによる解析検証

3.1　検討の目的と概要 ..... 第 3 章-p1

3.2　実大実験のモデル化.....第 3 章-p2
3.2.1　解析モデル.....第 3 章-p2
3.2.1.1　解析モデルおよび解析諸元.....第 3 章-p2
3.2.1.2　接合部のモデル化.....第 3 章-p3
3.2.1.3　土壁のモデル化.....第 3 章-p5
3.2.1.4　解析を行う試験体.....第 3 章-p6
3.2.2　実験結果と解析結果の比較.....第 3 章-p7
3.2.2.1　土台 2P-1.....第 3 章-p7
3.2.2.2　足固め 2P.....第 3 章-p8
3.2.2.3　土台 1P-1.....第 3 章-p9
3.2.2.4　足固め 1P.....第 3 章-p10
3.2.2.5　フレーム試験体（足固め 2P-F、土台 1P-F、足固め 1P-F）.第 3 章-p11
3.2.2.6　まとめ.....第 3 章-p12
3.2.3　簡易モデルの検討.....第 3 章-p13
3.2.3.1　簡易モデル.....第 3 章-p13
3.2.3.2　まとめ.....第 3 章-p18
3.3　簡易モデルによる解析的検討.....第 3 章-p20
3.3.1　解析モデル.....第 3 章-p20
3.3.1.1　解析モデルおよび解析諸元.....第 3 章-p20
3.3.1.2　解析パラメータ.....第 3 章-p21
3.3.1.3　解析結果の検討.....第 3 章-p23
3.3.2　解析結果.....第 3 章-p25
3.3.2.1　荷重変形関係.....第 3 章-p25
3.3.2.2　荷重変形関係の比較.....第 3 章-p32
3.3.2.3　4 指標の計算値と低減率.....第 3 章-p33
3.3.3　足固め仕様の土壁の壁倍率の検討まとめ.....第 3 章-p41

第３編　データベース整備検討ワーキンググループ報告書

第 1 章　設計用データベース検討ワーキンググループの概要

1.1　事業概要 ..... 第 1 章-p1
1.2　実施体制 ..... 第 1 章-p2

第 2 章　データベースの整備方針

2.1　データベースの整備方針 ..... 第 2 章-p1
2.1.1　前提となる建築物の種類と設計法 ..... 第 2 章-p2
2.2　データ収集の対象 ..... 第 2 章-p4

第 3 章　データベース（DB）の作成

3.1　軸組－柱梁横架材接合部・継手 ..... 第 3 章-p1
3.1.1　柱梁横架材接合部の種類とその範囲 ..... 第 3 章-p1
3.1.1.1　継手 ..... 第 3 章-p1
3.1.1.2　仕口 ..... 第 3 章-p3
3.1.2　データ収集リスト他 ..... 第 3 章-p7
3.1.2.1　継手のデータ数及び分類 ..... 第 3 章-p7
3.1.2.2　仕口のデータ数及び分類 ..... 第 3 章-p7
3.1.2.3　継手・仕口データベースにおいて検索した実験の一覧 ..... 第 3 章-p8
3.1.3　選別したデータより作成した DB ..... 第 3 章-p23
3.1.3.1　腰掛鎌継ぎ手の引張り剛性と耐力 ..... 第 3 章-p23
3.1.3.2　追掛け大栓継ぎ手の引張り剛性と耐力 ..... 第 3 章-p30
3.1.3.3　ホゾ仕口 ..... 第 3 章-p40
3.2　軸組－柱脚・基礎 ..... 第 3 章-p47
3.2.1　柱脚・基礎の種類とその範囲等 ..... 第 3 章-p47
3.2.2　データ収集リスト他 ..... 第 3 章-p47
3.2.3　選別したデータより作成した DB ..... 第 3 章-p49
3.2.4　今後の DB 充実のための提案 ..... 第 3 章-p68
3.3　軸組－通し柱 ..... 第 3 章-p69
3.3.1　概要 ..... 第 3 章-p69
3.3.2　データ収集リスト他 ..... 第 3 章-p70
3.3.3　選別したデータより作成した DB ..... 第 3 章-p76
3.4　壁－板壁：全面・垂れ壁・腰壁 ..... 第 3 章-p80
3.4.1　板壁の種類と特徴 ..... 第 3 章-p80
3.4.2　データ収集リスト他 ..... 第 3 章-p82
3.4.2.1　縦羽目板壁 ..... 第 3 章-p82
3.4.2.2　落し板壁（ダボなし） ..... 第 3 章-p83
3.4.2.3　ダボ入り板壁 ..... 第 3 章-p84
3.4.2.4　吸い付き桟付き板壁 ..... 第 3 章-p85

3.4.2.5　木摺り壁・下見板壁 ..... 第 3 章-p86
3.4.3　選別したデータより作成した DB ..... 第 3 章-p87
3.4.3.1　落し板壁（ダボなし） ..... 第 3 章-p87
3.4.3.2　ダボ入り板壁 ..... 第 3 章-p89
3.4.3.3　吸い付き桟付き板壁 ..... 第 3 章-p97
3.4.4　今後の DB 充実のための提案 ..... 第 3 章-p100
3.5　壁－土塗壁 ..... 第 3 章-p101
3.5.1 壁－土塗壁：全面 ..... 第 3 章-p101
3.5.1.1 概要 ..... 第 3 章-p101
3.5.1.2　データ収集リスト他 ..... 第 3 章-p102
3.5.1.3　選別したデータより作成した DB ..... 第 3 章-p104
3.5.1.4 今後の DB 充実のための提案 ..... 第 3 章-p116
3.5.2 壁－土塗壁：垂れ壁・腰壁 ..... 第 3 章-p117
3.5.2.1　概要 ..... 第 3 章-p117
3.5.2.2　データ収集リスト他 ..... 第 3 章-p119
3.5.2.3　選別したデータより作成した DB ..... 第 3 章-p123
3.6　水平構面等－床・野地板 ..... 第 3 章-p127
3.6.1　床構面の種類 ..... 第 3 章-p127
3.6.1.1　理論式 ..... 第 3 章-p128
3.6.2　データ収集リスト他 ..... 第 3 章-p129
3.6.3　選別したデータより作成した DB ..... 第 3 章-p129
3.6.3.1　小幅板直貼り仕様 ..... 第 3 章-p129
3.6.3.2　小幅板+転ばし根太仕様 ..... 第 3 章-p145
3.6.3.3　半剛床仕様 ..... 第 3 章-p157
3.6.4　今後の DB 充実のための提案 ..... 第 3 章-p169
3.6.5　理論値の比較に使用可能なデータ ..... 第 3 章-p170
3.7　水平構面等－小屋組 ..... 第 3 章-p176
3.7.1　小屋組の種類 ..... 第 3 章-p176
3.7.2　データ収集リスト他 ..... 第 3 章-p176
3.7.3　選別したデータより作成した DB ..... 第 3 章-p178
3.7.3.1　切妻屋根 ..... 第 3 章-p178
3.7.3.2　寄棟屋根 ..... 第 3 章-p191
3.7.3.3　方形屋根 ..... 第 3 章-p201
3.7.4　今後の DB 充実のための提案 ..... 第 3 章-p207
3.8　伝統木造データベースにおける樹種の取扱について ..... 第 3 章-p208
3.8.1　接合耐力の計算における樹種の取扱い ..... 第 3 章-p208
3.8.2　材料特性値の適用に関する樹種の取扱い ..... 第 3 章-p209

第１編　事業の概要とまとめ

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、施行令３章３節において規定されている構造方法に適合しない部分があり、地震に対する安全性の確認のために、建築基準法においては一般的に精緻な構造計算が要求されているところである。そのため、伝統的構法による耐震要素に配慮した法令の整備の他、設計法およびそこで使用するための情報整備が求められている。

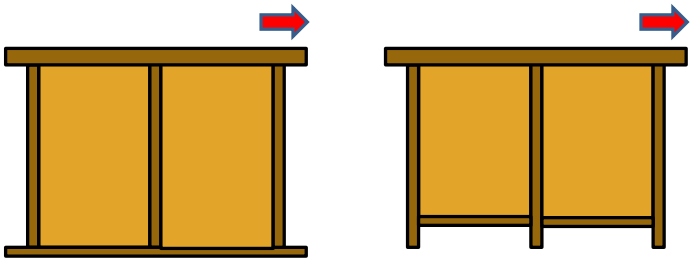
そこで、本事業では、現行の建築基準法令に適合しない構法、具体的には、足固め構法の壁についての構造耐力としての安全性を検討し、通常の壁倍率と同様に運用するための基礎データを提案することを目的とした。加えて、伝統的構法の設計の際に必要となるデータについて、昨年度の事業で整備した方針およびフォーマットに則った収集・整理を行い、設計時に活用できるデータを提供することを目的とした。

1.2　実施概要

これまでに得られた伝統的構法による木造住宅の振動台実験や要素実験等による検討結果、および各種数値解析モデルによる解析結果を踏まえ、下記の方針により実験的、解析的検討を行った。なお、実験・解析の実施に当たっては、基準整備の観点からできるだけ一般化できる成果を得られるようにパラメータ等の設定を検討した。

（イ）伝統的仕様の壁の耐力壁への追加に関する検討（2 編）

平成 26 年度の検討を踏まえ、足固めから下端までの土が塗られていない壁の仕様を拡充するため、構面のせん断実験等により検討を行い、耐力壁の仕様とその壁倍率を明確にした。



土台仕様の土塗壁　　一部土壁が塗られていない壁

（ロ）設計の際に参考となるデータベースの整備に関する検討（3 編）

伝統的構法の木造建築物の構造設計を行う際に必要な情報について、既往のデータの収集を行い、平成 26 年度に整備されたフォーマットに沿って、データベースの作成を行った。その際、データの信頼性等を確認し、現段階で判断可能な適用範囲についての整理も行った。

1.3　実施体制

本事業は、下記の通り、委員会、ワーキンググループ設置して、以下の有識者で構成した。

〇全面に土が塗られていない土塗壁等で構成された
木造建築物の設計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	腰原　幹雄	東京大学 生産技術研究所　教授
	河合　直人	工学院大学 建築学部建築学科　教授
	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
	槌本　敬大	（国研）建築研究所 材料研究グループ　上席研究員
	荒木　康弘	（国研）建築研究所 構造研究グループ　主任研究員
協力委員	中川　貴文	国土技術政策総合研究所 建築研究部 材料・部材基準研究室 主任研究官
行　政	高木　直人	国土交通省住宅局 建築指導課　企画専門官
	歌代　純平	国土交通省住宅局 建築指導課　構造係　係長
	牧野　弥生	国土交通省住宅局 建築指導課　構造・設備係
事務局	平野　陽子	（株）ドット・コーポレーション
	中村亜弥子	（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

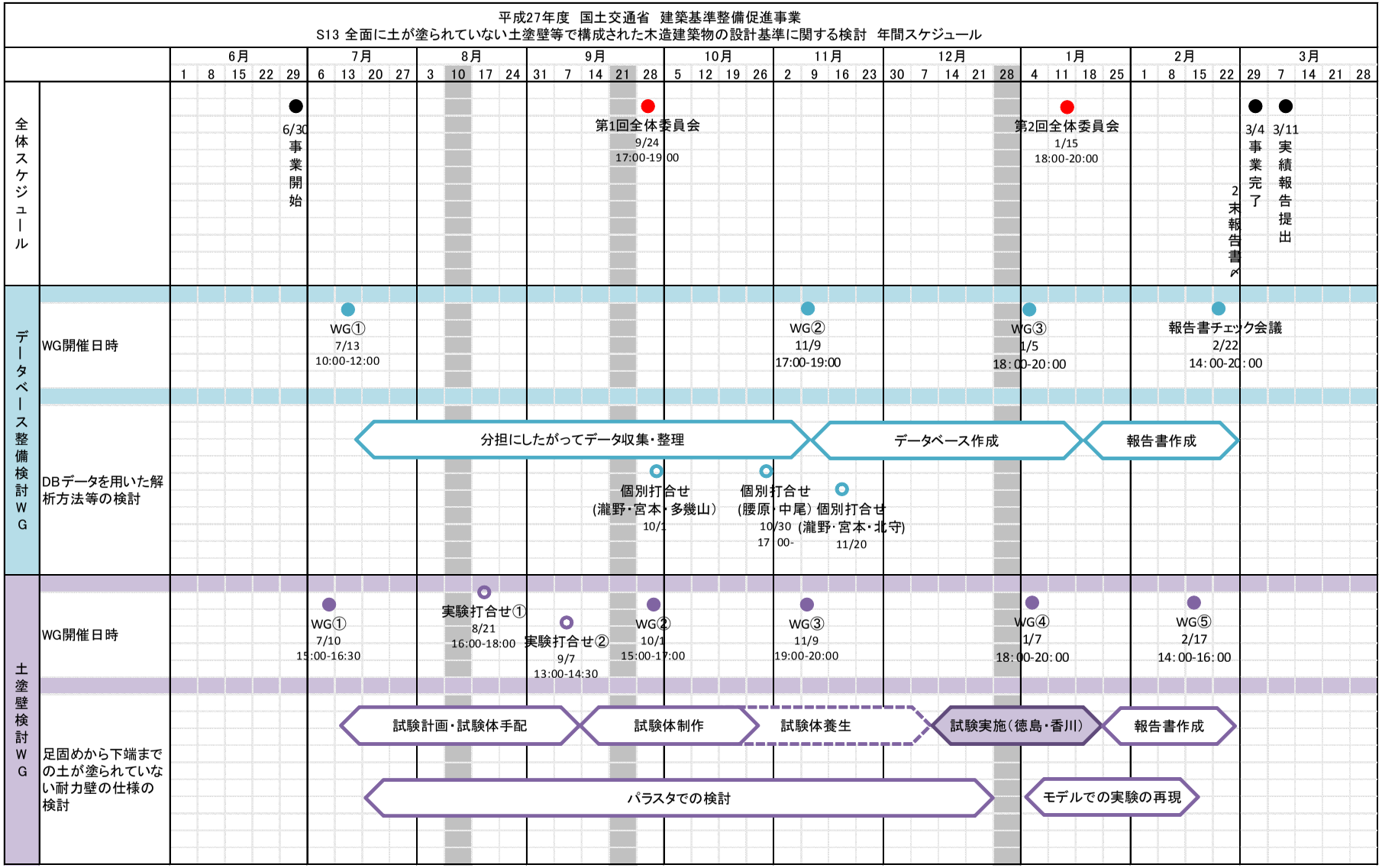
○土塗壁検討ワーキンググループ（2 編担当）

主　　査	河合　直人	工学院大学 建築学部建築学科　教授
委　　員	槌本　敬大	（国研）建築研究所 材料研究グループ　上席研究員
	荒木　康弘	（国研）建築研究所 構造研究グループ　主任研究員
	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
	佐藤　弘美	東京大学 生産技術研究所　助教
	中尾　方人	横浜国立大学 大学院都市イノベーション研究院 建築学教室 木質構造研究室　特別研究教員
協力委員	中川　貴文	国土技術政策総合研究所 建築研究部 材料・部材基準研究室 主任研究官
行　　政	歌代　純平	国土交通省住宅局 建築指導課 構造係　係長
オブザーバー		
	冨永　善啓	（株）文化財構造計画　代表取締役
	渡邉　智子	（株）文化財構造計画　構造室長
事 務 局	平野　陽子	（株）ドット・コーポレーション
	中村亜弥子	（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

○データベース整備検討ワーキンググループ（3 編担当）

主　　査	腰原　幹雄	東京大学 生産技術研究所　教授
委　　員	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
	槌本　敬大	（国研）建築研究所 材料研究グループ　上席研究員
	荒木　康弘	（国研）建築研究所 構造研究グループ　主任研究員
	多幾山　法子	首都大学東京 都市環境学部 建築都市コース 都市環境科学研究科 建築学域　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
	宮本　慎宏	香川大学 工学部 安全システム建設工学科　助教
	佐藤　弘美	東京大学 生産技術研究所　助教
	中尾　方人	横浜国立大学 大学院都市イノベーション研究院 建築学教室 木質構造研究室　特別研究教員
	津田　千尋	チームアーキテクトオフィス　代表
	向坊　恭介	鳥取大学大学院工学研究科社会基盤専攻　助教
	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
協力委員	中川　貴文	国土技術政策総合研究所 住宅研究部 住宅生産研究室 主任研究官
行　　政	歌代　純平	国土交通省住宅局 建築指導課 構造係　係長
事 務 局	平野　陽子	（株）ドット・コーポレーション
	中村亜弥子	（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

1.4　実施スケジュール


平成27年度　国土交通省　建築基準整備促進事業
S13 全面に土が塗られていない土塗壁等で構成された木造建築物の設計基準に関する検討　年間スケジュール
6月 1 8 15 22 29
7月 6 13 20 27
8月 3 10 17 24
9月 31 7 14 21 28
10月 5 12 19 26
11月 2 9 16 23
12月 30 7 14 21 28
1月 4 11 18 25
2月 1 8 15 22
3月 29 7 14 21 28
全体スケジュール
6/30 事業開始
第1回全体委員会 9/24 17:00-19:00
第2回全体委員会 1/15 18:00-20:00
3/4 事業完了
2 末報告書〆
3/11 実績報告提出
データベース整備検討WG
WG開催日時
WG① 7/13 10:00-12:00
WG② 11/9 17:00-19:00
WG③ 1/5 18:00-20:00
報告書チェック会議 2/22 14:00-20:00
DBデータを用いた解析方法等の検討
分担にしたがってデータ収集・整理
データベース作成
報告書作成
個別打合せ (瀧野・宮本・多幾山) 10/1
個別打合せ (腰原・中尾) 10/30 17 00-
個別打合せ (瀧野・宮本・北守) 11/20
土塗壁検討WG
WG開催日時
WG① 7/10 15:00-16:30
実験打合せ① 8/21 16:00-18:00
実験打合せ② 9/7 13:00-14:30
WG② 10/1 15:00-17:00
WG③ 11/9 19:00-20:00
WG④ 1/7 18:00-20:00
WG⑤ 2/17 14:00-16:00
足固めから下端までの土が塗られていない耐力壁の仕様の検討
試験計画・試験体手配
試験体制作
試験体養生
試験実施（徳島・香川）
報告書作成
パラスタでの検討
モデルでの実験の再現

第 2 章　添付資料

2.1　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	2015 年 9 月 24 日　17:00-19:00	情報オアシス神田　オアシス 2 会議室
第 2 回	2016 年 1 月 15 日　18:00-20:00	情報オアシス神田　オアシス 2 会議室

次ページから、委員会の議事録を掲載する。

第１回　全体委員会　議事録

日時	2015 年 9 月 24 日　木曜日　17:00-19:00
場所	情報オアシス神田　オアシス 2 会議室
参加者	委員長：京大・五十田 委員：東大・腰原、工学院・河合、立命館大・鈴木、齋藤建築構造研究室・齋藤、金沢工大・後藤、東京都市大・大橋、建研・槌本、荒木 協力委員：国総研・中川 行政：国交省・歌代、牧野 事務局（DOT）：平野(議事録作成)、佐々木

配布資料

資料 NO.1：2015 基整促_S13 伝木_委員会名簿
資料 NO.2-1：H27 基整促応募書類（様式 1）_S13_20150515
資料 NO.2-2：2015 基整促_S13 伝木_年間スケジュール
資料 NO.3-1：20150915 伝木足固め解析モデルパラメータ Ver2
資料 NO.3-2：土壁試験体一覧
資料 NO.4：設計用 DB2015

（1）事業全体の説明（資料 NO.1、2）

実施体制、実施内容の概略について事務局より説明。

（2）土塗り壁検討 WG（資料 NO.3シリーズ）

・ 河合主査より、WGでの検討内容・方針、進捗状況について説明。
・ 中尾先生に、土塗り壁検討WGに参加してもらってはどうか。
　→　事務局より中尾先生に、次回WGより参加いただけるか打診する。
・ 最終的な成果の出し方としては、足固め仕様の土塗り壁の倍率を示すより、低減をかける表現とした方がわかりやすいか。
・ 解析においては、実験と全く同じ形状（足固め高さ320ミリ）があった方が良いのではないか。→　資料03-01に示すパラスタとは別に、実験結果とモデルとが一致するかどうかの解析は行う。
・ 壁が連続した場合の中央の柱の曲げなどはどうなるか（弾性→塑性に変化するにつれ応力配分が変わってくる？）、検討が必要か。
・ 今年度の実験・解析では、全面土壁のパターンが対象であるが、垂れ壁・腰壁タイプの構面でも同様の検討が必要では無いか。
　→　実際の設計では、そのような構面は非常に多いので、検討が必要と思われる。
・ 今年度の解析では、柱脚が浮き上がらないことを前提に解析を行うが、浮き上がる場合の検討が必要ではないか。
　→　昨年度の検討で、柱脚が浮き上がる場合の条件整理や浮き上がった場合の低減について整理を行った。それらの検討内容を、足固め仕様の壁にも適用して良いかどうかを、今後検討する必要がある。（これまで検討したことがなかった。）
・ あらゆる場合を想定して検討をすすめても解決していかないので、可能な範囲で条件

を絞って検討を進め、今後、上に述べたような組み合わせや、条件を広げた場合にどうなるかを整理していく必要がある。

・ 解析においては、要素実験の組み合わせを行うが、実際の建物ではそのような状況にならないと思われる例はあるか。また、解析で、柱脚がピンの場合とバネの場合は、それ以外の部分（壁部分など）は同じモデルで良いのか。

→　ミクロに見ていくと多少異なるところもあるが、マクロではその方法でも良いのではないか。

(3)データベース整備検討 WG(資料 NO.4)

・ 腰原主査より、WGでの検討内容・方針、進捗状況について説明。

・ 北守先生に、本WGに参加いただいてはどうか。

→事務局より北守先生に、次回WGより参加いただけるか打診する。

・ 資料の1ページ目にある「荷重変形関係を担保する仕様の解説」とは具体的にどういう意味か？

→　試験体の仕様にて、実験結果に大きく影響を及ぼす要素は何か（樹種なのか、ある部分の寸法なのか）を整理・解説することをイメージしている。

・ このデータベースを使う人のイメージは？

→　現状のところ、SNAP　や　MIDAS　などの立体解析ソフトを使えるS造のルート３以上を計算できる構造設計者をイメージしている。平屋建てならもっと簡単に設計可能かもしれないが、2階建てとなると、そのレベルで設計しないと難しい。データベース自体は、部位毎でまとまっているので、許容応力度設計に使用する情報としても使うことは可能。

・ 設計法について、それが正解かどうか（正解があるとしたら）をどう考えるかが難しいが。

→　正解とは何かと考えると、実大の振動台実験をしたことがある仕様で、その結果と計算内容が一致していることが１つの解であろう。設計法の整備は本事業での検討内容ではないが、建物タイプを絞れば、設計法の整備も進むのでは無いか。たとえば、間口と奥行きがおおよそ決めた、京町家タイプや下屋がある田舎屋タイプなど。曲屋のように平面形状が矩形でないものは難しい。

→　今年度のデータベースの整備においても、どのようなものの場合は「(現状では)適用できない」かの解説を可能な限り示していく必要があるか。

・ 検定に使用する剛性・耐力についてどのような統計処理を行うのか。下限値のカーブが必要となるのではないか。

→　下限値のカーブは作成する予定。ただ、何もかもを下限値でやると余裕がありすぎて、設計ができなくなってしまう。解析は実験値、各部の検定は下限値で実施するのが現実的か。9ページに示されているものに加え変形角・靭性率・塑性率というクライテリアは必要。

→　１質点系の解析では下限値で良くて、立体解析になるとこのような話が必要かと考えている。

→ そのあたりは決めてあげないと設計できないのではないか。

→　本事業では、設計法には踏み込まない前提であったが、必要に応じて仮定をおいて進めることにするか。建物のタイプによって、何ができるかを整理する必要があるか。

・データベースどのように維持して更新していくかが問題では。

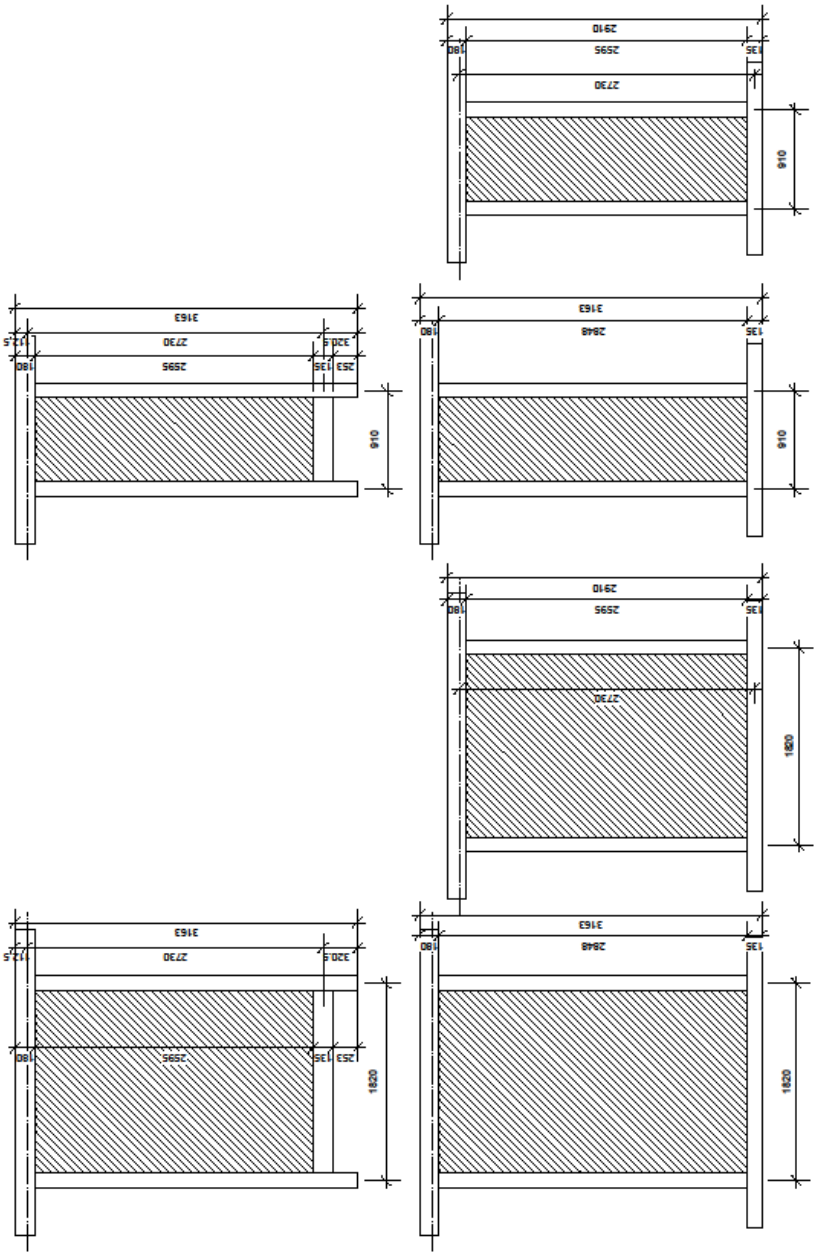
→　どのような仕組みが必要かの提案は本事業で可能か。その中に示されることになる各役割がどの組織等に割り当てられるかは別に考えていくことになるか。

(4)その他

・第二回全体委員会は　1月15日金曜日18時～20時　神田情報オアシス２にて実施

試験体の高さメモ

足固め仕様については、寸法数字が正です。



第 2 回　全体委員会　議事録

日時	2016 年 1 月 15 日　金曜日　18:00-20:00
場所	情報オアシス神田　オアシス 2 会議室
参加者	委員長：京大・五十田 委員：東大・腰原、工学院・河合、立命館大・鈴木、齋藤建築構造研究室・齋藤、金沢工大・後藤、東京都市大・大橋、建研・槌本、荒木 協力委員：国総研・中川 行政：国交省・歌代、牧野 事務局（DOT）：平野(議事録作成)

配布資料

資料 NO.1：20150924 第 1 回全体委員会議事録案
資料 NO.2：実大構面試験　実施状況報告
資料 NO.3：足固め仕様土塗り壁-160115
資料 NO.4：設計用 DB20160115
資料 NO.5：2015 年度報告書目次案

（1）前回の議事録の確認（資料 NO.1）

（2）土塗り壁検討 WG（資料 NO.2、3シリーズ）

- 河合主査より、WGの検討の進捗状況の報告。
- 足固め仕様の低減率の検討（パラスタ）について
- →　柱の折損の有無が検討されているが、足固め位置での柱の曲げに計算で採用すべき水平力としては1階に床があるために（足固め下の）柱全体で水平力を負担することになるため、パラスタで想定されているよりかなり小さくなるはずで、実際の状態とは異なる。逆に1階床レベルに存在する重量に対して加速度が作用するので、この結果生じる水平力による曲げが付加されるので、これも考慮しないと柱の折損の検討としては不十分である。
- →　他に曲げを負担してくれる柱がどの程度あるかの想定は非常に難しい。全体の柱の本数、位置によっても変わる。
- 床下で柱が折れてはいけないのか？　実際には、束があるので、建物としては大きな問題とならない。ただし、壁の耐力が低下する。
- 足固め仕様の低減率の検討（パラスタ）において、中央の柱の条件は、柱の曲げ耐力を1/2として検討しているが、これはかなり厳しい方（安全側）である。3等分でも良いぐらい。
- 検討としては、安全側で実施しておく必要がある。具体的には、床からの入力は考えない（他の柱でも分担するため無視できるレベル）、壁があることで生じる柱の曲げを負担してくれる別柱の存在を考えない（それを期待するのは危険側となる）場合での検討を示す。こういった検討方針・条件を整理する。

（3）データベース整備検討 WG（資料 NO.4）

・ 腰原主査より、WGの検討の進捗状況の報告。
・ 本データベースは、時刻歴応答解析および限界耐力計算において活用できるものというのが目的であるが、各構造計算ルート別についても以下を整理をしておく。
  ① なにが理由でその構造ルートを選択するのか。（例：材料の JAS が存在しないために限界耐力計算とする）
  ② 当該構造計算ルートにおける本データベースの使い方。（例：壁量計算では、柱頭・柱脚接合部の N 値計算用）

・ 本データベースでは、実験値（時刻歴応答解析用）、理論値（実験をトレースするための値）、設計値が必要。特性値についてその３つを示す。この他、グラフに加え、特定変形角毎に数値を示すようにする（資料P.9）。
・ 下限値、上限値については、システムの話になってしまうため、その前提が無いと示すことは困難。特性値を示しておけば、力のある設計者は、それらから読み解き、設計が可能なので、現段階では十分。また、今後、設計法などは新しく示される可能性もあるため、実験値、理論値を示しておくことが重要。
・ 各データベースでは、可能な限り適用範囲を明記する。理論式が示されているものは、その理論式が認めている適用範囲までとすることは可能。

(4)その他
・ 全体委員会は今回で最終とする。

2.2　土塗壁検討ワーキンググループ議事録

本事業で実施した土塗壁検討ワーキンググループは以下の通りである。

	日　時	場所
第 1 回	2015 年 7 月 10 日　15:00-16:30	ドット・コーポレーション
第 2 回	2015 年 10 月 1 日　15:00-16:30	情報オアシス神田　オアシス 2 会議室
第 3 回	2015 年 11 月 9 日　19:00-20:30	情報オアシス神田　オアシス 1 会議室
第 4 回	2016 年 1 月 7 日　18:00-20:00	情報オアシス神田　オアシス 1 会議室
第 5 回	2016 年 2 月 17 日　14:00-15:30	情報オアシス神田　オアシス 2 会議室

次ページから、ワーキンググループの議事録を掲載する。

第１回　土塗壁検討 WG　議事録

日時	2015 年 7 月 10 日　金曜日　15:00-16:30
場所	ドット・コーポレーション
参加者	主査：工学院大・河合　　委員：建研・荒木、東大・佐藤 協力委員：国総研・中川 事務局（DOT）：平野(議事録作成)

配布資料

資料 NO.1：平成 26 年度の報告書　第 5 章、第 3 章 P.2-3

資料 NO.2-1：土壁実験　準備メモ

資料 NO.2-2：試験体の高さメモ

資料 NO.2-3：試験体の接合部スケッチ

(1)今年度の課題の確認(資料 NO.1)

(2)試験内容と試験体の決定(資料 NO.2 シリーズ)

・ 試験体仕様（135角とするため、黄色のところは昨年度終了）

	全体高さ	２Ｐ（1820 ㎜幅）	１Ｐ（910 ㎜幅）
試験体 1　　土台仕様	2910 ㎜	3 体	3 体　徳島で実施
試験体 2　　足固仕様	3163 ㎜	3 体　香川で実施	3 体　香川で実施
試験体 3　　土台仕様	3163 ㎜	3 体　香川で実施	3 体　香川で実施
試験体 F1　土台仕様フレーム	2910 ㎜	1 体	1 体　徳島で実施
試験体 F2　足固仕様フレーム	3163 ㎜	1 体　徳島で実施	1 体　徳島で実施
地元仕様確認	2910 ㎜	3 体　徳島で実施	－

※徳島県木材利用創造センター9 体（土台下端から桁上まで物理的な最大高さ 3200 ㎜）
土壁が付く試験体　試験体 1-1P が 3 体、地元還元仕様 2P が 3 体　合計 6 体
フレームのみの試験体　1P が 2 体、2P が 1 体　合計 3 体

※四国職業能力開発大学校（香川）12 体　（土台下端から加力装置（桁の芯）までの最大高さは 3050mm）
土壁が付く試験体　1P が 6 体、2P が 6 体　合計 12 体

・ 柱・土台・足固めの寸法は135角、桁は135×180とする。
・ 足固めの接合部は昨年度の差し鴨居と同じ仕様とする。柱脚柱頭の接合部は昨年度と同じ仕様とする。
・ 試験体の高さ方向の寸法仮決定（メモに詳細）　→　試験場に最終確認
・ スケジュールは9月下旬から10月上旬にかけて試験体組立・小舞・荒壁付けとし、ほぼ昨年と同様とする。
・ 試験時には、足固めタイプの試験体はすべりが生じるため、治具ですべりを防止すること。必要に応じて、各試験場で滑り止め治具を製作する。

(3)今年度の解析内容

・ 以下の項目をパラメーターとしたパラスタを実施。接合部モデルは昨年度と同じものとする。

	パラメーター
柱の小径	120、135、150、180、210 ㎜ ※120 ㎜よりはじめて、柱が折れないことが確認された太さとなったら、そこで終了。（簡易チェックでは 150 ㎜まで）
壁耐力	１，２，３，４kN/m
壁幅	1820、910　㎜
高さ	足固め芯の高さ 500、375、250（全体高さはこれに+2730＝桁心）

・ 実験終了後には、モデルにて実験の再現を行う。

・ 以上の作業については、昨年度と同様に文化財構造計画に発注する。依頼打診・作業内容の説明は荒木より行う。

(4)その他

・ 次回日程は未定

・ パラスタの実施に当たり説明が必要な場合にはそのタイミングで開催するが、必要が無い場合にはパラスタがある程度進んだ段階でWGを開催する。

第 2 回　土塗壁検討 WG　議事録

日時	2015 年 10 月 1 日　木曜日　15:00-16:30
場所	情報オアシス神田　オアシス 2 会議室
参加者	主査：工学院大・河合 委員：建研・槌本、荒木、横浜国大・中尾、東大・豊田（藤田代理） 協力委員：国総研・中川　　オブザーバー：文化財構造計画・冨永、渡邉 事務局（DOT）：平野(議事録作成)

配布資料

資料 NO.1：平成 27 年度第 1 回土塗壁検討 WG（7/10）　議事録（案）

資料 NO.2-1：試験体 20151001

資料 NO.2-2：関係者リスト・スケジュール 20150910

資料 NO.3-1：足固め仕様土塗り壁の解析的検討（第 1 回委員会資料）

資料 NO.3-2：足固め仕様土塗り壁の解析的検討

参考資料

参考資料 NO.1：平成 27 年度第 1 回全体委員会（9/24）　議事録（案）

（1）前回の議事録の確認（資料 NO.1、参考 NO.1）

（2）実験の準備状況の報告と実験データの解析について（資料 NO.2 シリーズ）

・ 試験体とスケジュールの確認

・ 線材置換している解析モデルでは、足固めの位置が低い場合、柱の曲げ変形は生じていない。現状のモデルと実験と合ってくるかが少々不安。

→　実験でも、Dボルトや滑り止め治具が柱の曲げに影響を生じる可能性はある。ただし、昨年度と比較して、Dボルトの長さを短くする、滑り止めのせいを低くする（プレートで対応）といった対応で、可能な限り影響が小さくなるように対応している。

→　フレーム単体の試験も実施するので、柱の曲げの発生状況を考察することは可能でないか。

→　昨年度も、垂れ壁のみの試験体で似たような状況が生じていたので、どのようなことが生じる可能性が高いか、冨永・渡邊にて次回のWGまでに推測する。

→　その結果と計測計画をつきあわせ、計測計画の最終決定を行う。

・ 担当（佐藤）は、次回のWGまでに計測計画を作成すること。

・ 実験後の解析は、昨年度と同様の方針で行い、データ整備も同じように行う。（詳細は、次回のWGにて確認）

（3）足固め仕様の低減のパラスタについて

・ パラスタを実施したところ、120角であっても柱の曲げで折損するパターンはごくわずかであった。

・ 柱のせん断でOUTになるものがあると思われる。壁の耐力が最大の時の柱のせん断の1.5倍が基準強度（短期×１．５倍）を超えるとOUTとなると考えて良いか？形状係数は考慮すべきか？

→　片持ち梁的な状況となっているため、形状係数は必要ではないか。

・ 耐力壁をブレース置換で検証すると、引っ張りも圧縮も同じように柱に力がかかるが、土壁の場合は、圧縮がメインで引っ張りはあまりきかないのではないか。そのように考えると、柱への負担はかなり減るのでは。

・ 低減係数の提案では、低減の数字そのものと、それが成立する適用範囲を明記する必要があるので、最も不利な条件（120角）でのスタディーでOKであれば、それより上のものはやらない方針であったが、低減の数字を確認するためにいくつかの検討を追加する。

・ 角隅部やT字部分の柱は、２方向から足固めがかかってくるので、柱の断面欠損の範囲が大きくなる。実際の振動台実験でも隅部の柱が損傷していることが多い。その検証は必要ではないか。

→　それぞれの柱太さによって断面欠損の状況が変わるので、実際のほぞの寸法などを考慮してパターンを作り、パラスタのパラメーターとして加えることとする。

(4)その他

・ 第３回WGは、１１月９日月曜日19～20時、情報オアシスにて開催。（冨永は欠席）
（同日、１７時から１９時はデータベースWG）

第３回　土塗壁検討 WG　議事録

日時	2015 年 11 月 9 日　月曜日　19:00-20:30
場所	情報オアシス神田　オアシス１会議室
参加者	主査：工学院大・河合 委員：建研・槌本、荒木、東大・佐藤、横浜国大・中尾、東大・豊田（藤田代理） 協力委員：国総研・中川　　オブザーバー：文化財構造計画・渡邉 事務局（DOT）：平野(議事録作成)

配布資料

資料 NO.1：平成 27 年度第 2 回土塗壁検討 WG（10/1）　議事録（案）
資料 NO.2-1：土塗壁実験
資料 NO.2-2：柱脚の浮き上がりについて
資料 NO.3：土壁実験の検討
資料 NO.4：足固め仕様土塗り壁の解析的検討
資料 NO.5：年間スケジュール

（1）前回の議事録の確認（資料 NO.1、参考 NO.1）

（2）実験の計測計画と実験データによる事前解析について（資料 NO.2 シリーズ、資料 NO.3）

・ 昨年度の各部要素データを用いて今年度の試験体形状のものの解析を行った。柱脚・柱頭の変形について解析では曲げに伴う引き抜きの評価ができていない。また、足固め試験体の場合、柱に滑り止めがめり込む分の変位が再現できていない。（資料NO.3）
・ 実験の足固め試験体のすべりどめについて、厚さ20㎜弱、幅135㎜の滑り止めを設置する予定であるが問題ないか。（資料NO.2-2）
　→　この寸法でもめり込みに対する許容応力度は確保できるので問題ない。
　→　滑り止めは、柱の両側に設置した方が良い。４個の滑り止めがあるか各試験場に確認。なければ手配を行う。
・ 計測計画は資料の通りとする。
　→　足固め形式では、制御をch1、ch7、ch12を用いて行う。土台形式では、ｃｈ1とch2で行う。
　→　ch4、5、9、10は、変位計に余裕があれば計測を行う。
　→　変位計の不足分を建築研究所等から借りるが、ちょうどEディフェンスでの実験と重なるため必要なものが確保できるか早めに確認のこと。ただし、振動台実験では巻き取り式の変位計は使用しないので、問題は無いか。
　→　頂部の荷重計については、これまで確認してなかったので、確認を行う。
・ 材料実験は資料の通りとする。
　→　香川での試験体の含水率測定は、香川で切り出してすぐに質量を計測しておけば、より正確な含水率が計測できる。サランラップで包んで送付するより良い。

（3）足固め仕様の低減のパラスタについて（資料 NO.4）

・ 断面欠損について考慮した上で、柱の寸法が120角以上のものでもパラスタを実施し

た。ほぞの寸法は、全ての柱断面について同じとしている。バランスとしては、120角のもののみ、ほぞが少し大きすぎるかと思うが、今回は全て揃える方針で検討した。

・ まとめの表では、120角の柱にて、直交足固めがある場合の壁倍率1.5でほとんどがｏｕｔとなるのは、実務者からは不満が出るかもしれない。

・ 学会の規準にある、引っ張り時の切り欠きによる低減は考慮していない。

→　学会基準に示すこの部分の状況とはかなり異なるので、適用する必要は無いのではないか。

・ 足固め高さが高くなるとPmaxが低くなるのはなぜか。

→　柱に入る応力に逆せん断が入るため、壁に入る力が小さくなると思われる。

・ 最終的な告示案は、昨年度の成果のとりまとめ・提案中の告示と整合性をとる必要がある。この作業は、国総研を中心に行うので、本事業としては、その判断がしやすい少し細かい区分を行った低減表をとりまとめることとする。

(4)その他

・ 第4回WGは、１月7日木曜日18～20時、情報オアシスにて開催。

第４回　土塗壁検討 WG　議事録

日時	2016 年 1 月 7 日　木曜日　18:00-20:00
場所	情報オアシス神田　オアシス１会議室
参加者	主査：工学院大・河合 委員：建研・荒木、東大・佐藤、横浜国大・中尾、東大・豊田（藤田代理） 協力委員：国総研・中川　　オブザーバー：文化財構造計画・冨永、渡邉 事務局（DOT）：平野(議事録作成)

配布資料

資料 NO.1：平成 27 年度第 3 回土塗壁検討 WG（11/9）　議事録（案）
資料 NO.2：足固め仕様土塗り壁の解析的検討
資料 NO.3：実験実施状況報告
資料 NO.4：事業報告書目次案
資料 NO.5：年間スケジュール

（1）前回の議事録の確認（資料 NO.1）

（2）足固め仕様土塗り壁の解析的検討（資料 NO.2）

・ 解析結果では、２Pの柱が120、135角の際に柱が折損する場合がある。足固めの高さが高いほど、壁が強いほど、折損は早くなる。
・ ほぞの寸法を揃えているため、120角では断面欠損が実際の施工時よりも大きくなっているが、折損に対してのその影響は小さく、ほぞの大きさを変更しても傾向は変わらない。
・ まとめの表は、全体委員会でも指摘されたように、土台タイプと比較しての低減率を示すものとしている。折損しない場合は、0.95～0.8までの低減率となっている。
・ 柱の足下のこの部分で折損しても、建物全体としては大きな問題にはならないが、耐力壁としての耐力は低下する。昨年度の垂れ壁・腰壁の低減率の表に合わせて、折損が生じたところで打ち切った低減率として示す表も作成すること。
・ 1月15日の全体委員会では本資料を提出するが、間に合えば、折損が生じたところでの低減率の表を追加する。

（3）実験実施状況の報告（資料 NO.3）

・ 香川での実験は全て終了し、徳島での実験は1月14日までで終了する予定。
・ ２Pについては、パラスタと似たような低減率の傾向（土台タイプ高さ低→土台タイプ高さ高→足固めタイプ　の順に下がる）となっているが、１Pについては、ほとんど低減が無い、もしくは逆の傾向が見られそうな気配がある。実験が全て終了したところで、あらためて分析をする。
・ また、１Pの履歴を見ると、変形が進んでもほとんど荷重が下がってこない。残りの実験については、一部ビデオ撮影を行い、それらを活用して分析をすることにする。
　→　ビデオ撮影については1/8依頼済み。
・ １Pについては２Pと比較して、土壁部分とフレームの部分のバランスにおいて、後者

の影響が出やすい。今回の一連の実験では、フレームを135角のしっかりした軸材としているため、その効果がより大きく出たとも考えられる。

・ ２Pの土台タイプの高さが低い試験体は昨年度実施したもの。土の圧縮強度などに違いは無いか、確認しているか。

→　施工方法、材料については、全く同じ体制で行ったため、大きな差は無いと考えられる。

→　実験実施チームが、荒壁、中塗り壁両方について、昨年度と同様に圧縮試験体を製作していることを1/8に、確認した。2月中旬までには圧縮試験を完了する予定。

・ 試験体の再現解析では、１Pと２Pとの違いを再現できない可能性が高いが、とりあえず、昨年度と同様に実施して、分析を行う。

・ 1月15日の委員会では、本日の実験報告の抜粋版を作成し、提出する。

(4)その他

・ 目次案は、2章を実験について、3章を解析についてとし、本日の案から2章と3章を入れ替えたものとする。

・ 第5回WGは、２月17日水曜日14～16時、情報オアシスにて開催。

・ 報告書の事務局への提出は2月末とする。

第 5 回　土塗壁検討 WG　議事録

日時	2016 年 2 月 17 日　水曜日　14:00-15:30
場所	情報オアシス神田　オアシス 2 会議室
参加者	主査：工学院大・河合 委員：建研・槌本、東大・佐藤、横浜国大・中尾、東大・豊田（藤田代理） 協力委員：国総研・中川　　オブザーバー：文化財構造計画・冨永、渡邉 事務局（DOT）：平野(議事録作成)

配布資料

資料 NO.1：平成 27 年度第 4 回土塗壁検討 WG（1/7）　議事録（案）
資料 NO.2：2 章　伝統木造建築に用いられる全面壁の実大実験
資料 NO.3：実大実験のモデル化
資料 NO.4：事業報告書目次案

（1）前回の議事録の確認（資料 NO.1）および委員会での指摘の確認

（2）実験結果の報告（資料 NO.2）

- 考察においては、壁倍率算定のための4指標を示し、実験データそのものとフレームの影響を差し引いたもので比較を行う。
- 用語の整理は、混乱の無いよう、整理する。（例：P. 49　倍率→比率、　耐力→最大耐力（平均値））

（3）実大実験のモデル化（詳細モデル） および 簡易モデルと詳細モデルの比較（資料 NO.3）

- 土の圧縮強度、柱の曲げヤングなどの材料データについては、今年度の徳島・香川からの試験報告書の提出が2月末となるため、昨年度と同じデータで実施。今年度のデータが確認できれば、実験の章で、昨年度のデータとの比較を行い、問題が無いことを確認する。
- 詳細モデルと実験結果とは、荷重変形曲線ではよく合っている。しかし、パラスタを行った簡易モデルとでは、柱の曲げモーメントの絶対量が異なる上に、方向も逆になっている。詳細モデルの柱脚をピンとして再度解析を実施する。また、詳細モデルと簡易モデルとでは、最大荷重が異なるので、その比を考慮した上での比較を行う。
- 柱の折損が課題となることから、この部分の再現に確実性が求められる。上に示した対応を実施した結果を見て、簡易モデルの再現性に課題が残る場合は、その旨を報告書のまとめ部分に明記する。

（4）その他

- 報告書の事務局への提出は2月29日とする。

2.3　データベース整備検討ワーキンググループ議事録

本事業で実施したデータベース整備検討ワーキンググループは以下の通りである。

	日　時	場所
第 1 回	2015 年 7 月 13 日　10:00-12:00	情報オアシス神田　オアシス 2 会議室
第 2 回	2015 年 11 月 9 日　17:00-19:00	情報オアシス神田　オアシス 2 会議室
第 3 回	2016 年 1 月 5 日　18:00-21:00	情報オアシス神田　オアシス 1 会議室

次ページから、ワーキンググループの議事録を掲載する。

第１回　データベース整備検討 WG　議事録

日時	2015 年 7 月 13 日　月曜日　10:00-12:00
場所	情報オアシス神田　オアシス 2 会議室
参加者	主査：東大・腰原 委員：建研・槌本、荒木、首都大・多幾山、奈良女大・瀧野、香川大・宮本、東大・佐藤、横国大・中尾、チームアーキテクトオフィス・津田、木四郎建築設計室・向坊 協力委員：国総研・中川 事務局（DOT）：平野(議事録作成)

配布資料

資料 NO.1：関係者名簿

資料 NO.2-1：設計用データベース WG２０１５　腰原メモ

資料 NO.2-2：Wallstat　マニュアル　抜粋

資料 NO.2-3：参考とするデータとマニュアル

参考資料 NO.01：Ki データベース一部抜粋

（1）事業全体の説明（資料 NO.1）

（2）データベース整備検討 WG での作業内容（資料 NO.2 シリーズ）

・ 腰原主査より、作業内容について説明。

分担の担当は以下の通り。

質量データ		**未定**
軸組	樹種	**槌本**
	柱転倒復元力	**未定**
	柱梁接合部・継手	**津田･多幾山･佐藤**
	柱脚・柱頭	**向坊**
	通し柱	**佐藤**
壁	板壁（全面・腰壁・垂れ壁）	**宮本･瀧野**
	土壁（全面・腰壁・垂れ壁）	**中尾･宮本**
	木ずり	**宮本**
	下見板壁+土壁	**宮本**
	腰壁・垂れ壁（寸法効果）	**佐藤**
水平構面等	床	**瀧野･多幾山**
	小屋組	
	野地板	
	渡りあご	
	かやぶき屋根	
	葺き下ろし	

・ 複数名となっている部分については、作業範囲等の細かい分担を当事者同士で調整して進める。

・収集したデータには同じ破壊性状のものが3体揃っていてそのままデータベースとして良いもの、その条件を満たしていないもの、そもそも1体しか実験を行っていないものなどが混在していると思われるが、上のように分類し、今後、実験やデータの整備を継続しなくてはいけないものを明確にしておく。
・収集または確認したデータベースや論文については、データが活用できなかったとしても、調査対象とした事実となぜデータが活用できなかったのかを整理しておく。
・最終的には、参考資料のようなデータベースとしたい。ただし、項目については部位によって異なるので、提案いただきたい。また、部位の中で分類したグループ毎で、壊れ方・壊れる順序などの整理をして示しておくことが必要。
・ウォールスタットでの解析とマニュアルが公開されている各限界耐力計算の方法をにらみながら、両方に使用できるデータを整備する。「伝統構法を生かす木造耐震マニュアル」でもバイリニアではなくマルチリニアで計算可能。
・ウォールスタットのモデルについても変更が可能であるので、バネの入れ方については提案いただきたい。
・今回の事業を契機に、各研究者が得意なところ・情報をもっているところをおおよそ決めて連携して活動すれば、本事業終了後も効率的にデータベースの充実が図ることが可能。その場合、実験データの整備とモデル化を役割分担することも今後考えるべきか。
・その他、報告書・データの入手について。
平成22年から24年にかけて実施した事業の報告書は、緑の列島ネットワークのHPよりダウンロード可能。
平成26年度事業の報告書は、事務局より委員にDVD等で郵送する。
・「耐震診断の高度化に関する検討」でのデータは、腰原主査より委員にメールで送付。

(3)作業の進め方について

・事業終了日は3月4日なので、報告書の〆切は2月末とする。
・次回は11月中旬頃にWGを実施する。日程調整は別途行う。
・腰原主査との打合せ方法は、以下の通りとする。
1. 各自・各グループで担当部分の作業を進めていて確認したい事などが生じた場合には、腰原主査と直接日程調整を行い、事務局に日時・場所・打合せ内容を連絡。
2. 事務局より他の委員に、日時・場所・打ち合わせ内容について通知し、出席の希望を募る。
3. 交通費の精算が必要な方については、旅費精算書(領収書と半券等を含む)および出張報告書(打合せ議事録)を事務局に提出。
4. 交通費精算が必要無い委員の打合せの際には、打合せ議事録を事務局に提出。

(4)その他

・次回日程　11月中旬　→別途日程調整
・全体委員会は、9月２４日木曜日17～19時

第 2 回　データベース整備検討 WG　議事録

日時	2015 年 11 月 9 日　月曜日　17:00-19:00
場所	情報オアシス神田　オアシス 2 会議室
参加者	主査：東大・腰原 委員：京大・五十田、建研・槌本、荒木、首都大・多幾山、奈良女大・瀧野、 香川大・宮本、東大・佐藤、横国大・中尾、チームアーキテクトオフィス・津田、 鳥取大・向坊、京大・北守 協力委員：国総研・中川　　オブザーバー：文化財構造計画：渡邉 事務局（DOT）：平野(議事録作成)

配布資料

資料 NO.1：20150713 第 1 回 DB 整備検討 WG 議事録（案）
資料 NO.2：第 5 編　第 6 章_設計例 1-7 ページ
資料 NO.3：ｐ09-19　汎用設計法 20130316
資料 NO.4：接合部・仕口（柱頭柱脚仕口除く）の引用データ
資料 NO.5：柱-梁接合部
資料 NO.6：接合部（仕口）の荷重変形関係/木造住宅耐力要素データベースより
資料 NO.7：柱頭･柱脚接合部について
資料 NO.8：通し柱
資料 NO.9：土塗壁
資料 NO.10：木摺、下見板
資料 NO.11：床構面/厚板直張り仕様
資料 NO.12：床構面/剛床仕様（構造用合板）
資料 NO.13：年間スケジュール

(1)前回の議事録の確認(資料 NO.1)

(2)データベース整備方針

★共通

・ 分担の担当・要素の名称等の変更は以下の通り。（変更箇所は見消・アンダーラインで表示）
赤字が今回資料が提出されたもの。

質量データ		未定
軸組	樹種	槌本
	柱転倒復元力	~~未定~~　河合
	柱梁横架材接合部・継手	津田・多幾山・佐藤
	柱脚・~~柱頭基礎~~	向坊
	通し柱	佐藤
壁	板壁（全面・腰壁・垂れ壁）	宮本・瀧野・北守
	土壁（全面・腰壁・垂れ壁）	中尾・宮本
	木ずり	宮本
	下見板壁+土壁	宮本

	腰壁・垂れ壁（寸法効果）	佐藤・宮本
水平構面等	床	瀧野・多幾山
	小屋組	
	野地板	
	渡りあご	
	かやぶき屋根	
	葺き下ろし	

・「耐震診断の高度化に関する検討」でのデータ→その後の事業でブラッシュアップした資料（資料NO.3）内容を、ベースとして各要素のデータシートの解説等の部分にコピーし、追加・修正をしていくこととする。
・とりまとめ方法は以下の通りとする。
フォントや構成を揃えるため、Kiのワード原稿例を事務局より委員に送付する。
① 各要素の種類とその範囲などについての説明
② 各要素のデータリスト
データベースとして使用したもの、できなかったもの(その理由)を明記。
③ データベースシート
寸法や樹種毎に分ける。項目は、Ki の原稿を参考とする。
④ データの使用方法や考え方･注意点等の解説
⑤ 今後の課題
今回の作業を通して、担当者が感じた問題点等を明記。
また、このようなデータベースを整備するために必要な実験方法やその注意点についての提案を示す。
⑥ データベースシートにできなかったが、理論値との比較に使用可能と思われるデータ(6 体の試験体の平均値のみを公開している等)の情報。必要に応じて。
・理論式の根拠となる文献については、出版物、査読論文を優先する。（事業報告書しか無い場合は、それを明記。）出版物、査読論文については、委員で情報交換をしながら、適切なものを探す。理論式が無い場合は、担当者が提案を行い、その旨を明記。
・データシートでは、まずは各試験体の生データとばらつき、平均値を示しておき、今後下限値などを検討できるようにしておく。

★各要素別

・柱頭・柱脚接合部は、柱脚・基礎に範囲を変更。ただし、土台タイプも含む。柱頭・柱脚接合部は、柱・横架材接合部チームで担当。
・柱脚・基礎のデータは、建築研究所や河合先生の既往の研究があるか。後は、タナハシ、スダのものもあるか。
・通し柱は、1・2階のバランスについては設計者が検討するものなので、範囲に入れない。通し柱で重要なのは断面欠損なので、これについての評価を整理すること。既往の設計法をチェックして対応する。
通し柱の断面欠損に関する既往の研究には、向坊、大橋、東大農学部のフジタの論文

があるか。

・ 土壁については、告示の仕様が明記されており、その根拠データも論文として公開されているので、そのマルチリニアとの比較を行う。本事業で収集したデータが告示と比較してどの位置にあるかを示すため。

・ 木摺・下見板については、データベースとなり得るデータがほとんど存在しない。栃木在住の実務者である丸山が日総試で実施した実験があった。中川より宮本へ情報提供。

・ 水平構面については、設計上初期剛性が重要であり、大きな変形までは許容していないのでその点を考慮してデータ整備を行う。
厚板床の既往の研究は、河合・岡部で実施した実験がある。渡りあごについても、既往の研究があったと思う。

・ 茅葺きにつては、松田の既往の研究がある。

・ 小屋組については、村上・稲山の既往の研究がある。

(3)その他

・ 次回は1月5日火曜日18～20時　神田情報オアシスにて開催。

・ 事業終了日は3月4日なので、報告書の〆切は2月末とする。

・ （再掲）　腰原主査・委員同士の打合せ方法は、以下の通りとする。

1. 各自･各グループで担当部分の作業を進めていて確認したい事などが生じた場合には､腰原主査･委員同士で直接日程調整を行い､事務局に日時･場所･打合せ内容を連絡。
2. 事務局より他の委員に､日時･場所･打ち合わせ内容について通知し､出席の希望を募る。
3. 交通費の精算が必要な方については､旅費精算書(領収書と半券等を含む)および出張報告書(打合せ議事録)を事務局に提出。
4. 交通費精算が必要無い委員の打合せの際には､打合せ議事録を事務局に提出。

第 3 回　データベース整備検討 WG　議事録

日時	2016 年 1 月 5 日　火曜日　18:00-21:00
場所	情報オアシス神田　オアシス 1 会議室
参加者	主査：東大・腰原 委員：建研・槌本、首都大・多幾山、奈良女大・瀧野、香川大・宮本、 東大・佐藤、横国大・中尾、チームアーキテクトオフィス・津田、鳥取大・向坊、 京大・北守 協力委員：国総研・中川 事務局（DOT）：平野(議事録作成)

配布資料

資料 NO.1：20151109 第 2 回 DB 整備検討 WG 議事録（案）
資料 NO.2-1：軸組/柱梁横架材接合部･継手整理
資料 NO.2-2：軸組/接合部/柱-梁接合部
資料 NO.3：軸組/柱脚基礎
資料 NO.4：軸組/通し柱
資料 NO.5-1：壁/板壁
資料 NO.5-2：壁/板壁要素実験の検討
資料 NO.6-1：壁/耐力壁/土塗壁
資料 NO.6-2：壁/垂れ壁･腰壁
資料 NO.7-1：水平構面等/床/小幅板直貼り
資料 NO.7-2：水平構面等/床/小幅板+転ばし根太
資料 NO.8：壁/垂れ壁･腰壁（寸法効果）
資料 NO.9：伝統木造データベースにおける樹種の取扱について
参考資料 NO.1：報告書目次案/執筆要領
参考資料 NO.2：2015 基整促_S13 伝木_年間スケジュール

(1)前回の議事録の確認(資料 NO.1)

(2)データベース整備方針

★共通

・ 分担の担当・要素の名称等の変更有り。要素のデータが無いものについては、節を削除し、類似の節にてその旨を明記。→　報告書の目次に反映。

★前回の議事録にある既往のデータ収集について

・ 柱脚・基礎のデータで、タナハシ・スダのものがあるとのことだったが、内容が本事業の目的には合致しなかった。
・ 通し柱のデータでは、東大農学部の中国留学生の方のものを中川より佐藤に紹介。向坊のデータは、1・2階のバランスのものだったので、対象外。
・ 木ずり・下見板のデータについては、中川より宮本を情報提供。

★各担当への指摘

【各部位毎の指摘（ただし、考え方は共通の部分もあるため、参考のこと）】

- 柱梁横架材接合部の基本形を整理したのであれば、その用語、考え方を統一して資料を作成すること。詳細に見ると異なる部分がある接合部であっても、どの基本形のグルーピングされるかを示すことで整理。
- 接合部の計算式、評価式については、6自由度のどれについてあるのかで整理すること。また、学会の設計規準があるものについては、まずはそれをあてる。それ以外のものは、提案されているものを整理。設計基準にあるものと同じ分野の提案がある場合は、今後、必要に応じて、設計規準を改定する努力をする。
- 柱脚基礎については、後解説に、静止摩擦係数についての考え方、地震時の軸力変動についても記述しておくこと。
- 通し柱については、断面欠損だけでなく「欠点」についてのデータも収集すること。断面欠損、欠点などから、どこで折れる可能性があるかについて曲げ応力を検討すれば良い。
- 河合に以下の2点を確認。
  設計時、欠点がある場合に断面欠損を75%とするルールはどのような経緯で決まったのか。
  垂れ壁付き独立柱の場合になぜピンで検討するのかを確認。
- 壁についてのデータシートでは、１P、２Pという用語は使用せず、寸法で明記すること。
- 板壁については、告示仕様のもの（ダボ）の他、吸い付き桟等のタイプなども一応収集して整理しておく。
- 土壁については、前解説にて、土壁の種類（大壁タイプ＝土蔵、城等）についても解説し、それらのデータも可能な限り集めておく。それらは、文化財系の事業でのデータのため、オープンになっていない可能性が高い。
- 土壁のデータは、建築防災協会の資料にも掲載されているのでそれらも対象とすること。
- 垂れ壁・腰壁については、それぞれ板壁、土壁の中に含んでとりまとめることとする。
- 垂れ壁の計算式等については、未だ明確でない部分も多く議論が多い。現段階では、実験データをまずは整理し、モデル化、計算式については、それらをベースに今後議論していくこととし、その旨をを課題としてとりまとめておく。
- 床については、モデルの端部をピンにせずバネにしておくべきではないか。バネにしておいて、わからない場合は０（＝ピン）として安全側に見ることにする。
- 床の性能は、面材仕様の影響の他、軸組の弱軸の効果や接合部の回転剛性の影響もかなりある。したがって、金物接合部や火打ちなどの効果も大きい。それらについて、後解説で明記すること。

【データシートの書き方について】

- データシートについては、部材の寸法、材料の仕上げ方法など、性能に影響を与えそ

うな寸法条件などについて、可能な限り適用範囲を明記する。適用範囲が明記されないデータシートについては、当該試験体の仕様でしか使用できないこととする。

・ データシートにて、計算式等は文献を参照することになるが、本資料を見た設計者が、わざわざその参考文献を入手しなくても良いような書きぶりとする。
・ データシートを作成する既往の実験データについては、新たに試験体の詳細情報等について収集しなくてもすむものを優先して作成。ただし、使用できるデータがほとんど無い、簡単に実験実施者へ問い合わせ可能である場合には、情報収集をしてデータシートを完成させる。実験データの不備で対象とならなかったものは、実験データ収集リストにその旨を明記しておく。
・ 計算式等で用いる係数については、定期を明確に示し、本資料を見た設計者が混乱しないように工夫する。
・ データシートの問い合わせ先については、各データシートの内容について対応できる団体・個人を明記しておく。現段階では、多くは執筆者となるだろうが、公開する場合には、事務局とするなど、別途対応を考える。

(3)その他

・ 報告書は、2月22日月曜日に一時〆切りとする。
・ 2月22日月曜日14時～20時にDOTにて、腰原と各担当者が報告書の内容について最終チェックを行う。
・ 各担当は、希望の時間を事務局に連絡し、打合せ時間を決定する。（2月に入ったら、事務局より再度案内を送付。）
・ 各担当者は、最終チェックの内容を反映した報告書を、2月末（2月29日月曜日中）に事務局へ提出。

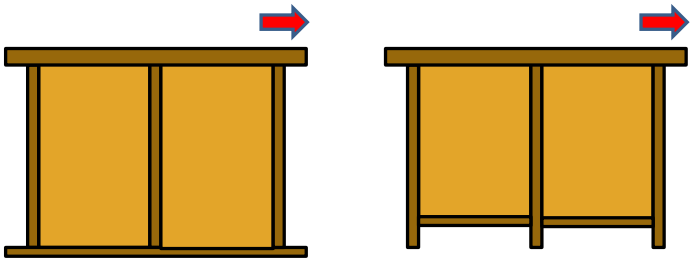
第 2 編　土塗壁検討ワーキンググループ報告書

第１章　土塗壁検討ワーキンググループの概要

1.1　事業概要

本ワーキンググループでは、現行の建築基準法令に適合しない足固め構法の壁についての構造耐力としての安全性を検討し、通常の壁倍率と同様に運用するための基礎データを提案することを目的とした。

平成 26 年度の検討を踏まえ、足固めから下端までの土が塗られていない壁の仕様を拡充するため、構面のせん断実験およびパラメトリックスタディー等により検討を行い、耐力壁の仕様とその壁倍率を明確にした。



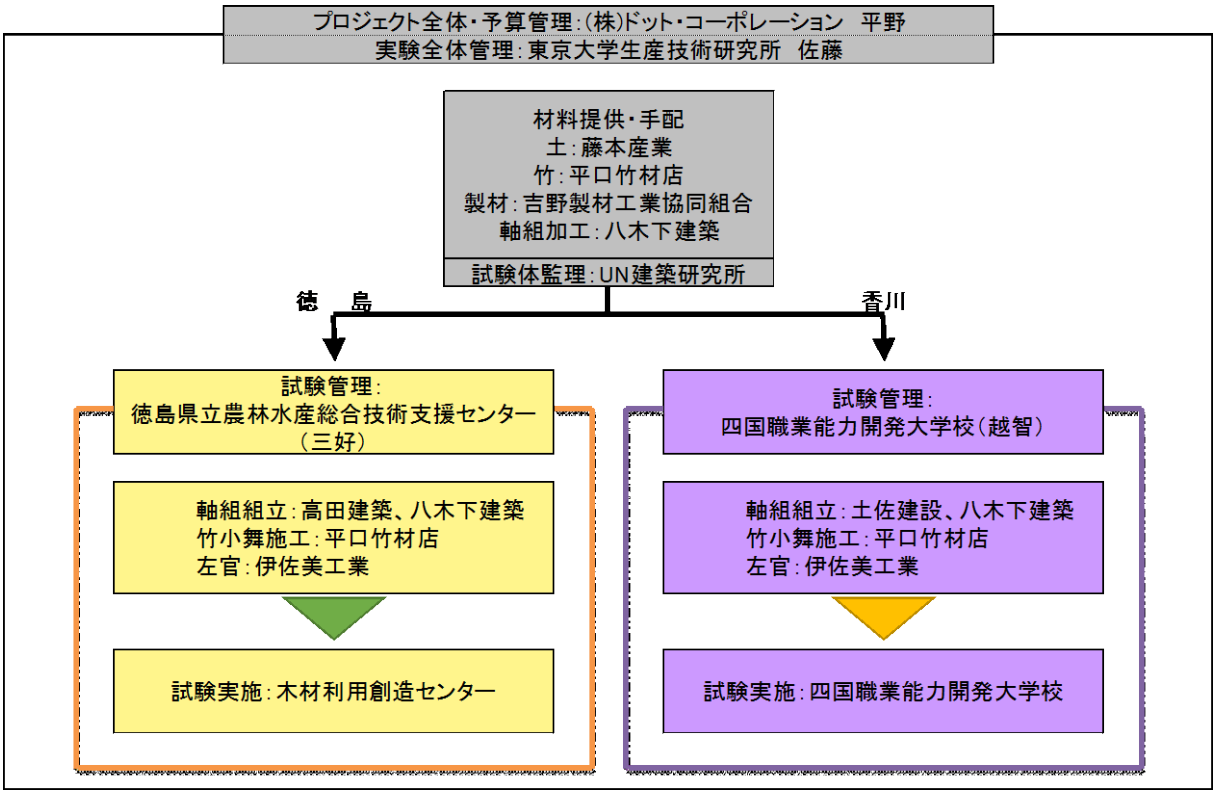
土台仕様の土塗壁　　一部土壁が塗られていない壁

1.2　実施体制

本ワーキンググループは、以下の有識者で構成した。

主　　査	河合　直人	工学院大学 建築学部建築学科　教授
委　　員	槌本　敬大	（国研）建築研究所 材料研究グループ　上席研究員
	荒木　康弘	（国研）建築研究所 構造研究グループ　主任研究員
	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
	佐藤　弘美	東京大学 生産技術研究所　助教
	中尾　方人	横浜国立大学 大学院都市イノベーション研究院 建築学教室 木質構造研究室　特別研究教員
協力委員	中川　貴文	国土技術政策総合研究所 建築研究部 材料・部材基準研究室 主任研究官
行　　政	歌代　純平	国土交通省住宅局 建築指導課 構造係　係長
ｵﾌﾞｻﾞｰﾊﾞｰ	冨永　善啓	（株）文化財構造計画　代表取締役
	渡邉　智子	（株）文化財構造計画　構造室長
事 務 局	平野　陽子	（株）ドット・コーポレーション
	中村亜弥子	（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

本ワーキンググループのうち、実験的検証については、以下の体制で実施した。



1.3　事業成果の概要

本 SWG では、足固めから下端までの土が塗られていない壁の仕様について、いわゆる倍率または壁量に相当するような耐震耐風効果の数値化を目的として次の項目について検討を行った。結果の概略と戸共に以下に示す。

1.3.1　土壁を含む構面の水平加力実験の概要

1.3.2 で示すパラメトリックスタディーに用いたモデルの妥当性を確認するための基礎資料を得る目的で、足固めから下端までの土が塗られていない壁の 6 種類および軸組のみのフレーム試験体、水平加力実験を行い、荷重変形関係、各部の変形状態等を求めた。試験体仕様、製作およびそこで使用した材料については、昨年度と同じものを再現する方法で進め､試験体に使用した木材のヤング係数等の試験のみ確認ために実施した｡(昨年度に、材料の物性値を得てモデル化の確認に用いるため、壁土の圧縮試験、木材のヤング係数等の試験、接合部の引張試験および曲げ試験を行っている。)

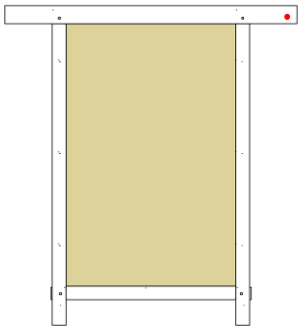
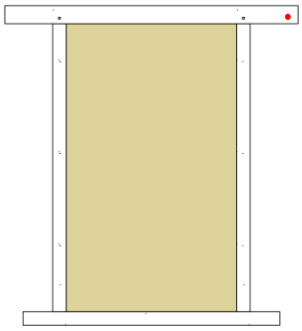
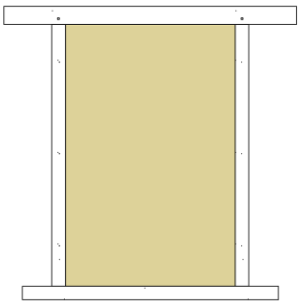
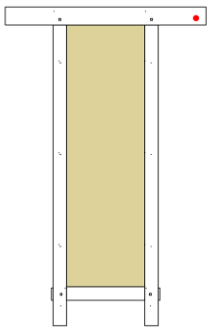
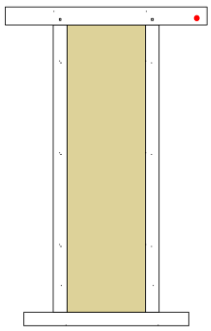
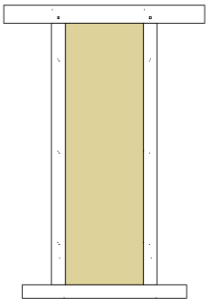
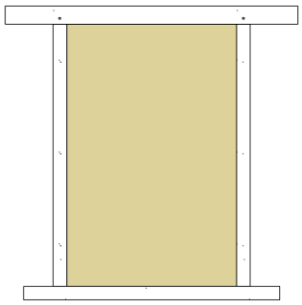
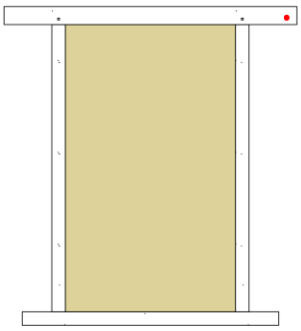
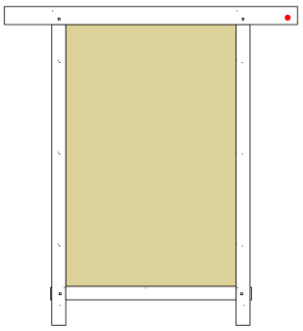
	足固め仕様	土台仕様 type-2（壁大）	土台仕様 type-1（標準）
壁長2P			 ＊片面中塗り仕様有り
壁長1P			

図 1.3.1-1　比較する土壁構面の概念

実験の結果を、壁倍率を算定するための 4 指標で以下に示す。4 指標のうちの最低値を赤字で示した。また、土台（標準高さ）と比較して大きい値を示している比率部分をグレーの網掛けで示した。

表 1.3.1-1　土台仕様と足固め仕様の壁倍率の違い（4 指標を用いて比較）

	土台（標準高さ）		土台（足固め同等高さ）		足固め	
						
	比率	特性値（kN）	比率	特性値（kN）	比率	特性値（kN）
2P　軸組含む評価						
Py	1.0	10.9	0.95	10.3	0.81	8.8
2/3×Pmax	1.0	10.2	0.94	9.6	0.87	8.9
0.2Pu/Ds	1.0	6.1	1.03	6.3	1.14	7.0
P120	1.0	12.7	0.88	11.2	0.84	10.7
2P　軸組含まない評価						
Py	1.0	10.2	0.93	9.5	0.59	6.0
2/3×Pmax	1.0	9.3	0.93	8.7	0.80	7.4
0.2Pu/Ds	1.0	5.7	0.86	4.9	0.86	4.9
P120	1.0	12.0	0.87	10.4	0.80	9.6
1P　軸組含む評価						
Py	1.0	3.9	0.98	3.8	1.11	4.3
2/3×Pmax	1.0	4.1	0.98	4.0	1.12	4.5
0.2Pu/Ds	1.0	4.4	0.98	4.3	1.06	4.6
P120	1.0	3.9	0.97	3.8	1.06	4.1
1P　軸組含まない評価						
Py	1.0	3.2	0.94	3.0	0.83	2.7
2/3×Pmax	1.0	2.9	0.94	2.7	0.90	2.6
0.2Pu/Ds	1.0	1.4	1.27	1.7	1.10	1.5
P120	1.0	3.0	0.95	2.9	1.05	3.2

2P の試験体においては、軸組を含む評価の 0.2Pu/Ds において、

土台（標準高さ）1.0　＜　土台（足固め同等高さ）1.03　＜　足固め 1.14

の順序・比となったが、他の指標および軸組を含まない評価の各指標においては、

土台（標準高さ）＞　土台（足固め同等高さ）　＞　足固め

の順序となった。

1P の試験体においては、軸組を含む評価の全ての指標において、

土台（足固め同等高さ）＜　土台（標準高さ）　＜　足固め

の順序となった。また軸組を含まない評価では、0.2Pu/Ds および P120 において足固めが最も大きい値を示した。

以上の観察から、本事業で設定した軸組フレーム（135 角）の影響の現れ方が、試験体幅が小さいほど、足固め仕様ほど大きく、見かけの性能が上がると考えられる。

本実験の結果からは、フレームの影響を取り除いた場合は、足固め仕様においては土台仕様と比較して、壁倍率が 0.86 程度低減されたと言える。また、1P の場合には、フレームの影響から、足固め仕様の壁倍率の低減はほとんど生じなかった。

1.3.2　フレームモデルの汎用解析ソフトによる解析的検証の概要

解析は、以下の手順で行った。

①実大実験のモデル化（詳細モデル）

1.3.1 で述べた実験を行った構面について解析モデルを作成し、実験結果との比較を行った。土壁はブレースに置換し、接合部は回転・引張ばねを考慮した「詳細モデル」とした。

②簡易モデルの検討

パラメトリックスタディを行うための汎用性のある解析モデルとして、接合部をピン接合とした「簡易モデル」を設定した。また、現実の納まりを考慮した柱頭・足固めは回転・引張バネ、柱脚はピンとした「柱脚ピンモデル」も設定し、実験結果、詳細モデル、柱脚ピンモデル、簡易モデルについて検証を行い、簡易モデルの妥当性を確認した。

③任意形状構面における解析的検討

簡易モデルを用いて以下のパラメータに対するスタディを行い、足固め壁の倍率（低減率）の妥当性の確認を行った。

表 1.3.2-1 解析パラメータ

柱小径	120、135、150、180、210 mm
柱耐力	足固め接合部の柱の断面欠損：I 字、十字
壁耐力	1、2、3、4 kN/m
壁長	910、1820 mm
足固め高さ H1	250、375、500 mm

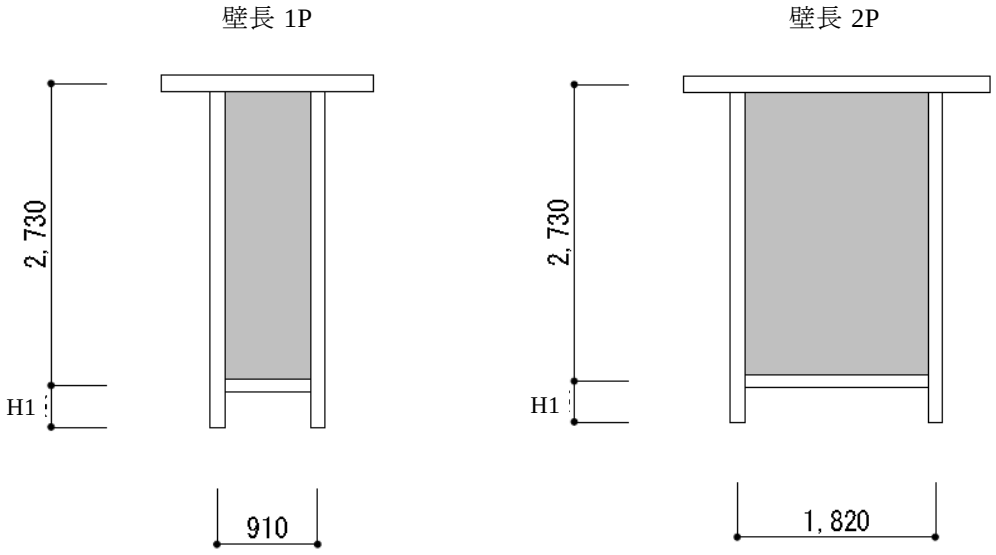


図 1.3.2-1 検討を行う構面

以上の検討の結果、簡易モデルを用いての解析の妥当性が確認された。また、簡易モデルで実施したパラメトリックスタディーの結果は以下の通りとなった。

表 1.3.2-2 に足固め仕様壁の土台仕様壁に対する耐力低減率を示す。柱の降伏を考慮しない場合において、壁長・柱小径・壁耐力による違いはほぼ見られない。足固め高さ 250 で低減率 0.90～0.95、足固め高さ 375 で低減率 0.84～0.90、足固め高さ 500 で低減率 0.79～0.87 となった。

表 1.3.2-2 足固め仕様壁耐力の土台仕様壁耐力に対する低減率

壁長 1P（L＝910）

	足固め高さ250				足固め高さ375				足固め高さ500			
	壁 1	壁 2	壁 3	壁 4	壁 1	壁 2	壁 3	壁 4	壁 1	壁 2	壁 3	壁 4
柱120	0.93	0.91	0.91	0.91	0.88	0.87	0.85	0.84	0.86	0.82	0.80	0.79
柱135	0.93	0.93	0.92	0.90	0.88	0.86	0.86	0.84	0.85	0.84	0.80	0.80
柱150	0.93	0.93	0.93	0.92	0.88	0.87	0.86	0.86	0.87	0.84	0.83	0.81
柱180	0.93	0.93	0.92	0.93	0.90	0.88	0.88	0.86	0.86	0.86	0.84	0.82
柱210	0.95	0.93	0.93	0.93	0.90	0.88	0.90	0.88	0.86	0.87	0.86	0.85

壁長 2P（L＝1820）

	足固め高さ250				足固め高さ375				足固め高さ500			
	壁 1	壁 2	壁 3	壁 4	壁 1	壁 2	壁 3	壁 4	壁 1	壁 2	壁 3	壁 4
柱120	0.93	0.92	0.89	0.37	0.87	0.85	0.46	0.29	0.84	0.79	0.30	0.20
			0.29	0.21			0.28	0.18			0.28	0.19
柱135	0.93	0.94	0.90	0.91	0.88	0.87	0.85	0.84	0.83	0.81	0.79	0.44
				0.35				0.36				0.36
柱150	0.93	0.93	0.91	0.92	0.88	0.86	0.85	0.85	0.83	0.82	0.81	0.80
柱180	0.93	0.93	0.93	0.92	0.90	0.88	0.89	0.87	0.86	0.84	0.82	0.83
柱210	0.95	0.92	0.92	0.93	0.90	0.88	0.88	0.89	0.84	0.86	0.83	0.85

上段：足固め直交部材なし（柱断面欠損 I 字）

下段：足固め直交部材あり（柱断面欠損十字）

本検討において、柱の断面欠損は実験と同様の納まりと仮定して解析を行ったが、柱の断面欠損や足固め仕口の回転バネが設定より大きい場合は危険側となる。足固めの部材寸法、特に材せいが柱より大きい場合は柱降伏が生じる可能性がある。ただし、その場合は土台仕様より耐力が大きくなる可能性もある。

また、架構としては、壁付き柱以外の柱についても柱がちとした方が望ましい。束では地震力を負担することができないため、1 階床の地震力も考慮すると設定より柱応力が大きくなり、柱の降伏により想定した耐力が得られない可能性がある。

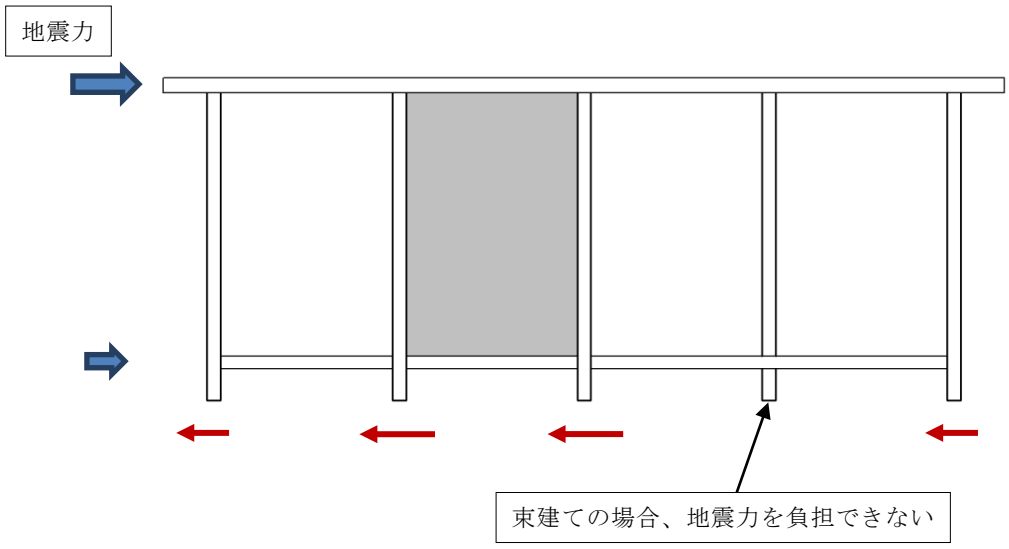


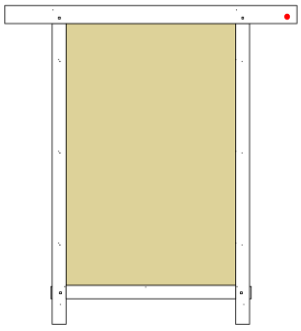
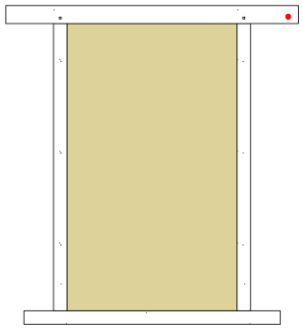
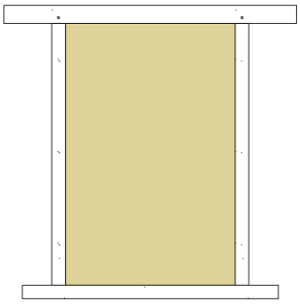
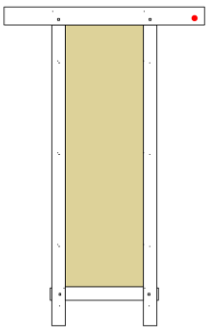
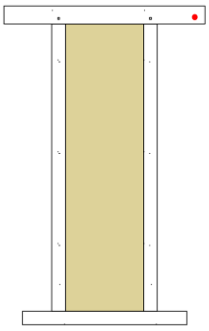
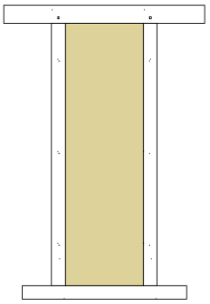
図 1.3.2-2 地震力の分担

第 2 章　全面土壁構面の水平加力実験

2.1　実験の目的および概要

実際の伝統木造建築には、脚元が土台となっており足元まで土壁が塗られている場合（以降「土台仕様」とする）と、土壁が足固めまでしか塗られていない場合（以降「足固め仕様」とする）がある。本実験では、土台仕様と足固め仕様の構造性能の違いを検証することを目的として実大構面実験を実施する。土台仕様は、壁部分の寸法を足固め仕様とそろえた type-1（標準）と、全高を足固め仕様とそろえた type-2（壁大）の 2 種類について検証した。なお、壁長 910 mm（1P）と 1820 mm（2P）では破壊モードが異なることを考慮して、それぞれの壁長の試験体について実験を行うものとする。

表 2.1-1　比較する仕様の概念

	足固め仕様	土台仕様 type-2（壁大）	土台仕様 type-1（標準）
壁長 2P			 ＊片面中塗り仕様有り
壁長 1P			

実大構面実験は2015年12月から2016年1月に徳島県木材利用創造センターおよび四国職業能力開発大学校にて実施する。そのほか要素実験等については徳島県木材利用創造センターで実施する。なお、接合部仕様は昨年度と同様であるため、接合部の要素実験は実施しないものとする。

表 2.1-2　実験実施項目

実験項目	実施場所	実施期間
実大構面実験	徳島県木材利用創造センター 四国職業能力開発大学校	2015年12月～2016年1月 （試験体の作成・養生は2015年10月から実施）
材料試験（木材）	徳島県木材利用創造センター	2016年1月
材料試験（壁土）	四国職業能力開発大学校	2016年

2.2　実大構面実験

2.2.1　試験体

2.2.1.1　試験体概要

壁と軸組からなる 6 種類の全面壁構面試験体および軸組のみの試験体（以降「フレーム試験体」とする）3 種類の合計 9 種類を対象とした。表 2.2.1-1 に試験体の種類、表 2.2.1-2 に姿図を含めた試験体一覧を示す。全面壁構面試験体は各 3 体ずつとし、フレーム試験体は各 1 体とした。全面壁構面試験体の 6 種類のうち、2 種類が足固め仕様試験体、3 種類が土台仕様試験体、1 種類が片面中塗り仕様試験体とした。そのうちの土台仕様試験体は、壁部分の寸法を足固め仕様試験体とそろえた type-1（標準）と、全高を足固め仕様試験体とそろえた type-2（壁大）の 2 種類とした。

なお、各試験体名は 1-1、1-2、1-3、1-F のように「試験体種類-試験体番号（軸組は F)」とする。

表 2.2.1-1　試験体の種類

	試験体種類名	壁長さ	仕様	試験体数	実験実施場所[*1]
全面壁構面試験体	試験体　1	2P	足固め仕様	3 体	香川
	試験体　2	2P	土台仕様 type-2[*2]	3 体	香川
	試験体　3	1P	土台仕様 type-1[*3]	3 体	徳島
	試験体　4	1P	足固め仕様	3 体	香川
	試験体　5	1P	土台仕様 type-2[*2]	3 体	香川
	試験体　6	2P	土台仕様 type-1[*3]（片面中塗り仕様）	3 体	徳島
フレーム試験体	試験体　1-F [*4]	2P	足固め仕様フレーム	1 体	徳島
	試験体　3-F [*4]	1P	土台仕様 type-1[*3]	1 体	徳島
	試験体　4-F [*4]	1P	足固め仕様フレーム	1 体	徳島

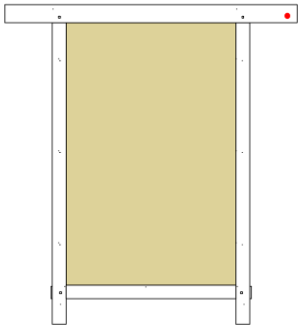
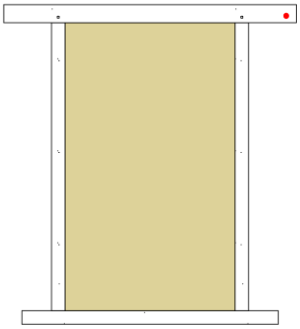
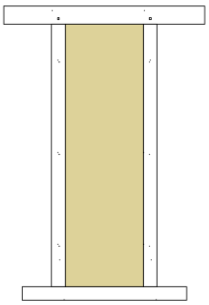
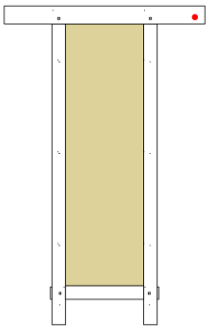
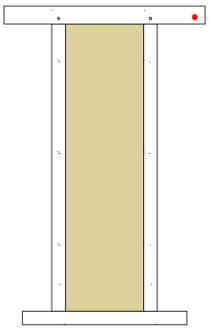
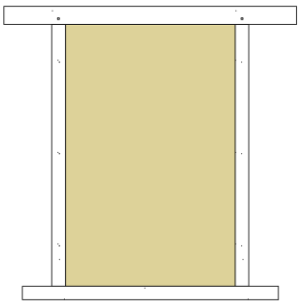
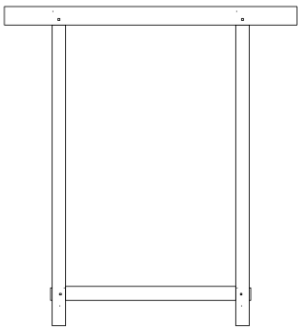
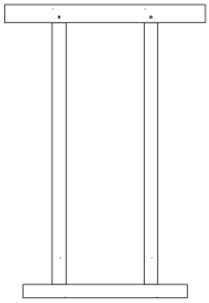
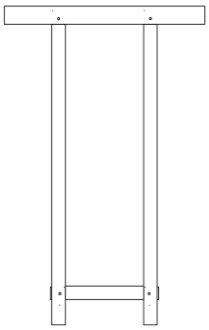
＊1「香川」は四国職業能力開発大学校を、「徳島」は徳島県木材利用創造センターを指す。

＊2 全高を足固め仕様試験体とそろえた type-2（壁大）

＊3 壁部分の寸法を足固め仕様試験体とそろえた type-1（標準）

＊4「試験体 1-F」は「試験体 1」の軸組のみとした試験体のため、「試験体 1」の後に F を記したものが試験体種類名となる。「試験体 3-F」「試験体 4-F」も同様である。試験体が 1 体であるため、試験体種類名と試験体名が同一となる。

表 2.2.1-2　試験体一覧

試験体 1	試験体 2	試験体 3
2P、足固め仕様、3 体	2P、土台仕様 type-2、3 体	1P、土台仕様 type-1、3 体
		
試験体 4	試験体 5	試験体 6
1P、足固め仕様、3 体	1P、土台仕様 type-2、3 体	2P、土台仕様 type-1（片面中塗り仕様）、3 体
		
試験体 1-F	試験体 3-F	試験体 4-F
2P、足固め仕様フレーム、1 体	1P、土台仕様 type-1 フレーム、1 体	1P、足固め仕様フレーム、1 体
		

仕口の仕様は昨年度同様、柱 - 桁接合部および足固め - 柱接合部はほぞ差し込み栓、柱 - 土台接合部はほぞ差し（治具との固定に D ボルト接合を使用）とした。試験体樹種には吉野杉、木栓のみカシを用い、徳島産の土を使用した。材料特性値については 2.3 章にて後述する。

表 2.2.1-3　試験体仕様

項目	仕様
軸部	柱、足固めおよび土台 　樹種：スギ 　断面寸法(mm)：高さ 135×幅 135 　規格：目視等級・特選一等 桁 　樹種：スギ 　断面寸法(mm)：高さ 180×幅 135 　規格：目視等級・特選一等
土塗り壁	荒壁 　厚さ：40mm 　貫伏：スサ 中塗り 　厚さ：30mm（表・裏各 15mm） 　貫伏：ビニロン三軸メッシュ TRINEO ※片面中塗り仕様（試験体 6）は片面中塗とし、荒壁 55mm、中塗り 15mm とした。

表 2.2.1-4　仕口仕様

項目	仕様
柱頭	ほぞ差し込み栓 　ほぞ差し部寸法(mm)：幅 36×高さ 120×長さ 150 　ほぞ根元：一段 　込み栓寸法(mm)：18×18（樹種：シラカシ） 　（ほぞ差し部根元から込み栓中心まで 54mm)
柱脚	D ボルト接合（柱仕口はほぞ） 　D ボルト径(mm)：30 　仕口接続ボルト：M16 全ネジボルト 　水平部材端部ボルト固定：角座金 M16 ナット固定
柱 - 足固め	ほぞ差し込み栓 　ほぞ差し部寸法(mm)：幅 36×高さ 120×長さ 150 　ほぞ根元及び寸法(mm)：二段、幅 96×高さ 120×長さ 15mm 　込み栓寸法(mm)：18×18（樹種：シラカシ） 　（ほぞ差し部根元から込み栓中心まで 54mm)

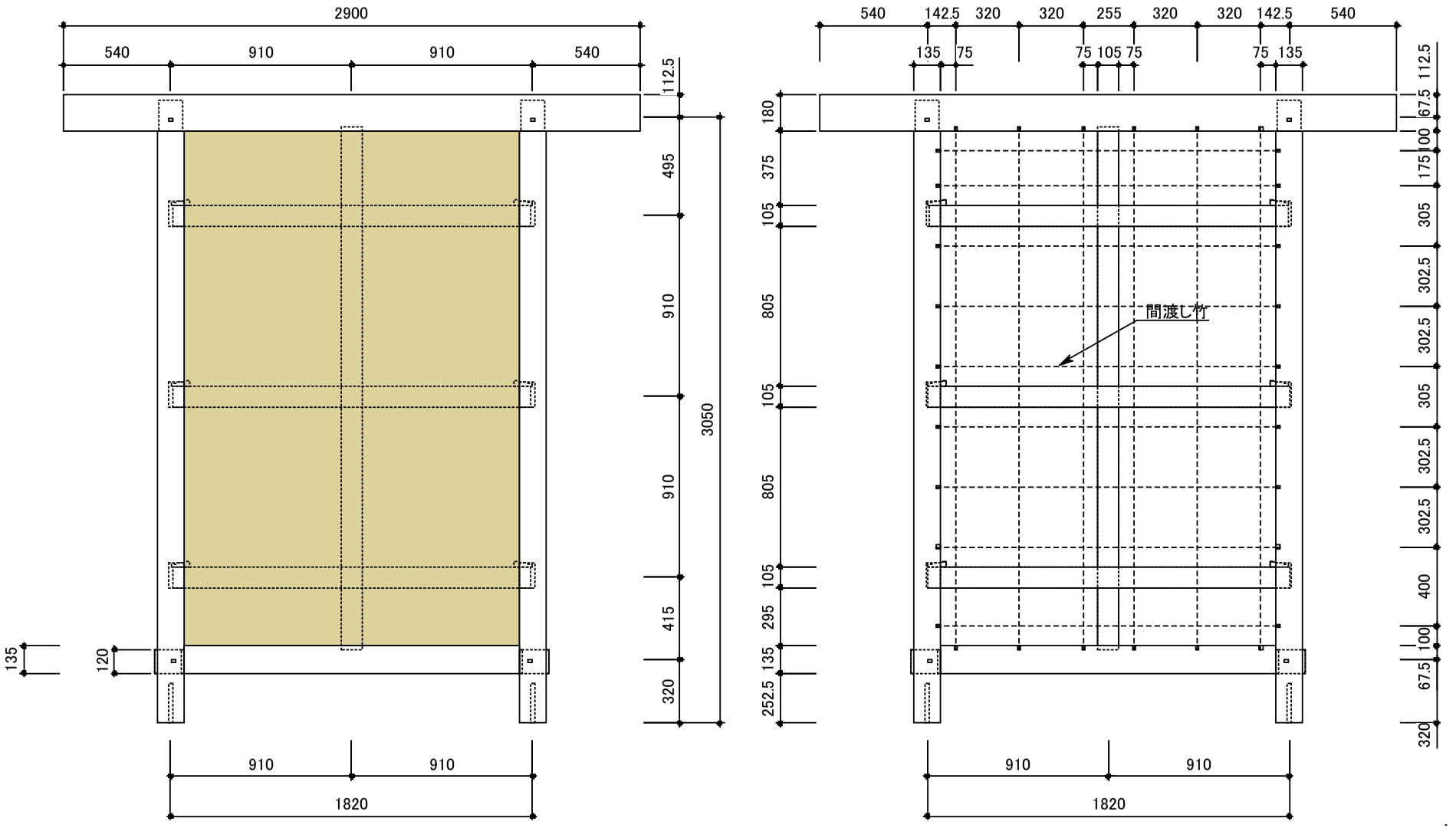


図 2.2.1-1　試験体図 1　足固め 2P（左：土壁仕上げ、右：木舞下地仕様）（試験体 1）

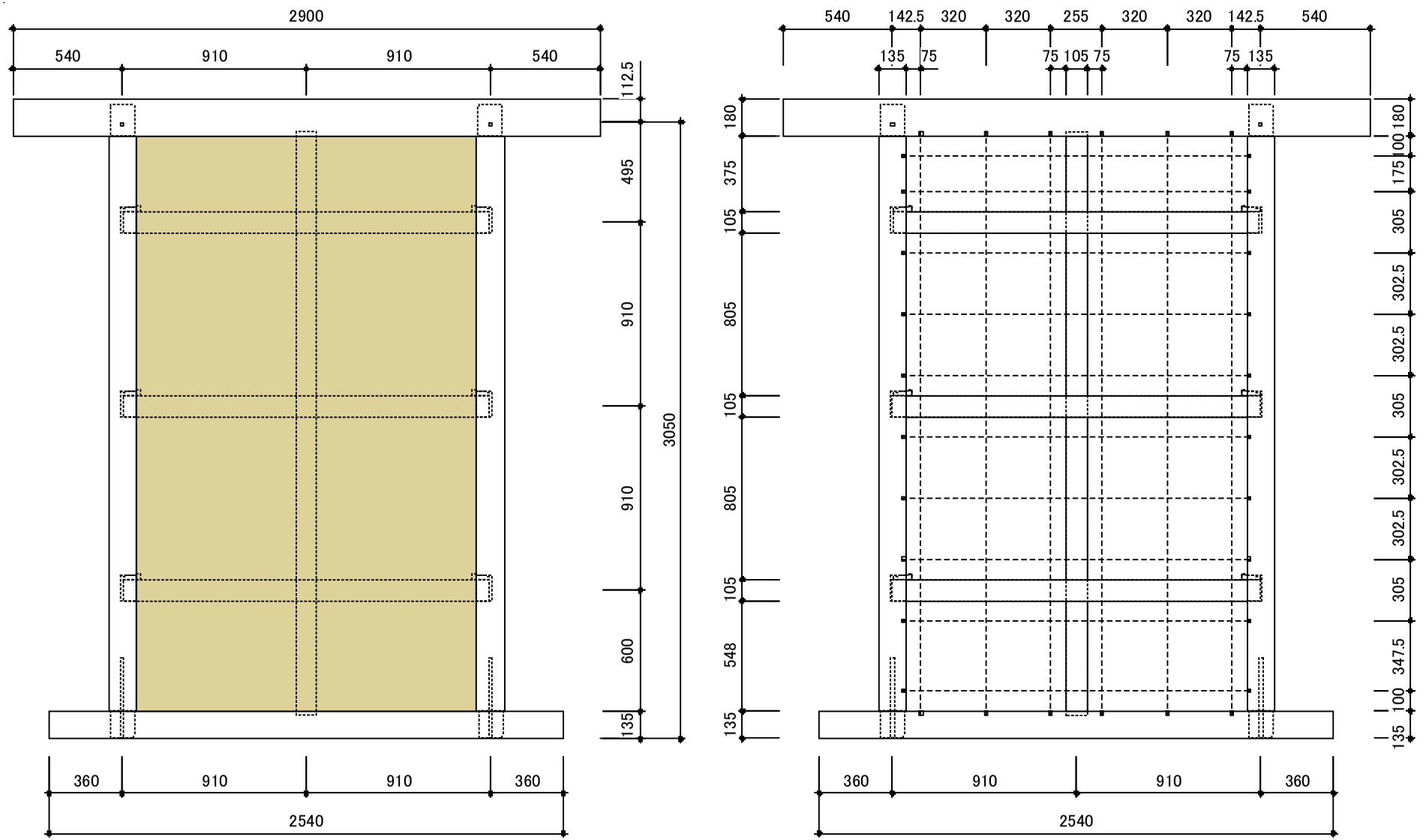


図 2.2.1-2　試験体図 2　土台仕様 type-2（壁大）2P（左：土壁仕上げ、右：木舞下地仕様）（試験体 2）

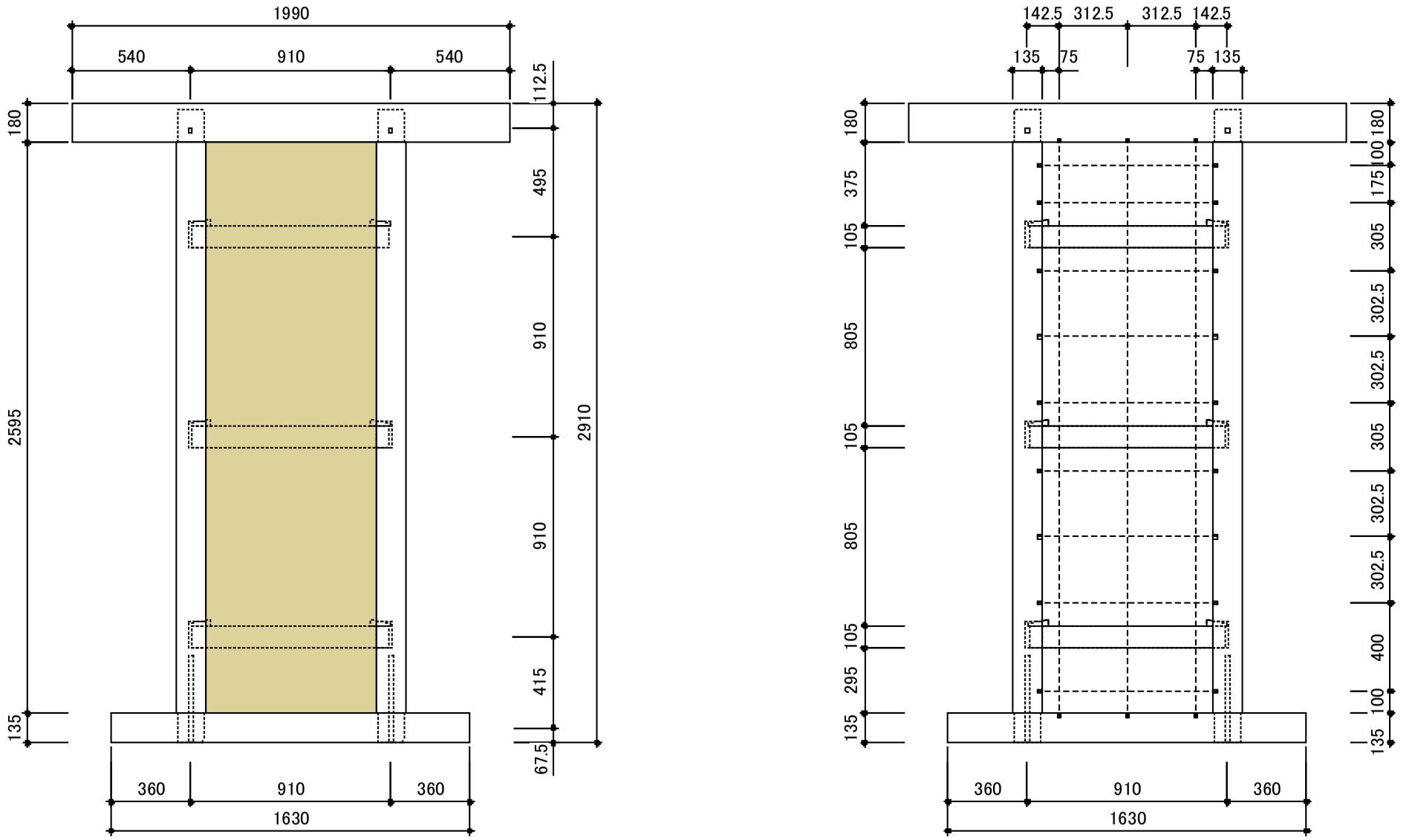


図 2.2.1-3　試験体図 3　土台仕様 type-1（標準）1P（左：土壁仕上げ、右：木舞下地仕様）（試験体 3）

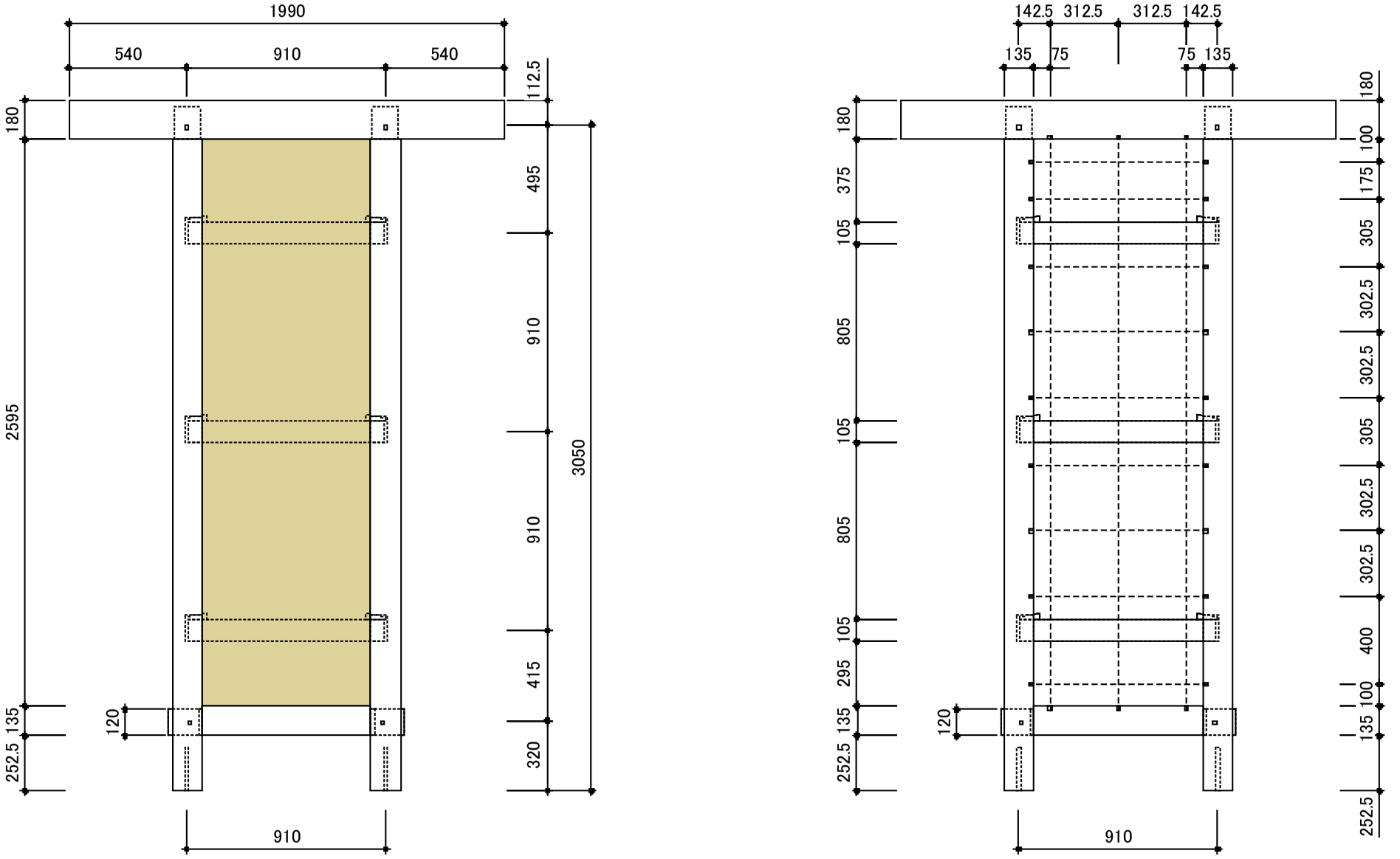


図 2.2.1-4　試験体図 4　足固め仕様 1P（左：土壁仕上げ、右：木舞下地仕様）（試験体 4）

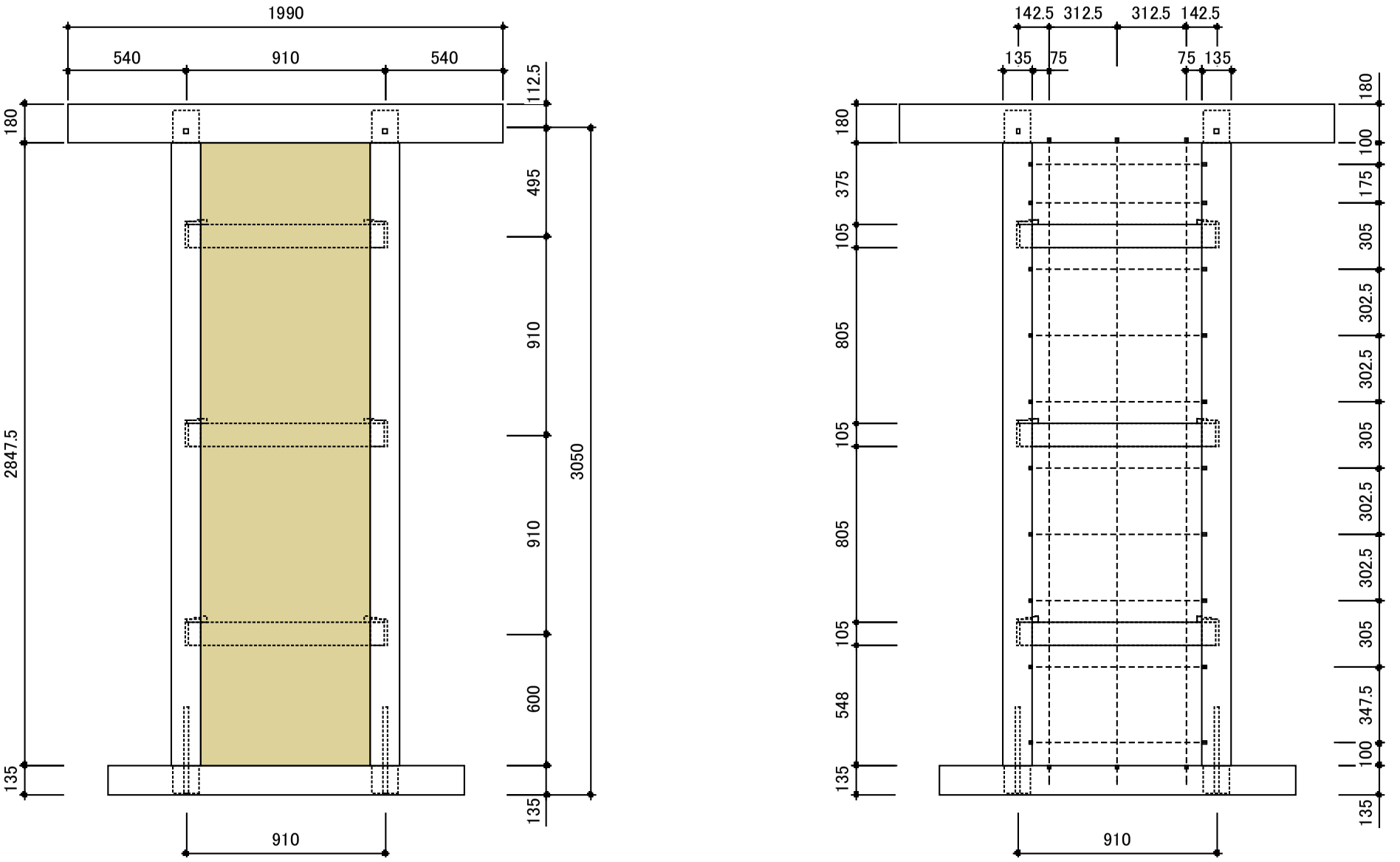


図 2.2.1-5　試験体図 5　土台仕様 type-2（壁大）1P（左：土壁仕上げ、右：木舞下地仕様）（試験体 5）

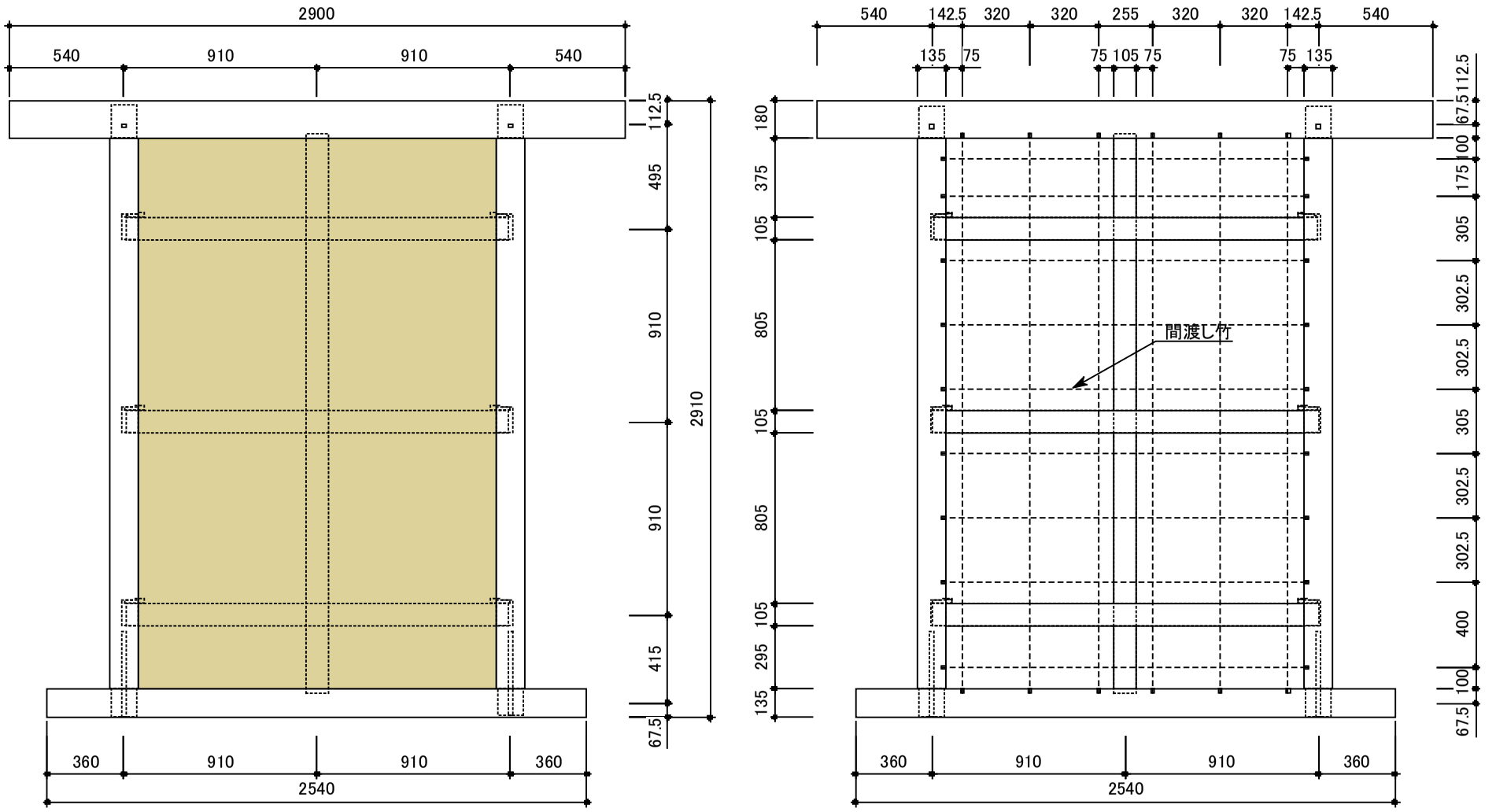


図 2.2.1-6　試験体図 6　土台仕様 type-1（標準）2P（片面中塗り仕様）（左：土壁仕上げ、中：木舞下地仕様、右：壁内部仕様）（試験体 6）

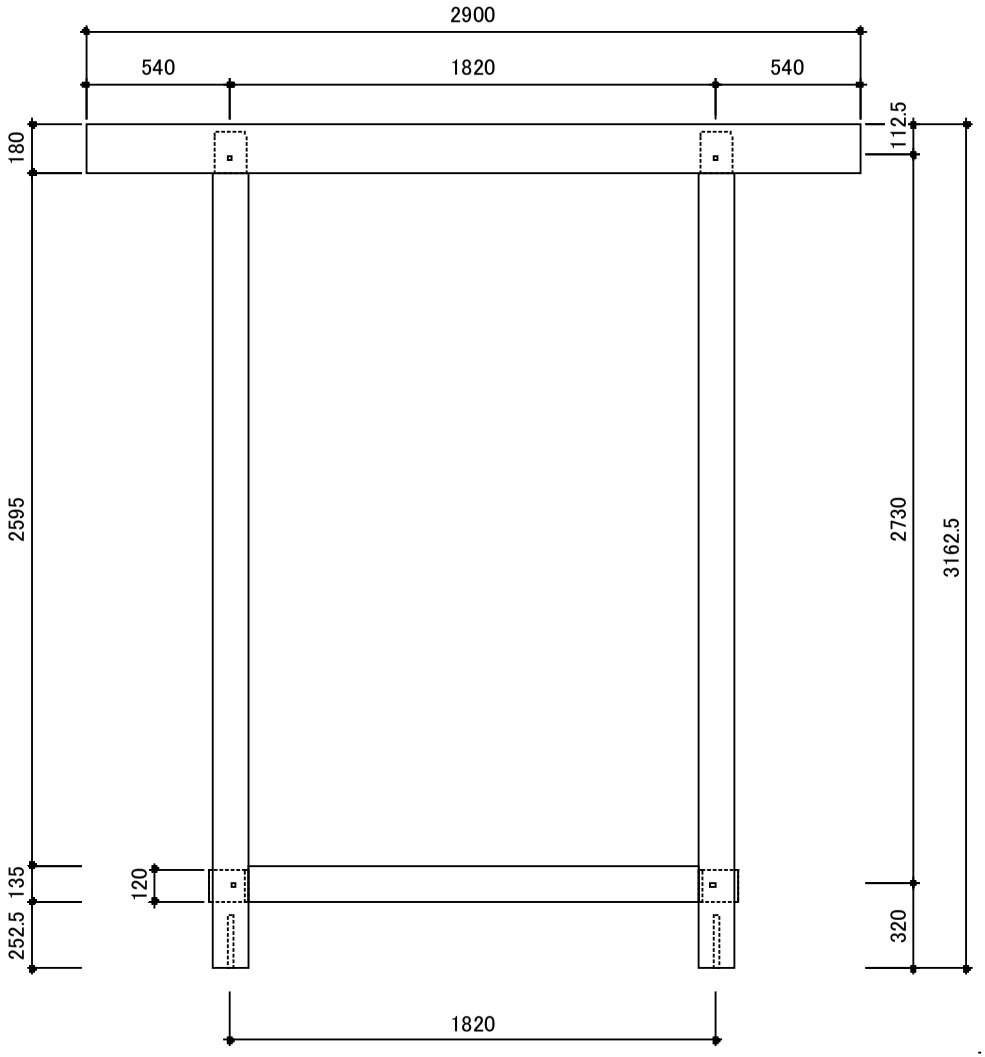


図 2.2.1-7　試験体図 7　フレーム試験体　足固め仕様 2P（試験体 1-F）

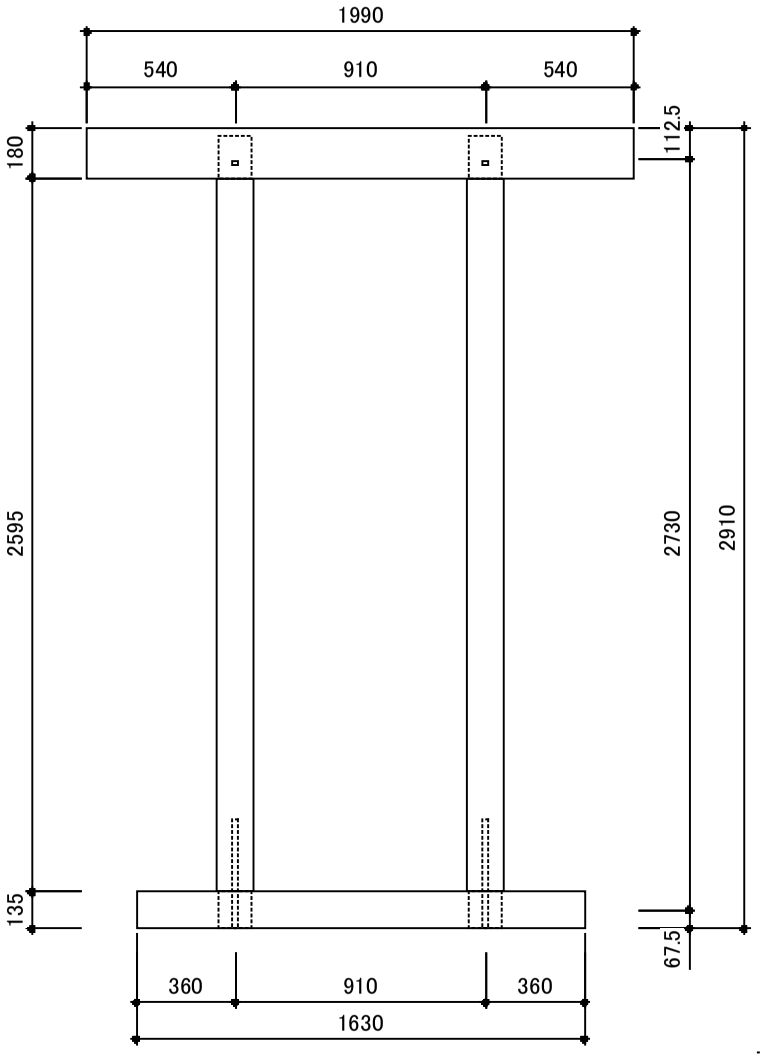


図 2.2.1-8　試験体図 8　フレーム試験体足固め仕様 1P（試験体 3-F）

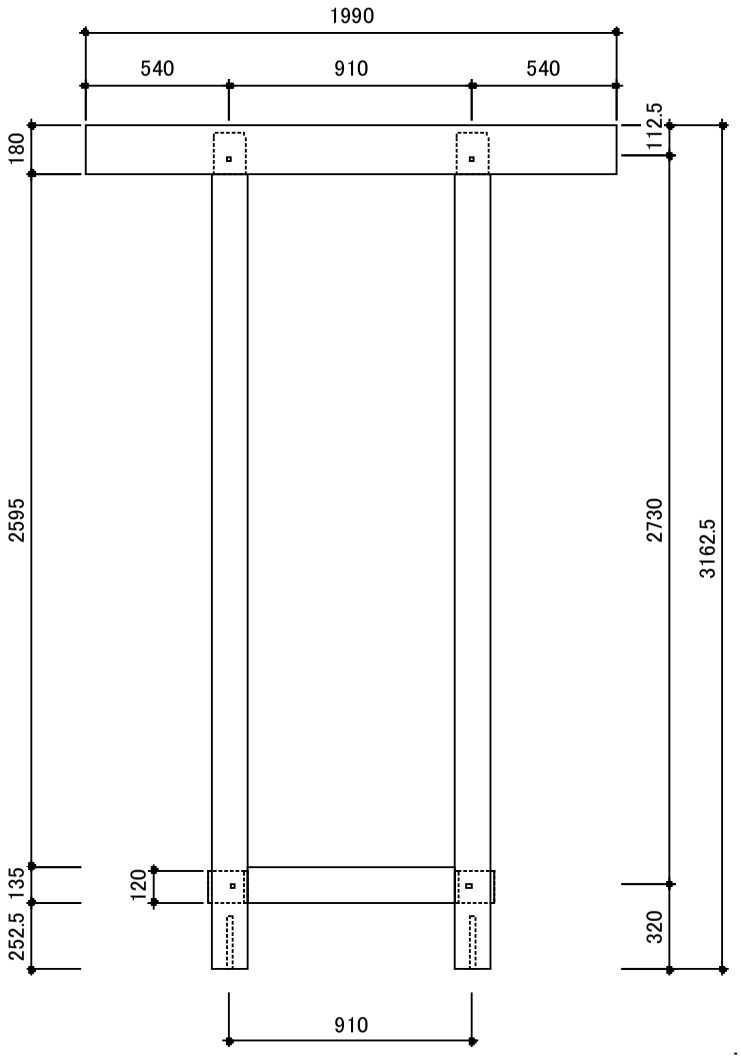


図 2.2.1-9　試験体図 9　フレーム試験体土台仕様 1P（試験体 4-F）

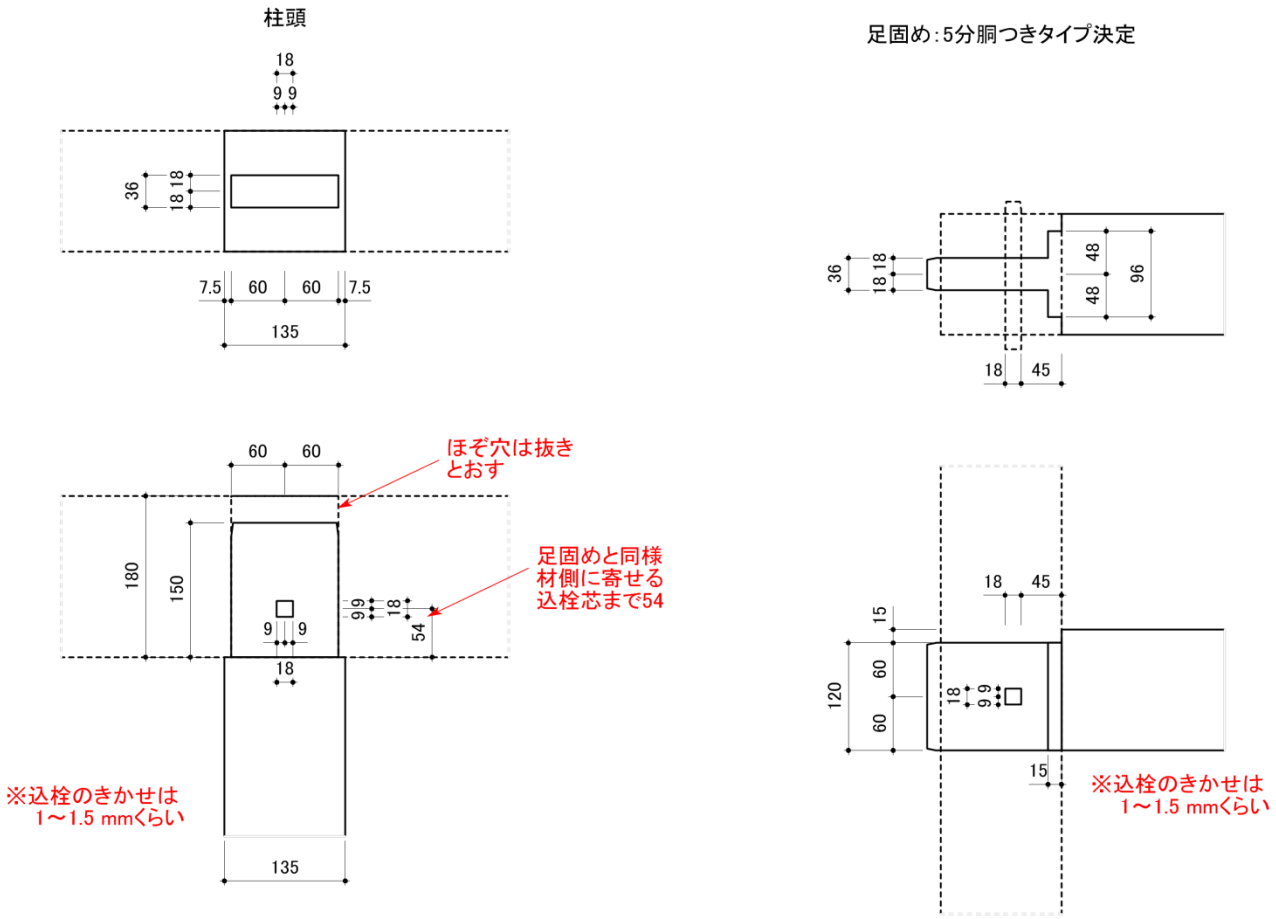


図 2.2.1-10　試験体図 10　仕口詳細（柱頭および柱-足固め接合部）

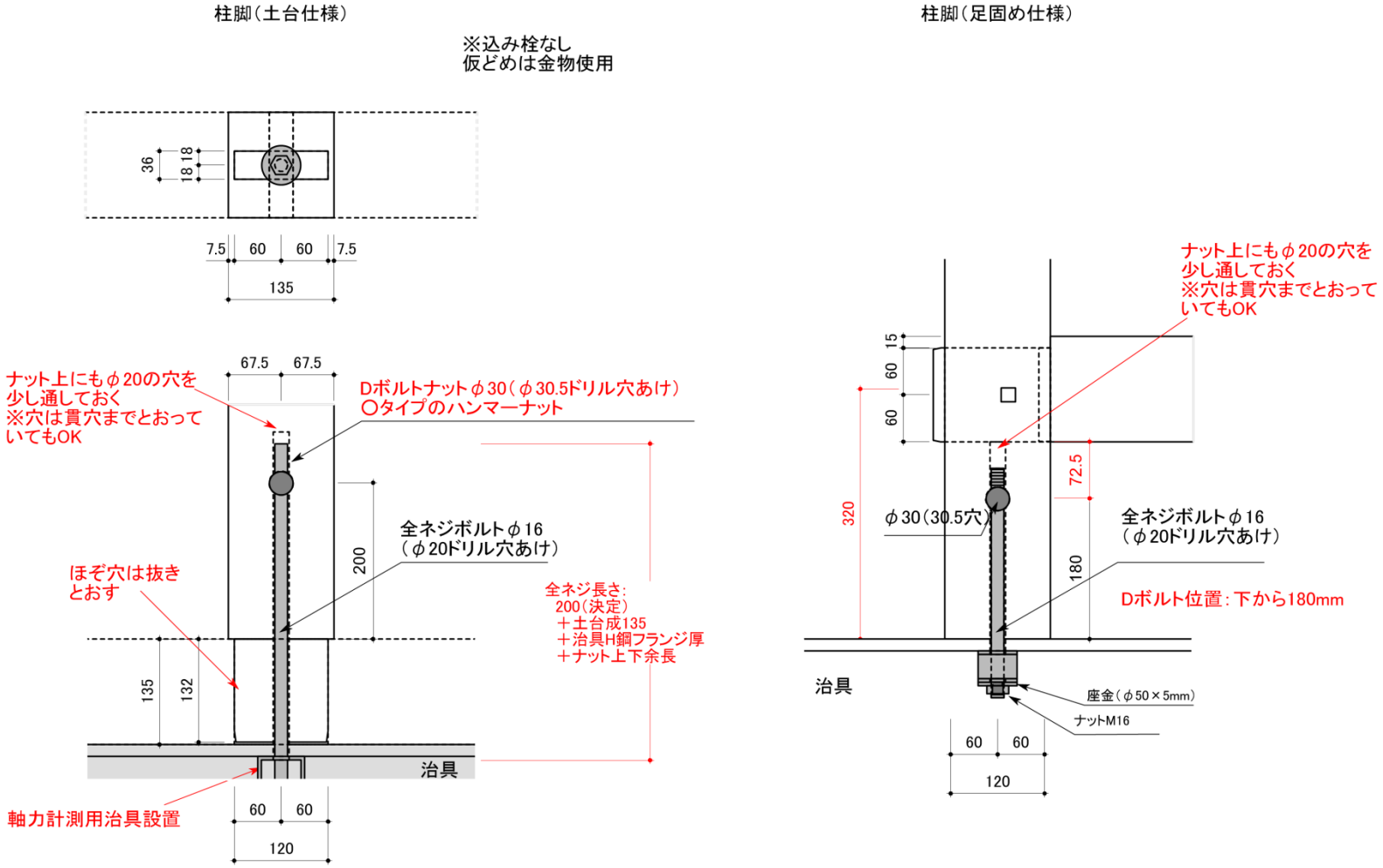


図 2.2.1-11　試験体図 11　仕口詳細（柱脚）

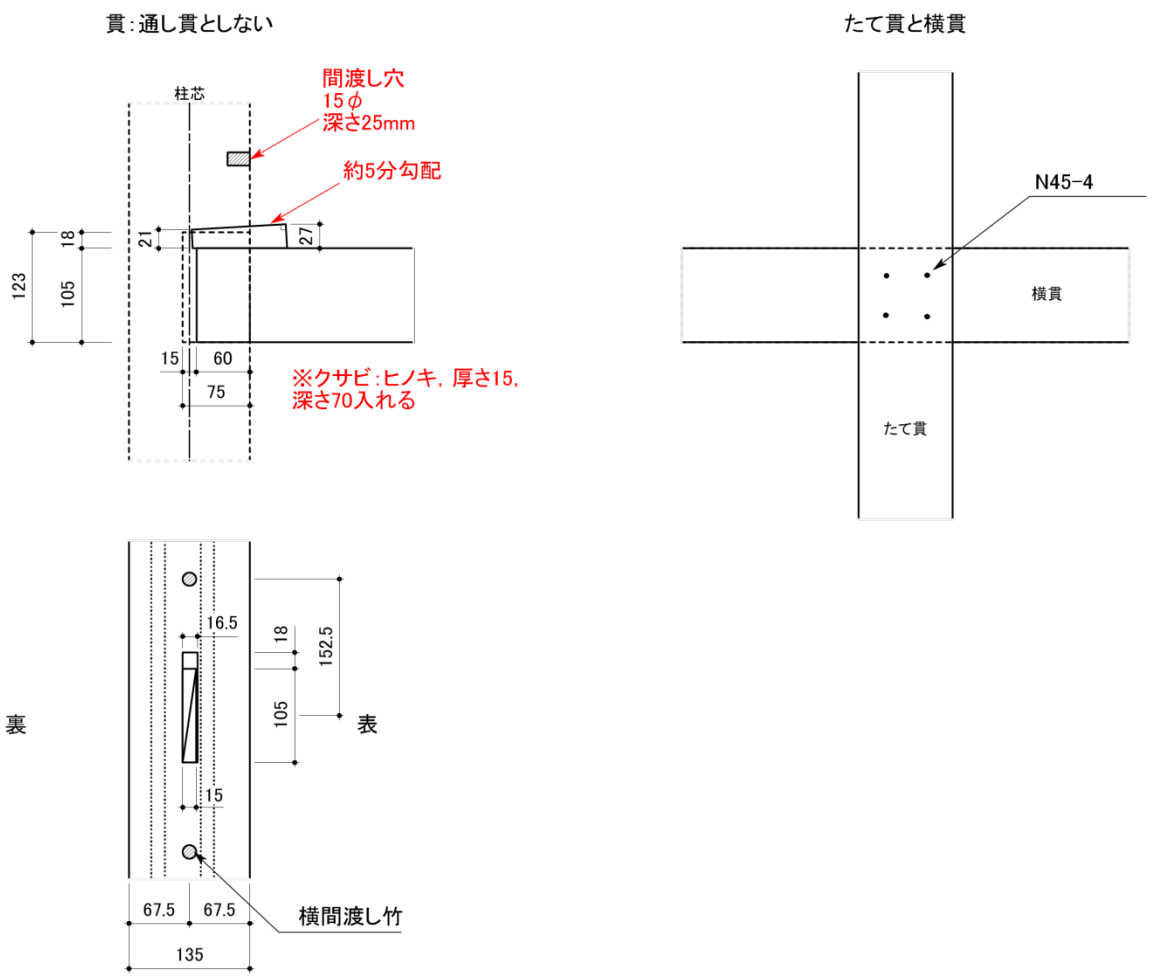


図 2.2.1-12　試験体図 12　仕口詳細（横貫）

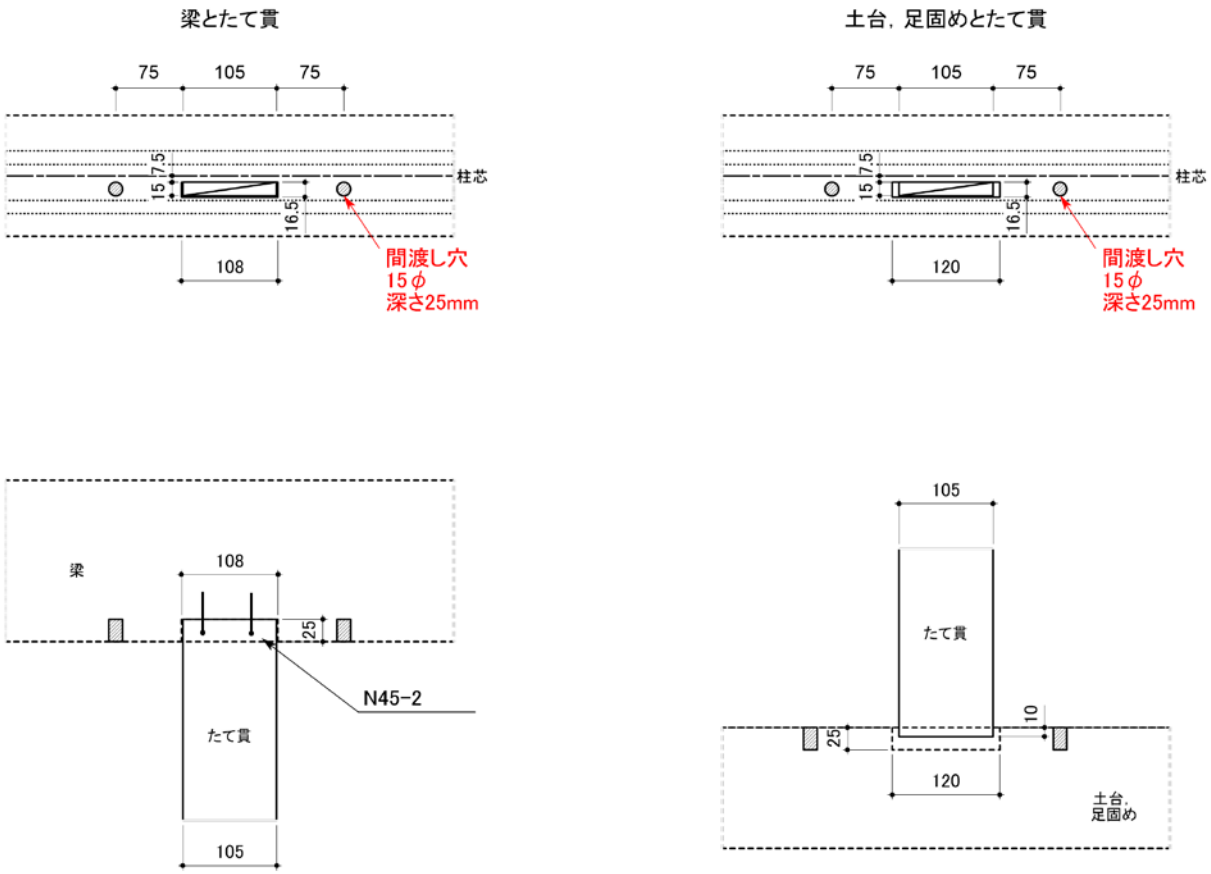


図 2.2.1-13　試験体図 13　仕口詳細（たて貫）

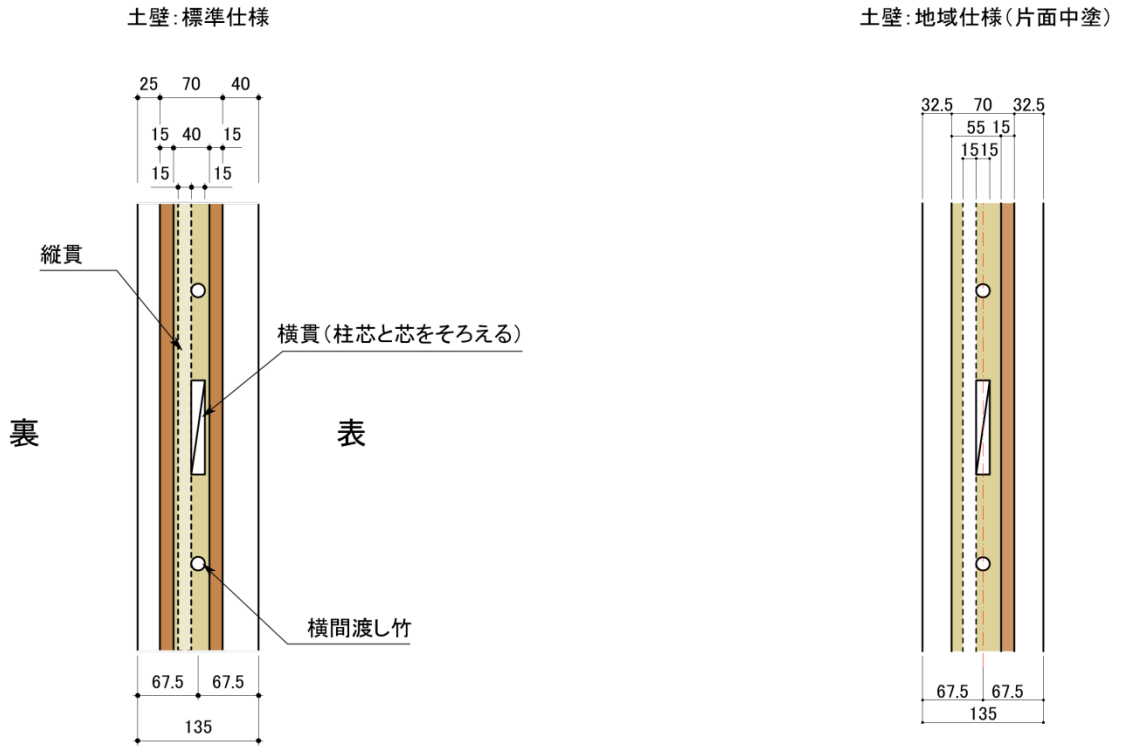


図 2.2.1-14　試験体図 14　土壁詳細

2.2.1.2 試験体作成

図 2.2.1-15、2.2.1-16 に試験体作成時の様子を示す。全ての試験体で同じ材料を用い、同じ職人によって試験体を作成した。試験体に使用した材料を図 2.2.1-17 に示す。

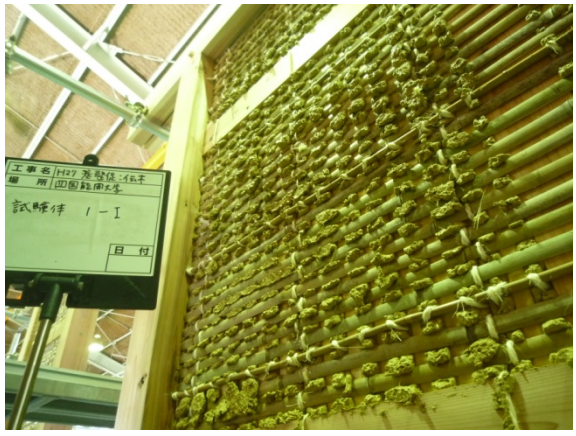
建方-1

建方-2

小舞かき-1

木舞かき-2

荒壁-1



荒壁-2

図 2.2.1-15　試験体作成の様子（1）

荒壁裏返し

荒壁裏返し-貫伏せ

中塗り-1

中塗り-2

図 2.2.1-16　試験体作成の様子（2）

割竹

木舞竹

荒壁土

図 2.2.1-17　使用した材料

2.2.2　実験方法

実験は徳島県木材利用創造センターと四国職業能力開発大学校（香川県）の 2 ヶ所で実施した。試験体 1、2、4、5 の 4 種 12 体を香川で、試験体 3、6 の 2 種 6 体およびフレーム試験体 1-F、3-F、4-F の 3 体を徳島にて加力した。

実験の様子および実験方法を図 2.2.2-1 に示す。試験体頂部（桁位置）を水平に加力し正負交番繰り返し載荷を行った。桁と脚部の水平変位の差分を制御変位として変位制御による加力とした。各仕様の制御変位は以下の通りである。

図 2.2.2-1　実験の様子および実験方法

土台仕様　：桁の変位（ch.1）　-　土台の変位（ch.2）
足固め仕様：桁の変位（ch.1）　-　柱脚の変位（ch.7）
※柱脚の変位は柱 2 本の平均値の予定だったが、制御装置の都合上 ch7 のみ使用することとなった。

柱脚固定式とし、D ボルトを用いて治具と固定した。なお、柱脚と治具の固定は 5N.m とした。柱各高さの水平変位や柱頭柱脚の浮き上がり、柱脚に生じる軸力など最大 22ch を計測した。なお、ひずみゲージは使用しない。

含水率や密度については後述する。

2.2.2.1　加力計画

表 2.2.2-1 に示す変形角を目標として正負交番繰り返し加力を行った。なお、1/15rad.以降は引き側のみ 1 回加力とした。なお、四国能力開発大学校ではジャッキが正面左に設置されているため、引張方向、変位計位置など反転させて実験を実施した。

表 2.2.2-1　目標変形角

目標変形角	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
繰り返し回数	3	3	3	3	3	3	3	3	3	1（引側のみ）

2.2.2.2　計測計画

計測計画を図 2.2.2-2～図 2.2.2-3 に、CH リストを表 2.2.2-2～表 2.2.2-7 に示す。

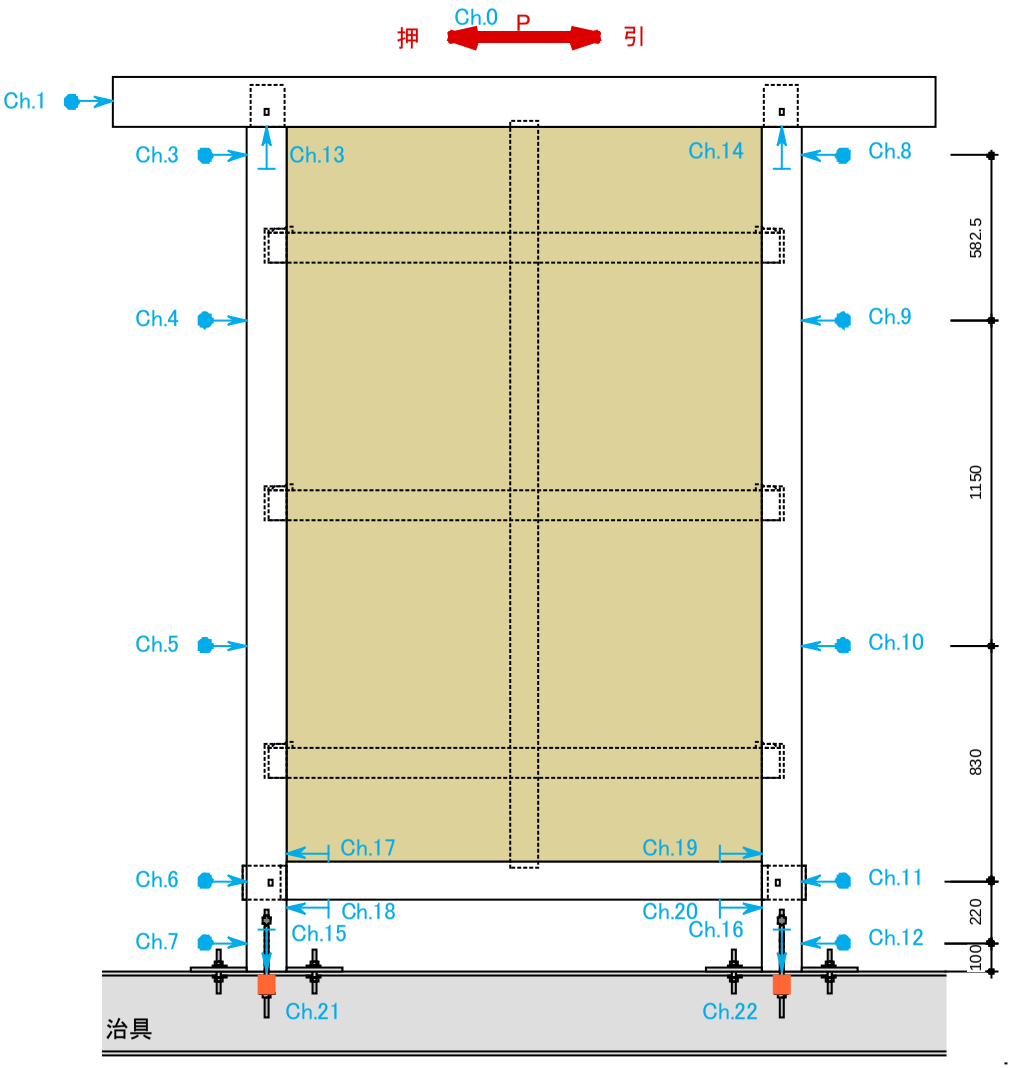


図 2.2.2-2　計測器配置図（試験体 1）

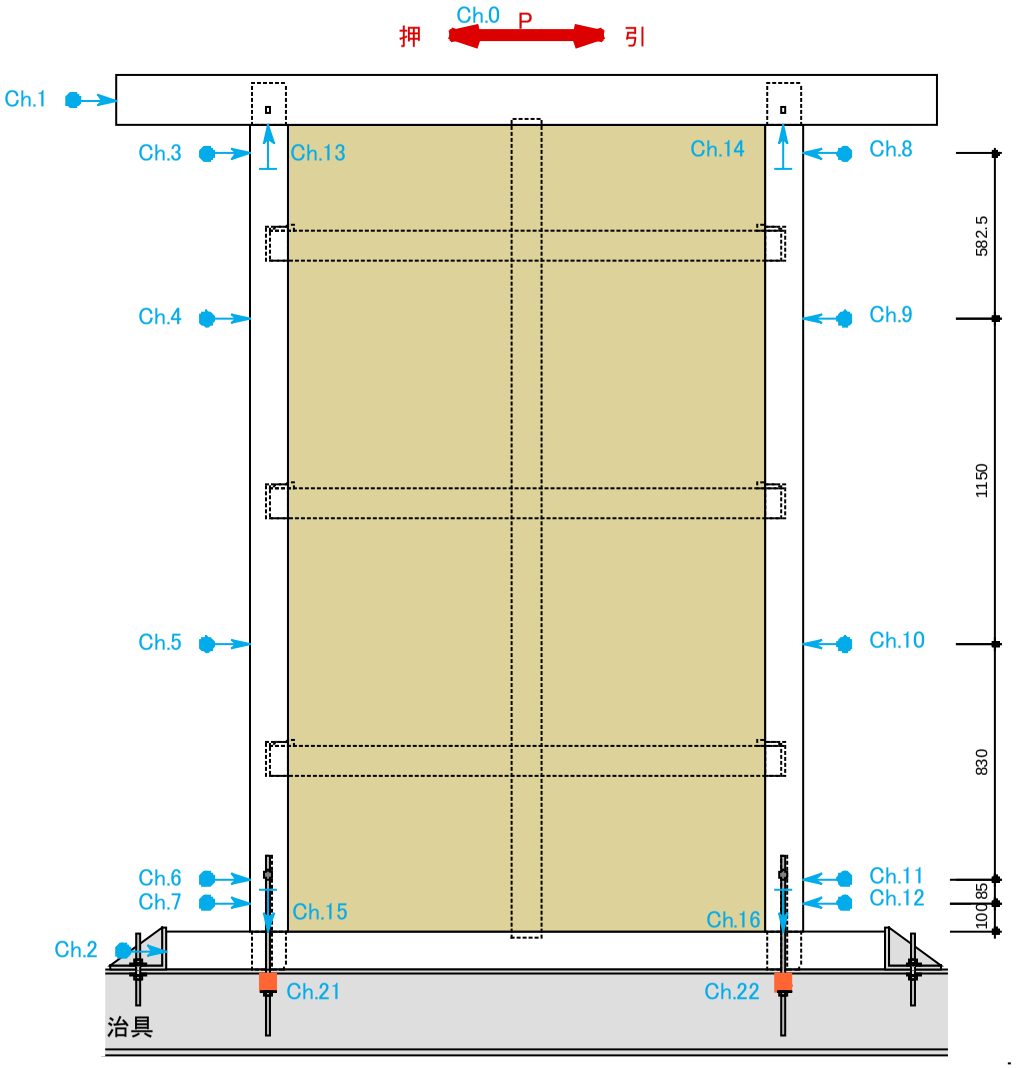


図 2.2.2-3　計測器配置図（試験体 2）

表 2.2.2-2　CH リスト（試験体 1 および 1-F）

No.	計測内容	計測位置	計測器		備考
			1-1~3	1-F	
0	荷重	加力装置			
1	絶対変位（制御）	桁	DP-1000D	DP-500C	
2					
3	絶対変位	柱 1‐1	DP-500E	DP-1000B	
4	絶対変位	柱 1‐2	DP-500E	DP-500E	
5	絶対変位	柱 1‐3	DP-500E	SDP-200D	
6	絶対変位	柱 1‐4	CDP-100	SDP-100C	
7	絶対変位（制御）	柱 1‐5	CDP-100	CDP-100	
8	絶対変位	柱 2‐1	DP-500E	DP-500E	
9	絶対変位	柱 2‐2	DP-500E	DP-500E	
10	絶対変位	柱 2‐3	DP-500E	SDP-200D	
11	絶対変位	柱 2‐4	CDP-100	SDP-100C	
12	絶対変位	柱 2‐5	CDP-100	SDP-100C	
13	相対変位	柱頭 1	CDP-50	CDP-50	
14	相対変位	柱頭 2	CDP-50	CDP-50	
15	相対変位	柱脚 1	CDP-50	CDP-100	
16	相対変位	柱脚 2	CDP-50	CDP-100	
17	相対変位	足固め 1 上	CDP-50	CDP-50	
18	相対変位	足固め 1 下	CDP-50	CDP-50	
19	相対変位	足固め 2 上	CDP-50	CDP-50	
20	相対変位	足固め 2 下	CDP-50	CDP-50	
21	荷重（軸力）	柱 1	KCG-200kNA		
22	荷重（軸力）	柱 2	KCG-200kNA		

表 2.2.2-3　CH リスト（試験体 2）

No.	計測内容	計測位置	計測器	備考
0	荷重	加力装置		
1	絶対変位（制御）	桁	DP-1000D	
2	絶対変位（制御）	土台	CDP-50	
3	絶対変位	柱 1‐1	DP-500E	
4	絶対変位	柱 1‐2	DP-500E	
5	絶対変位	柱 1‐3	DP-500E	
6	絶対変位	柱 1‐4	CDP-100	
7	絶対変位	柱 1‐5	CDP-100	
8	絶対変位	柱 2‐1	DP-500E	
9	絶対変位	柱 2‐2	DP-500E	
10	絶対変位	柱 2‐3	DP-500E	
11	絶対変位	柱 2‐4	CDP-100	
12	絶対変位	柱 2‐5	CDP-100	
13	相対変位	柱頭 1	CDP-50	
14	相対変位	柱頭 2	CDP-50	
15	相対変位	柱脚 1	CDP-50	
16	相対変位	柱脚 2	CDP-50	
17				
18				
19				
20				
21	荷重（軸力）	柱 1	KCG-200kNA	
22	荷重（軸力）	柱 2	KCG-200kNA	

表 2.2.2-4　CH リスト（試験体 3 および 3-F）

No.	計測内容	計測位置	計測器	備考
0	荷重	加力装置		
1	絶対変位（制御）	桁	DP-500C	
2	絶対変位（制御）	土台	CDP-100	
3	絶対変位	柱 1‐1	DP-1000B	
4	絶対変位	柱 1‐2	DP-500E	
5	絶対変位	柱 1‐3	SDP-200D	
6				
7	絶対変位	柱 1‐5	SDP-100C	
8	絶対変位	柱 2‐1	DP-500E	
9	絶対変位	柱 2‐2	DP-500E	
10	絶対変位	柱 2‐3	SDP-200D	
11				
12	絶対変位	柱 2‐5	SDP-100C	
13	相対変位	柱頭 1	CDP-50	
14	相対変位	柱頭 2	CDP-50	
15	相対変位	柱脚 1	CDP-100	
16	相対変位	柱脚 2	CDP-100	
17				
18				
19				
20				
21	荷重（軸力）	柱 1	KCG-200kNA	
22	荷重（軸力）	柱 2	KCG-200kNA	

表 2.2.2-5　CH リスト（試験体 4 および 4-F）

No.	計測内容	計測位置	計測器		備考
			4-1~3	4-F	
0	荷重	加力装置			
1	絶対変位（制御）	桁	DP-1000D	DP-500C	
2					
3	絶対変位	柱 1‐1	DP-500E	DP-1000B	
4	絶対変位	柱 1‐2	DP-500E	DP-500E	
5	絶対変位	柱 1‐3	DP-500E	SDP-200D	
6	絶対変位	柱 1‐4	CDP-100	SDP-100C	
7	絶対変位（制御）	柱 1‐5	CDP-100	CDP-100	
8	絶対変位	柱 2‐1	DP-500E	DP-500E	
9	絶対変位	柱 2‐2	DP-500E	DP-500E	
10	絶対変位	柱 2‐3	DP-500E	SDP-200D	
11	絶対変位	柱 2‐4	CDP-100	SDP-100C	
12	絶対変位	柱 2‐5	CDP-100	SDP-100C	
13	相対変位	柱頭 1	CDP-50	CDP-50	
14	相対変位	柱頭 2	CDP-50	CDP-50	
15	相対変位	柱脚 1	CDP-50	CDP-100	
16	相対変位	柱脚 2	CDP-50	CDP-100	
17	相対変位	足固め 1 上	CDP-50	CDP-50	
18	相対変位	足固め 1 下	CDP-50	CDP-50	
19	相対変位	足固め 2 上	CDP-50	CDP-50	
20	相対変位	足固め 2 下	CDP-50	CDP-50	
21	荷重（軸力）	柱 1	KCG-200kNA		
22	荷重（軸力）	柱 2	KCG-200kNA		

表 2.2.2-6　CH リスト（試験体 5）

No.	計測内容	計測位置	計測器	備考
0	荷重	加力装置		
1	絶対変位（制御）	桁	DP-1000D	
2	絶対変位（制御）	土台	CDP-50	
3	絶対変位	柱 1‐1	DP-500E	
4	絶対変位	柱 1‐2	DP-500E	
5	絶対変位	柱 1‐3	DP-500E	
6	絶対変位	柱 1‐4	CDP-100	
7	絶対変位	柱 1‐5	CDP-100	
8	絶対変位	柱 2‐1	DP-500E	
9	絶対変位	柱 2‐2	DP-500E	
10	絶対変位	柱 2‐3	DP-500E	
11	絶対変位	柱 2‐4	CDP-100	
12	絶対変位	柱 2‐5	CDP-100	
13	相対変位	柱頭 1	CDP-50	
14	相対変位	柱頭 2	CDP-50	
15	相対変位	柱脚 1	CDP-50	
16	相対変位	柱脚 2	CDP-50	
17				
18				
19				
20				
21	荷重（軸力）	柱 1	KCG-200kNA	
22	荷重（軸力）	柱 2	KCG-200kNA	

表 2.2.2-7　CH リスト（試験体 6）

No.	計測内容	計測位置	計測器	備考
0	荷重	加力装置		
1	絶対変位（制御）	桁	DP-500C	
2	絶対変位（制御）	土台	CDP-100	
3	絶対変位	柱 1‐1	DP-1000B	
4	絶対変位	柱 1‐2	DP-500E	
5	絶対変位	柱 1‐3	SDP-200D	
6				
7	絶対変位	柱 1‐5	SDP-100C	
8	絶対変位	柱 2‐1	DP-500E	
9	絶対変位	柱 2‐2	DP-500E	
10	絶対変位	柱 2‐3	SDP-200D	
11				
12	絶対変位	柱 2‐5	SDP-100C	
13	相対変位	柱頭 1	CDP-50	
14	相対変位	柱頭 2	CDP-50	
15	相対変位	柱脚 1	CDP-100	
16	相対変位	柱脚 2	CDP-100	
17				
18				
19				
20				
21	荷重（軸力）	柱 1	KCG-200kNA	
22	荷重（軸力）	柱 2	KCG-200kNA	

2.2.3　実験結果

2.2.3.1 荷重-変形関係

実験結果の一覧を表 2.2.3-1 に、得られた荷重-変形関係を図 2.2.3-1～図 2.2.3-7 に示す。また、試験体 1、3、4 について軸組部分の性能を差し引いた結果を図 2.2.3-8 に示す。

表 2.2.3-1　実験結果一覧

	最大荷重[kN]								
	正				負				正負平均
	-1	-2	-3	平均	-1	-2	-3	平均	
1	13.8	13.0	14.0	13.6	-13.2	-12.7	-13.0	-13.0	13.3
2	15.2	14.0	15.0	14.7	-13.9	-13.0	-13.4	-13.4	14.1
3	6.7	6.4	5.8	6.3	-5.7	-5.7	-5.6	-5.6	6.0
4	6.7	7.0	6.9	6.9	-5.9	-6.3	-6.0	-6.1	6.5
5	6.1	6.4	6.0	6.2	-5.2	-5.8	-5.6	-5.5	5.8
6	11.2	11.1	11.2	11.2	-10.9	-10.5	-10.8	-10.7	10.9
1-F	7.1				-5.6				6.3
3-F	4.5				-3.6				4.0
4-F	6.2				-4.5				5.3

	最大時変形[rad.]								
	正								正負平均
	-1	-2	-3	平均	-1	-2	-3	平均	
1	0.016	0.016	0.016	0.016	-0.016	-0.016	-0.016	-0.016	0.016
2	0.016	0.017	0.017	0.017	-0.017	-0.017	-0.016	-0.016	0.017
3	0.032	0.032	0.033	0.032	-0.050	-0.033	-0.049	-0.044	0.038
4	0.065	0.099	0.086	0.083	-0.065	-0.064	-0.065	-0.065	0.074
5	0.033	0.049	0.033	0.039	-0.022	-0.033	-0.033	-0.029	0.034
6	0.017	0.016	0.016	0.016	-0.016	-0.016	-0.016	-0.016	0.016
1-F	0.099				-0.067				0.083
3-F	0.092				-0.061				0.076
4-F	0.084				-0.066				0.075

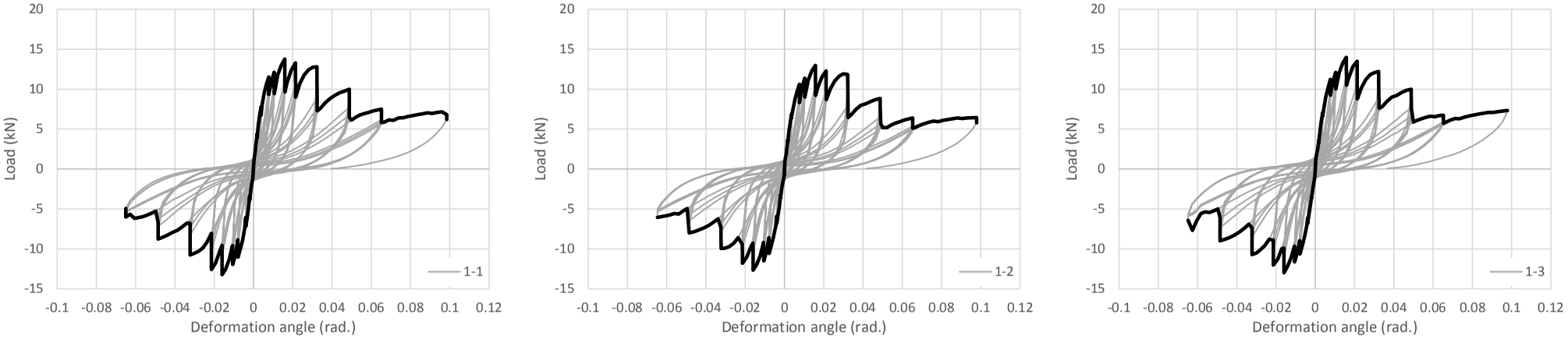


図 2.2.3-1　荷重-変形関係（試験体 1）

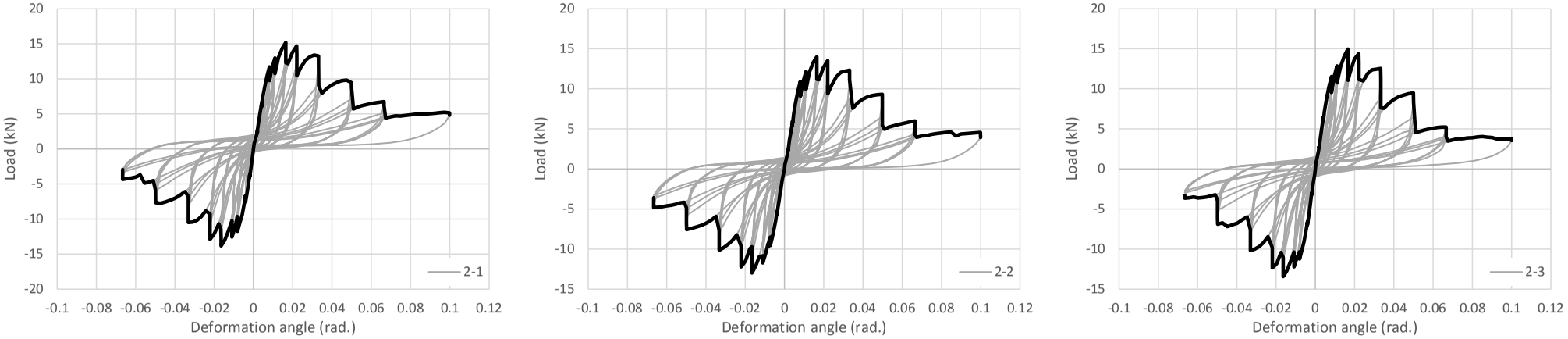


図 2.2.3-2　荷重-変形関係（試験体 2）

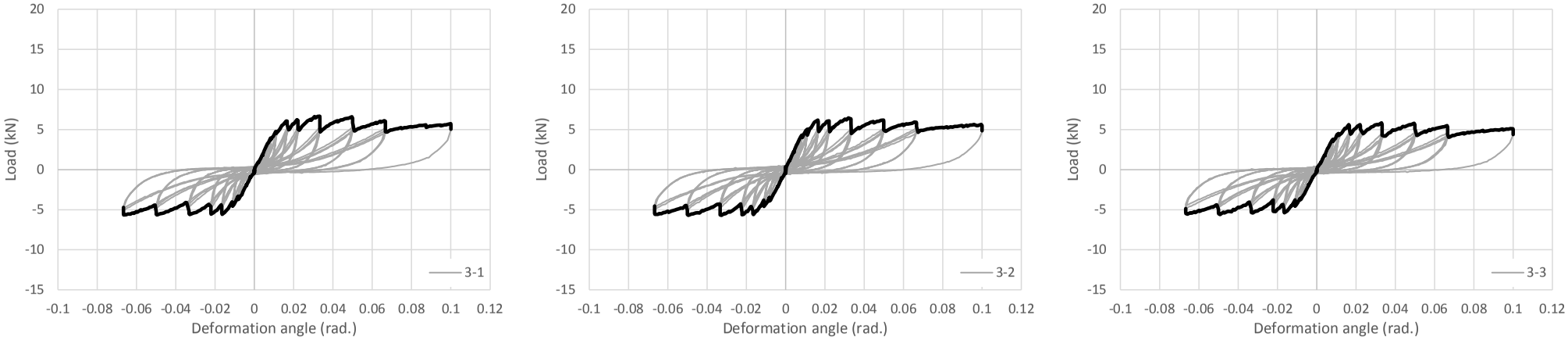


図 2.2.3-3　荷重-変形関係（試験体 3）

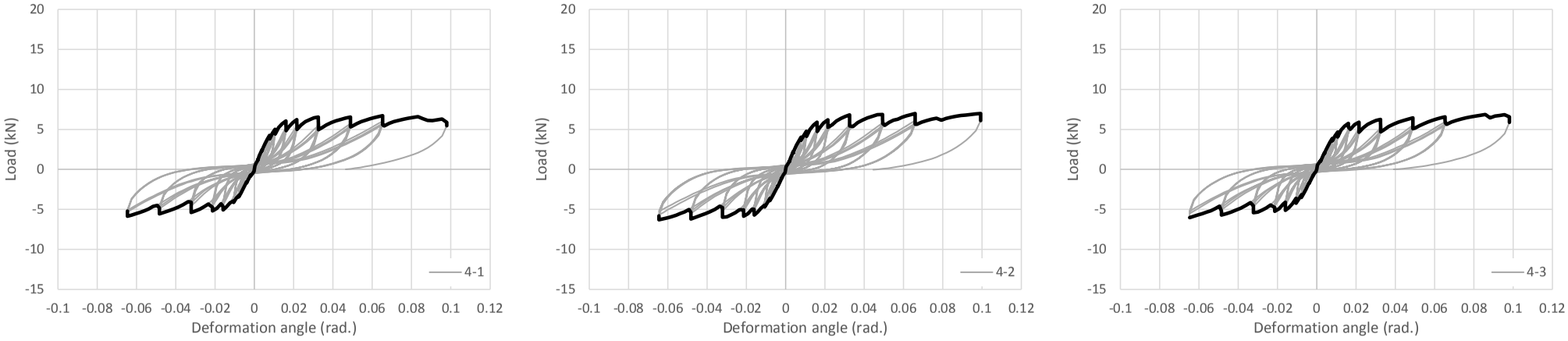


図 2.2.3-4　荷重-変形関係（試験体 4）

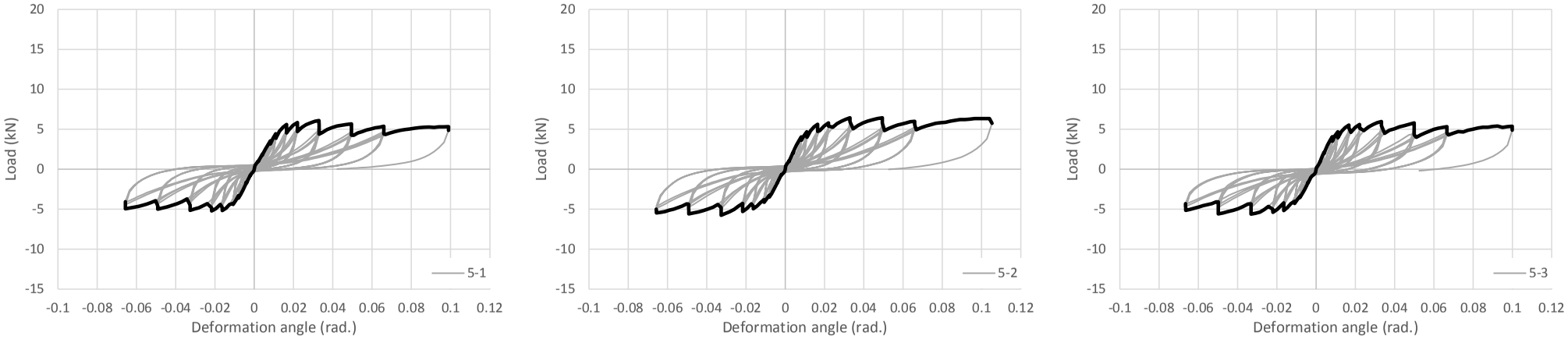


図 2.2.3-5　荷重-変形関係（試験体 5）

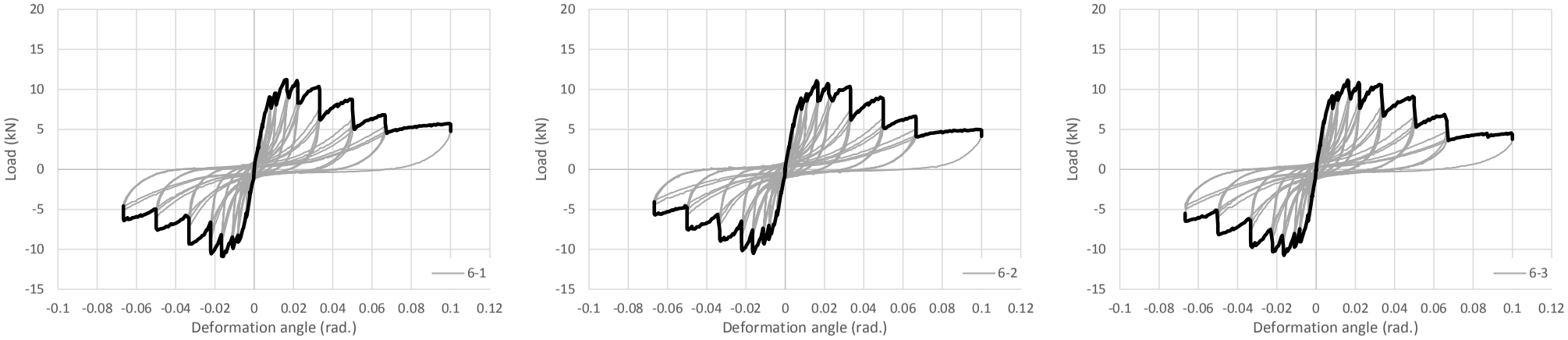


図 2.2.3-6　荷重-変形関係（試験体 6）

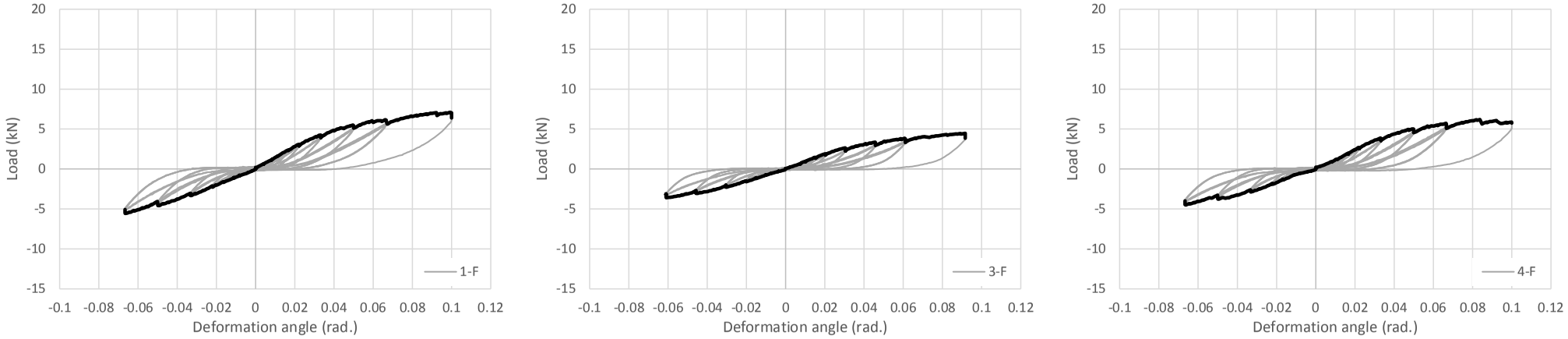


図 2.2.3-7　荷重-変形関係（フレーム試験体）

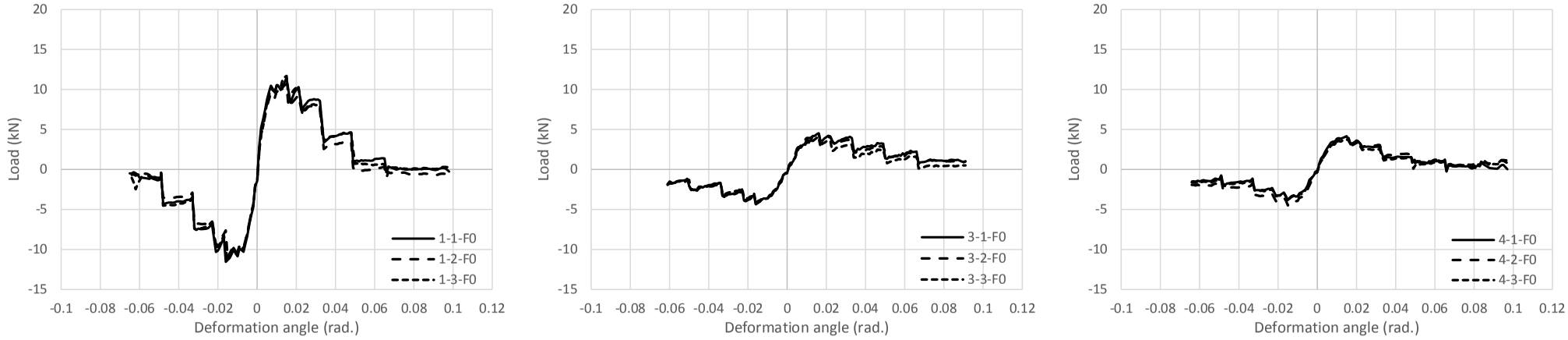


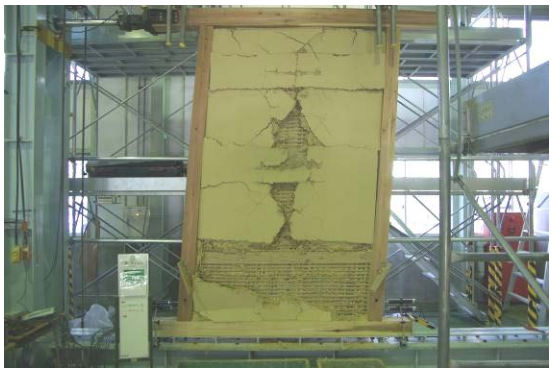
図 2.2.3-8　フレーム効果を除いた包絡線（左：試験体 1、中：試験体 3、右：試験体 4）

2.2.3.2　破壊性状

実験時の破壊状況を表 2.2.3-2 および表 2.2.3-3～表 2.2.3-9 に示す。また本実験で見られた代表的な破壊性状を図 2.2.3-9 に示す。2P 試験体では貫伏せ位置から壁の剥落が生じやすく、1P 試験体では壁の上部下部に割れや剥落が生じやすいことが確認された。ただし，試験体 6 では、荒壁には貫位置にひびが入るものの貫以外の部分から剥落することが多くみられた。また、解体後の試験体接合部にて込み栓の曲げ破壊が多く見られ、特に 1P 試験体では引張側の柱接合部に多く確認された。

表 2.2.3-2　試験終了時の破壊状況一覧

		-1	-2	-3
1	壁：	全て崩落	全て崩落	全て崩落
	軸組：	込み栓破壊	込み栓破壊	
2	壁：	ほぼ剥落	ほぼ剥落	ほぼ剥落
	軸組：			
3	壁：	全て崩落	全て崩落	全て崩落
	軸組：		込み栓破壊	
4	壁：	上部剥落	ほぼ剥落	上部剥落
	軸組：		込み栓破壊	
5	壁：	ひび割れのみ	上部剥落	ひび割れのみ
	軸組：	込み栓破壊	込み栓破壊	込み栓破壊
6	壁：	ほぼ剥落	ほぼ剥落	ほぼ剥落
	軸組：	込み栓破壊		
1-F	軸組：	足固めほぞ割れ		
3-F	軸組：	込み栓破壊		
4-F	軸組：	足固めほぞ割れ		



貫伏位置の土壁剥落（試験体 1，2，6）

裏面貫伏位置に生じたひび（試験体 1，2）

貫位置の土壁はらみだし（試験体 3）

土壁上下部の割れ，剥落（試験体 3，4）

土壁の面外への外れ（試験体 4）

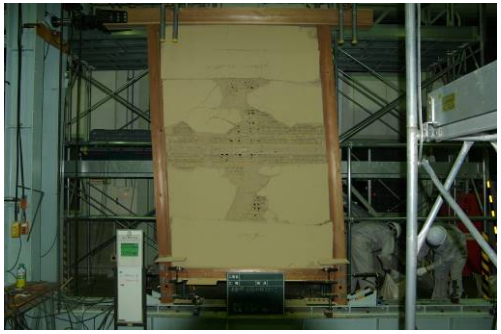
荒壁のはらみだし（試験体 6）

足固めほぞの割れ（軸組試験体）

込み栓の曲げ破壊

図 2.2.3-9　代表的な破壊性状

表 2.2.3-3　破壊の様子（試験体 1）

1-1	+1/30	-1/30	+1/20	-1/20
	+1/15	-1/15	+1/10	終了後
				
1-2	+1/30	-1/30	+1/20	-1/20

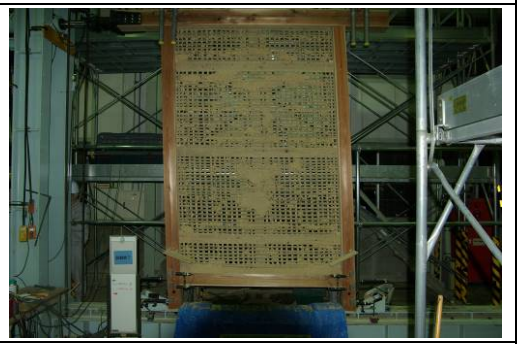
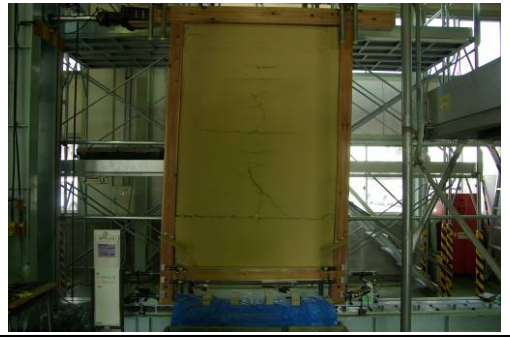
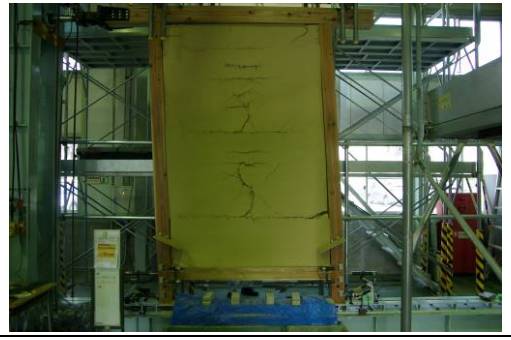
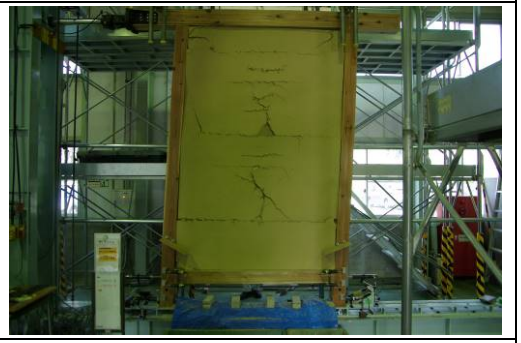
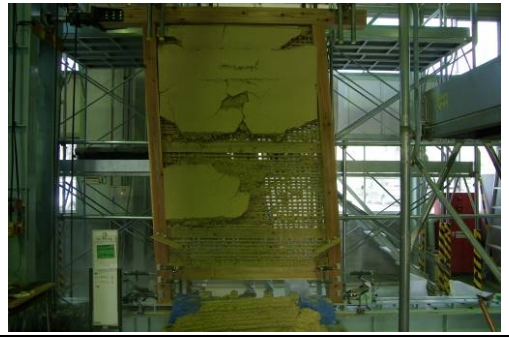
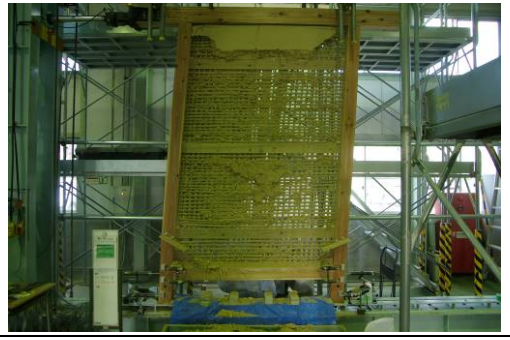
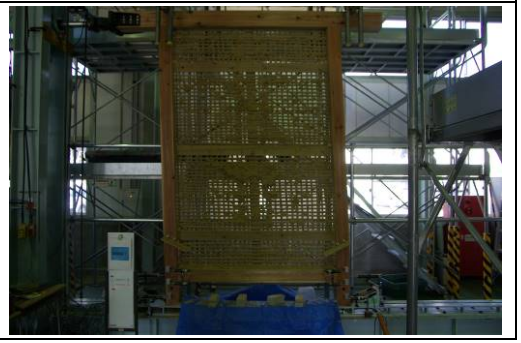
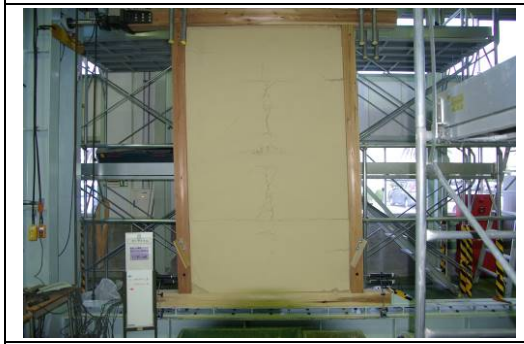
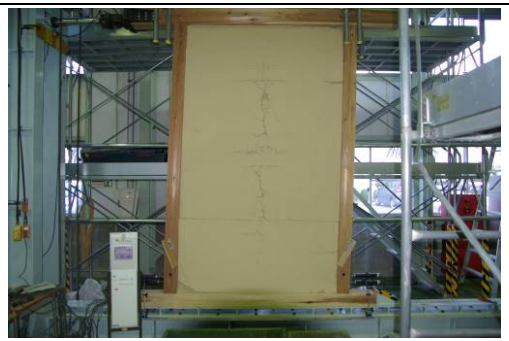
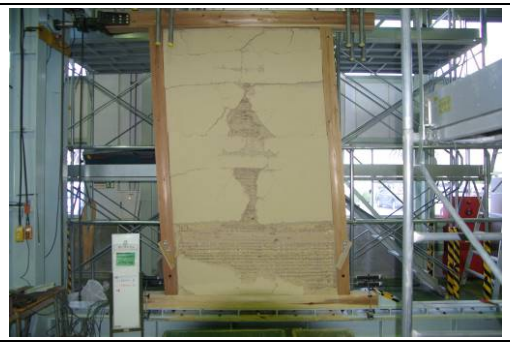
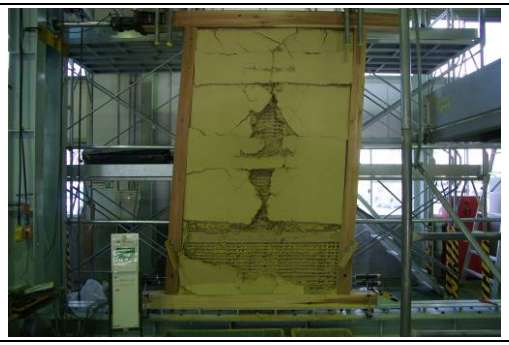
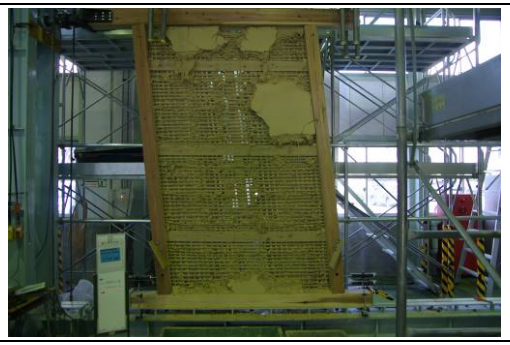
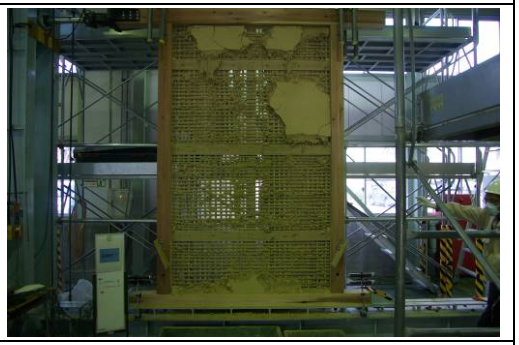
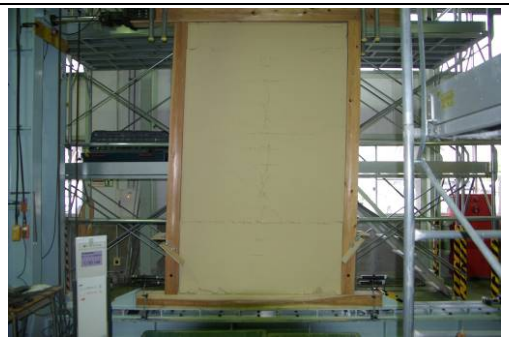
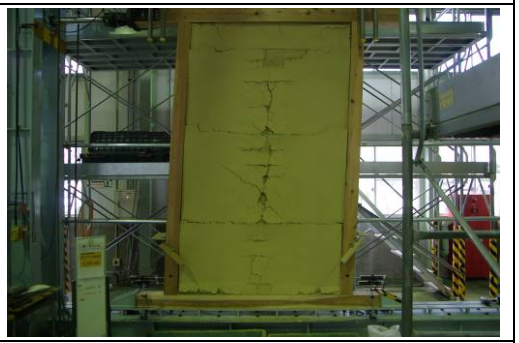
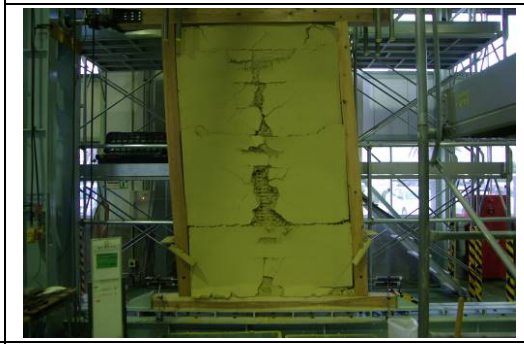
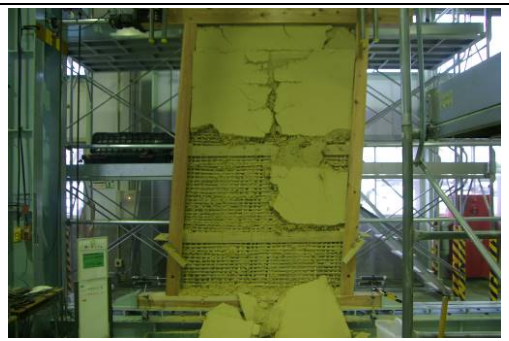
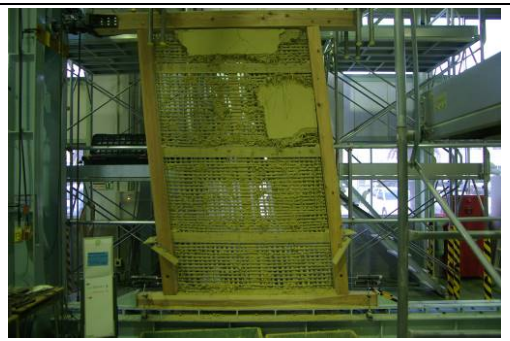
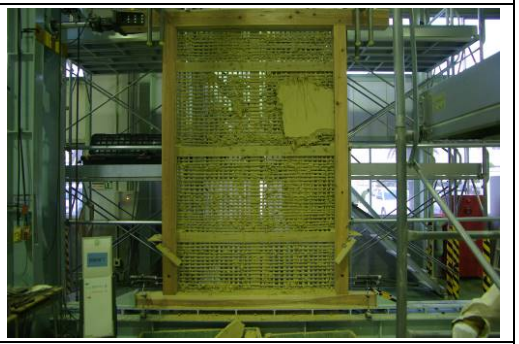
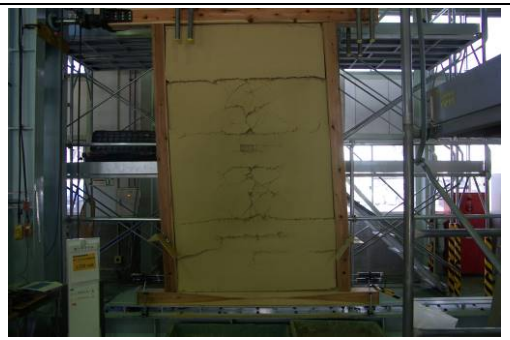
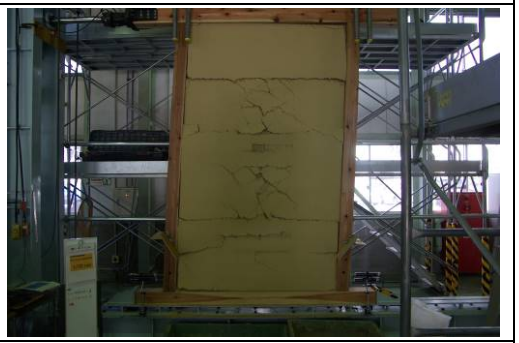
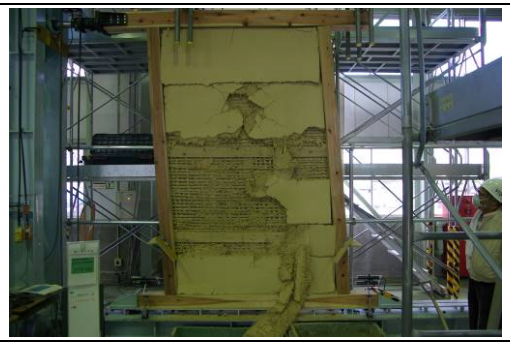
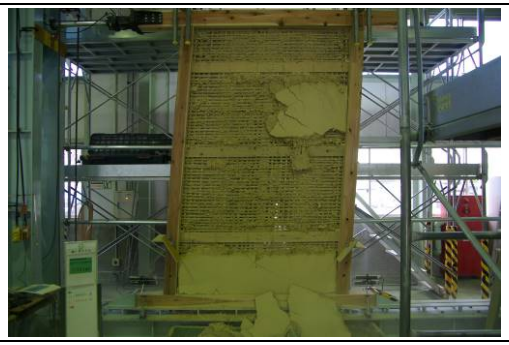
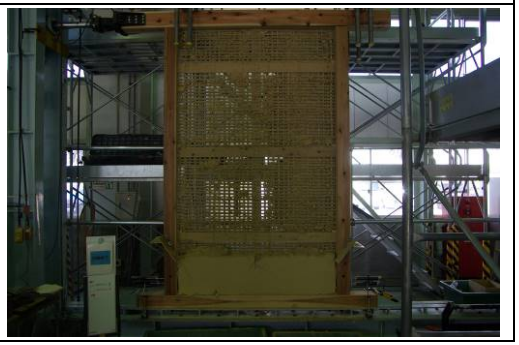
	+1/15	-1/15	+1/10	終了後
				
1-3	+1/30	-1/30	+1/20	-1/20
				
	+1/15	-1/15	+1/10	終了後
				

表 2.2.3-4　破壊の様子（試験体 2）

2-1	+1/30	-1/30	+1/20	-1/20
				
	+1/15	-1/15	+1/10	終了後
				
2-2	+1/30	-1/30	+1/20	-1/20
				

	+1/15	-1/15	+1/10	終了後
				
2-3	+1/30	-1/30	+1/20	-1/20
				
	+1/15	-1/15	+1/10	終了後
				

第2編　第2章-p41

表 2.2.3-5　破壊の様子（試験体 3）

3-1	+1/30	-1/30	+1/20	-1/20
	+1/15	-1/15	+1/10	終了後
3-2	+1/30	-1/30	+1/20	-1/20

	+1/15	-1/15	+1/10	終了後
3-3	+1/30	-1/30	+1/20	-1/20
	+1/15	-1/15	+1/10	終了後

第2編　第2章-p43

表 2.2.3-6　破壊の様子（試験体 4）

4-1	+1/30	-1/30	+1/20	-1/20
	+1/15	-1/15	+1/10	終了後
4-2	+1/30	-1/30	+1/20	-1/20

	+1/15	-1/15	+1/10	終了後
4-3	+1/30	-1/30	+1/20	-1/20
	+1/15	-1/15	+1/10	終了後

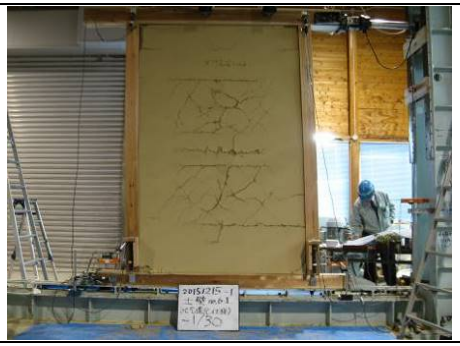
第2編　第2章-p45

表 2.2.3-7　破壊の様子（試験体 5）

5-1	+1/30	-1/30	+1/20	-1/20
	+1/15	-1/15	+1/10	終了後
5-2	+1/30	-1/30	+1/20	-1/20

	+1/15	-1/15	+1/10	終了後
5-3	+1/30	-1/30	+1/20	-1/20
	+1/15	-1/15	+1/10	終了後

表 2.2.3-8　破壊の様子（試験体 6）

6-1	+1/30	-1/30	+1/20	-1/20
				
	+1/15	-1/15	+1/10	終了後
6-2	+1/30	-1/30	+1/20	-1/20

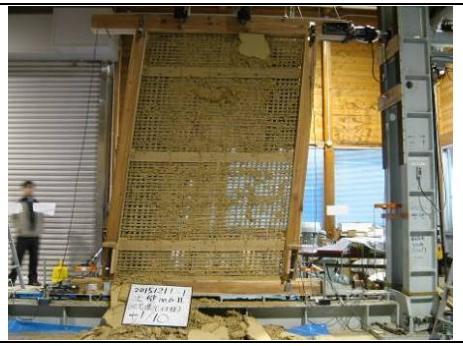
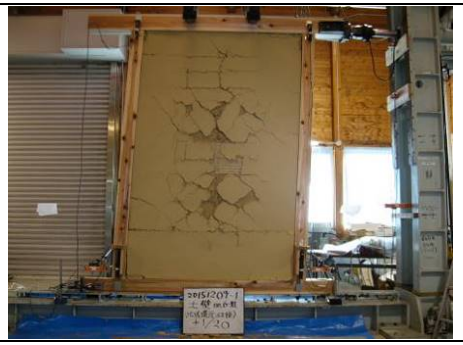
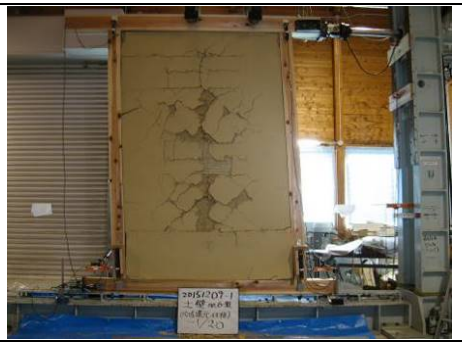
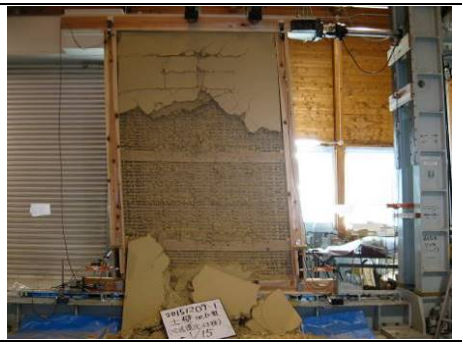
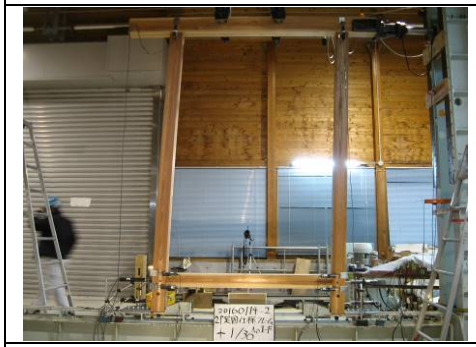
	+1/15	-1/15	+1/10	終了後
				
6-3	+1/30	-1/30	+1/20	-1/20
				
	+1/15	-1/15	+1/10	終了後
				

表 2.2.3-9　破壊の様子（フレーム試験体）

1-F	+1/30	-1/30	+1/20	-1/20
				
	+1/15	-1/15	+1/10	終了後
3-F	+1/30	-1/30	+1/20	-1/20

	+1/15	-1/15	+1/10	終了後
4-F	+1/30	-1/30	+1/20	-1/20
	+1/15	-1/15	+1/10	終了後

2.2.3.3　変形図

柱に設置した変位計の値より柱の変形の様子を図 2.2.3-10、図 2.2.3-11 に示す。なお微小変形時はそれほど違いが見られないと考えられるため、1/30rad.以降の変形について確認を行う。

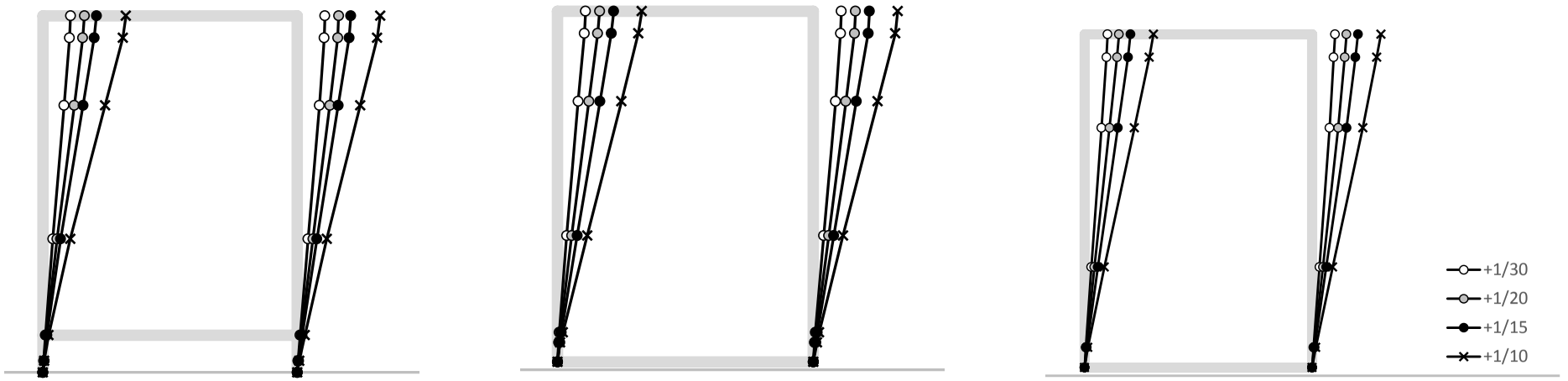


図 2.2.3-10　変形の様子（左：試験体 1、中：試験体 2、右：試験体 6）

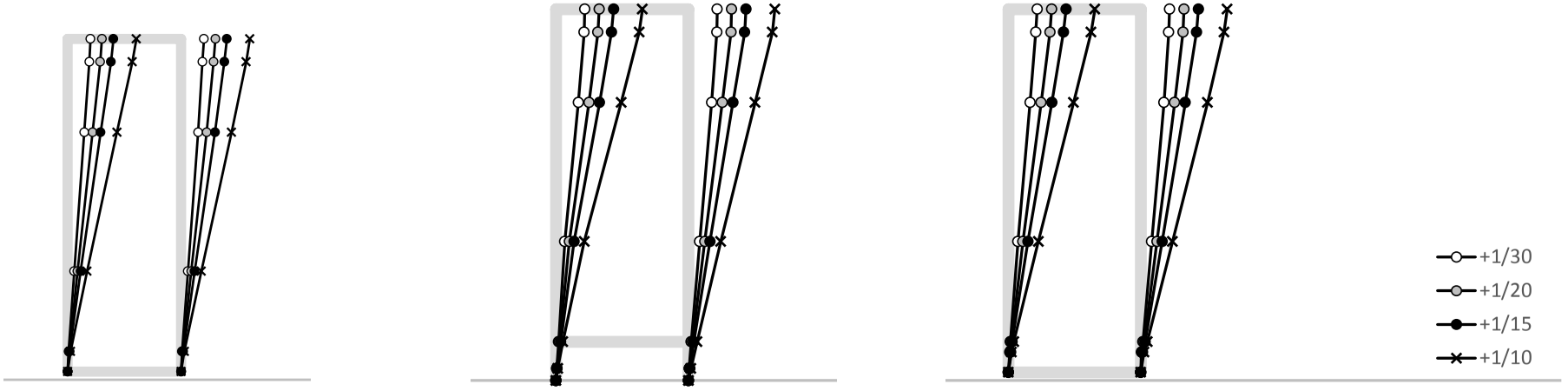


図 2.2.3-11　変形の様子（左：試験体 3、中：試験体 4、右：試験体 5）

2.2.3.4　壁倍率の算出

試験結果より各特性値を算出し、壁倍率を求めた。平成 27 年度の試験結果より求めた壁倍率の一覧を表 2.2.3-10 に、各仕様の壁から軸組の効果を差し引いて壁倍率を求めたものを表 2.2.3-11 にまとめる。各試験体の特性値を表～表に示す。2P 試験体（1、2、6）は壁倍率 1.7～2 程度、1P 試験体（3、4、5）は壁倍率 2.1～2.3 程度であった。軸組のみでも壁倍率 0.3～0.5 程度であり、その効果を除いて検討すると同壁長の試験体どうしのばらつきが大きくなり、また同じ形状の試験体でも 1P と 2P で傾向が異なる結果となった。なお、軸組の効果を除いて検討する際に、比較対象として土台仕様（標準）の試験結果（平成 26 年度報告書より引用）を用いた。

表 2.2.3-10　壁倍率（各試験体平均値）

引（+）		1	2	3	4	5	6	1-F	3-F	4-F
P_y	[kN]	8.8	10.3	3.9	4.3	3.8	7.5	4.3	2.6	3.8
$2/3\times P_{max}$	[kN]	8.9	9.6	4.1	4.5	4.0	7.4	4.7	3.0	4.1
$0.2P_u/D_s$	[kN]	7.0	6.3	4.4	4.6	4.3	6.1	2.2	1.4	2.0
P_{120}	[kN]	10.7	11.2	3.9	4.1	3.8	9.0	1.2	0.9	0.9
P_0	[kN]	7.0	6.3	3.9	4.1	3.8	6.1	1.2	0.9	0.9
α		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
P_a	[kN]	7.0	6.3	3.9	4.1	3.8	6.1	1.2	0.9	0.9
壁倍率		1.95	1.77	2.16	2.30	2.11	1.71	0.33	0.48	0.52
壁量		3.55	3.23	1.96	2.10	1.92	3.11	0.61	0.44	0.47

表 2.2.3-11　壁倍率（軸組の効果を除いた場合）

		2P			1P		
引（+）		土台（標準）	土台（壁大）	足固め	土台（標準）	土台（壁大）	足固め
試験体番号		1-H26	2	1	3	5	4
P_y	[kN]	10.2	9.5	6.0	3.2	3.0	2.7
$2/3\times P_{max}$	[kN]	9.3	8.7	7.4	2.9	2.7	2.6
$0.2P_u/D_s$	[kN]	5.7	4.9	4.9	1.4	1.7	1.5
P_{120}	[kN]	12.0	10.4	9.6	3.0	2.9	3.2
P_0	[kN]	5.7	4.9	4.9	1.4	1.7	1.5
α		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
P_a	[kN]	5.7	4.9	4.9	1.4	1.7	1.5
壁倍率		1.60	1.37	1.37	0.76	0.96	0.83
壁量		2.90	2.48	2.50	0.69	0.87	0.76

表 2.2.3-12　特性値（試験体 1）

引（+）		1-1	1-2	1-3	平均	標準偏差	変動係数	ばらつき係数
K	[kN/rad.]	0.64	0.59	0.59	0.61	0.03	0.05	0.98
P_y	[kN]	9.31	8.58	9.49	9.13	0.48	0.05	0.98
θ_y	[rad.]	0.005	0.005	0.006	0.005	0.001	0.2	0.91
P_{max}	[kN]	13.76	12.98	13.99	13.58	0.53	0.04	0.98
P_u	[kN]	12.18	11.44	12.31	11.98	0.47	0.04	0.98
θ_u	[rad.]	0.032	0.032	0.032	0.032	0	0	1
θ_v	[rad.]	0.007	0.007	0.008	0.01	0.001	0.1	0.95
μ		4.7	4.6	4.3	4.53	0.21	0.05	0.98
D_s		0.35	0.35	0.36	0.35	0.01	0.03	0.99
P_y	[kN]	9.31	8.58	9.49	9.13	0.48	0.05	0.98
$2/3\times P_{max}$	[kN]	9.17	8.65	9.32	9.05	0.35	0.04	0.98
$0.2P_u/D_s$	[kN]	7.03	6.55	6.76	6.78	0.24	0.04	0.98
P_{120}	[kN]	12.42	13.14	12.99	12.85	0.38	0.03	0.99
P_0	[kN]	7.03	6.55	6.76				
壁倍率		1.97	1.84	1.90				
壁量		3.59	3.34	3.45				

P_y	[kN]	8.95
$2/3\times P_{max}$	[kN]	8.87
$0.2P_u/D_s$	[kN]	6.64
P_{120}	[kN]	12.72
P_0	[kN]	6.64
α		1.0
P_a	[kN]	6.64
壁倍率		1.86
壁量		3.39

表 2.2.3-13　特性値（試験体 2）

		2-1	2-2	2-3	平均	標準偏差	変動係数	ばらつき係数
K	[kN/rad.]	0.49	0.45	0.48	0.47	0.02	0.04	0.98
P_y	[kN]	10.3	10.07	10.16	10.18	0.12	0.01	1
θ_y	[rad.]	0.007	0.007	0.007	0.007	0	0	1
P_{max}	[kN]	15.19	14	14.96	14.72	0.63	0.04	0.98
P_u	[kN]	13.19	12.02	12.74	12.65	0.59	0.05	0.98
θ_u	[rad.]	0.033	0.033	0.033	0.033	0	0	1
θ_v	[rad.]	0.009	0.009	0.009	0.01	0	0	1
μ		3.8	3.8	3.8	3.8	0	0	1
D_s		0.39	0.39	0.39	0.39	0	0	1
P_y	[kN]	10.30	10.07	10.16	10.18	0.12	0.01	1
$2/3\times P_{max}$	[kN]	10.13	9.33	9.98	9.81	0.43	0.04	0.98
$0.2P_u/D_s$	[kN]	6.76	6.20	6.60	6.52	0.29	0.04	0.98
P_{120}	[kN]	5.80	5.26	5.71	5.59	0.29	0.05	0.98
P_0	[kN]	5.80	5.26	5.71				
壁倍率		1.63	1.47	1.60				
壁量		2.96	2.68	2.91				

P_y	[kN]	10.18
$2/3\times P_{max}$	[kN]	9.61
$0.2P_u/D_s$	[kN]	6.39
P_{120}	[kN]	5.48
P_0	[kN]	5.48
α		1.0
P_a	[kN]	5.48
壁倍率		1.54
壁量		2.80

表 2.2.3-14　特性値（試験体 3）

		3-1	3-2	3-3	平均	標準偏差	変動係数	ばらつき係数
K	[kN/rad.]	0.16	0.19	0.17	0.17	0.02	0.12	0.94
P_y	[kN]	4.07	4.22	3.69	3.99	0.27	0.07	0.97
θ_y	[rad.]	0.009	0.008	0.008	0.008	0.001	0.13	0.94
P_{max}	[kN]	6.66	6.44	5.83	6.31	0.43	0.07	0.97
P_u	[kN]	5.97	5.77	5.28	5.67	0.36	0.06	0.97
θ_u	[rad.]	0.1	0.1	0.1	0.1	0	0	1
θ_v	[rad.]	0.014	0.011	0.011	0.01	0.002	0.2	0.91
μ		7.4	9.1	8.8	8.43	0.91	0.11	0.95
D_s		0.27	0.24	0.25	0.25	0.02	0.08	0.96
P_y	[kN]	4.07	4.22	3.69	3.99	0.27	0.07	0.97
$2/3\times P_{max}$	[kN]	4.44	4.29	3.89	4.21	0.28	0.07	0.97
$0.2P_u/D_s$	[kN]	4.43	4.79	4.30	4.51	0.25	0.06	0.97
P_{120}	[kN]	6.80	6.99	7.28	7.02	0.24	0.03	0.99
P_0	[kN]	4.07	4.22	3.69				
壁倍率		2.28	2.37	2.07				
壁量		2.08	2.15	1.88				

P_y	[kN]	3.87
$2/3\times P_{max}$	[kN]	4.08
$0.2P_u/D_s$	[kN]	4.37
P_{120}	[kN]	6.95
P_0	[kN]	3.87
α		1.0
P_a	[kN]	3.87
壁倍率		2.17
壁量		1.97

表 2.2.3-15　特性値（試験体 4）

		4-1	4-2	4-3	平均	標準偏差	変動係数	ばらつき係数
K	[kN/rad.]	0.23	0.17	0.16	0.19	0.04	0.21	0.9
P_y	[kN]	3.98	4.63	4.76	4.46	0.42	0.09	0.96
θ_y	[rad.]	0.006	0.01	0.011	0.009	0.003	0.33	0.84
P_{max}	[kN]	6.71	6.99	6.86	6.85	0.14	0.02	0.99
P_u	[kN]	6.06	6.34	6.12	6.17	0.15	0.02	0.99
θ_u	[rad.]	0.097	0.099	0.098	0.098	0	0	1
θ_v	[rad.]	0.01	0.013	0.014	0.01	0.002	0.2	0.91
μ		9.9	7.4	7.1	8.13	1.54	0.19	0.91
D_s		0.23	0.27	0.28	0.26	0.03	0.12	0.94
P_y	[kN]	3.98	4.63	4.76	4.46	0.42	0.09	0.96
$2/3\times P_{max}$	[kN]	4.47	4.66	4.57	4.57	0.1	0.02	0.99
$0.2P_u/D_s$	[kN]	5.27	4.72	4.45	4.81	0.42	0.09	0.96
P_{120}	[kN]	4.40	4.14	4.03	4.19	0.19	0.05	0.98
P_0	[kN]	3.98	4.14	4.03				
壁倍率		2.23	2.32	2.26				
壁量		2.03	2.11	2.06				

P_y	[kN]	4.3
$2/3\times P_{max}$	[kN]	4.52
$0.2P_u/D_s$	[kN]	4.27
P_{120}	[kN]	2.04
P_0	[kN]	2.04
α		1.0
P_a	[kN]	2.04
壁倍率		1.14
壁量		1.04

表 2.2.3-16　特性値（試験体 5）

		5-1	5-2	5-3	平均	標準偏差	変動係数	ばらつき係数
K	[kN/rad.]	0.13	0.14	0.16	0.14	0.02	0.14	0.93
P_y	[kN]	4.11	4.53	3.86	4.17	0.34	0.08	0.96
θ_y	[rad.]	0.01	0.011	0.008	0.01	0.002	0.2	0.91
P_{max}	[kN]	6.1	6.44	5.96	6.17	0.25	0.04	0.98
P_u	[kN]	5.35	5.97	5.34	5.55	0.36	0.06	0.97
θ_u	[rad.]	0.099	0.105	0.1	0.101	0	0	1
θ_v	[rad.]	0.013	0.014	0.011	0.01	0.002	0.2	0.91
μ		7.5	7.6	9.3	8.13	1.01	0.12	0.94
D_s		0.27	0.27	0.24	0.26	0.02	0.08	0.96
P_y	[kN]	4.11	4.53	3.86	4.17	0.34	0.08	0.96
$2/3\times P_{max}$	[kN]	4.07	4.29	3.97	4.11	0.16	0.04	0.98
$0.2P_u/D_s$	[kN]	4.01	4.49	4.49	4.33	0.28	0.06	0.97
P_{120}	[kN]	4.35	4.50	3.81	4.22	0.36	0.09	0.96
P_0	[kN]	4.01	4.29	3.81				
壁倍率		2.25	2.41	2.14				
壁量		2.05	2.19	1.94				

P_y	[kN]	4
$2/3\times P_{max}$	[kN]	4.03
$0.2P_u/D_s$	[kN]	4.2
P_{120}	[kN]	4.05
P_0	[kN]	4.00
α		1.0
P_a	[kN]	4.00
壁倍率		2.24
壁量		2.04

表 2.2.3-17　特性値（試験体 6）

		6-1	6-2	6-3	平均	標準偏差	変動係数	ばらつき係数
K	[kN/rad.]	0.43	0.45	0.48	0.45	0.03	0.07	0.97
P_y	[kN]	8.4	7.57	7.78	7.92	0.43	0.05	0.98
θ_y	[rad.]	0.007	0.006	0.006	0.006	0.001	0.17	0.92
P_{max}	[kN]	11.25	11.08	11.18	11.17	0.09	0.01	1
P_u	[kN]	10.36	9.72	9.5	9.86	0.45	0.05	0.98
θ_u	[rad.]	0.033	0.048	0.05	0.044	0.01	0.23	0.89
θ_v	[rad.]	0.009	0.008	0.007	0.01	0.001	0.1	0.95
μ		3.8	6.1	6.9	5.6	1.61	0.29	0.86
D_s		0.39	0.3	0.28	0.32	0.06	0.19	0.91
P_y	[kN]	8.40	7.57	7.78	7.92	0.43	0.05	0.98
$2/3\times P_{max}$	[kN]	7.50	7.38	7.45	7.44	0.06	0.01	1
$0.2P_u/D_s$	[kN]	5.35	6.52	6.81	6.23	0.77	0.12	0.94
P_{120}	[kN]	5.82	5.48	5.67	5.66	0.17	0.03	0.99
P_0	[kN]	5.35	5.48	5.67				
壁倍率		1.50	1.54	1.59				
壁量		2.73	2.80	2.89				

P_y	[kN]	7.76
$2/3\times P_{max}$	[kN]	7.44
$0.2P_u/D_s$	[kN]	5.86
P_{120}	[kN]	5.6
P_0	[kN]	5.60
α		1.0
P_a	[kN]	5.60
壁倍率		1.57
壁量		2.86

表 2.2.3-18　特性値（フレーム試験体）

		1-F	2-F	3-F
K	[kN/rad.]	0.04	0.03	0.11
P_y	[kN]	4.4	2.53	3.84
θ_y	[rad.]	0.036	0.028	0.033
P_{max}	[kN]	7.11	4.46	6.19
P_u	[kN]	6.44	3.79	5.51
θ_u	[rad.]	0.1	0.092	0.1
θ_v	[rad.]	0.053	0.043	0.047
μ		1.9	2.1	2.1
D_s		0.6	0.55	0.55
P_y	[kN]	4.40	2.53	3.84
$2/3\times P_{max}$	[kN]	4.74	2.97	4.13
$0.2P_u/D_s$	[kN]	2.16	1.38	1.99
P_{120}	[kN]	0.73	1.76	3.86
P_0	[kN]	0.73	1.38	1.99
α		1.0	1.0	1.0
P_a	[kN]	0.73	1.38	1.99
壁倍率		0.20	0.77	1.12
壁量		0.37	0.70	1.02

2.2.4 考察

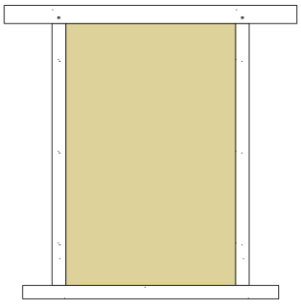
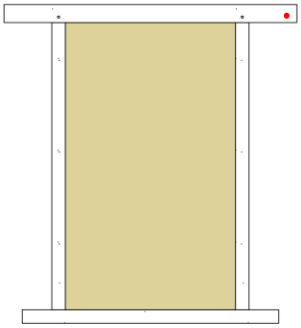
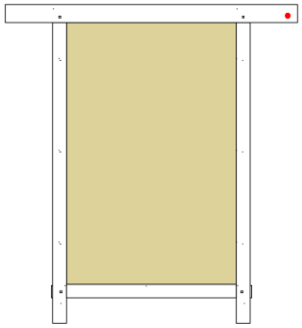
2.2.4.1 土台仕様と足固め仕様の違い

土台仕様と足固め仕様の構造性能（最大耐力）の違いを比較する（表 2.2.4-1）。 2P 試験体では、基本形である土台仕様 1 の耐力が一番高く、土台仕様 2 がその 0.94 倍、足固め仕様が 0.87 倍と低い値を示すことが確認された。一方、1P 試験体では壁高さの大きい土台仕様 2 よりも足固め仕様の耐力が高い。

そこで、フレーム効果の影響を除去して分析したところ、2P 試験体では同じ傾向を示し、1P 試験体では 2P 試験体と同様に土台仕様 1 の耐力が一番高く、土台仕様 2 がその 0.92 倍、足固め仕様が 0.89 倍と低い値を示した。足固め仕様の方が軸組の耐力は高く、特に 1P 試験体では試験体全体の耐力に対して、軸組の負担する割合が大きいことが確認された（図 2.2.4-1～2.2.4-2）。

なお、土台仕様 1 と土台仕様 2 のフレーム効果は同様と考えて、2P 試験体では平成 26 年度の試験体 1-F を、1P 試験体では試験体 3-F をそれぞれ用いて分析した。

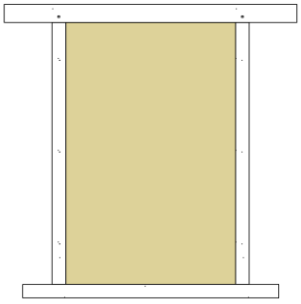
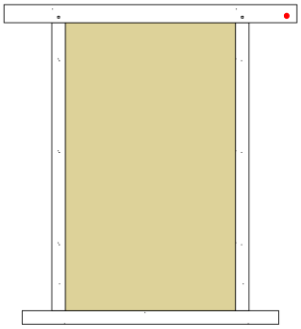
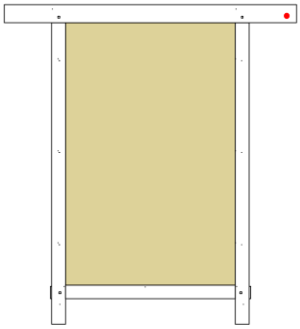
表 2.2.4-1　土台仕様と足固め仕様の耐力の違い（正方向の最大耐力にて比較）

		土台（標準）		土台（壁大）		足固め	
							
軸組		比率	耐力[kN]	比率	耐力[kN]	比率	耐力[kN]
含む	2P	1.0	15.6	0.94	14.7	0.87	13.6
	1P	1.0	6.3	0.98	6.2	1.09	6.9
含まない	2P	1.0	14.2	0.93	13.3	0.80	11.3
	1P	1.0	4.4	0.92	4.1	0.89	4.0

※土台（標準）-2P の試験結果は平成 26 年度基準整備事業の試験体 1 の試験結果を参照。

また、最大耐力ではなく壁倍率の 4 指標を用いて土台仕様と足固め仕様の違いを考察した。結果を表にまとめる。軸組の効果を含むとばらつきが大きいが、軸組を除くと土台仕様（標準）に対して土台（壁大）、足固めの順に低下する傾向がみられた。しかし、1 P 試験体の特性値 $0.2P_u/D_s$、P_{120} については軸組の効果を除いてもばらつきが大きかった。最大耐力や降伏耐力を指標とするのか、終局耐力などを指標とするのかによって、土台仕様と足固め仕様の比率の設定に差が生じるものと考えられる。

表 2.2.4-2　土台仕様と足固め仕様の壁倍率の違い（4 指標を用いて比較）

		土台（標準）		土台（壁大）		足固め	
							
軸組含む		比率	特性値[kN]	比率	特性値[kN]	比率	特性値[kN]
P_y	2P	1.0	10.9	0.95	10.3	0.81	8.8
	1P	1.0	3.9	0.98	3.8	1.11	4.3
$2/3\times P_{max}$	2P	1.0	10.2	0.94	9.6	0.87	8.9
	1P	1.0	4.1	0.97	4.0	1.12	4.5
$0.2P_u/D_s$	2P	1.0	6.1	1.03	6.3	1.14	7.0
	1P	1.0	4.4	0.98	4.3	1.06	4.6
P_{120}	2P	1.0	12.7	0.88	11.2	0.84	10.7
	1P	1.0	3.9	0.97	3.8	1.06	4.1
軸組含まない		比率	特性値[kN]	比率	特性値[kN]	比率	特性値[kN]
P_y	2P	1.0	10.2	0.93	9.5	0.59	6.0
	1P	1.0	3.2	0.94	3.0	0.83	2.7
$2/3\times P_{max}$	2P	1.0	9.3	0.93	8.7	0.80	7.4
	1P	1.0	2.9	0.94	2.7	0.90	2.6
$0.2P_u/D_s$	2P	1.0	5.7	0.86	4.9	0.86	4.9
	1P	1.0	1.4	1.27	1.7	1.10	1.5
P_{120}	2P	1.0	12.0	0.87	10.4	0.80	9.6
	1P	1.0	3.0	0.95	2.9	1.05	3.2

※土台（標準）-2P の試験結果は H26 年度基準整備事業の試験体 1 の試験結果を参照。

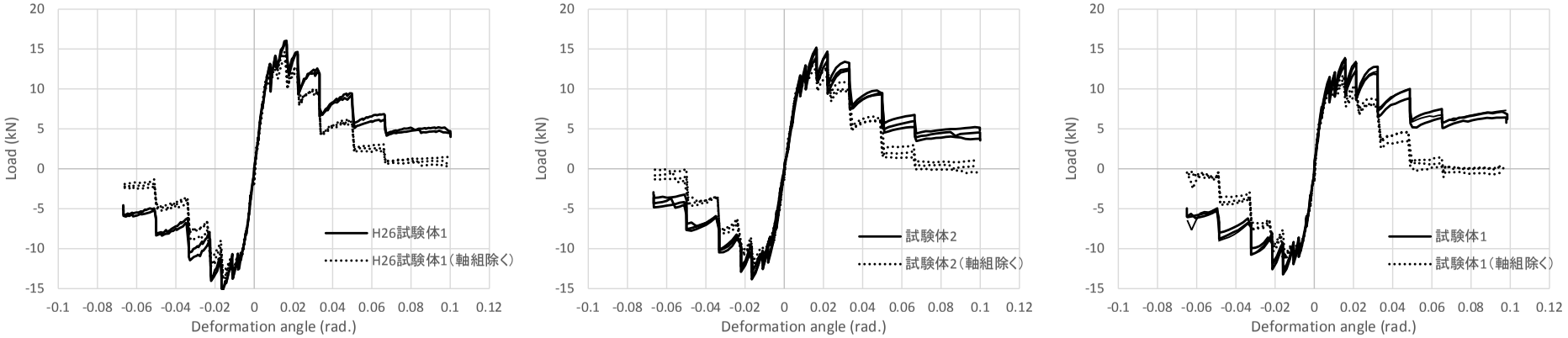


図 2.2.4-1　包絡線（左：2P 土台仕様 1、中：2P 土台仕様 2、右：2P 足固め仕様）

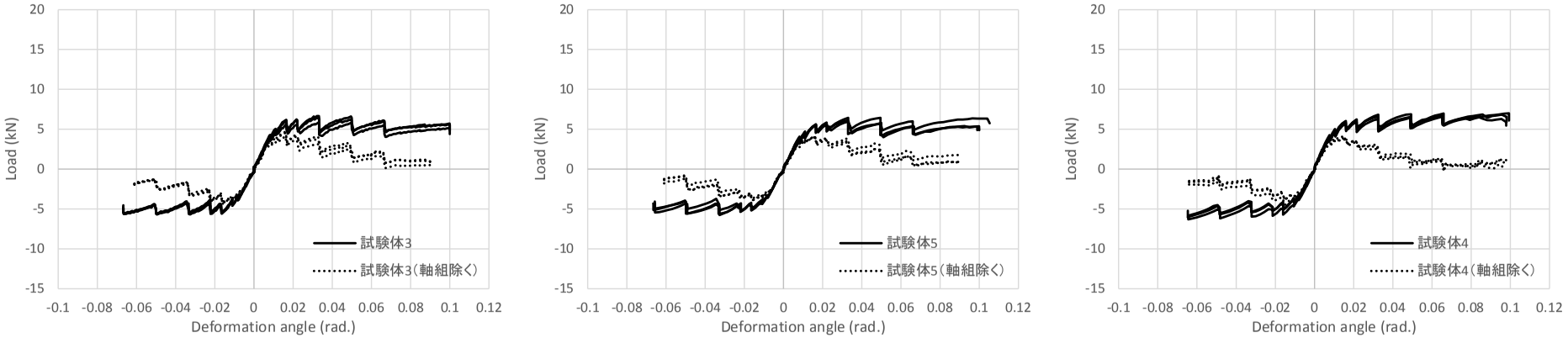
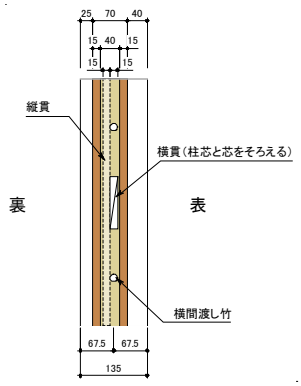
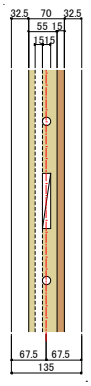


図 2.2.4-2　包絡線（左：1P 土台仕様 1、中：1P 土台仕様 2、右：1P 足固め仕様）

2.2.4.2 壁仕様の違い

両面中塗り仕上げ（平成 26 年度試験体 1）と片面中塗り仕上げ（試験体 6）の違いについて比較する。両者は壁全体の厚さ 70 mm と同じであるが、片面中塗り仕上げのように片側のみ仕上げを施す場合の構造性能の差を検証するために実施した。最大耐力および、4 指標における差を表にまとめる。軸組を含めた場合はばらつきが大きいが、軸組の効果を除いた場合、片面仕上げになるとおおむね 7 割程度に低下することが確認できた。

表 2.2.4-3　壁仕上げの違い（最大耐力および 4 指標を用いて比較）

	両面中塗り仕上げ		片面中塗り仕上げ	
				
軸組含む	比率	特性値[kN]	比率	特性値[kN]
最大耐力	1.0	15.6	0.72	11.2
P_y	1.0	10.9	0.71	7.8
$2/3 \times P_{max}$	1.0	10.2	0.73	7.4
$0.2P_u/D_s$	1.0	6.1	0.96	5.9
P_{120}	1.0	12.7	0.44	5.6
軸組含まない	比率	特性値[kN]	比率	特性値[kN]
最大耐力	1.0	14.2	0.68	9.7
P_y	1.0	10.23	0.69	7.07
$2/3 \times P_{max}$	1.0	9.27	0.70	6.47
$0.2P_u/D_s$	1.0	5.69	0.78	4.46
P_{120}	1.0	12.00	0.69	8.23

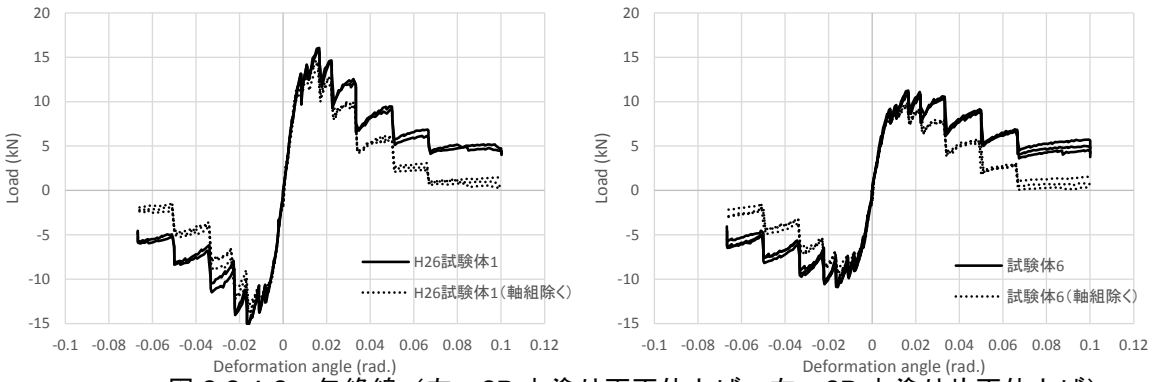


図 2.2.4-3　包絡線（左：2P 中塗り両面仕上げ、右：2P 中塗り片面仕上げ）

2.3　実大実験に関係する材料試験

2.3.1　木材要素の材料試験

2.3.1.1　実験概要

実大実験に使用した木材の含水率・密度・ヤング係数を計測した。含水率・密度は同じ試験片（約 135×135×20mm）とし全試験体（84 体）とした。詳細は表 2.3.1-1 を参照。ヤング係数は、全 16 体を切り出し、試験体は 25×25mm、スパン 350mm とした。

2.3.1.2　含水率

含水率は、気乾質量と全乾質量を用いて算出した。香川で実験した木材については、気乾質量はサンプルが試験場に到着した直後と寸法測定時に計測を行い，徳島では両者を同一とした。得られた結果を図 2.3.1-1、2.3.1-2 に示す。横軸は表 2.3.1-1 の試験体番号と同一である。試験体数が多いため、便宜的に実大試験体の実験を行った、徳島と香川に分けて図示した。香川試験体のサンプル到着直後の含水率の平均値は 18.2%、寸法測定時の平均値は 18.0%であり、寸法測定時には 0.2%ほど含水率が低下している。以降は、特記のない限り前者を含水率と表記する。

なお、徳島試験体の平均含水率（36 体）は 19.6%、香川試験体の平均含水率（48 体）は 18.2%であり、徳島試験体の方が高い値を示した。

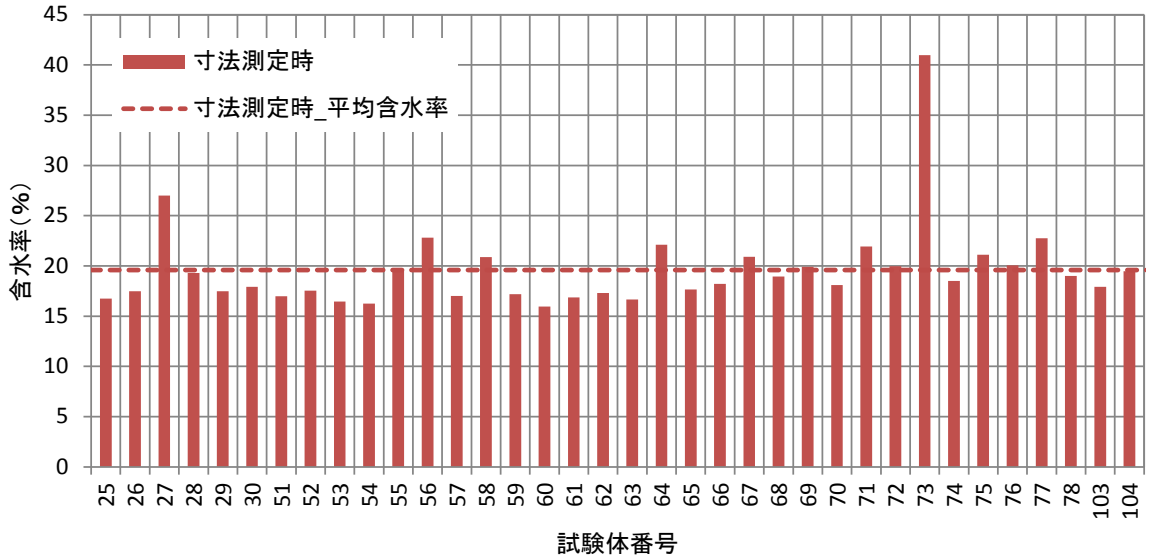


図 2.3.1-1　木材材料試験結果　計測含水率（徳島試験体）

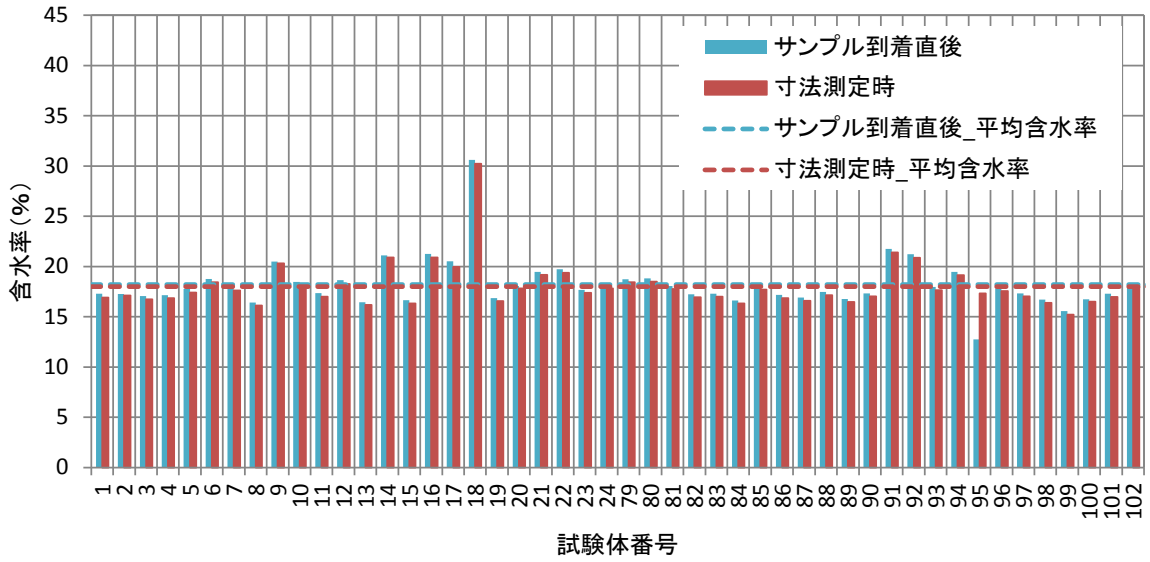


図 2.3.1-2　木材材料試験結果　計測含水率（香川試験体）

2.3.1.3　密度

試験体の寸法、質量より寸法測定時の密度を求めた。全乾質量は、105℃で 48 時間以上乾燥させた後計測した。寸法測定時の密度を寸法測定時の含水率で補正し、含水率 12%時の密度を求めた。前者の全試験体（84 体）の平均値 420.7kg/m^3、後者は 397kg/m^3 である。以降、特記のない限り後者（含水率 12%時密度）を密度とする。

含水率 12%時密度（kg/m^3）=寸法測定時密度（kg/m^3）÷（100+寸法測定時含水率）×112

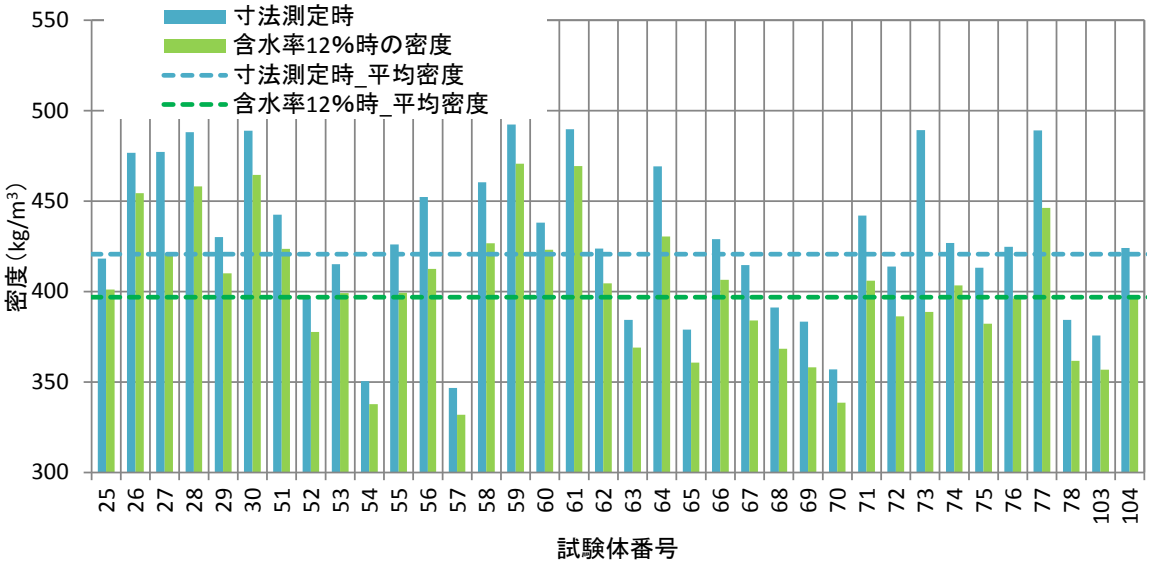


図 2.3.1-3　木材材料試験結果　密度（徳島試験体）

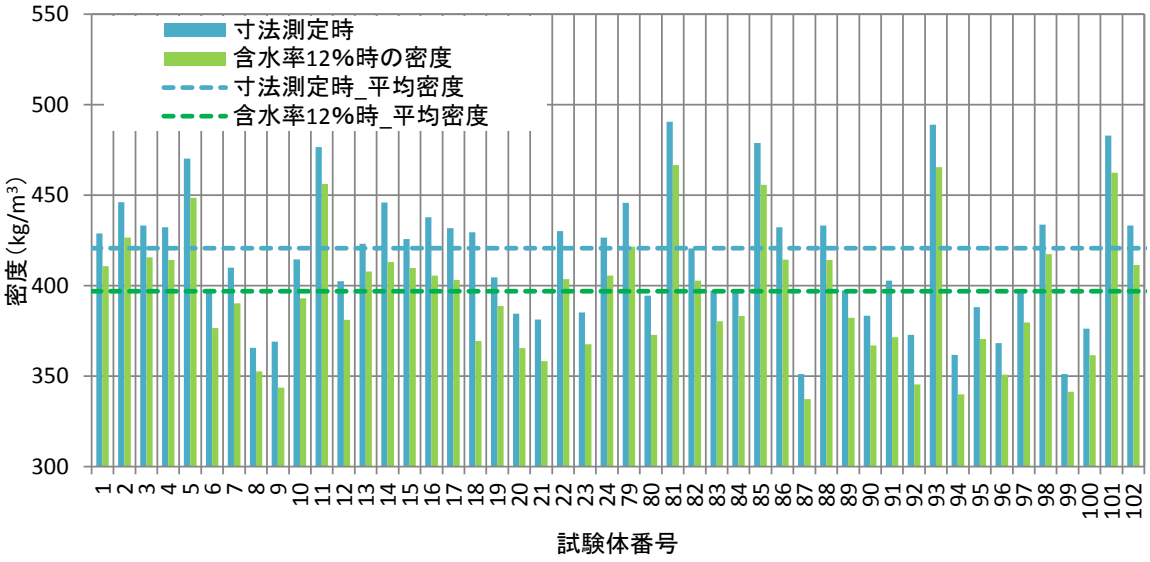


図 2.3.1-4　木材材料試験結果　密度（香川試験体）

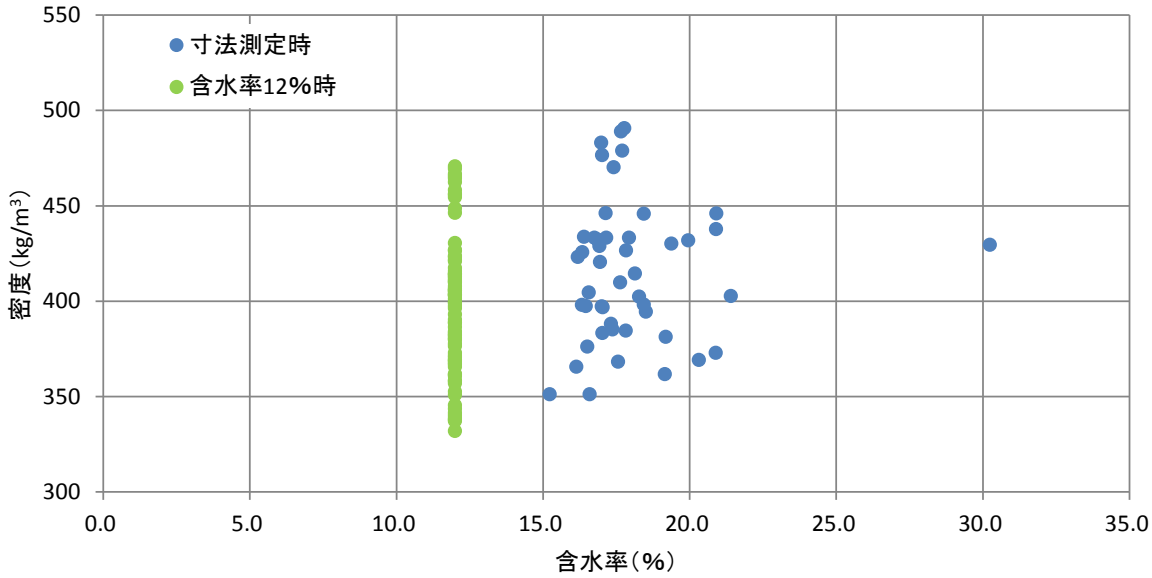


図 2.3.1-5　木材材料試験結果　含水率と密度の関係

含水率・密度計測用の試験片の採取位置および計測値の一覧を表 2.3.1-1 に示す。

表 2.3.1-1　木材材料試験（含水率・密度）結果一覧

試験体番号	場所	種類	記号 1	記号2	サンプル到着直後	全乾後	寸法測定時	寸法測定時	サンプル到着直後	含水率12%時
					質量	質量	材積 ×10^6	密度	含水率	密度
					(g)	(g)	(m^3)	(kg/m^3)	(%)	(kg/m^3)
1	香川	足固 2P	1-1-K	桁	210.90	179.79	490	429	17.3	411
2			1-1-A	足固	167.48	142.81	375	446	17.3	427
3			1-1-い	柱左	157.93	134.91	364	433	17.1	416
4			1-1-は	柱右	167.03	142.56	385	432	17.2	414
5			1-2-K	桁	231.73	196.76	491	470	17.8	449
6			1-2-A	足固	148.64	125.15	372	398	18.8	377
7			1-2-い	柱左	154.40	130.85	376	410	18.0	390
8			1-2-は	柱右	132.63	113.93	362	366	16.4	353
9			1-3-K	桁	179.72	149.15	486	369	20.5	344
10			1-3-A	足固	160.27	135.29	386	415	18.5	393
11			1-3-い	柱左	188.23	160.37	394	477	17.4	456
12			1-3-は	柱右	149.35	125.87	370	402	18.7	381
13		土台 2P	2-1-K	桁	206.25	177.12	486	423	16.4	408
14			2-1-D	土台	164.63	135.94	369	446	21.1	413
15			2-1-い	柱左	158.30	135.71	371	426	16.6	410
16			2-1-は	柱右	163.00	134.42	371	438	21.3	406
17			2-2-K	桁	210.90	174.99	486	432	20.5	403
18			2-2-D	土台	160.31	122.73	372	430	30.6	369
19			2-2-い	柱左	154.60	132.31	381	405	16.8	389
20			2-2-は	柱右	143.64	121.65	373	385	18.1	366
21			2-3-K	桁	189.56	158.67	496	381	19.5	358
22			2-3-D	土台	162.28	135.54	376	430	19.7	404
23			2-3-い	柱左	140.57	119.44	364	385	17.7	368
24			2-3-は	柱右	159.41	134.95	373	427	18.1	405
25	徳島	土台 1P	3-1-K	桁	210.16	180.00	503	418	16.8	401
26			3-1-D	土台	183.46	156.15	385	477	17.5	454
27			3-1-い	柱左	177.45	139.73	372	477	27.0	421
28			3-1-は	柱右	173.19	145.17	355	488	19.3	458
29			3-2-K	桁	213.62	181.82	497	430	17.5	410
30			3-2-D	土台	183.79	155.87	376	489	17.9	464
51		足 1PF	4-F-い	柱左	161.83	138.34	366	442	17.0	424
52			4-F-D	足固	152.76	129.95	385	396	17.6	378

53			4-F-ろ	柱右	158.10	135.77	381	415	16.4	399
54			4-F-K	桁	173.44	149.21	495	351	16.2	338
55		土 1PF	3-F-は	柱右	147.44	123.37	346	426	19.5	399
56			3-F-い	柱左	160.61	130.79	355	452	22.8	413
57			3-F-K	桁	171.37	146.47	494	347	17.0	332
59			3-F-D	土台	187.07	159.64	380	492	17.2	471
58		足 2PF	1-F-は	柱右	166.47	137.73	362	460	20.9	427
60			1-F-い	柱左	164.85	142.17	376	438	16.0	423
61			1-F-A	足固	183.96	157.40	376	490	16.9	469
62			1-F-K	桁	211.76	180.52	500	424	17.3	405
63		土台 1P	3-3-K	桁	185.51	159.03	483	384	16.7	369
64			3-3-D	土台	167.94	137.54	358	469	22.1	430
65			3-2-は	柱右	140.94	119.80	372	379	17.6	361
66			3-2-い	柱左	155.43	131.49	362	429	18.2	407
67		土台地域	6-3-は	柱右	148.55	122.86	358	415	20.9	384
68			6-3-い	柱左	145.47	122.29	372	391	19.0	368
69			6-3-D	土台	143.49	119.66	374	383	19.9	358
70			6-3-K	桁	176.10	149.11	493	357	18.1	339
71			6-2-は	柱右	165.80	135.98	375	442	21.9	406
72			6-2-い	柱左	154.23	128.57	373	414	20.0	386
73			6-2-D	土台	178.17	126.38	364	489	41.0	389
74			6-2-K	桁	215.38	181.76	505	427	18.5	403
75			6-1-は	柱右	147.18	121.52	356	413	21.1	382
76			6-1-い	柱左	153.64	127.97	362	425	20.1	396
77			6-1-D	土台	175.48	142.96	359	489	22.7	446
78			6-1-K	桁	195.42	164.23	508	384	19.0	362
79	香川	土台 1P	5-3-ろ	柱右	166.23	140.01	372	446	18.7	422
80			5-3-い	柱左	145.89	122.79	369	395	18.8	373
81			5-3-D	土台	190.55	161.40	387	491	18.1	467
82			5-2-ろ	柱右	159.09	135.71	377	421	17.2	403
83			5-2-い	柱左	145.77	124.26	366	397	17.3	380
84			5-3-K	桁	192.75	165.27	483	398	16.6	383
85			5-2-D	土台	190.83	161.69	397	479	18.0	456
86			5-2-K	桁	226.50	193.30	522	432	17.2	414
87			5-1-い	柱左	132.37	113.22	376	351	16.9	337
88			5-1-D	土台	158.95	135.31	366	433	17.5	414
89			5-1-ろ	柱右	152.72	130.77	383	397	16.8	382
90			5-1-K	桁	189.58	161.56	493	383	17.3	367

91			4-3-ろ	柱右	151.94	124.78	376	403	21.8	372
92			4-3-A	足固	142.60	117.62	381	373	21.2	345
93			4-3-K	桁	243.08	206.05	496	489	18.0	466
94			4-3-い	柱左	135.30	113.24	373	362	19.5	340
95			4-2-ろ	柱右	137.71	122.13	369	388	12.8	371
96			4-2-い	柱左	137.41	116.61	372	368	17.8	351
97		足固 1P	4-2-K	桁	200.06	170.53	503	397	17.3	380
98			4-2-A	足固	161.17	138.08	371	434	16.7	417
99			4-1-ろ	柱右	133.75	115.73	380	351	15.6	341
100			4-1-い	柱左	142.85	122.35	379	376	16.8	362
101			4-1-K	桁	237.90	202.79	491	483	17.3	462
102			4-1-A	足固	156.52	132.37	360	433	18.2	411
103	徳島	土台 1P	3-3-は	柱右	139.70	118.46	372	376	17.9	357
104			3-3-い	柱左	147.84	123.73	349	424	19.5	398

2.3.1.4　木材材料試験（曲げ試験）結果

実大試験に用いた木材の材料試験を行いヤング係数を求めた。要素試験の試験体は全 16 体、幅 25mm、せい 25mm とした。切り出した試験体およびその位置を表 2.3.1-2 に示す。実験はインストロン万能試験機を用い、スパン 350mm の 3 点曲げ試験とした。中央集中荷重で 1kN まで加力し、0.5kN と 1kN のたわみから、「みかけの曲げヤング係数」を算出した。試験は 3 回ずつ繰り返しとし、各試験体の平均値を表に示した。全試験体の平均値は 8.24GPa である。

表 2.3.1-2　木材材料試験（曲げ試験）結果一覧

試験体記号	部位	ヤング係数（GPa）
1−Ⅰ−い	柱左	7.24
1−Ⅰ−は	柱右	8.98
1−Ⅱ−い	柱左	8.78
1−Ⅱ−は	柱右	6.87
1−Ⅲ−い	柱左	7.50
1−Ⅲ−は	柱右	8.94
4−Ⅰ−い	柱左	8.57
4−Ⅰ−ろ	柱右	7.32
4−Ⅱ−い	柱左	6.96
4−Ⅱ−ろ	柱右	7.86
4−Ⅲ−い	柱左	6.58
4−Ⅲ−ろ	柱右	7.33
1−F−い	柱左	9.63
1−F−は	柱右	10.53
4−F−い	柱左	9.76
4−F−ろ	柱右	9.01
平均値		8.24

2.4　付録

2.4.1　<依頼試験結果>　土壁耐力壁面内せん断試験成績書

・試験体 1　　（香川実施分）
・試験体 2　　（香川実施分）
・試験体 3　　（徳島実施分）
・試験体 4　　（香川実施分）
・試験体 5　　（香川実施分）
・試験体 6　　（徳島実施分）
・試験体 1-F　（徳島実施分）
・試験体 3-F　（徳島実施分）
・試験体 4-F　（徳島実施分）

試験報告書

株式会社ドット・コーポレーション
代表取締役　平野　陽子　殿

報告者　四国職業能力開発大学校
越智　隆行

試験結果は次のとおりです。

１.試験日　　平成２７年１２月１０日～１４日

２.試験場所　　四国職業能力開発大学校　香川県丸亀市郡家町３２０２番地

３.試験実施者　　四国職業能力開発大学校　越智　隆行(mail:ochi@shikoku-pc.ac.jp)
近畿職業能力開発大学校　宇都宮　直樹

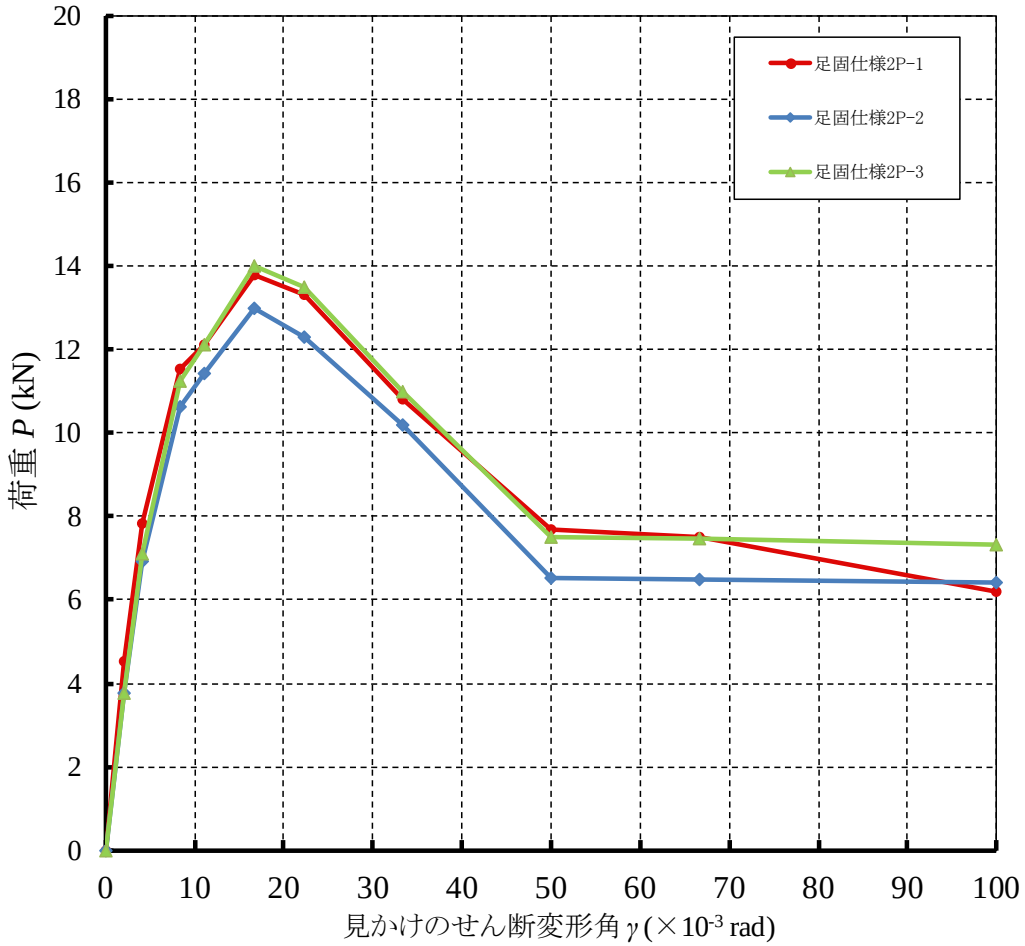
４.使用試験機　　㈱鷺宮製作所製面内せん断試験装置
加力装置：鷺宮製作所 EFH-100 計測範囲±100kN，±300mm
試験フレーム：鷺宮製作所 LFH-100 容量±100kN
ロードセル：鷺宮製作所 FLC-100S 計測範囲±100kN，精度±0.2%FS 以内
外部変位計 H1：東京測器研究所 DP-1000D 計測範囲 0～1000mm，精度±0.2%FS 以内
外部変位計 H2：東京測器研究所 CDP-50 計測範囲 0～50mm，精度±0.2%FS 以内
外部変位計 V3：東京測器研究所 CDP-100 計測範囲 0～100mm，精度±0.2%FS 以内
外部変位計 V4：東京測器研究所 CDP-100 計測範囲 0～100mm，精度±0.2%FS 以内

５.試験体　　足固仕様２Ｐ　　３体

６.試験方法　　（財）日本住宅・木材技術センターの「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」に掲載されている木造軸組耐力壁の試験法、評価法による柱脚固定式面内せん断試験に準じた。なお，載荷スケジュールは次のとおりである。見掛けのせん断変形角で，±1/480,±1/240,±1/120,±1/90,±1/60,±1/45,±1/30,±1/20,±1/15 をそれぞれ 3 回，＋1/10 を 1 回加力とした。

７.試験結果

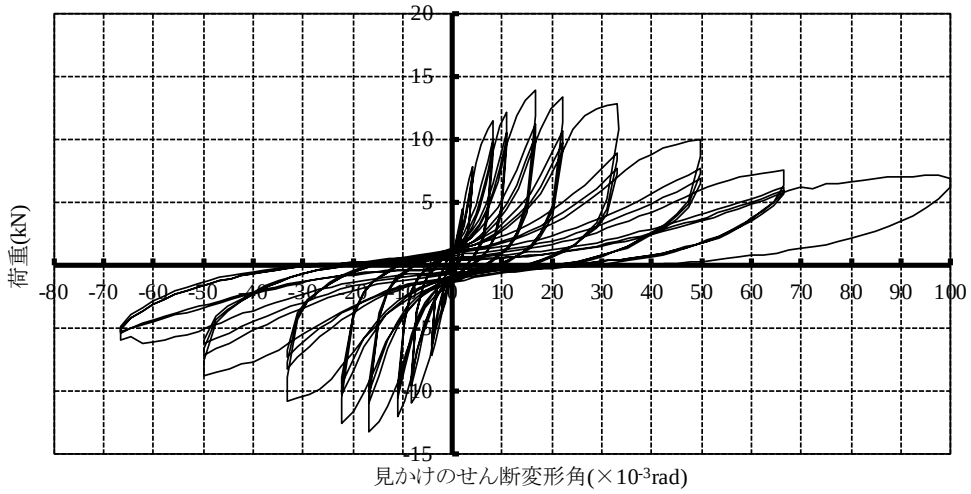
足固仕様２P



荷重－変形角包絡線 (特定変形角時)

	特定変形角時の耐力(kN)									
(rad)	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
(×10^{-3}rad)	2.08	4.17	8.33	11.11	16.67	22.22	33.33	50.00	66.67	100.00
足固仕様2P-1	4.54	7.81	11.52	12.13	13.79	13.29	10.80	7.69	7.50	6.21
足固仕様2P-2	3.78	6.93	10.62	11.43	12.99	12.29	10.20	6.52	6.49	6.43
足固仕様2P-3	3.76	7.09	11.23	12.10	13.99	13.49	10.99	7.52	7.46	7.33

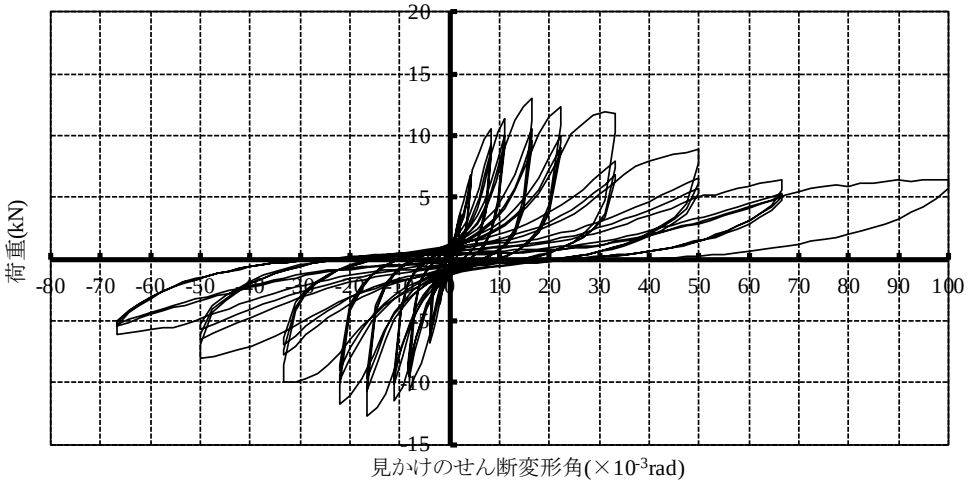
足固仕様2P-1



荷重－変形角曲線

試験番号	最大耐力P_{max} (kN)	最大耐力時変形角 (10^{-3}rad)
足固仕様2P-1	13.8	16.60

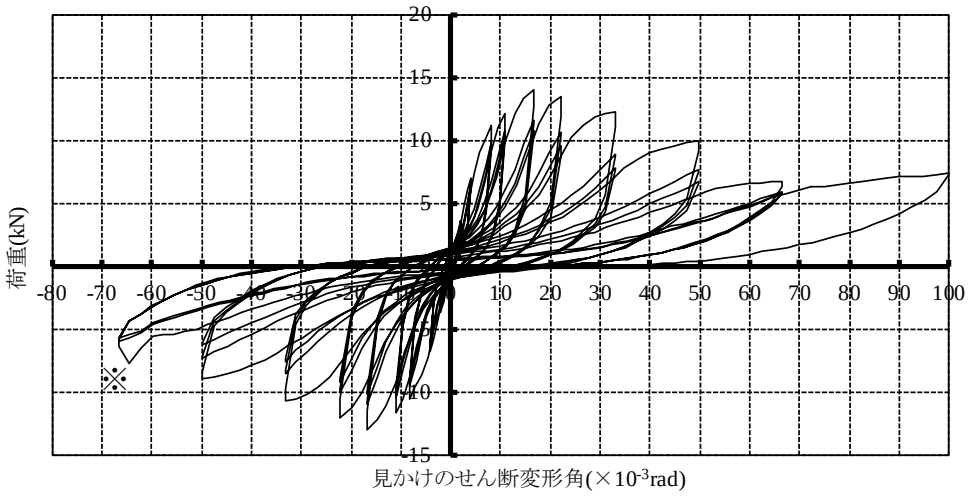
足固仕様2P-2



荷重－変形角曲線

試験番号	最大耐力P_{max} (kN)	最大耐力時変形角 (10^{-3}rad)
足固仕様2P-2	13.0	16.60

足固仕様2P-3



荷重－変形角曲線

試験番号	最大耐力P_{max} (kN)	最大耐力時変形角 (10^{-3}rad)
足固仕様2P-3	14.0	16.60

※荷重の上昇は、振れ止めの接触による。

足固仕様2P-1　試験体の破壊状況　室内側

写真1　試験開始前

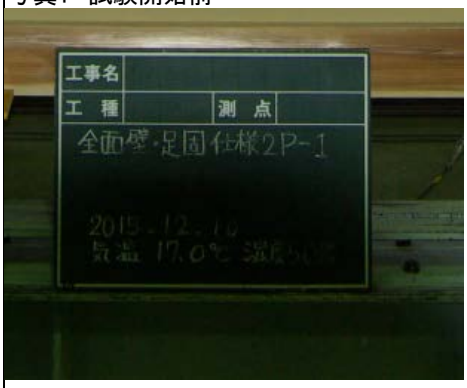


写真2　試験前

写真3　1/480rad引き

写真4　1/480rad押し開始前

写真5　1/480rad　押し

写真6　1/240rad　引き開始前

写真7　1/240rad引き

写真8　1/240rad押し　開始前

足固仕様2P-1　試験体の破壊状況　室内側

写真9　1/240rad押し

写真10　1/120rad引き開始前

写真11　1/120rad引き

写真12　1/120rad押し　開始前

写真13　1/120rad押し

写真14　1/90rad引き　開始前

写真15　　1/90rad引き

写真16　　1/90rad押し　開始前

足固仕様2P-1　試験体の破壊状況　室内側

写真17　1/90rad押し

写真18　1/60rad引き　開始前

写真19　1/60rad引き

写真20　1/60rad押し　開始前

写真21　1/60rad押し

写真22　1/45rad引き　開始前

写真23　1/45rad引き

写真24　1/45rad押し　開始前

足固仕様2P-1　試験体の破壊状況　室内側

写真25　1/45rad押し

写真26　1/30rad引き　開始前

写真27　1/30rad引き

写真28　1/30rad押し　開始前

写真29　1/30rad押し

写真30　1/20rad引き　開始前

写真31　1/20rad引き

写真32　1/20rad押し　開始前

足固仕様2P-1　試験体の破壊状況　室内側

写真33　1/20rad押し

写真34　1/15rad引き　開始前

写真35　1/15rad引き

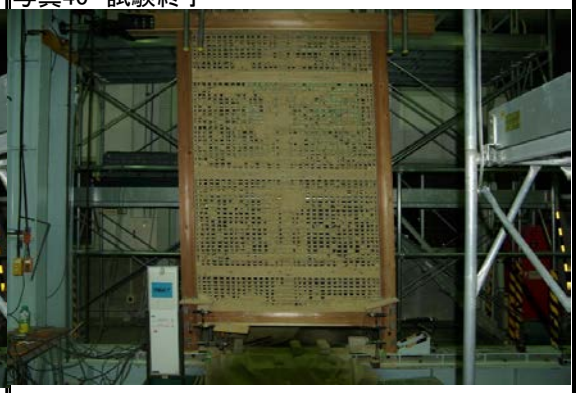
写真36　1/15rad押し　開始前

写真37　1/15rad押し

写真38　1/10rad引き　開始前

写真39　1/10rad引き

写真40　試験終了



足固仕様2P-2　試験体の破壊状況　室内側

写真1　試験開始前

写真2　試験前

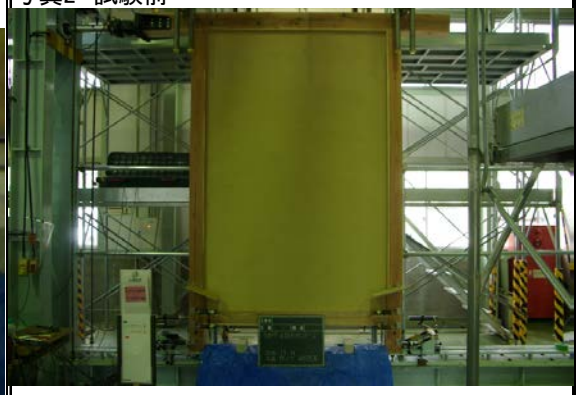


写真3　1/480rad引き

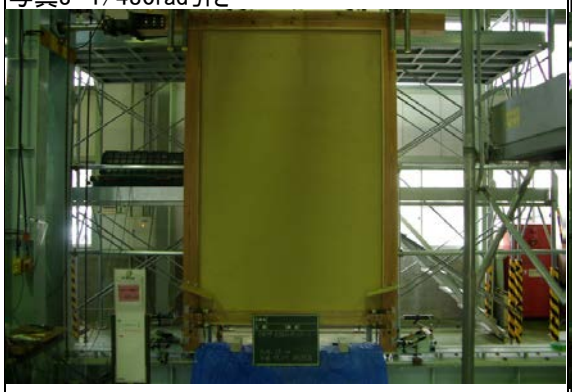


写真4　1/480rad押し開始前

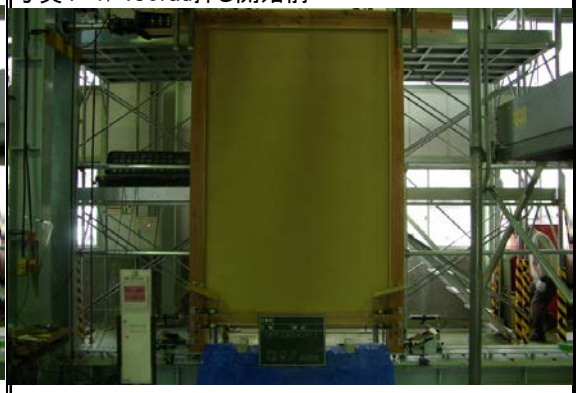


写真5　1/480rad　押し

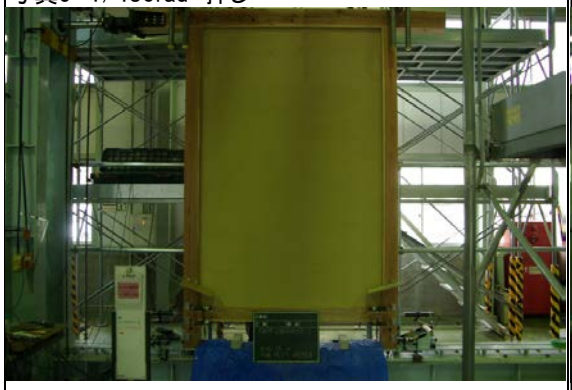


写真6　1/240rad　引き開始前

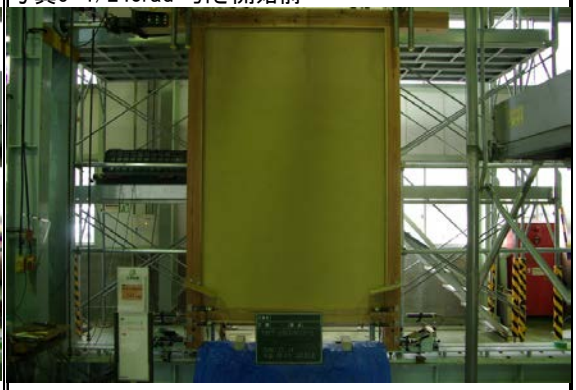


写真7　1/240rad引き

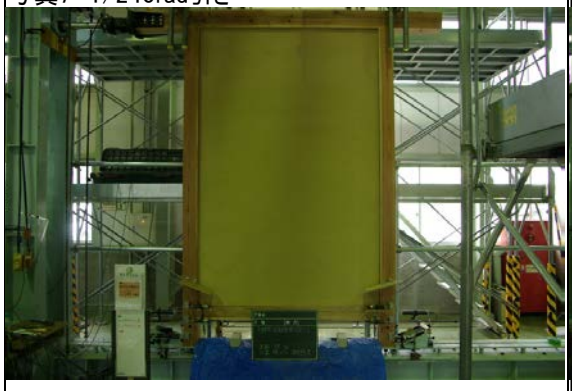
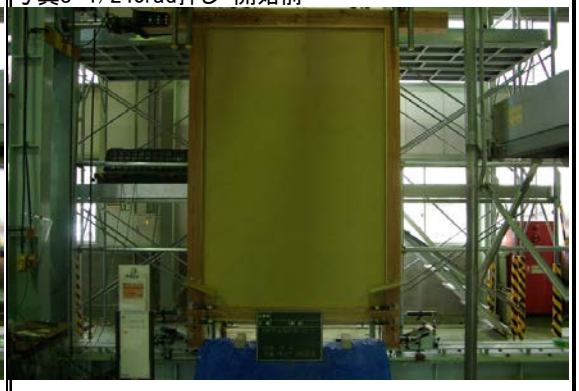


写真8　1/240rad押し　開始前



足固仕様2P-2　試験体の破壊状況　室内側

写真9　1/240rad押し

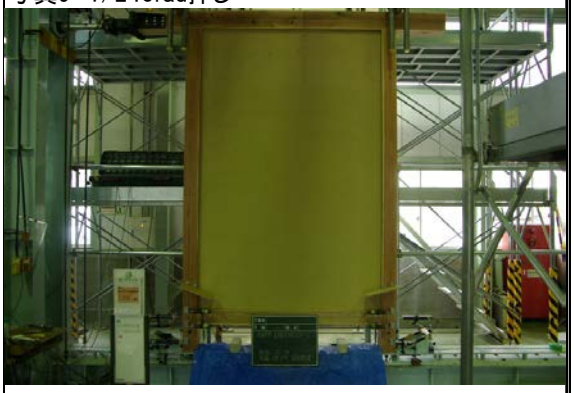


写真10　1/120rad引き開始前

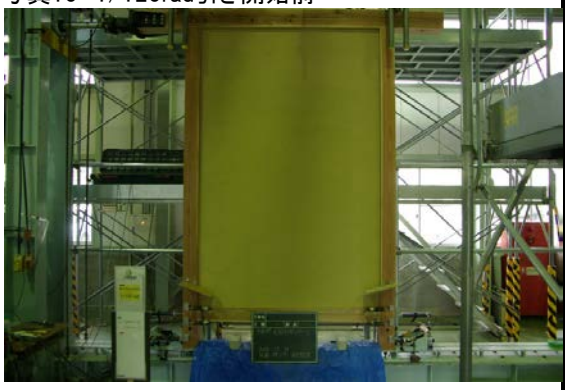


写真11　1/120rad引き

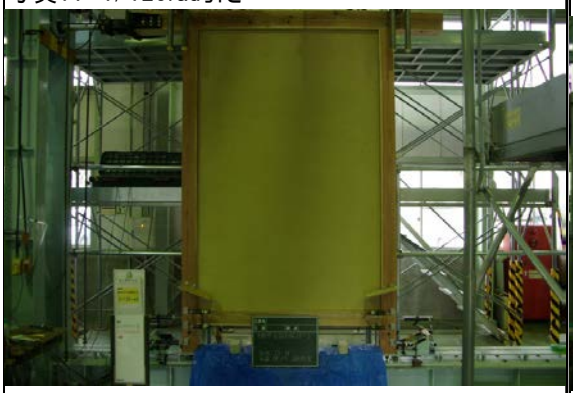


写真12　1/120rad押し　開始前

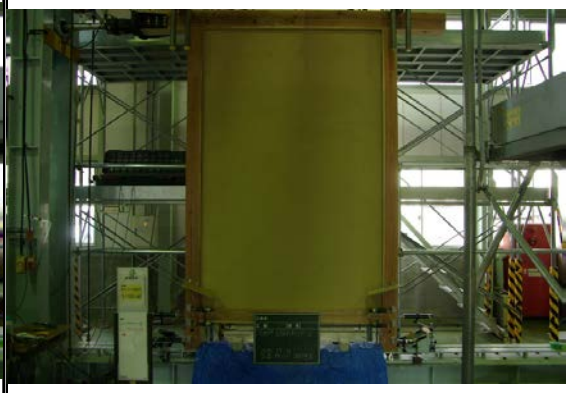


写真13　1/120rad押し

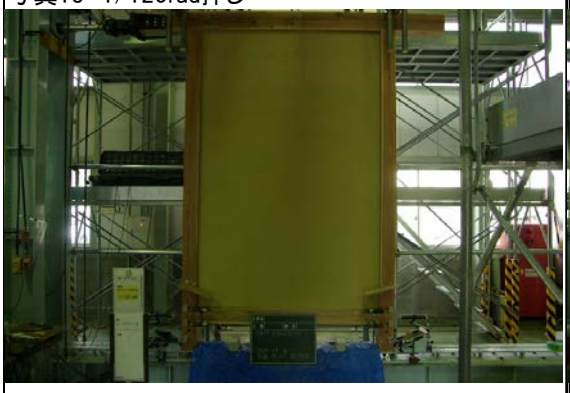


写真14　1/90rad引き　開始前

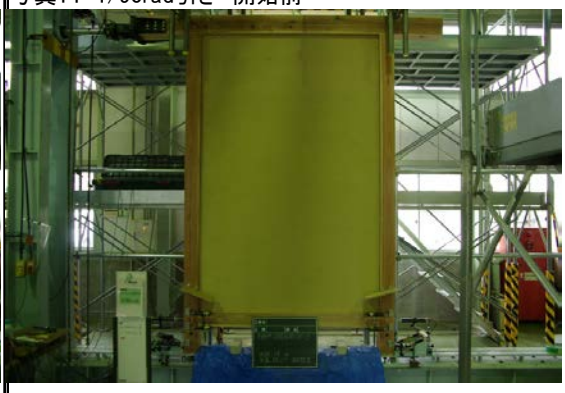


写真15　1/90rad引き

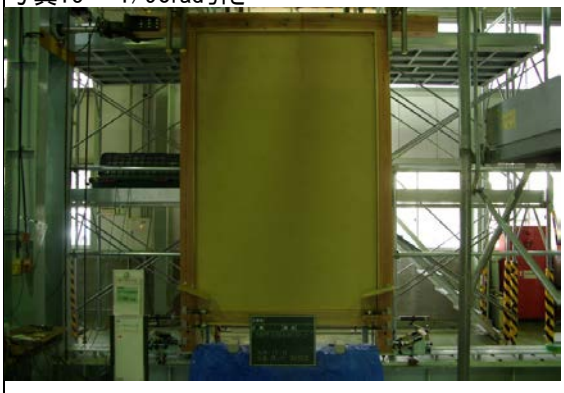
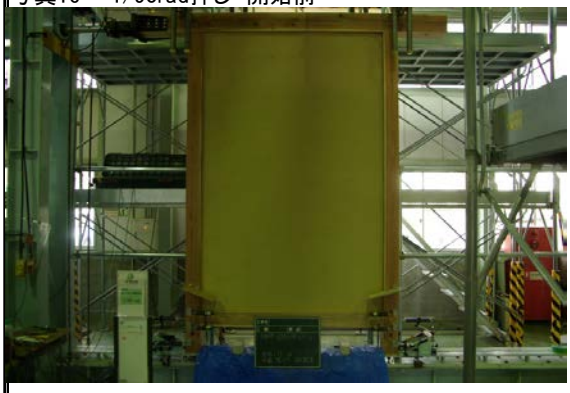


写真16　1/90rad押し　開始前



足固仕様2P-2　試験体の破壊状況　室内側

写真17　1/90rad押し

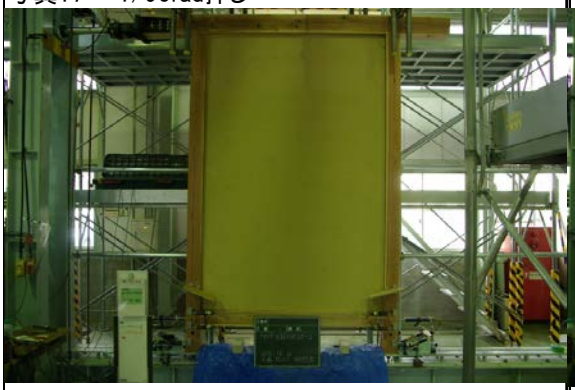


写真18　1/60rad引き　開始前

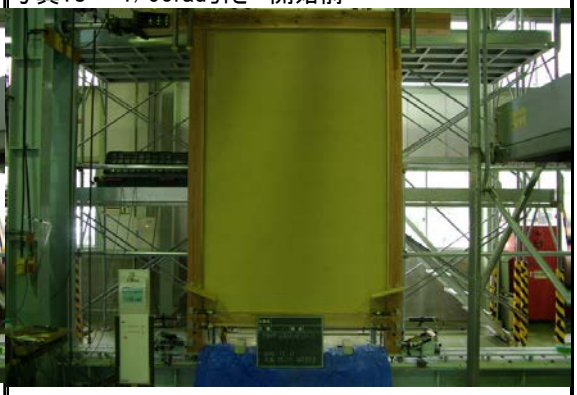


写真19　1/60rad引き

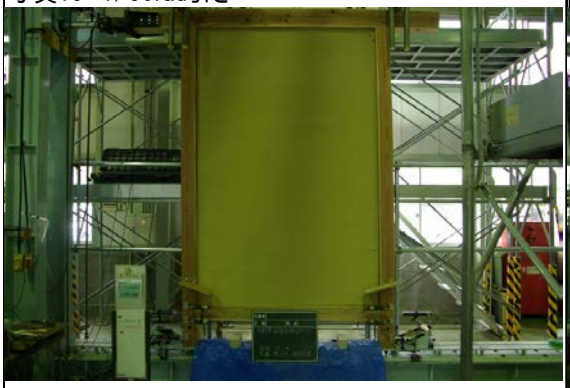


写真20　1/60rad押し　開始前

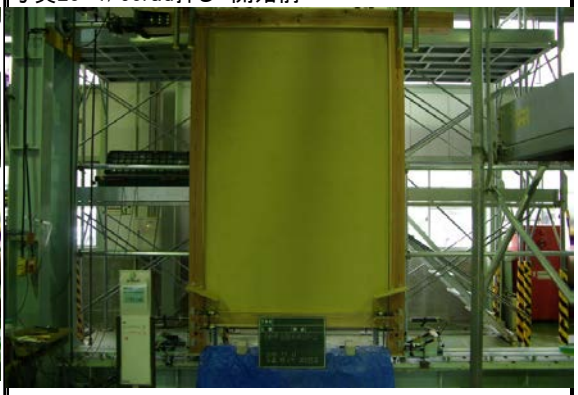


写真21　1/60rad押し

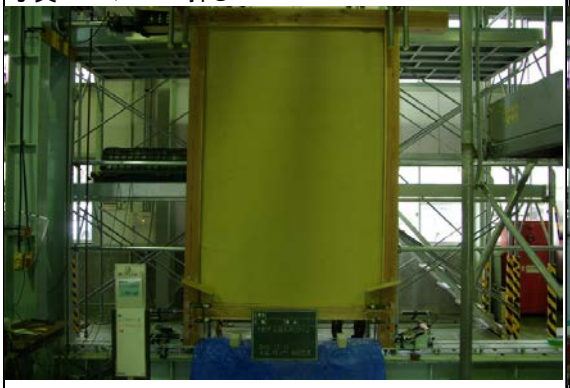


写真22　1/45rad引き　開始前

写真23　1/45rad引き

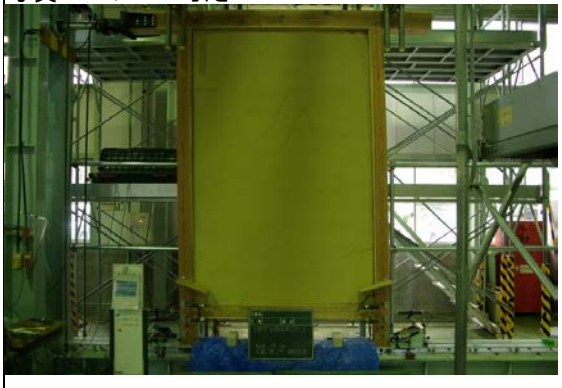


写真24　1/45rad押し　開始前

足固仕様2P-2　試験体の破壊状況　室内側

写真25　1/45rad押し

写真26　1/30rad引き　開始前

写真27　1/30rad引き

写真28　1/30rad押し　開始前

写真29　1/30rad押し

写真30　1/20rad引き　開始前

写真31　1/20rad引き

写真32　1/20rad押し　開始前

足固仕様2P-2　試験体の破壊状況　室内側

写真33　1/20rad押し

写真34　1/15rad引き　開始前

写真35　1/15rad引き

写真36　1/15rad押し　開始前

写真37　1/15rad押し

写真38　1/10rad引き　開始前

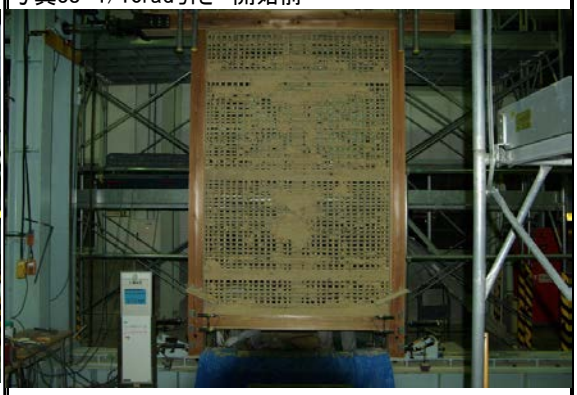


写真39　1/10rad引き

写真40　試験終了

足固仕様2P-3　試験体の破壊状況　室内側

写真1　試験開始前

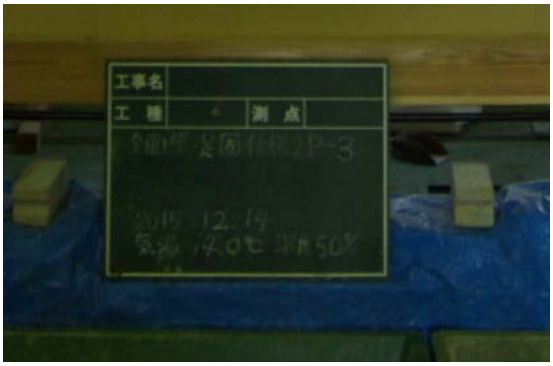


写真2　試験前

写真3　1/480rad引き

写真4　1/480rad押し開始前

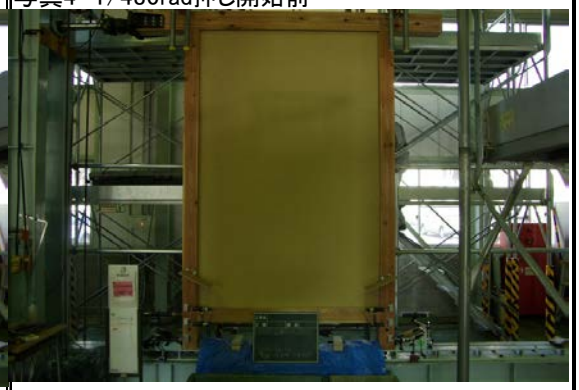


写真5　1/480rad　押し

写真6　1/240rad　引き開始前

写真7　1/240rad引き

写真8　1/240rad押し　開始前

足固仕様2P-3　試験体の破壊状況　室内側

写真9　1/240rad押し

写真10　1/120rad引き開始前

写真11　1/120rad引き

写真12　1/120rad押し　開始前

写真13　1/120rad押し

写真14　1/90rad引き　開始前

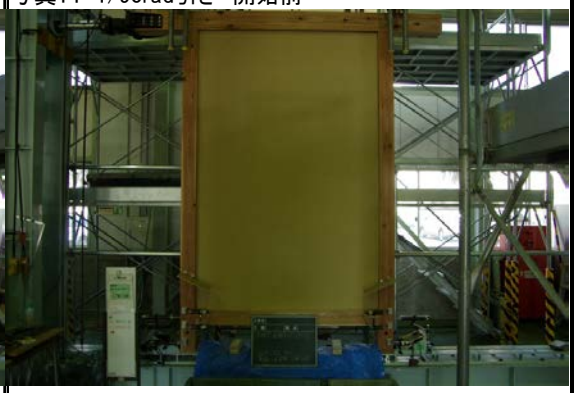


写真15　1/90rad引き

写真16　1/90rad押し　開始前

足固仕様2P-3　試験体の破壊状況　室内側

写真17　1/90rad押し

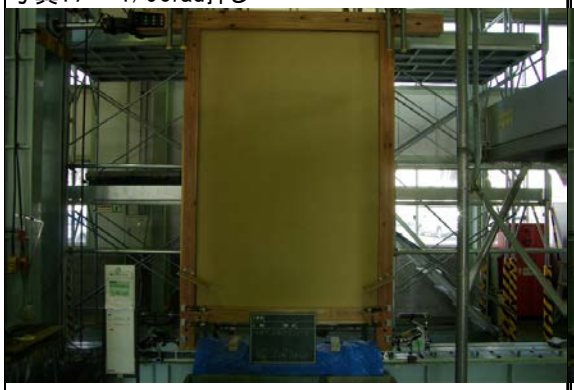


写真18　1/60rad引き　開始前

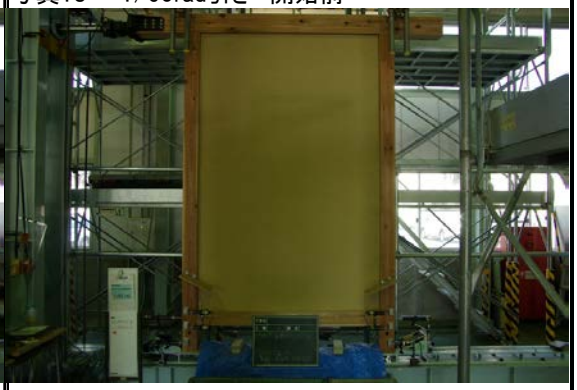


写真19　1/60rad引き

写真20　1/60rad押し　開始前

写真21　1/60rad押し

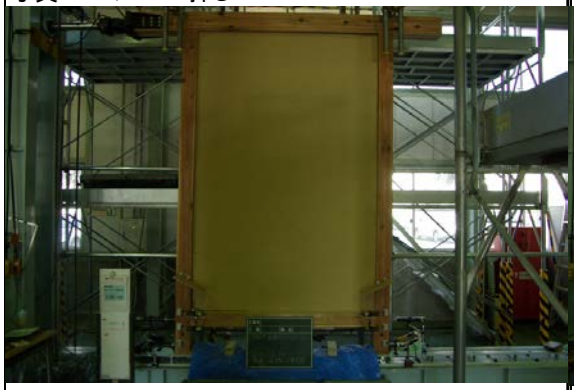


写真22　1/45rad引き　開始前

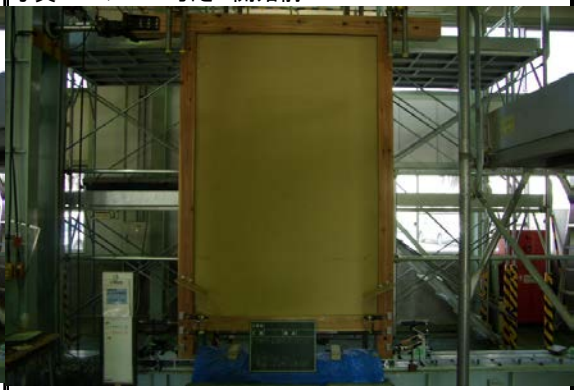


写真23　1/45rad引き

写真24　1/45rad押し　開始前

足固仕様2P-3　試験体の破壊状況　室内側

写真25　1/45rad押し

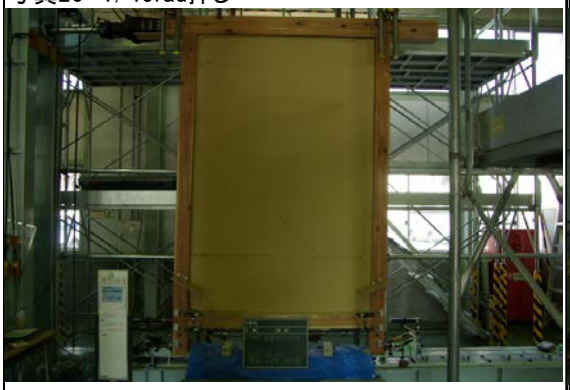


写真26　1/30rad引き　開始前

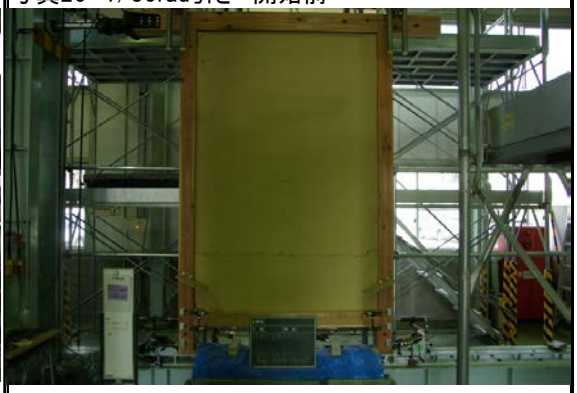


写真27　1/30rad引き

写真28　1/30rad押し　開始前

写真29　1/30rad押し

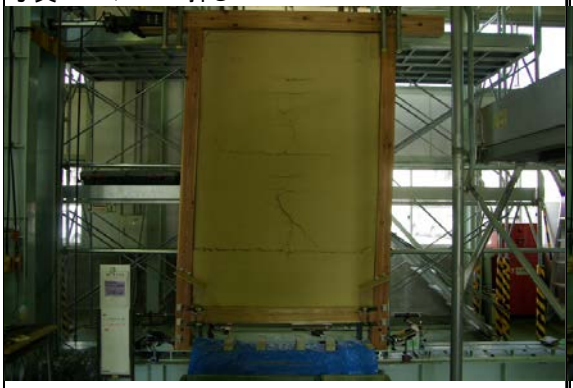


写真30　1/20rad引き　開始前

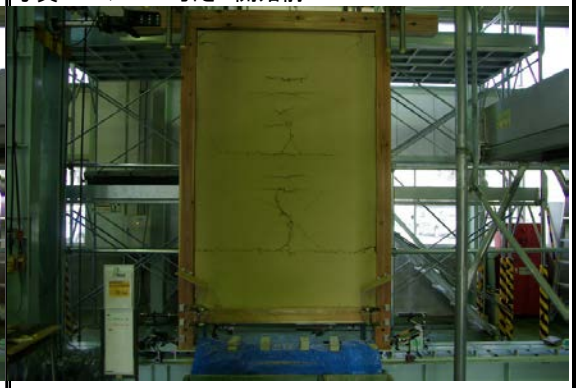


写真31　1/20rad引き

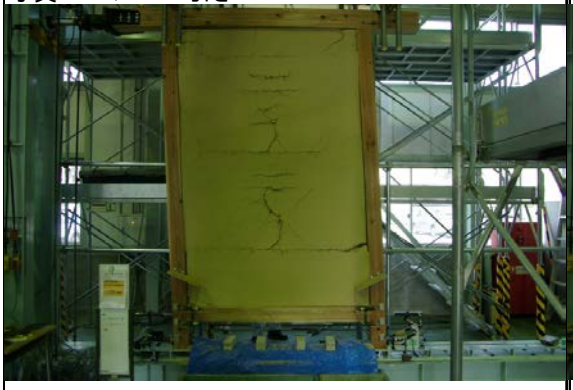
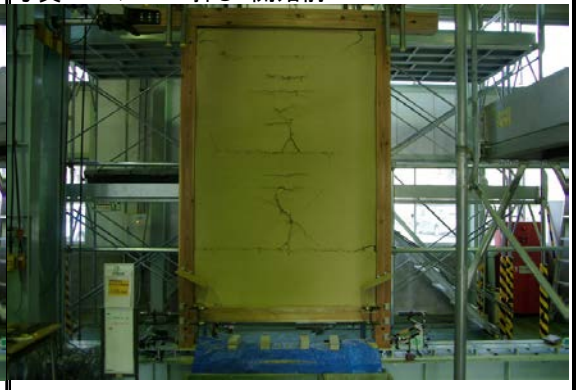


写真32　1/20rad押し　開始前



足固仕様2P-3　試験体の破壊状況　室内側

写真33　1/20rad押し

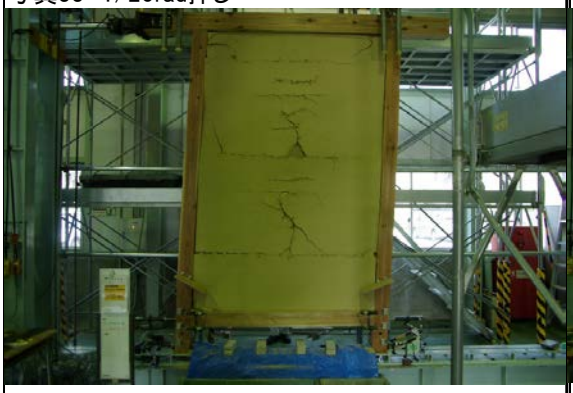


写真34　1/15rad引き　開始前

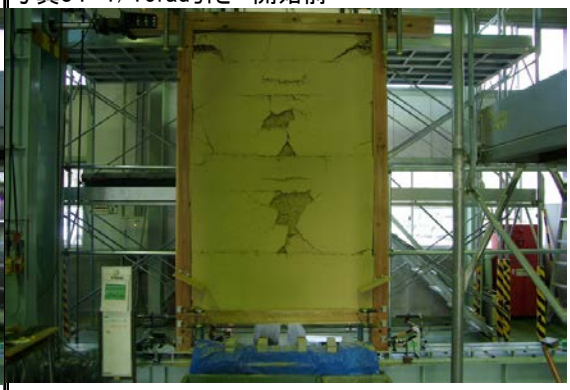


写真35　1/15rad引き

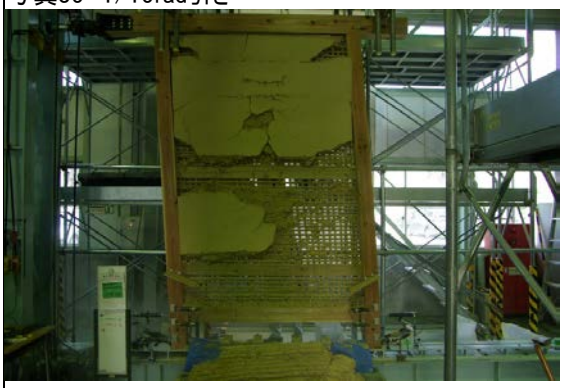


写真36　1/15rad押し　開始前

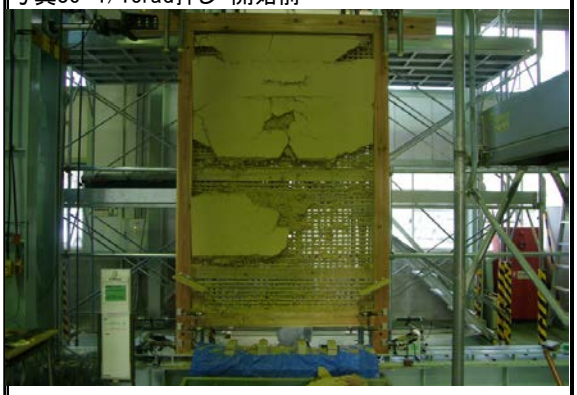


写真37　1/15rad押し

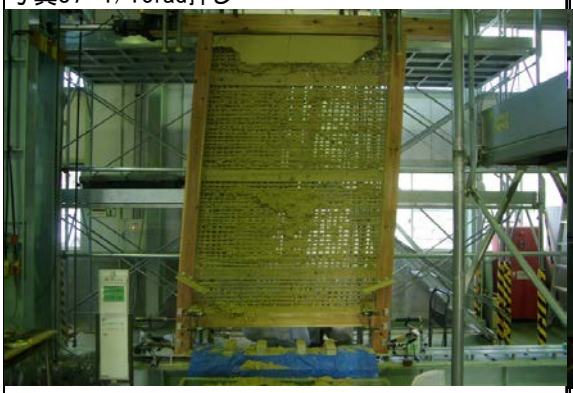


写真38　1/10rad引き　開始前

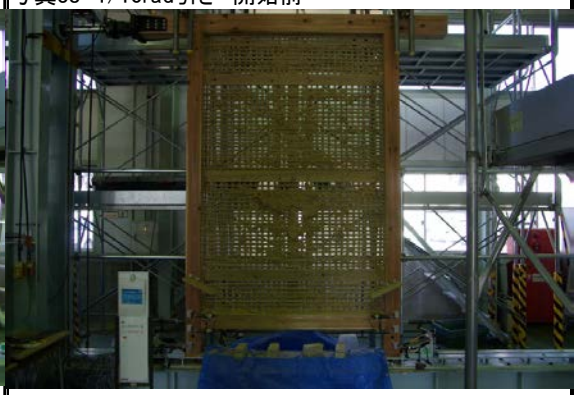
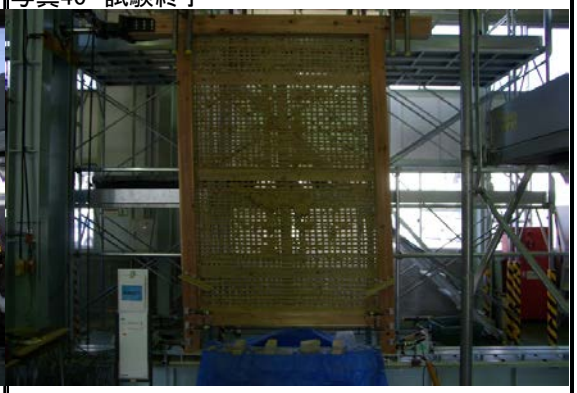


写真39　1/10rad引き

写真40　試験終了



試験報告書

株式会社ドット・コーポレーション
代表取締役平野陽子殿

報告者　四国職業能力開発大学校
越智隆行

試験結果は次のとおりです。

１.試験日　　平成２７年１２月１７日～１８日

２.試験場所　　四国職業能力開発大学校　香川県丸亀市郡家町３２０２番地

３.試験実施者　　四国職業能力開発大学校　越智　隆行(mail:ochi@shikoku-pc.ac.jp)
近畿職業能力開発大学校　宇都宮　直樹

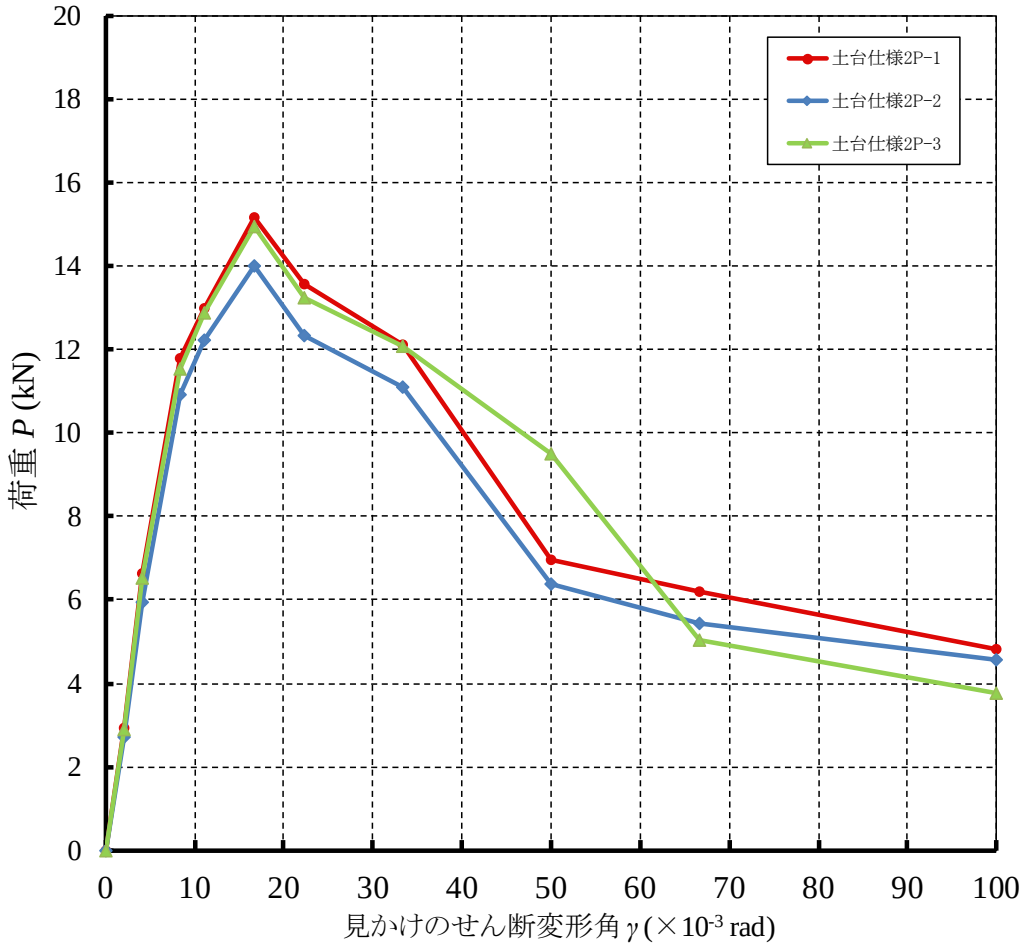
４.使用試験機　　㈱鷺宮製作所製面内せん断試験装置
加力装置：鷺宮製作所 EFH-100 計測範囲±100kN，±300mm
試験フレーム：鷺宮製作所 LFH-100 容量±100kN
ロードセル：鷺宮製作所 FLC-100S 計測範囲±100kN，精度±0.2%FS 以内
外部変位計 H1：東京測器研究所 DP-1000D 計測範囲 0～1000mm，精度±0.2%FS 以内
外部変位計 H2：東京測器研究所 CDP-50 計測範囲 0～50mm，精度±0.2%FS 以内
外部変位計 V3：東京測器研究所 CDP-100 計測範囲 0～100mm，精度±0.2%FS 以内
外部変位計 V4：東京測器研究所 CDP-100 計測範囲 0～100mm，精度±0.2%FS 以内

５.試験体　　土台仕様２Ｐ　　３体

６.試験方法　　（財）日本住宅・木材技術センターの「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」に掲載されている木造軸組耐力壁の試験法、評価法による柱脚固定式面内せん断試験に準じた。なお，載荷スケジュールは次のとおりである。見掛けのせん断変形角で，±1/480,±1/240,±1/120,±1/90,±1/60,±1/45,±1/30,±1/20,±1/15 をそれぞれ 3 回，＋1/10 を 1 回加力とした。

７.試験結果

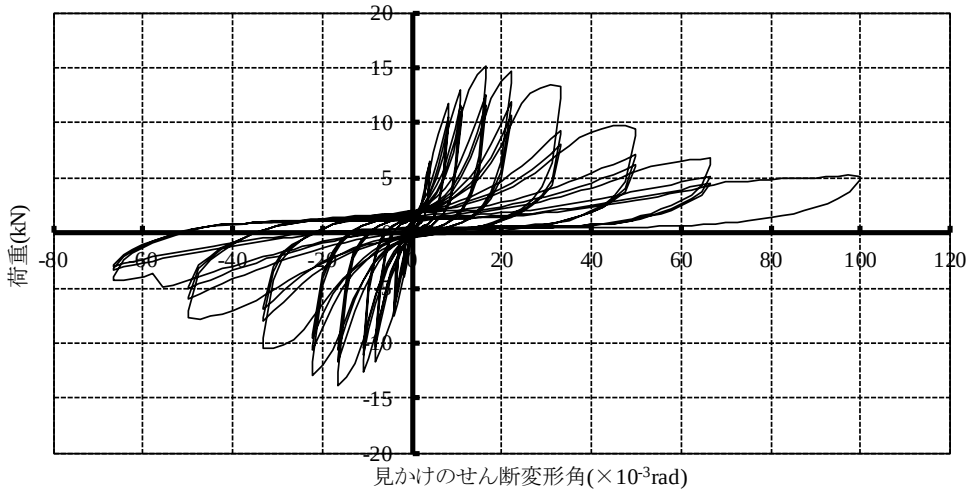
土台仕様２P



荷重－変形角包絡線 (特定変形角時)

	特定変形角時の耐力(kN)									
(rad)	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
(×10-3rad)	2.08	4.17	8.33	11.11	16.67	22.22	33.33	50.00	66.67	100.00
土台仕様2P-1	2.92	6.65	11.79	12.97	15.17	13.56	12.13	6.96	6.19	4.81
土台仕様2P-2	2.71	5.94	10.93	12.23	13.99	12.35	11.11	6.39	5.42	4.56
土台仕様2P-3	2.91	6.54	11.53	12.88	14.96	13.24	12.07	9.49	5.05	3.76

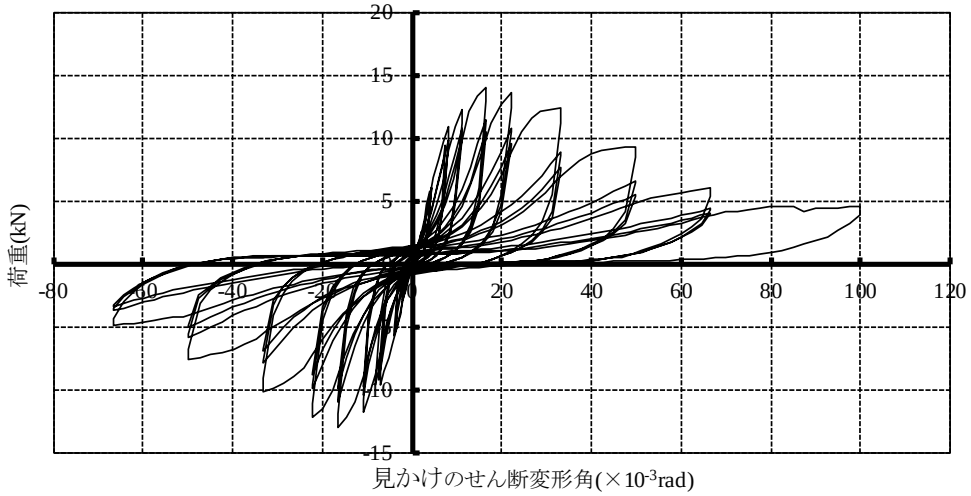
土台仕様2P-1



荷重－変形角曲線

試験番号	最大耐力P_{max} (kN)	最大耐力時変形角 (10^{-3}rad)
土台仕様2P-1	15.19	16.45

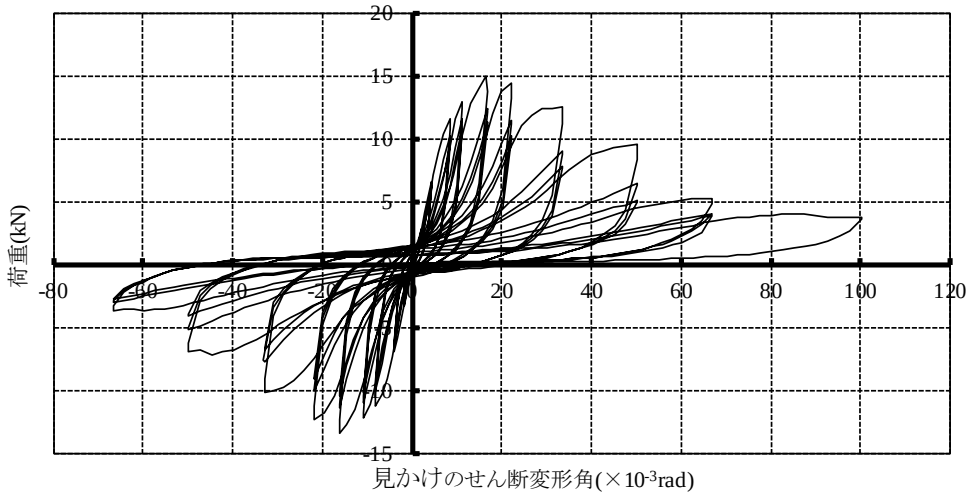
土台仕様2P-2



荷重－変形角曲線

試験番号	最大耐力P_{max} (kN)	最大耐力時変形角 (10^{-3}rad)
土台仕様2P-2	14.00	16.52

土台仕様2P-3



荷重－変形角曲線

試験番号	最大耐力P_{max} (kN)	最大耐力時変形角 (10^{-3}rad)
土台仕様2P-3	14.96	16.60

土台仕様2P-1　試験体の破壊状況　室内側

写真1　試験開始前

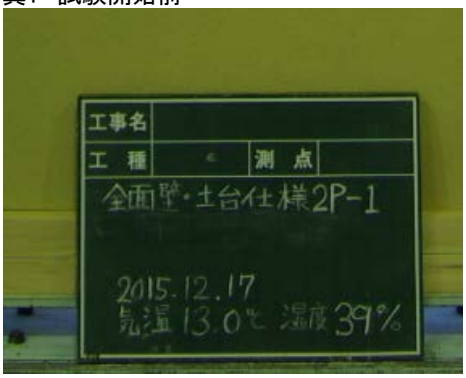


写真2　試験前

写真3　1/480rad引き

写真4　1/480rad押し開始前

写真5　1/480rad　押し

写真6　1/240rad　引き開始前

写真7　1/240rad引き

写真8　1/240rad押し　開始前

土台仕様2P-1　試験体の破壊状況　室内側

写真9　1/240rad押し

写真10　1/120rad引き開始前

写真11　1/120rad引き

写真12　1/120rad押し　開始前

写真13　1/120rad押し

写真14　1/90rad引き　開始前

写真15　1/90rad引き

写真16　1/90rad押し　開始前

土台仕様2P-1　試験体の破壊状況　室内側

写真17　1/90rad押し

写真18　1/60rad引き　開始前

写真19　1/60rad引き

写真20　1/60rad押し　開始前

写真21　1/60rad押し

写真22　1/45rad引き　開始前

写真23　1/45rad引き

写真24　1/45rad押し　開始前

土台仕様2P-1　試験体の破壊状況　室内側

写真25　1/45rad押し

写真26　1/30rad引き　開始前

写真27　1/30rad引き

写真28　1/30rad押し　開始前

写真29　1/30rad押し

写真30　1/20rad引き　開始前

写真31　1/20rad引き

写真32　1/20rad押し　開始前

土台仕様2P-1　試験体の破壊状況　室内側

写真33　1/20rad押し

写真34　1/15rad引き　開始前

写真35　1/15rad引き

写真36　1/15rad押し　開始前

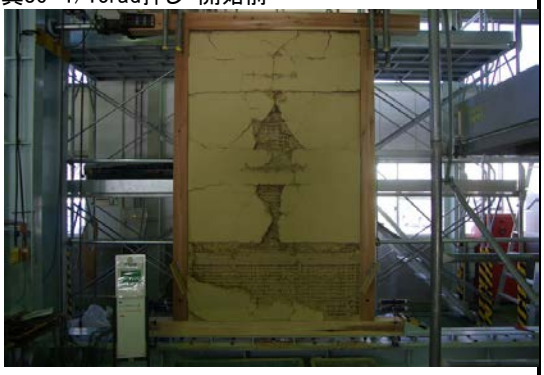


写真37　1/15rad押し

写真38　1/10rad引き　開始前

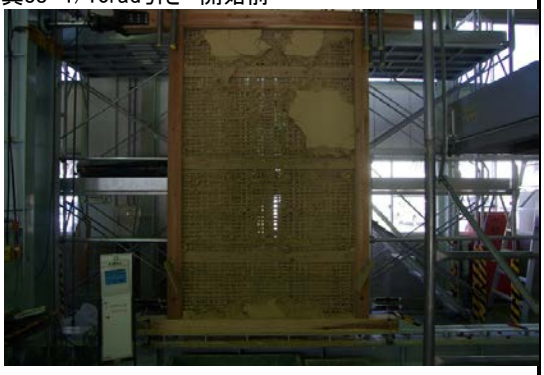


写真39　1/10rad引き

写真40　試験終了

土台仕様2P-2　試験体の破壊状況　室内側

写真1　試験開始前

写真2　試験前

写真3　1/480rad引き

写真4　1/480rad押し開始前

写真5　1/480rad　押し

写真6　1/240rad　引き開始前

写真7　1/240rad引き

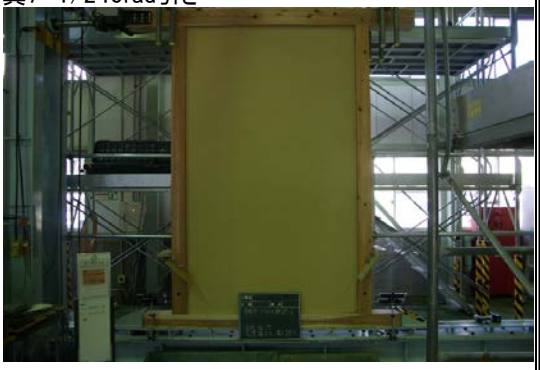


写真8　1/240rad押し　開始前

土台仕様2P-2　試験体の破壊状況　室内側

写真9　1/240rad押し

写真10　1/120rad引き開始前

写真11　1/120rad引き

写真12　1/120rad押し　開始前

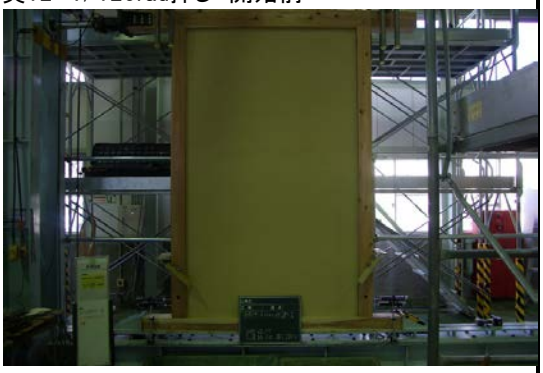


写真13　1/120rad押し

写真14　1/90rad引き　開始前

写真15　1/90rad引き

写真16　1/90rad押し　開始前

土台仕様2P-2　試験体の破壊状況　室内側

写真17　1/90rad押し

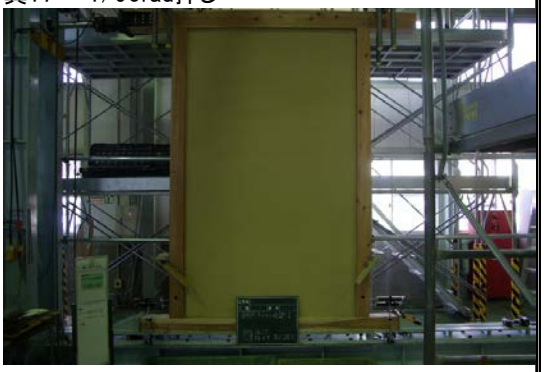


写真18　1/60rad引き　開始前

写真19　1/60rad引き

写真20　1/60rad押し　開始前

写真21　1/60rad押し

写真22　1/45rad引き　開始前

写真23　1/45rad引き

写真24　1/45rad押し　開始前

土台仕様2P-2　試験体の破壊状況　室内側

写真25　1/45rad押し

写真26　1/30rad引き　開始前

写真27　1/30rad引き

写真28　1/30rad押し　開始前

写真29　1/30rad押し

写真30　1/20rad引き　開始前

写真31　1/20rad引き

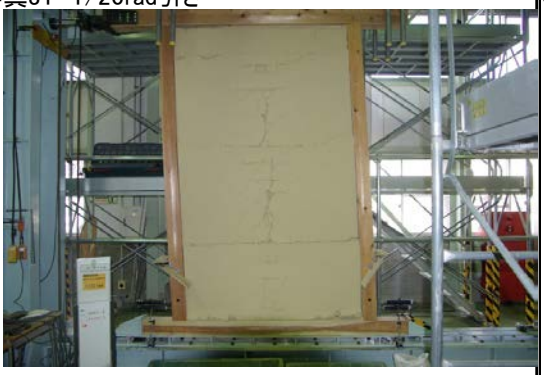
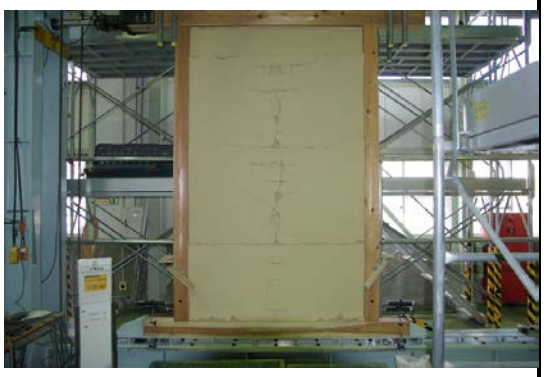


写真32　1/20rad押し　開始前



土台仕様2P-2　試験体の破壊状況　室内側

写真33　1/20rad押し

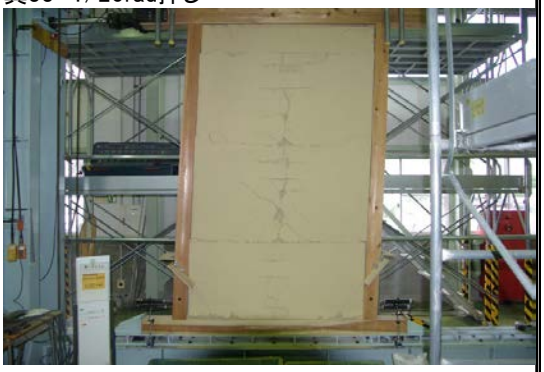


写真34　1/15rad引き　開始前

写真35　1/15rad引き

写真36　1/15rad押し　開始前

写真37　1/15rad押し

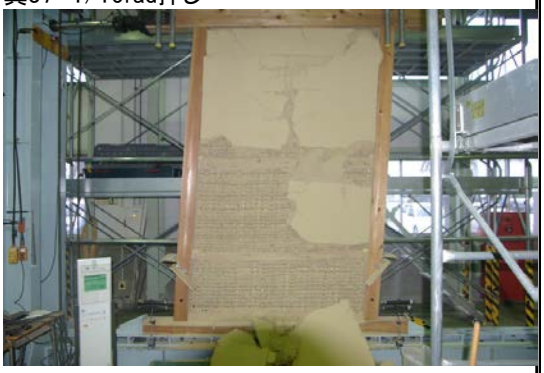


写真38　1/10rad引き　開始前

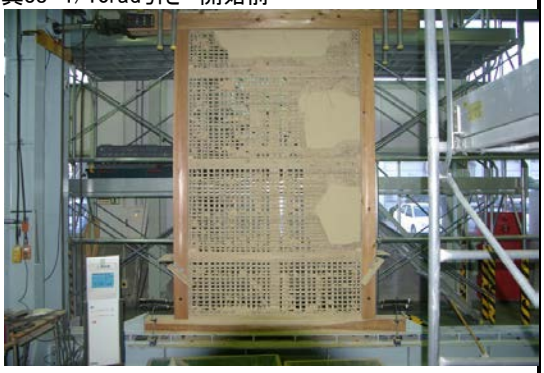


写真39　1/10rad引き

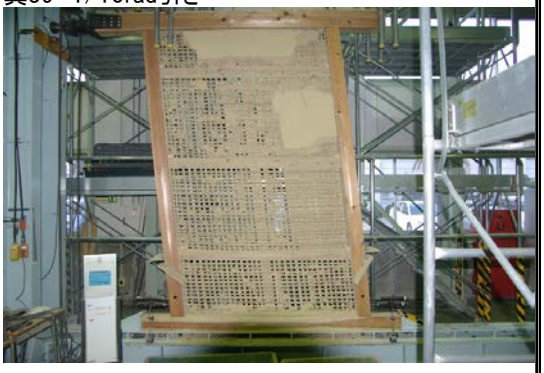
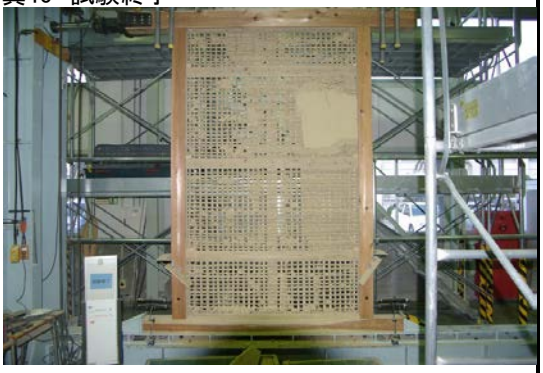


写真40　試験終了



土台仕様2P-3　試験体の破壊状況　室内側

写真1　試験開始前

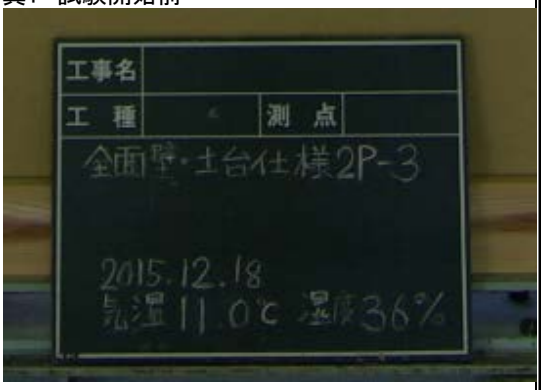


写真2　試験前

写真3　1/480rad引き

写真4　1/480rad押し開始前

写真5　1/480rad　押し

写真6　1/240rad　引き開始前

写真7　1/240rad引き

写真8　1/240rad押し　開始前

土台仕様2P-3　試験体の破壊状況　室内側

写真9　1/240rad押し

写真10　1/120rad引き開始前

写真11　1/120rad引き

写真12　1/120rad押し　開始前

写真13　1/120rad押し

写真14　1/90rad引き　開始前

写真15　1/90rad引き

写真16　1/90rad押し　開始前

土台仕様2P-3　試験体の破壊状況　室内側

写真17　1/90rad押し

写真18　1/60rad引き　開始前

写真19　1/60rad引き

写真20　1/60rad押し　開始前

写真21　1/60rad押し

写真22　1/45rad引き　開始前

写真23　1/45rad引き

写真24　1/45rad押し　開始前

土台仕様2P-3　試験体の破壊状況　室内側

写真25　1/45rad押し

写真26　1/30rad引き　開始前

写真27　1/30rad引き

写真28　1/30rad押し　開始前

写真29　1/30rad押し

写真30　1/20rad引き　開始前

写真31　1/20rad引き

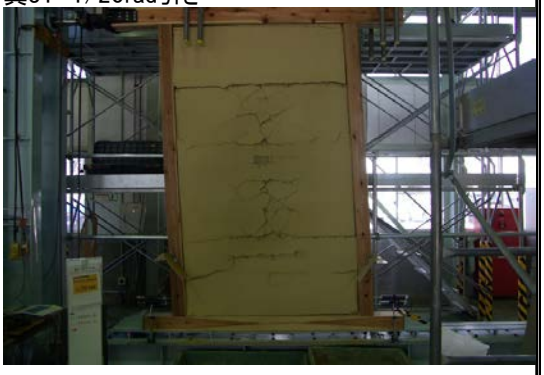


写真32　1/20rad押し　開始前

土台仕様2P-3　試験体の破壊状況　室内側

写真33　1/20rad押し

写真34　1/15rad引き　開始前

写真35　1/15rad引き

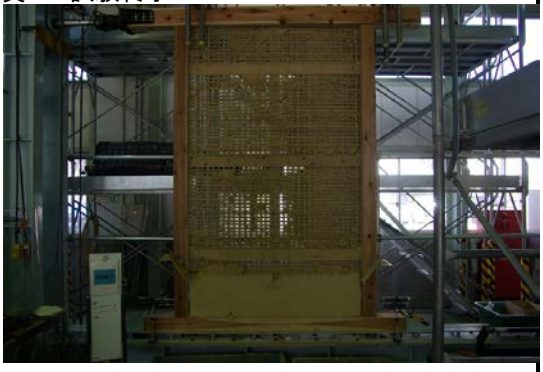
写真36　1/15rad押し　開始前

写真37　1/15rad押し

写真38　1/10rad引き　開始前

写真39　1/10rad引き

写真40　試験終了



様式第５号

試験体3（徳島実施分）

成　　績　　書

農技セ第６０８１号
平成２８年２月１８日

株式会社ドット・コーポレーション
代表取締役　平野　陽子　殿

徳島県立農林水産総合技術支援センター所長　　印

平成２７年１２月１日付け申請書に添えて提出された試料の試験の成績は次のとおりです。

申請者住所・氏名		東京都千代田区神田淡路町1-3-2廣屋ビル１０階 株式会社ドット・コーポレーション　代表取締役　平野陽子
依頼品	品名・数量	１P土台仕様-1　３体
	規格・仕様等	柱・土台135角／桁135×180　柱脚固定式

１　試験日　平成２８年１月４日～平成２８年１月１２日

２　試験場所　徳島県徳島市南庄町５丁目１－９　徳島県立農林水産総合技術支援センター内
木材利用創造センター

３　試験体　壁長さ１P　３体（１P土台仕様-1）

４　試験方法　(株)鷺宮製作所製　面内水平せん断試装置ATC-10（加振制御は「(株)鷺宮製作所製】標準疲労試験プログラムTaSaiT Version 1.30」による）
(財)日本住宅・木造技術センターの「木造軸組構法住宅の許容応力度設計」に掲載されている木造軸組耐力壁の試験法，評価法による柱脚固定式面内せん断試験に準じた。なお，載荷スケジュールは次のとおりである。
見掛けのせん断変形角で，±1/480，±1/240，±1/120，±1/90，±1/60，±1/45，±1/30，±1/20，+1/15をそれぞれ３回，＋1/10を１回加力とした。

５　試験結果　別紙のとおりである。

H27土壁倍率計算

1P土台仕様-1　No.3

	最大荷重 Pmax [kN]	降伏耐力 Py [kN]	降伏変形角 γy [rad]	初期剛性 K [kN/rad]	終局耐力 Pu [kN]	終局変形角 γu [rad]	降伏点変形角 γv [rad]	塑性率 μ	構造特定係数 Ds	試験体数に依存する定数 k	降伏耐力 Py [kN]	0.2Pu/Ds [kN]	(2/3)・Pmax [kN]	P(1/120) [kN]	短期基準せん断耐力 Po [kN]	倍率 (α=1)	壁長さ (mm)
No.3-1	6.69	4.24	0.00901	445	6.40	0.06667	0.01438	4.64	0.35		4.24	3.68	4.46	4.01			
No.3-2	6.31	4.24	0.00799	526	6.07	0.06667	0.01154	5.78	0.31		4.24	3.94	4.21	4.33			
No.3-3	5.75	3.82	0.00827	462	5.56	0.06667	0.01203	5.54	0.31	0.471	3.82	3.53	3.83	3.84			
平均	6.25	4.10	0.00842	478	6.01	0.06667	0.01265	5.318	0.3235		4.10	3.72	4.17	4.06			
標準偏差	0.47	0.24	0.00053	43	0.42	0.00000	0.00152	0.602	0.0213		0.24	0.21	0.316	0.250			
変動係数	0.076	0.058	0.063	0.089	0.070	0.000	0.120	0.113	0.0657		0.058	0.06	0.076	0.062			
ばらつき係数											0.973	0.974	0.964	0.971			
平均×ばらつき係数											3.99	3.62	4.02	3.94	3.62	2.0	910

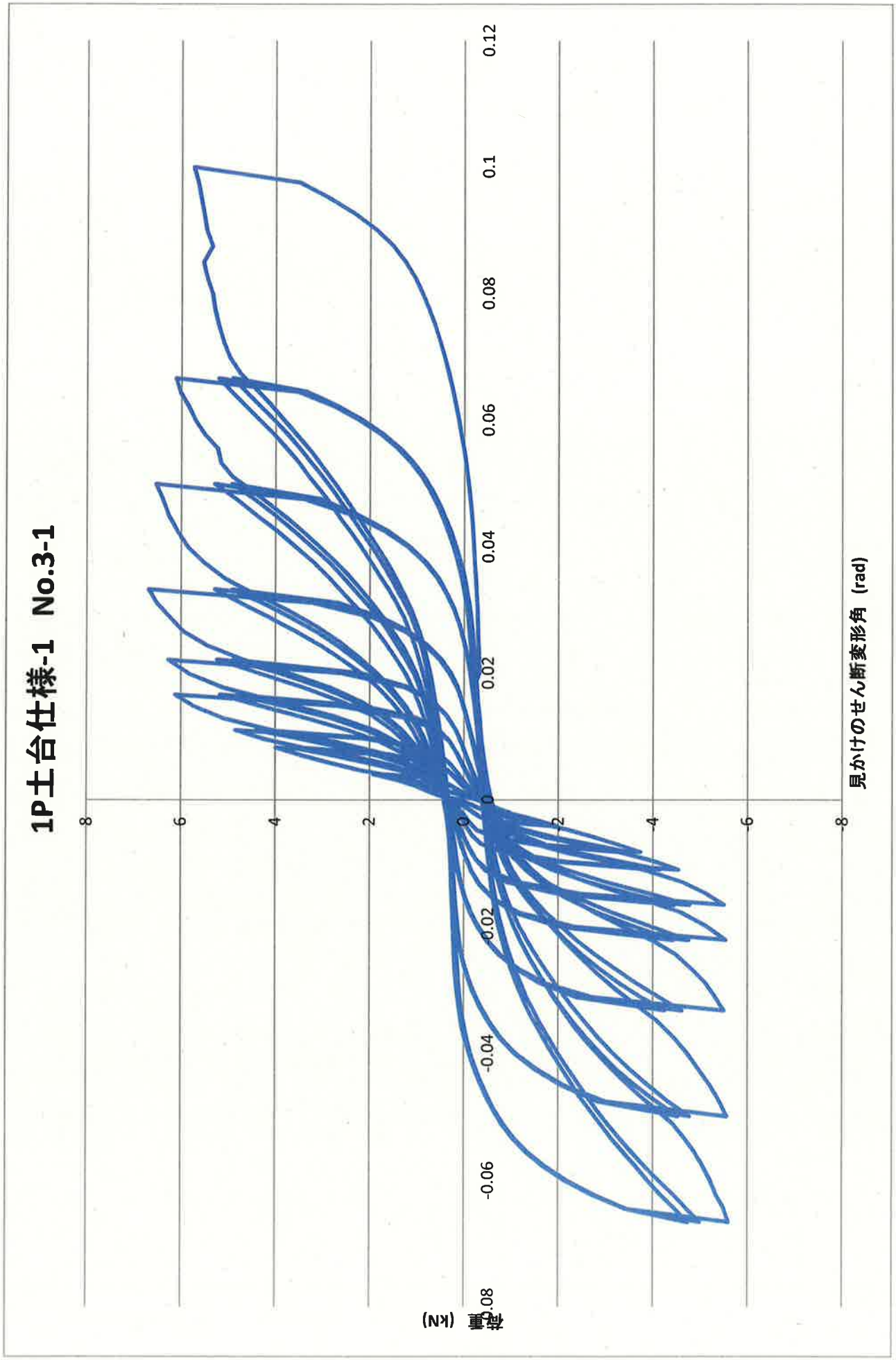
2.030

注：倍率は低減係数α＝1として計算している。

入力データ

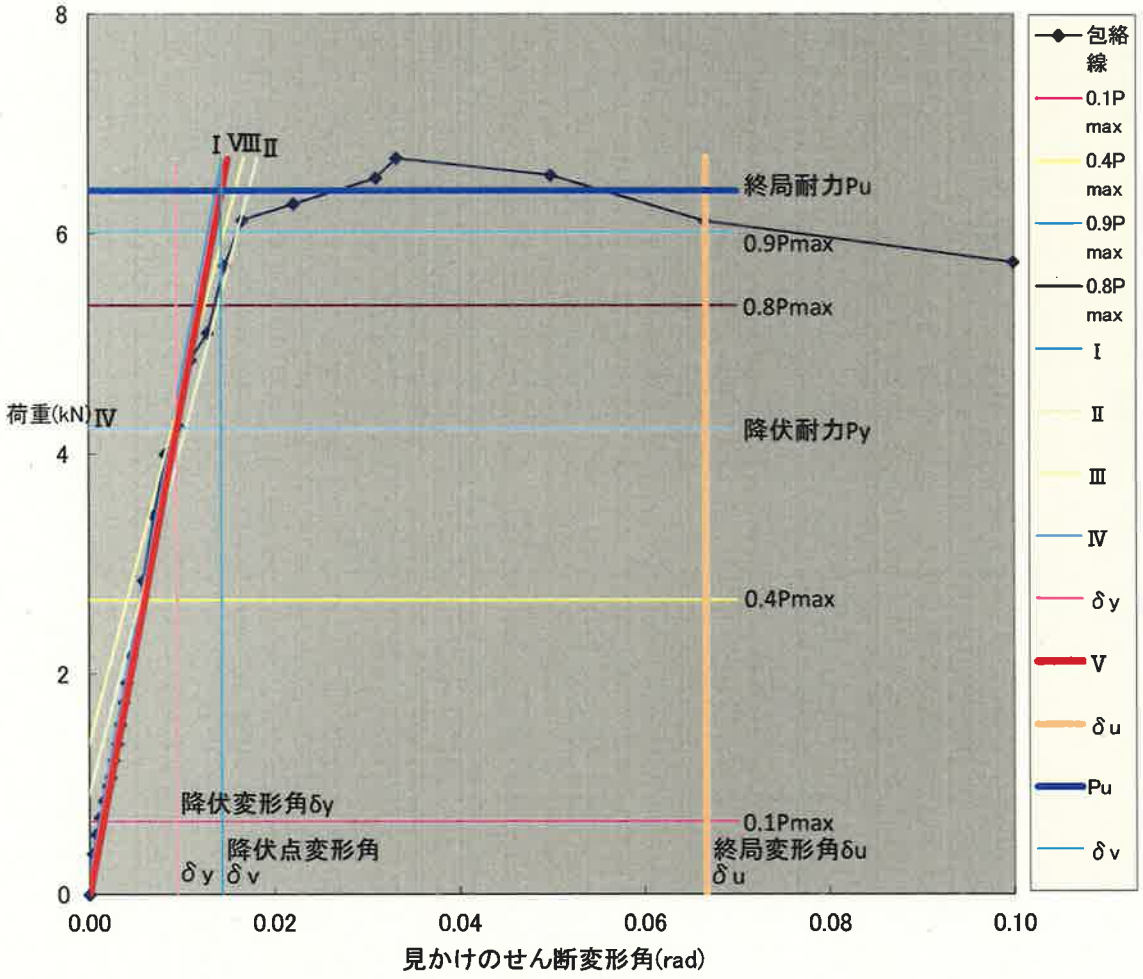
最小

倍率


1P土台仕様-1 No.3-1
荷重 (kN)
見かけのせん断変形角 (rad)
8
6
4
2
0
-2
-4
-6
-8
0.12
0.1
0.08
0.06
0.04
0.02
0
-0.02
-0.04
-0.06
-0.08

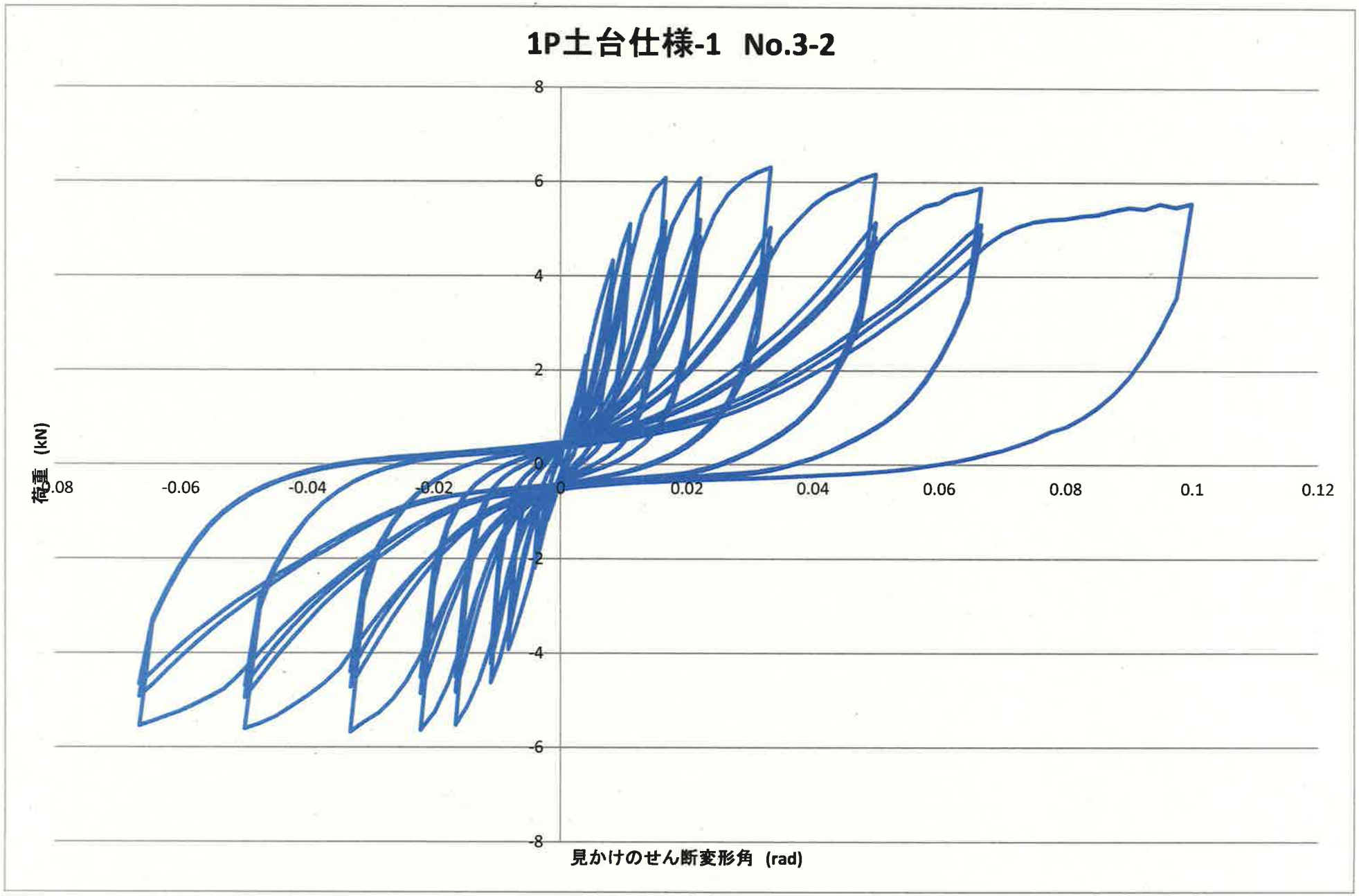
解析結果

試験体記号:　1P土台仕様-1　No.3-1



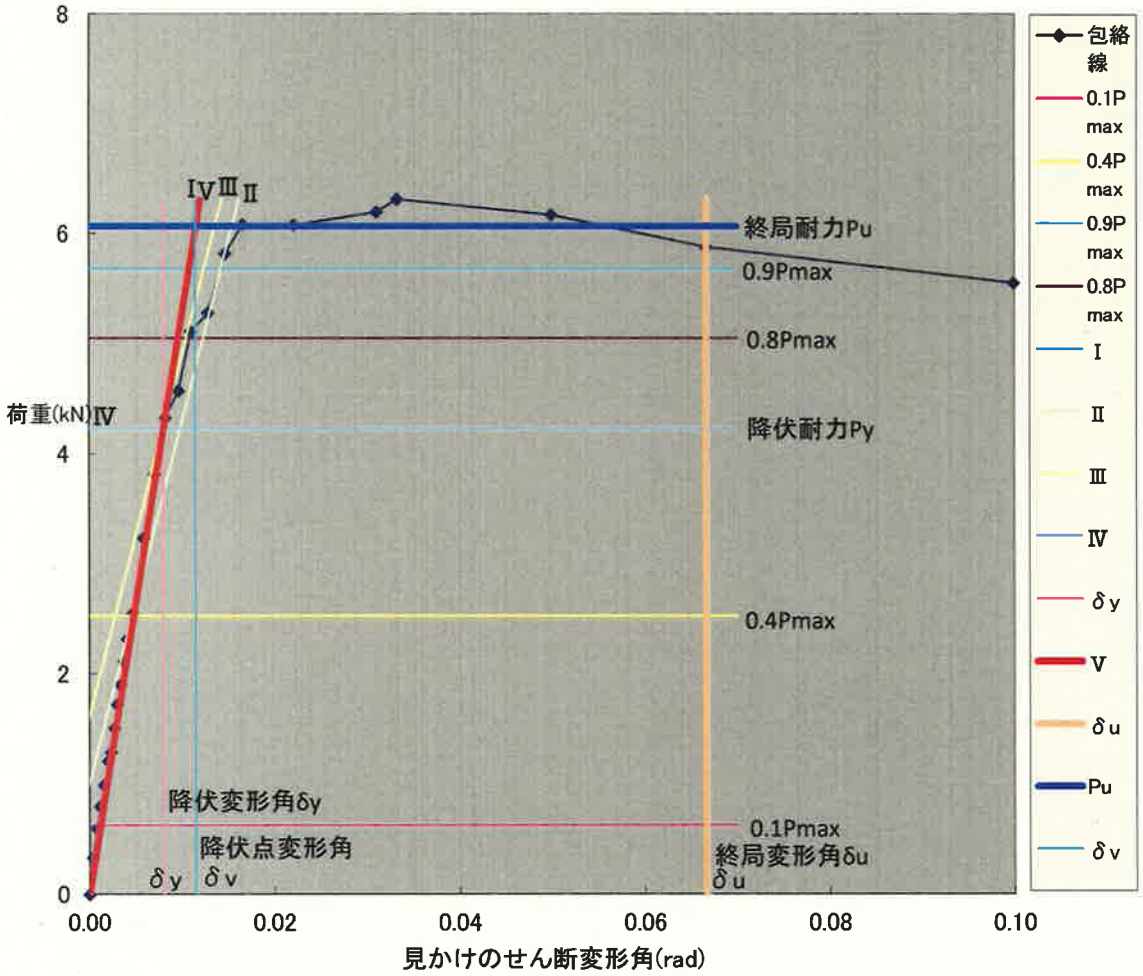
包絡線解析結果

	最大荷重Pmax [kN]	6.69
①	降伏耐力Py [kN]	4.24
	降伏変形角 γy [rad]	0.00901
	初期剛性K [kN/rad]	444.78
	終局耐力Pu [kN]	6.40
	終局変形角 γu [rad]	0.06667
	降伏点変形角 γv [rad]	0.01438
	塑性率 μ	4.636
	構造特定係数Ds	0.3477
②	0.2Pu/Ds [kN]	3.68
③	2/3/Pmax [kN]	4.46
④	p (1/120) [kN]	4.01
	ばらつき係数および低減係数を1とした場合	
	短期基準せん断耐力Po [kN]	3.68
	壁倍率	2.063
	壁長さ(mm)	910


1P土台仕様-1　No.3-2
8
6
4
2
0
-2
-4
-6
-8
-0.08
-0.06
-0.04
-0.02
0
0.02
0.04
0.06
0.08
0.1
0.12
荷重（kN）
見かけのせん断変形角（rad）

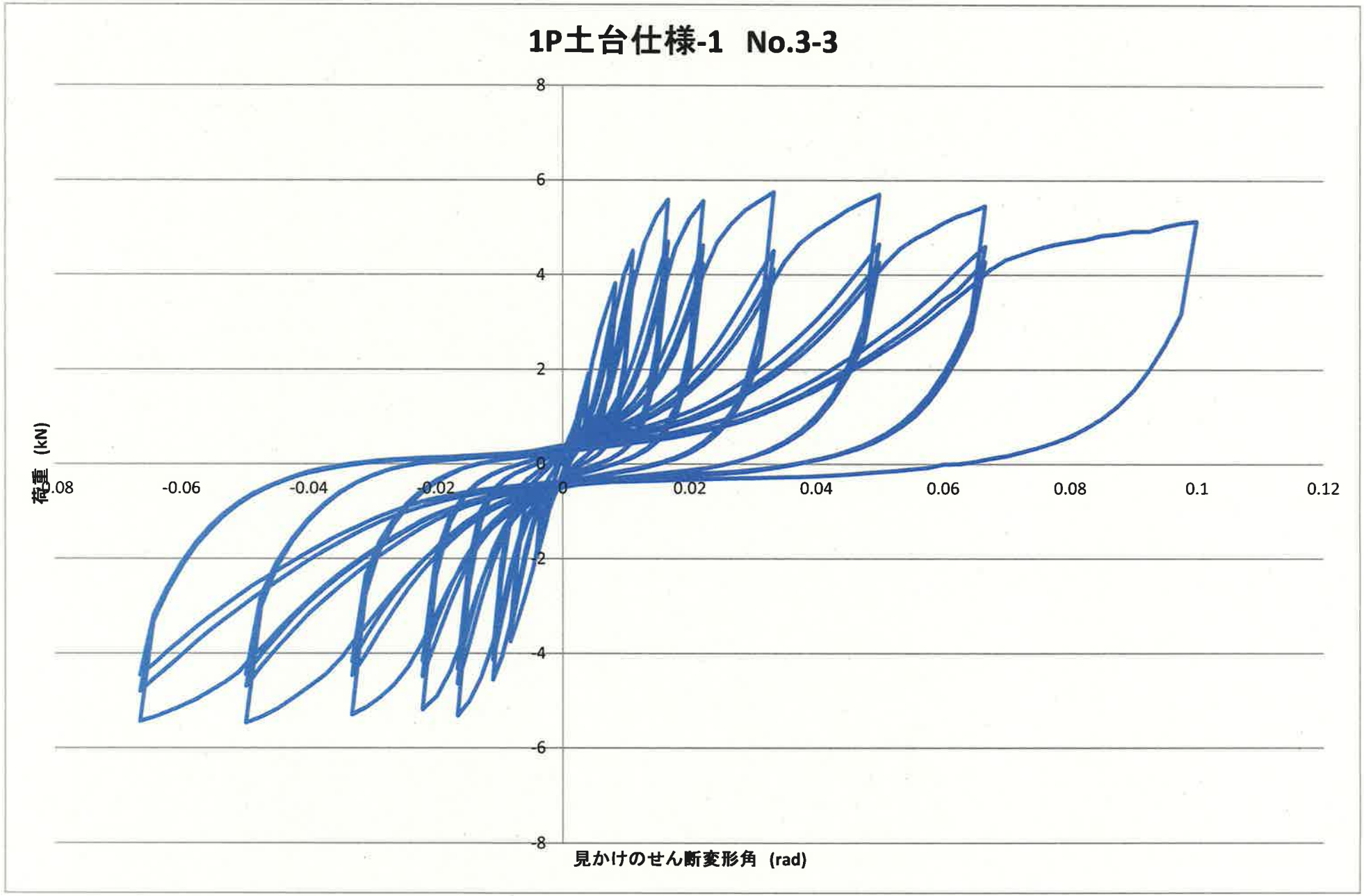
解析結果

試験体記号:　1P土台仕様-1　No.3-2



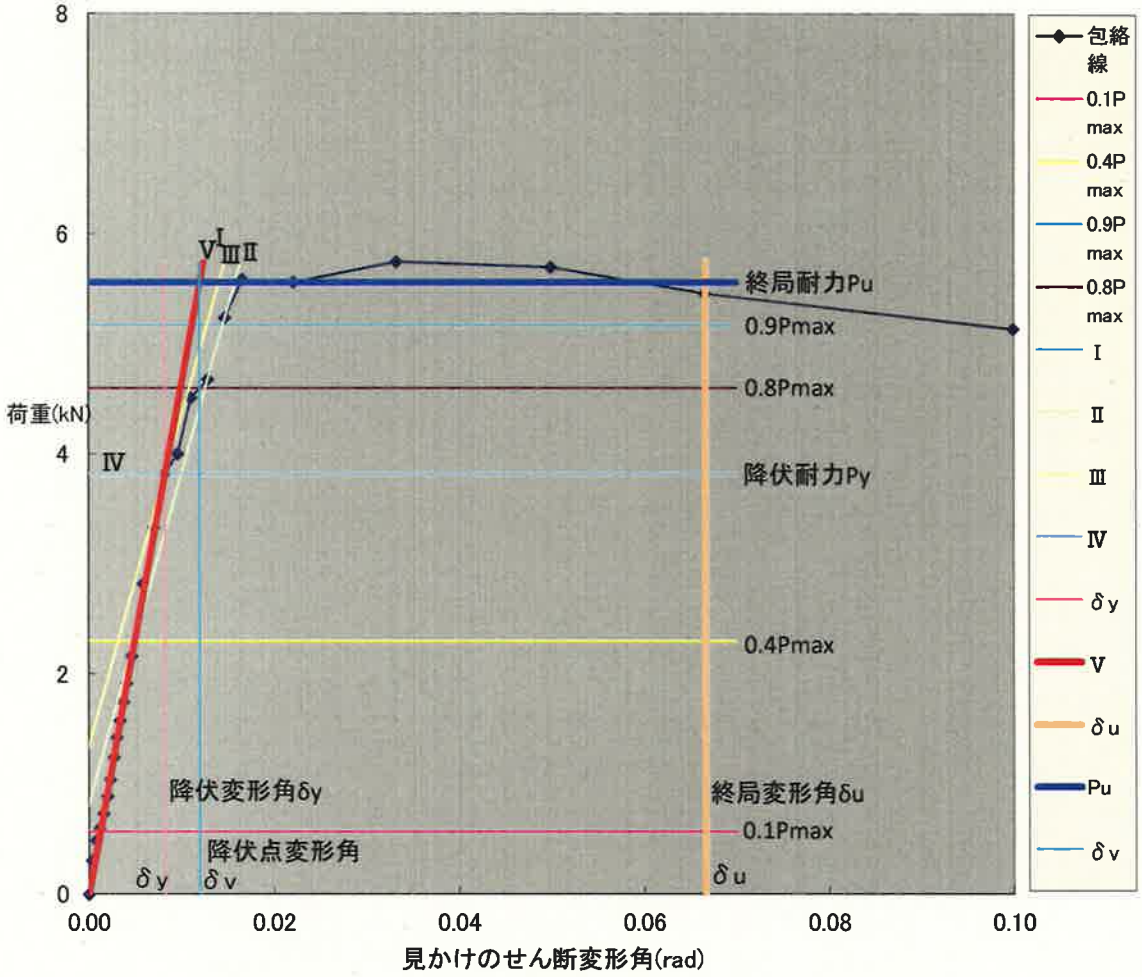
包絡線解析結果

	最大荷重Pmax [kN]	6.31
①	降伏耐力Py [kN]	4.24
	降伏変形角γy [rad]	0.00799
	初期剛性K [kN/rad]	525.76
	終局耐力Pu [kN]	6.07
	終局変形角γu [rad]	0.06667
	降伏点変形角γv [rad]	0.01154
	塑性率μ	5.776
	構造特定係数Ds	0.3078
②	0.2Pu/Ds [kN]	3.94
③	2/3/Pmax [kN]	4.21
④	p (1/120) [kN]	4.33
	ばらつき係数および低減係数を1とした場合	
	短期基準せん断耐力Po [kN]	3.94
	壁倍率	2.210
	壁長さ(mm)	910


1P土台仕様-1　No.3-3
8
6
4
2
0
-2
-4
-6
-8
-0.08
-0.06
-0.04
-0.02
0
0.02
0.04
0.06
0.08
0.1
0.12
荷重 (kN)
見かけのせん断変形角 (rad)

解析結果

試験体記号:　1P土台仕様-1　No.3-3



包絡線解析結果

	最大荷重Pmax [kN]	5.75
①	降伏耐力Py [kN]	3.82
	降伏変形角γy [rad]	0.00827
	初期剛性K [kN/rad]	462.43
	終局耐力Pu [kN]	5.56
	終局変形角γu [rad]	0.06667
	降伏点変形角γv [rad]	0.01203
	塑性率μ	5.542
	構造特定係数Ds	0.3149
②	0.2Pu/Ds [kN]	3.53
③	2/3/Pmax [kN]	3.83
④	p (1/120) [kN]	3.84
	ばらつき係数および低減係数を1とした場合	
	短期基準せん断耐力Po [kN]	3.53
	壁倍率	1.981
	壁長さ(mm)	910

試験報告書

株式会社ドット・コーポレーション
代表取締役平野陽子殿

報告者　四国職業能力開発大学校
越智隆行

試験結果は次のとおりです。

１.試験日　　平成２７年１２月１４日～１５日

２.試験場所　　四国職業能力開発大学校　香川県丸亀市郡家町３２０２番地

３.試験実施者　　四国職業能力開発大学校　越智　隆行(mail:ochi@shikoku-pc.ac.jp)
近畿職業能力開発大学校　宇都宮　直樹

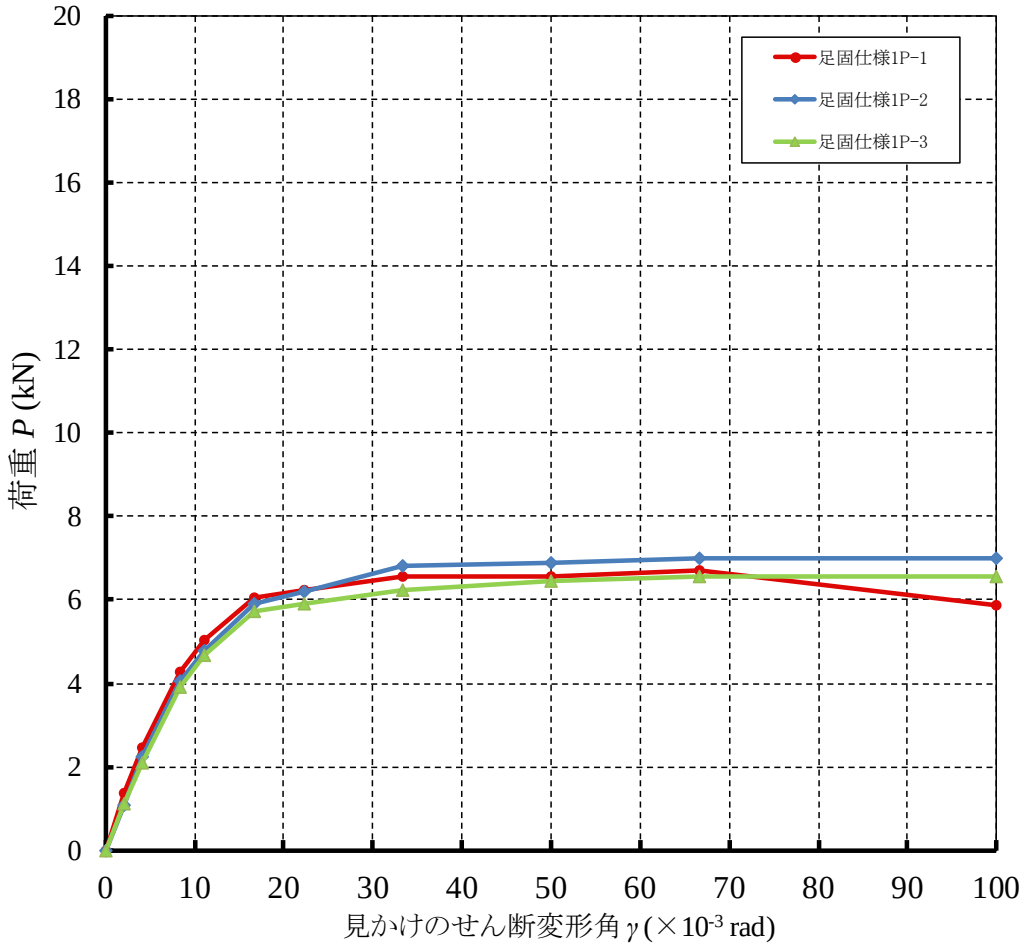
４.使用試験機　　㈱鷺宮製作所製面内せん断試験装置
加力装置：鷺宮製作所 EFH-100 計測範囲±100kN，±300mm
試験フレーム：鷺宮製作所 LFH-100 容量±100kN
ロードセル：鷺宮製作所 FLC-100S 計測範囲±100kN，精度±0.2%FS 以内
外部変位計 H1：東京測器研究所 DP-1000D 計測範囲 0～1000mm，精度±0.2%FS 以内
外部変位計 H2：東京測器研究所 CDP-50 計測範囲 0～50mm，精度±0.2%FS 以内
外部変位計 V3：東京測器研究所 CDP-100 計測範囲 0～100mm，精度±0.2%FS 以内
外部変位計 V4：東京測器研究所 CDP-100 計測範囲 0～100mm，精度±0.2%FS 以内

５.試験体　　足固仕様１Ｐ　　３体

６.試験方法　　（財）日本住宅・木材技術センターの「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」に掲載されている木造軸組耐力壁の試験法、評価法による柱脚固定式面内せん断試験に準じた。なお，載荷スケジュールは次のとおりである。見掛けのせん断変形角で，±1/480,±1/240,±1/120,±1/90,±1/60,±1/45,±1/30,±1/20,±1/15 をそれぞれ 3 回，＋1/10 を 1 回加力とした。

7.試験結果

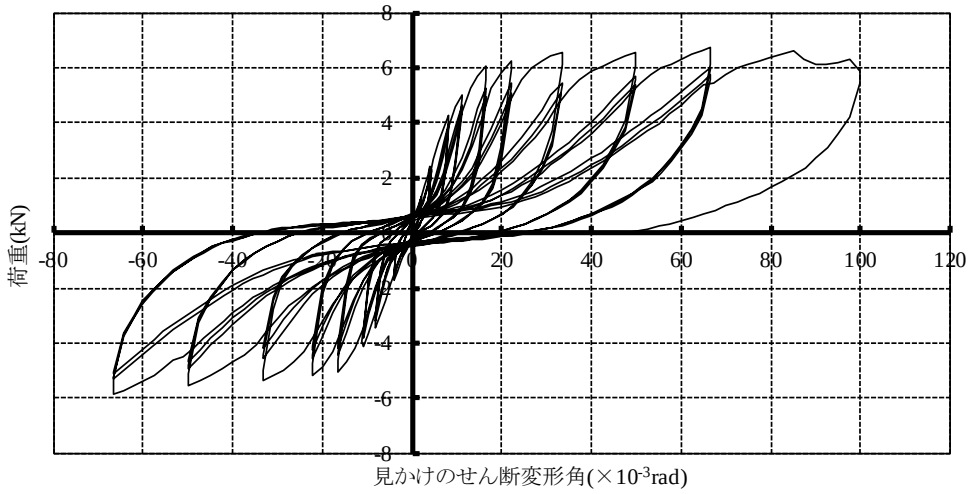
足固仕様１P



荷重－変形角包絡線 (特定変形角時)

	特定変形角時の耐力(kN)									
(rad)	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
(×10-3rad)	2.08	4.17	8.33	11.11	16.67	22.22	33.33	50.00	66.67	100.00
足固仕様1P-1	1.39	2.46	4.27	5.03	6.05	6.23	6.55	6.58	6.71	5.88
足固仕様1P-2	1.09	2.25	4.04	4.77	5.90	6.19	6.82	6.87	6.98	6.99
足固仕様1P-3	1.12	2.10	3.91	4.68	5.74	5.91	6.25	6.44	6.57	6.56

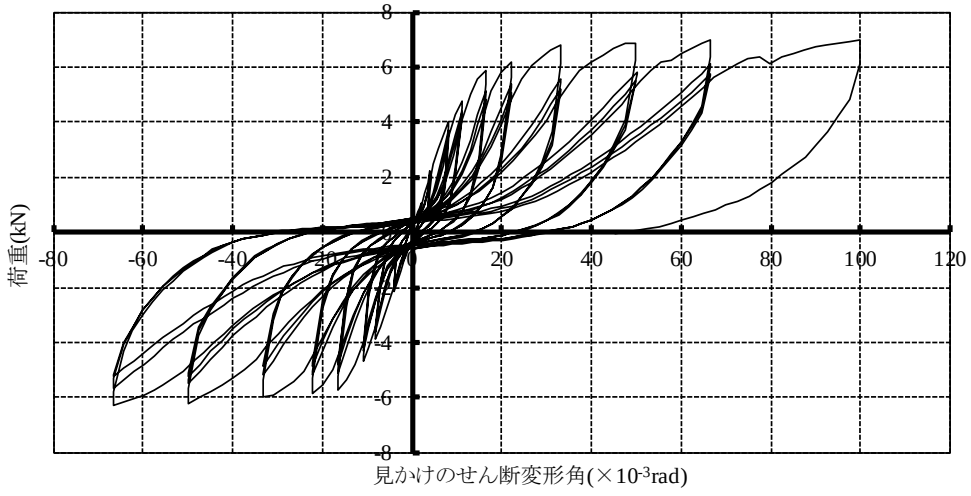
足固仕様1P-1



荷重－変形角曲線

試験番号	最大耐力P_{max} (kN)	最大耐力時変形角 (10^{-3}rad)
足固仕様1P-1	6.71	66.60

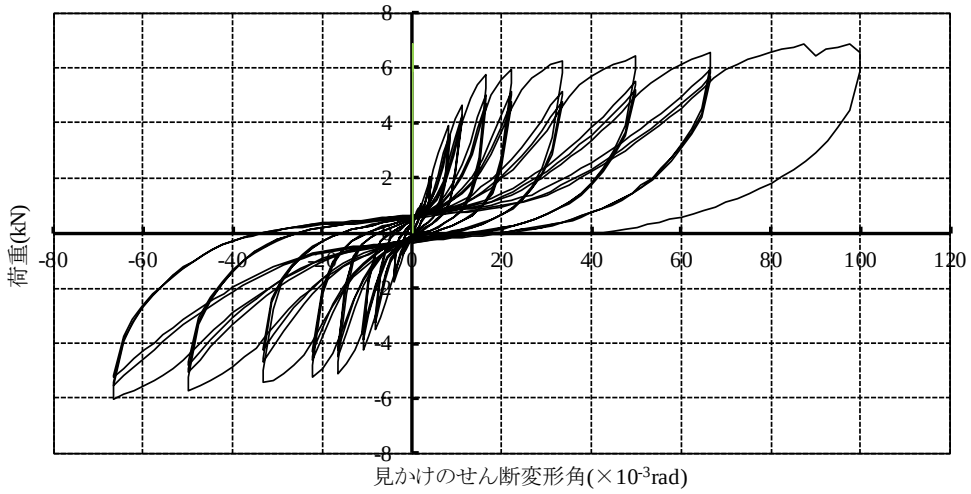
足固仕様1P-2



荷重－変形角曲線

試験番号	最大耐力P_{max} (kN)	最大耐力時変形角 (10^{-3}rad)
足固仕様1P-2	6.99	99.90

足固仕様1P-3



荷重－変形角曲線

試験番号	最大耐力P_{max} (kN)	最大耐力時変形角 (10^{-3}rad)
足固仕様1P-3	6.86	87.40

足固仕様1P-1　試験体の破壊状況　室内側

写真1　試験開始前

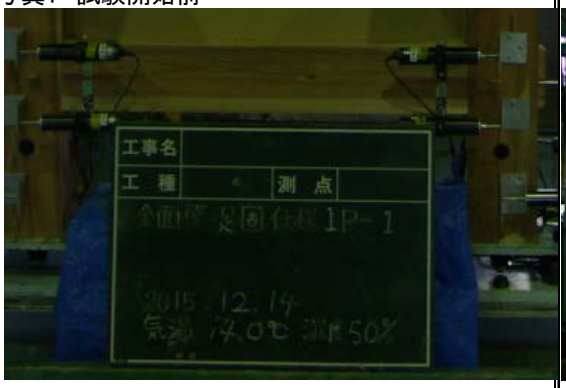


写真2　試験前

写真3　1/480rad引き

写真4　1/480rad押し開始前

写真5　1/480rad　押し

写真6　1/240rad　引き開始前

写真7　1/240rad引き

写真8　1/240rad押し　開始前

足固仕様1P-1　試験体の破壊状況　室内側

写真9　1/240rad押し

写真10　1/120rad引き開始前

写真11　1/120rad引き

写真12　1/120rad押し　開始前

写真13　1/120rad押し

写真14　1/90rad引き　開始前

写真15　1/90rad引き

写真16　1/90rad押し　開始前

足固仕様1P-1　試験体の破壊状況　室内側

写真17　1/90rad押し

写真18　1/60rad引き　開始前

写真19　1/60rad引き

写真20　1/60rad押し　開始前

写真21　1/60rad押し

写真22　1/45rad引き　開始前

写真23　1/45rad引き

写真24　1/45rad押し　開始前

足固仕様1P-1　試験体の破壊状況　室内側

写真25　1/45rad押し

写真26　1/30rad引き　開始前

写真27　1/30rad引き

写真28　1/30rad押し　開始前

写真29　1/30rad押し

写真30　1/20rad引き　開始前

写真31　1/20rad引き

写真32　1/20rad押し　開始前

足固仕様1P-1　試験体の破壊状況　室内側

写真33　1/20rad押し

写真34　1/15rad引き　開始前

写真35　1/15rad引き

写真36　1/15rad押し　開始前

写真37　1/15rad押し

写真38　1/10rad引き　開始前

写真39　1/10rad引き

写真40　試験終了

足固仕様1P-2　試験体の破壊状況　室内側

写真1　試験開始前

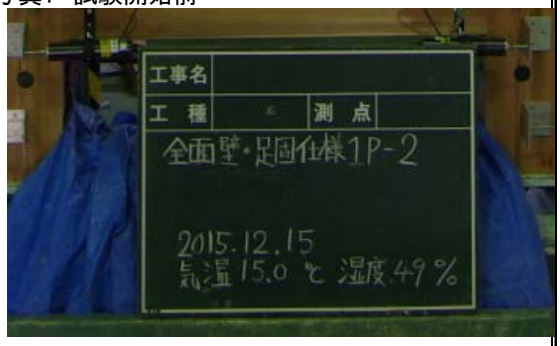


写真2　試験前

写真3　1/480rad引き

写真4　1/480rad押し開始前

写真5　1/480rad　押し

写真6　1/240rad　引き開始前

写真7　1/240rad引き

写真8　1/240rad押し　開始前

足固仕様1P-2　試験体の破壊状況　室内側

写真9　1/240rad押し

写真10　1/120rad引き開始前

写真11　1/120rad引き

写真12　1/120rad押し　開始前

写真13　1/120rad押し

写真14　1/90rad引き　開始前

写真15　1/90rad引き

写真16　1/90rad押し　開始前

足固仕様1P-2　試験体の破壊状況　室内側

写真17　1/90rad押し

写真18　1/60rad引き　開始前

写真19　1/60rad引き

写真20　1/60rad押し　開始前

写真21　1/60rad押し

写真22　1/45rad引き　開始前

写真23　1/45rad引き

写真24　1/45rad押し　開始前

足固仕様1P-2　試験体の破壊状況　室内側

写真25　1/45rad押し

写真26　1/30rad引き　開始前

写真27　1/30rad引き

写真28　1/30rad押し　開始前

写真29　1/30rad押し

写真30　1/20rad引き　開始前

写真31　1/20rad引き

写真32　1/20rad押し　開始前

足固仕様1P-2　試験体の破壊状況　室内側

写真33　1/20rad押し

写真34　1/15rad引き　開始前

写真35　1/15rad引き

写真36　1/15rad押し　開始前

写真37　1/15rad押し

写真38　1/10rad引き　開始前

写真39　1/10rad引き

写真40　試験終了

足固仕様1P-3　試験体の破壊状況　室内側

写真1　試験開始前

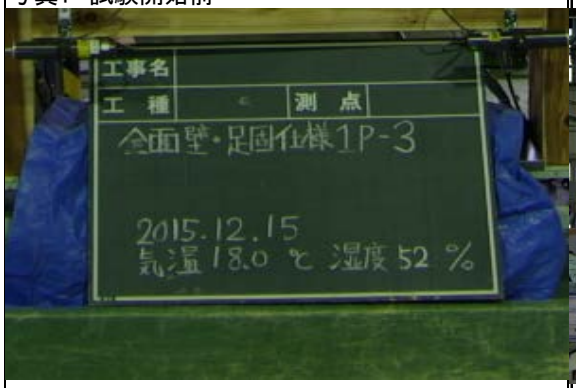


写真2　試験前

写真3　1/480rad引き

写真4　1/480rad押し開始前

写真5　1/480rad　押し

写真6　1/240rad　引き開始前

写真7　1/240rad引き

写真8　1/240rad押し　開始前

足固仕様1P-3　試験体の破壊状況　室内側

写真9　1/240rad押し

写真10　1/120rad引き開始前

写真11　1/120rad引き

写真12　1/120rad押し　開始前

写真13　1/120rad押し

写真14　1/90rad引き　開始前

写真15　1/90rad引き

写真16　1/90rad押し　開始前

足固仕様1P-3　試験体の破壊状況　室内側

写真17　1/90rad押し

写真18　1/60rad引き　開始前

写真19　1/60rad引き

写真20　1/60rad押し　開始前

写真21　1/60rad押し

写真22　1/45rad引き　開始前

写真23　1/45rad引き

写真24　1/45rad押し　開始前

足固仕様1P-3　試験体の破壊状況　室内側

写真25　1/45rad押し

写真26　1/30rad引き　開始前

写真27　1/30rad引き

写真28　1/30rad押し　開始前

写真29　1/30rad押し

写真30　1/20rad引き　開始前

写真31　1/20rad引き

写真32　1/20rad押し　開始前

足固仕様1P-3　試験体の破壊状況　室内側

写真33　1/20rad押し

写真34　1/15rad引き　開始前

写真35　1/15rad引き

写真36　1/15rad押し　開始前

写真37　1/15rad押し

写真38　1/10rad引き　開始前

写真39　1/10rad引き

写真40　試験終了

試験報告書

株式会社ドット・コーポレーション
代表取締役平野陽子殿

報告者　四国職業能力開発大学校
越智隆行

試験結果は次のとおりです。

１.試験日　　平成２７年１２月１５日～１６日

２.試験場所　　四国職業能力開発大学校　香川県丸亀市郡家町３２０２番地

３.試験実施者　　四国職業能力開発大学校　越智　隆行(mail:ochi@shikoku-pc.ac.jp)
近畿職業能力開発大学校　宇都宮　直樹

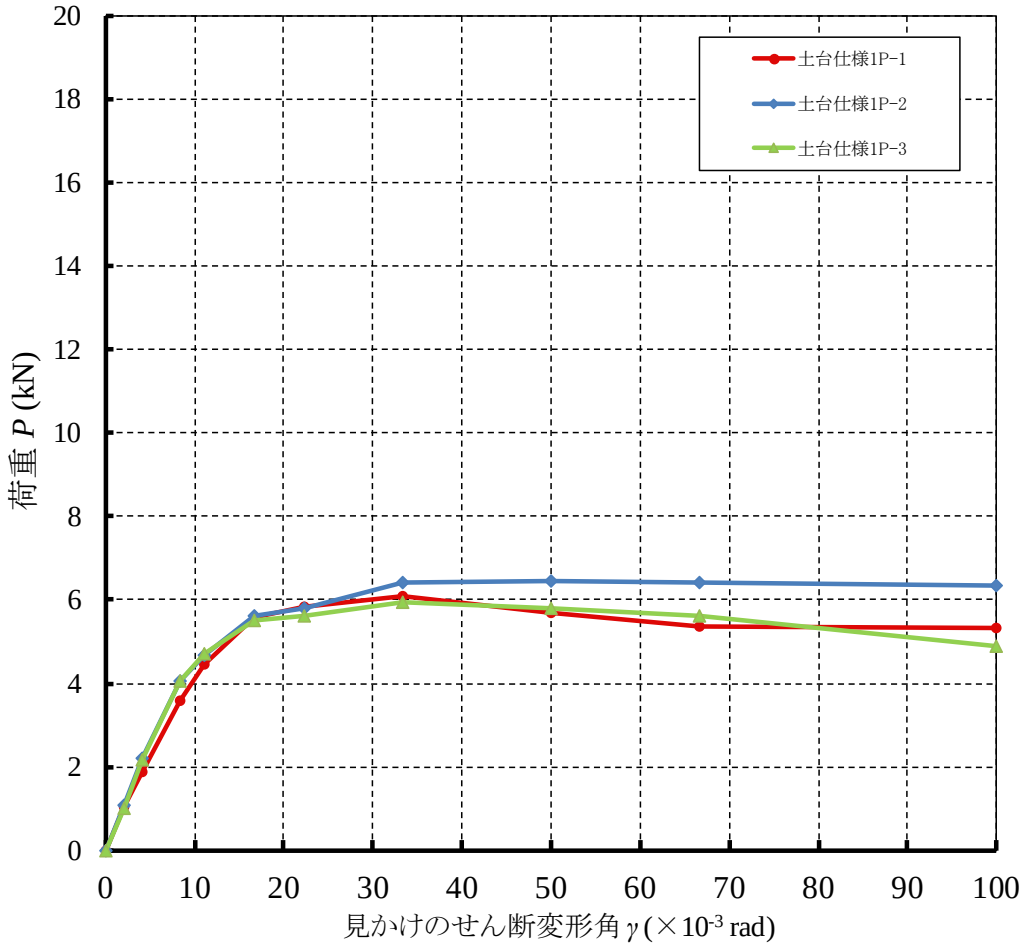
４.使用試験機　　㈱鷺宮製作所製面内せん断試験装置
加力装置：鷺宮製作所 EFH-100 計測範囲±100kN，±300mm
試験フレーム：鷺宮製作所 LFH-100 容量±100kN
ロードセル：鷺宮製作所 FLC-100S 計測範囲±100kN，精度±0.2%FS 以内
外部変位計 H1：東京測器研究所 DP-1000D 計測範囲 0～1000mm，精度±0.2%FS 以内
外部変位計 H2：東京測器研究所 CDP-50 計測範囲 0～50mm，精度±0.2%FS 以内
外部変位計 V3：東京測器研究所 CDP-100 計測範囲 0～100mm，精度±0.2%FS 以内
外部変位計 V4：東京測器研究所 CDP-100 計測範囲 0～100mm，精度±0.2%FS 以内

５.試験体　　土台仕様１Ｐ　　３体

６.試験方法　　（財）日本住宅・木材技術センターの「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」に掲載されている木造軸組耐力壁の試験法、評価法による柱脚固定式面内せん断試験に準じた。なお，載荷スケジュールは次のとおりである。見掛けのせん断変形角で，±1/480,±1/240,±1/120,±1/90,±1/60,±1/45,±1/30,±1/20,±1/15 をそれぞれ 3 回，＋1/10 を 1 回加力とした。

7.試験結果

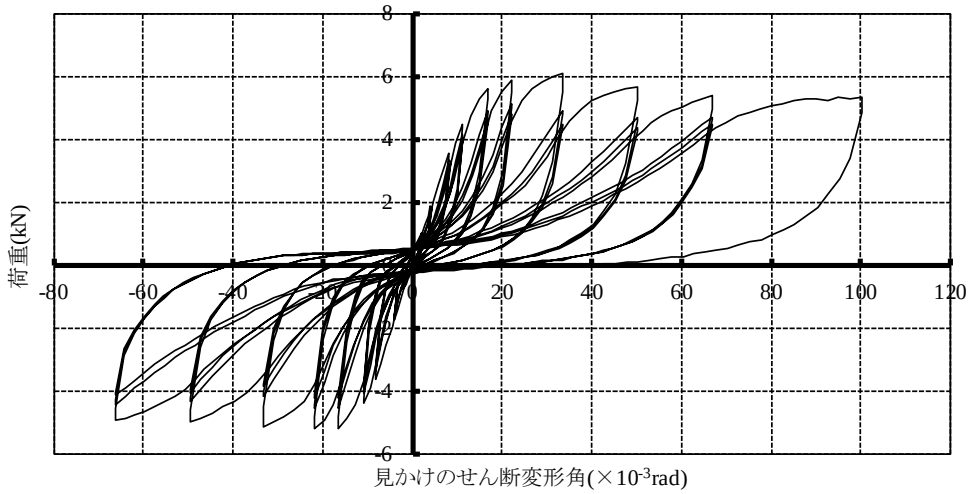
土台仕様１P



荷重－変形角包絡線 (特定変形角時)

	特定変形角時の耐力(kN)									
(rad)	1/480	1/240	1/120	1/90	1/60	1/45	1/30	1/20	1/15	1/10
(×10-3rad)	2.08	4.17	8.33	11.11	16.67	22.22	33.33	50.00	66.67	100.00
土台仕様1P-1	1.05	1.89	3.57	4.45	5.60	5.85	6.10	5.68	5.37	5.33
土台仕様1P-2	1.09	2.20	4.05	4.68	5.60	5.79	6.43	6.44	6.41	6.33
土台仕様1P-3	1.02	2.16	4.07	4.70	5.52	5.60	5.96	5.79	5.63	4.88

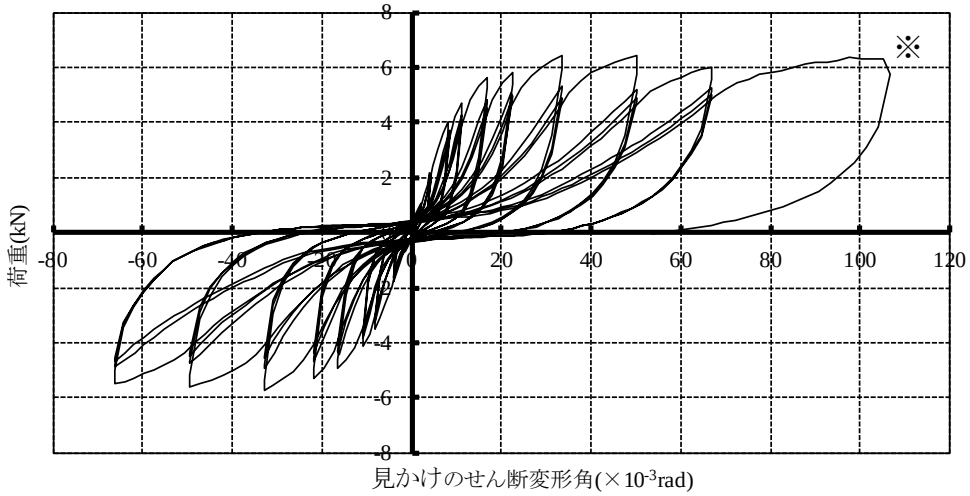
土台仕様1P-1



荷重－変形角曲線

試験番号	最大耐力P_{max} (kN)	最大耐力時変形角 (10^{-3}rad)
土台仕様1P-1	6.1	33.33

土台仕様1P-2

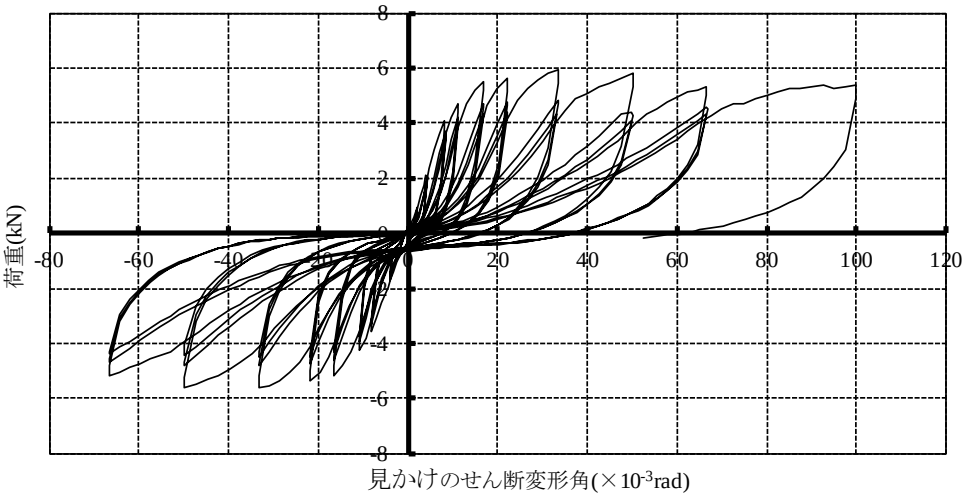


荷重－変形角曲線

試験番号	最大耐力P_{max} (kN)	最大耐力時変形角 (10^{-3}rad)
土台仕様1P-2	6.4	50.04

※1/10rad 時に制御がかからず変形角が大きくなってしまった。

土台仕様1P-3



荷重－変形角曲線

試験番号	最大耐力P_{max} (kN)	最大耐力時変形角 (10^{-3}rad)
土台仕様1P-3	6.0	33.31

土台仕様1P-1　試験体の破壊状況　室内側

写真1　試験開始前

写真2　試験前

写真3　1/480rad引き

写真4　1/480rad押し開始前

写真5　1/480rad　押し

写真6　1/240rad　引き開始前

写真7　1/240rad引き

写真8　1/240rad押し　開始前

土台仕様1P-1　試験体の破壊状況　室内側

写真9　1/240rad押し

写真10　1/120rad引き開始前

写真11　1/120rad引き

写真12　1/120rad押し　開始前

写真13　1/120rad押し

写真14　1/90rad引き　開始前

写真15　1/90rad引き

写真16　1/90rad押し　開始前

土台仕様1P-1　試験体の破壊状況　室内側

写真17　1/90rad押し

写真18　1/60rad引き　開始前

写真19　1/60rad引き

写真20　1/60rad押し　開始前

写真21　1/60rad押し

写真22　1/45rad引き　開始前

写真23　1/45rad引き

写真24　1/45rad押し　開始前

土台仕様1P-1　試験体の破壊状況　室内側

写真25　1/45rad押し

写真26　1/30rad引き　開始前

写真27　1/30rad引き

写真28　1/30rad押し　開始前

写真29　1/30rad押し

写真30　1/20rad引き　開始前

写真31　1/20rad引き

写真32　1/20rad押し　開始前

土台仕様1P-1　試験体の破壊状況　室内側

写真33　1/20rad押し

写真34　1/15rad引き　開始前

写真35　1/15rad引き

写真36　1/15rad押し　開始前

写真37　1/15rad押し

写真38　1/10rad引き　開始前

写真39　1/10rad引き

写真40　試験終了

土台仕様1P-2　試験体の破壊状況　室内側

写真1　試験開始前

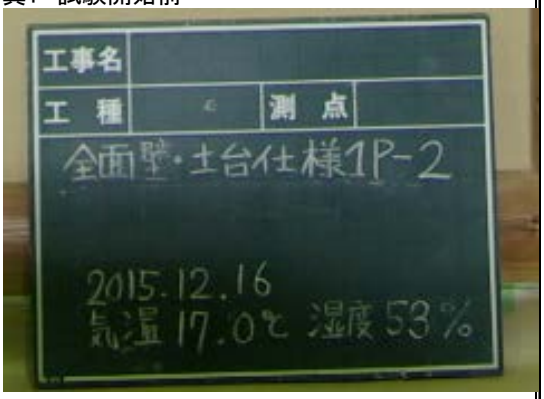


写真2　試験前

写真3　1/480rad引き

写真4　1/480rad押し開始前

写真5　1/480rad　押し

写真6　1/240rad　引き開始前

写真7　1/240rad引き

写真8　1/240rad押し　開始前

土台仕様1P-2　試験体の破壊状況　室内側

写真9　1/240rad押し

写真10　1/120rad引き開始前

写真11　1/120rad引き

写真12　1/120rad押し　開始前

写真13　1/120rad押し

写真14　1/90rad引き　開始前

写真15　1/90rad引き

写真16　1/90rad押し　開始前

土台仕様1P-2　試験体の破壊状況　室内側

写真17　1/90rad押し

写真18　1/60rad引き　開始前

写真19　1/60rad引き

写真20　1/60rad押し　開始前

写真21　1/60rad押し

写真22　1/45rad引き　開始前

写真23　1/45rad引き

写真24　1/45rad押し　開始前

土台仕様1P-2　試験体の破壊状況　室内側

写真25　1/45rad押し

写真26　1/30rad引き　開始前

写真27　1/30rad引き

写真28　1/30rad押し　開始前

写真29　1/30rad押し

写真30　1/20rad引き　開始前

写真31　1/20rad引き

写真32　1/20rad押し　開始前

土台仕様1P-2　試験体の破壊状況　室内側

写真33　1/20rad押し

写真34　1/15rad引き　開始前

写真35　1/15rad引き

写真36　1/15rad押し　開始前

写真37　1/15rad押し

写真38　1/10rad引き　開始前

写真39　1/10rad引き

写真40　試験終了

土台仕様1P-3　試験体の破壊状況　室内側

写真1　試験開始前

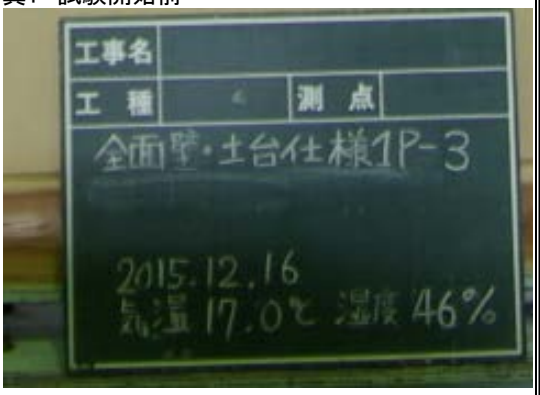


写真2　試験前

写真3　1/480rad引き

写真4　1/480rad押し開始前

写真5　1/480rad　押し

写真6　1/240rad　引き開始前

写真7　1/240rad引き

写真8　1/240rad押し　開始前

土台仕様1P-3　試験体の破壊状況　室内側

写真9　1/240rad押し

写真10　1/120rad引き開始前

写真11　1/120rad引き

写真12　1/120rad押し　開始前

写真13　1/120rad押し

写真14　1/90rad引き　開始前

写真15　1/90rad引き

写真16　1/90rad押し　開始前

土台仕様1P-3　試験体の破壊状況　室内側

写真17　1/90rad押し

写真18　1/60rad引き　開始前

写真19　1/60rad引き

写真20　1/60rad押し　開始前

写真21　1/60rad押し

写真22　1/45rad引き　開始前

写真23　1/45rad引き

写真24　1/45rad押し　開始前

土台仕様1P-3　試験体の破壊状況　室内側

写真25　1/45rad押し

写真26　1/30rad引き　開始前

写真27　1/30rad引き

写真28　1/30rad押し　開始前

写真29　1/30rad押し

写真30　1/20rad引き　開始前

写真31　1/20rad引き

写真32　1/20rad押し　開始前

土台仕様1P-3　試験体の破壊状況　室内側

写真33　1/20rad押し

写真34　1/15rad引き　開始前

写真35　1/15rad引き

写真36　1/15rad押し　開始前

写真37　1/15rad押し

写真38　1/10rad引き　開始前

写真39　1/10rad引き

写真40　試験終了

様式第５号

試験体6（徳島実施分）

成　　績　　書

農技セ第６０８２号
平成２８年２月１８日

株式会社ドット・コーポレーション
代表取締役　平野　陽子　殿

徳島県立農林水産総合技術支援センター所長　印

平成２７年１２月１日付け申請書に添えて提出された試料の試験の成績は次のとおりです。

申請者住所・氏名		東京都千代田区神田淡路町1-3-2廣屋ビル１０階 株式会社ドット・コーポレーション　代表取締役　平野陽子
依頼品	品名・数量	２P地元還元仕様　３体
	規格・仕様等	柱・土台135角／桁135×180　柱脚固定式

１　試験日　平成２７年１２月９日～平成２７年１２月１７日

２　試験場所　徳島県徳島市南庄町５丁目１－９　徳島県立農林水産総合技術支援センター内
木材利用創造センター

３　試験体　壁長さ2P　３体（２P地元還元仕様）

４　試験方法　(株)鷺宮製作所製　面内水平せん断試装置ATC-10（加振制御は「(株)鷺宮製作所製】標準疲労試験プログラムTaSaiT Version 1.30」による）
(財)日本住宅・木造技術センターの「木造軸組構法住宅の許容応力度設計」に掲載されている木造軸組耐力壁の試験法，評価法による柱脚固定式面内せん断試験に準じた。なお，載荷スケジュールは次のとおりである。
見掛けのせん断変形角で，±1/480，±1/240，±1/120，±1/90，±1/60，±1/45，±1/30，±1/20，+1/15をそれぞれ３回，＋1/10を１回加力とした。

５　試験結果　別紙のとおりである。

H27土壁倍率計算

2P地元還元仕様　No.6

	最大荷重 Pmax [kN]	降伏耐力 Py [kN]	降伏変形角 γy [rad]	初期剛性 K [kN/rad]	終局耐力 Pu [kN]	終局変形角 γu [rad]	降伏点変形角 γv [rad]	塑性率 μ	構造特定係数 Ds	試験体数に依存する定数 k	降伏耐力 Py [kN]	0.2Pu/Ds [kN]	(2/3)・Pmax [kN]	P(1/120) [kN]	短期基準せん断耐力 Po [kN]	倍率 (α=1)	壁長さ (mm)
No.6-1	11.11	7.76	0.00590	1223	10.14	0.04695	0.00830	5.66	0.31		7.76	6.52	7.40	8.58			
No.6-2	10.98	7.60	0.00541	1256	10.13	0.05132	0.00806	6.37	0.29		7.60	6.94	7.32	9.08			
No.6-3	11.18	7.73	0.00502	1354	10.38	0.05142	0.00767	6.70	0.28		7.73	7.32	7.45	9.37			
平均	11.09	7.70	0.00544	1278	10.22	0.04989	0.00801	6.243	0.2957	0.471	7.70	6.92	7.39	9.01			
標準偏差	0.10	0.09	0.00044	68	0.14	0.00255	0.00032	0.533	0.0141		0.09	0.40	0.068	0.399			
変動係数	0.009	0.011	0.082	0.053	0.014	0.051	0.039	0.085	0.0476		0.011	0.06	0.009	0.044			
ばらつき係数											0.995	0.973	0.996	0.979			
平均×ばらつき係数											7.66	6.74	7.36	8.82	6.74	1.8	1820

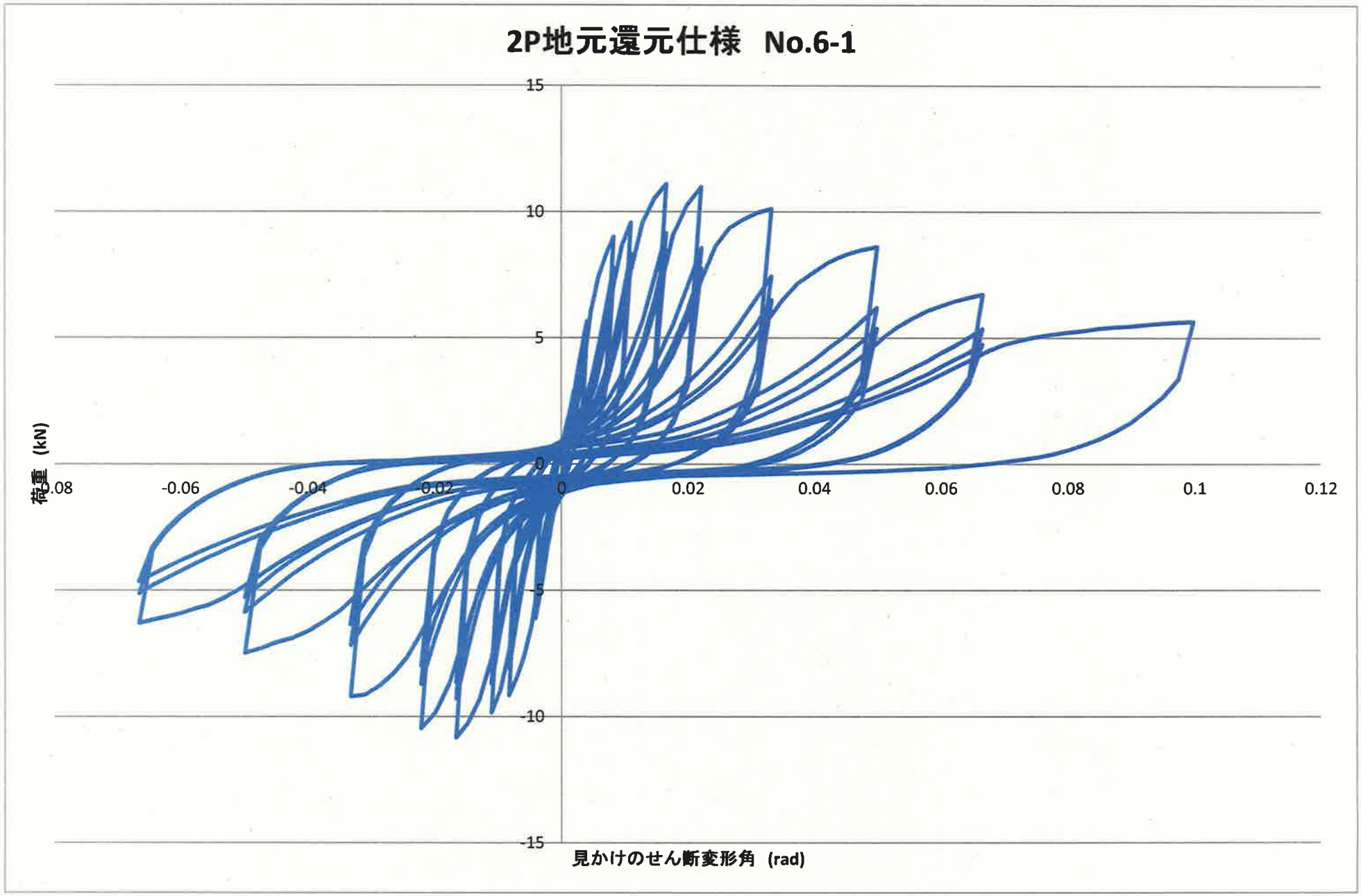
1.888

注：倍率は低減係数α＝1として計算している。

入力データ

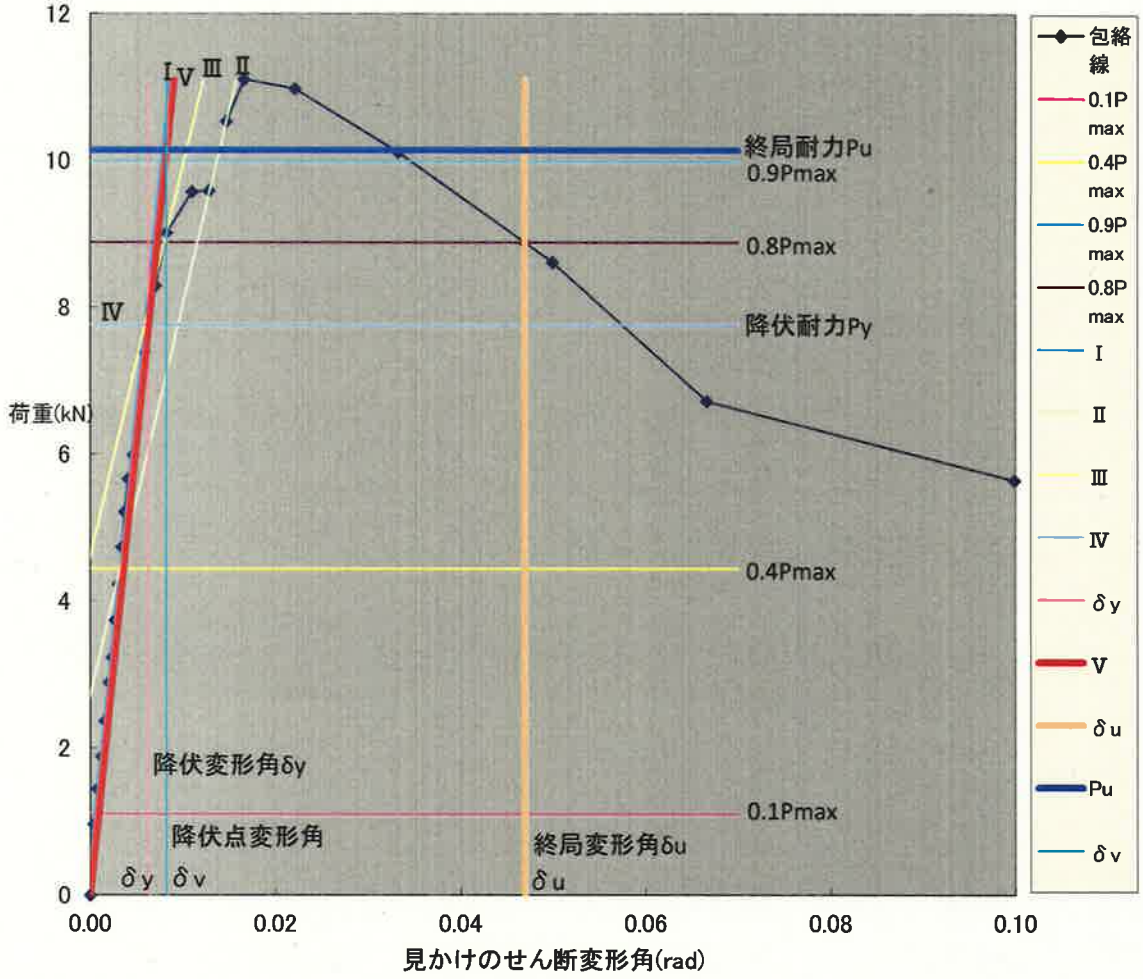
最小

倍率


2P地元還元仕様　No.6-1
15
10
5
0
-5
-10
-15
荷重 (kN)
-0.08
-0.06
-0.04
-0.02
0
0.02
0.04
0.06
0.08
0.1
0.12
見かけのせん断変形角 (rad)

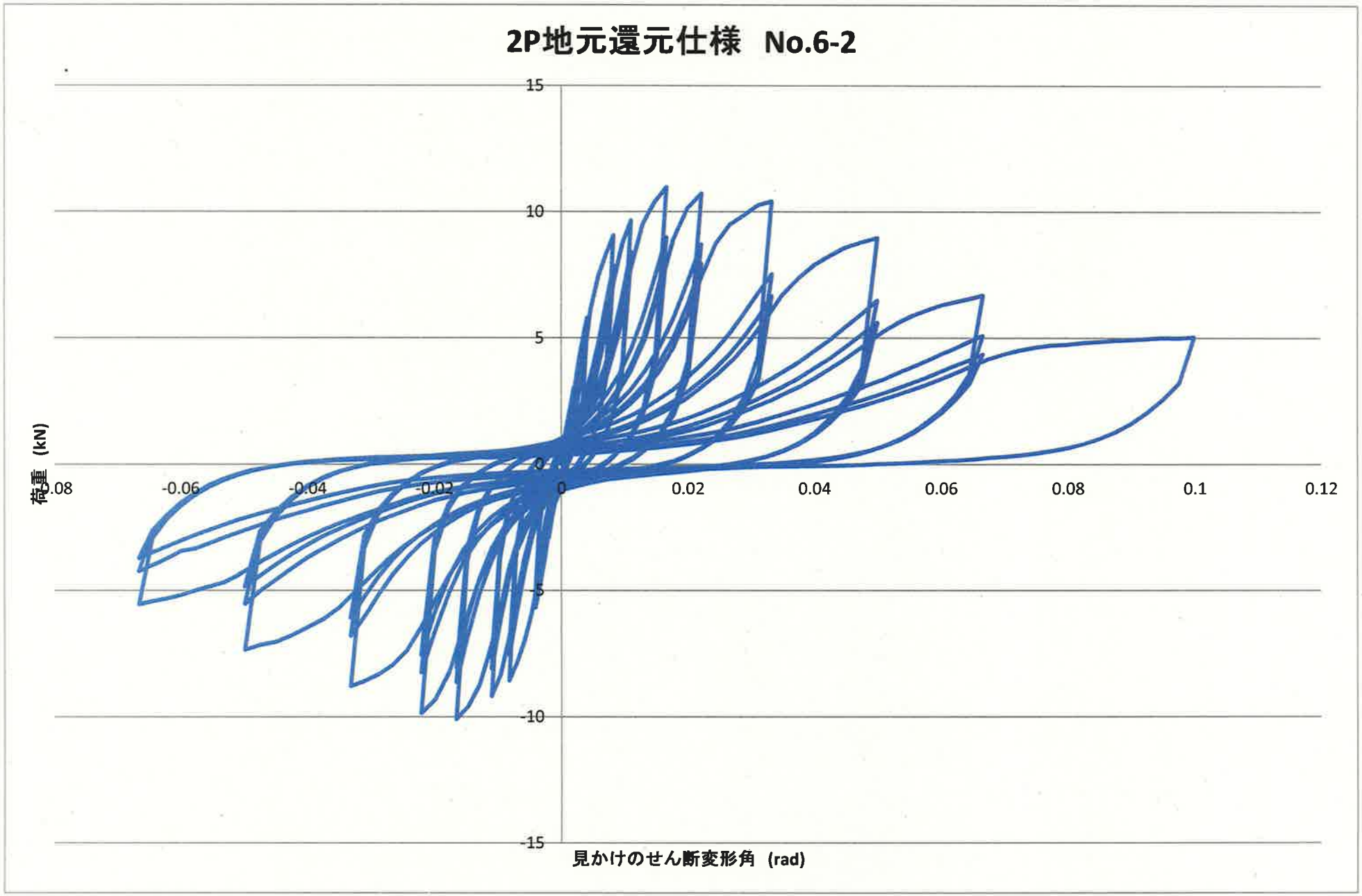
解析結果

試験体記号:　2P地元還元仕様　No.6-1



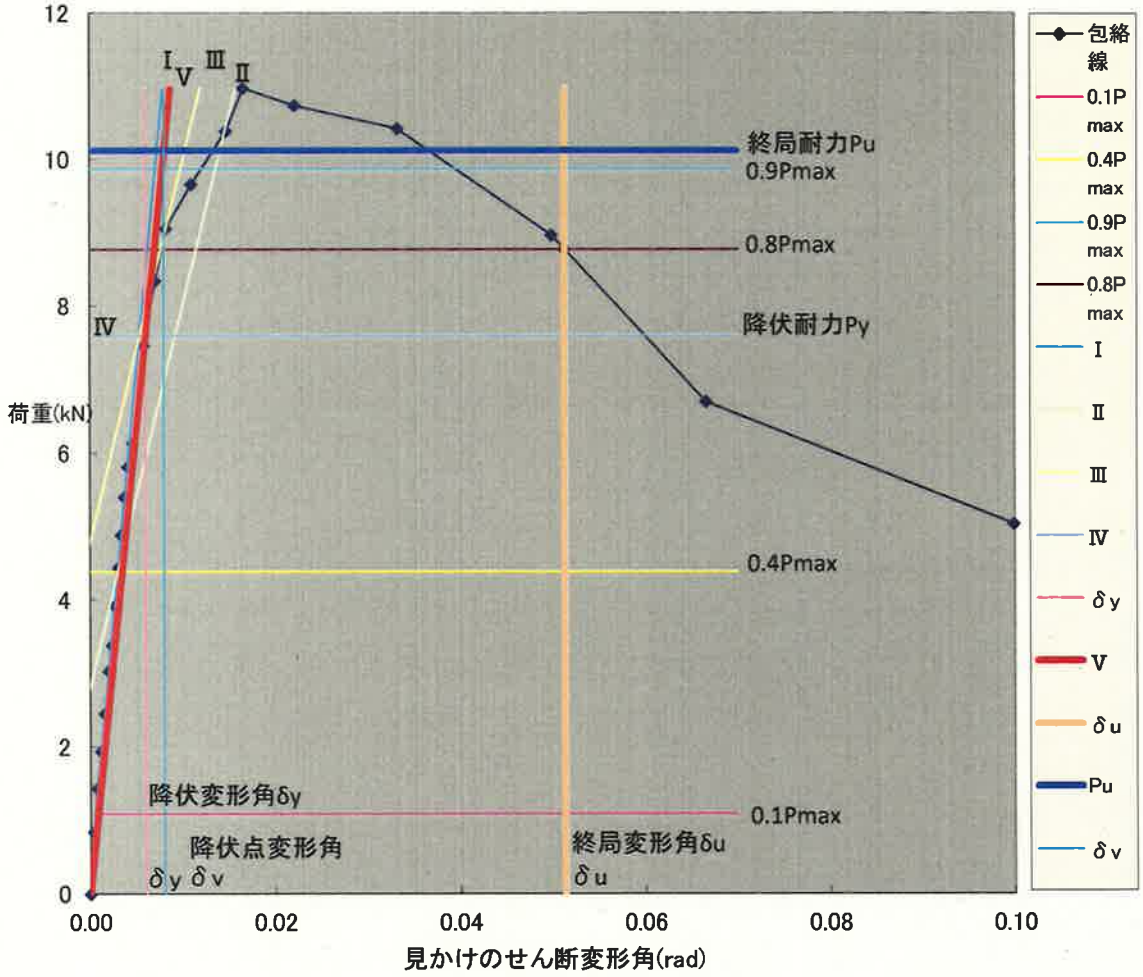
包絡線解析結果

	最大荷重Pmax [kN]	11.11
①	降伏耐力Py [kN]	7.76
	降伏変形角γy [rad]	0.00590
	初期剛性K [kN/rad]	1222.95
	終局耐力Pu [kN]	10.14
	終局変形角γu [rad]	0.04695
	降伏点変形角γv [rad]	0.00830
	塑性率μ	5.659
	構造特定係数Ds	0.3113
②	0.2Pu/Ds [kN]	6.52
③	2/3/Pmax [kN]	7.40
④	p (1/120) [kN]	8.58
	ばらつき係数および低減係数を1とした場合	
	短期基準せん断耐力Po [kN]	6.52
	壁倍率	1.827
	壁長さ(mm)	1820


2P地元還元仕様　No.6-2
15
10
5
0
-5
-10
-15
荷重　(kN)
-0.08
-0.06
-0.04
-0.02
0
0.02
0.04
0.06
0.08
0.1
0.12
見かけのせん断変形角　(rad)

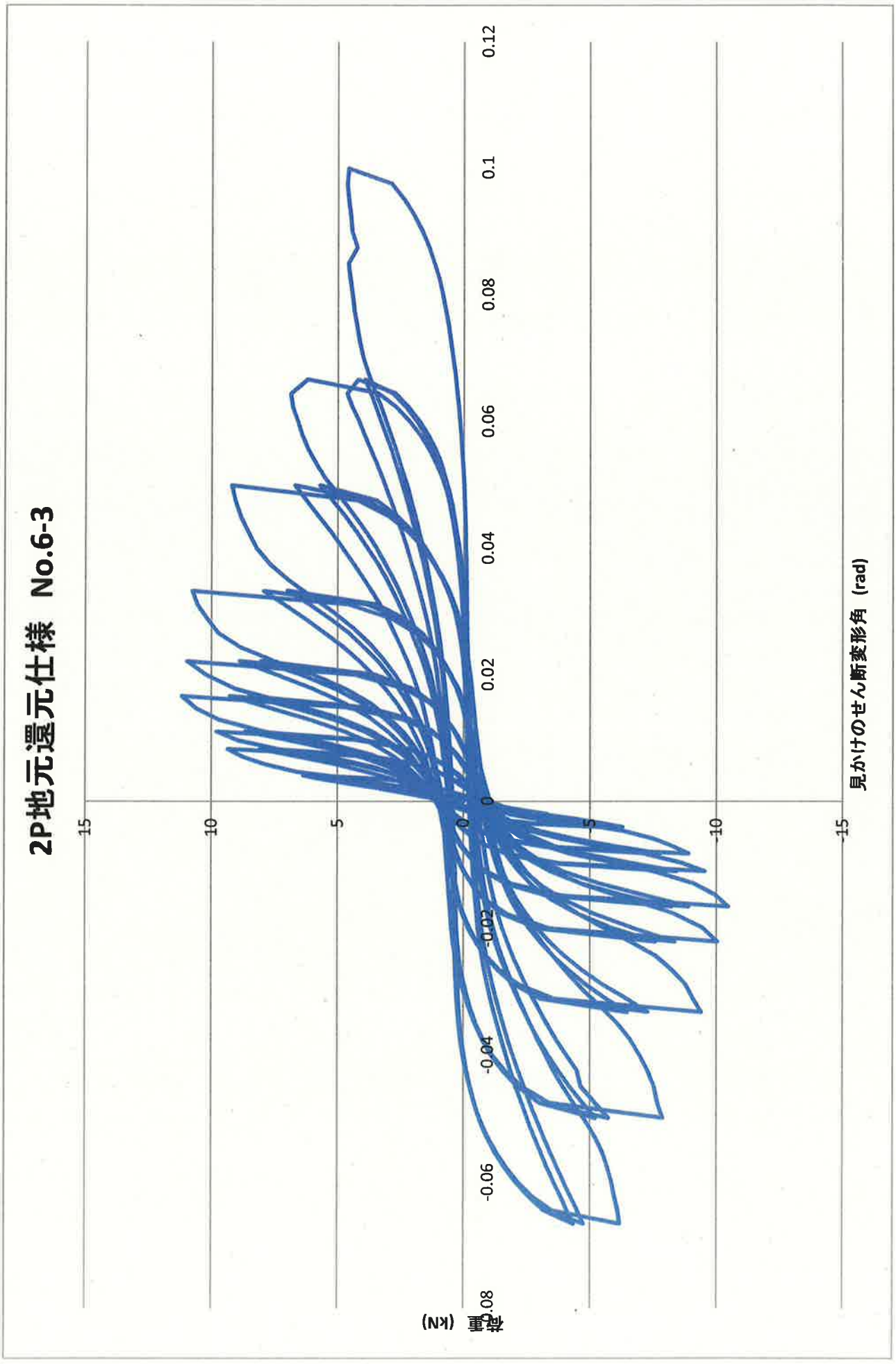
解析結果

試験体記号:　2P地元還元仕様　No.6-2



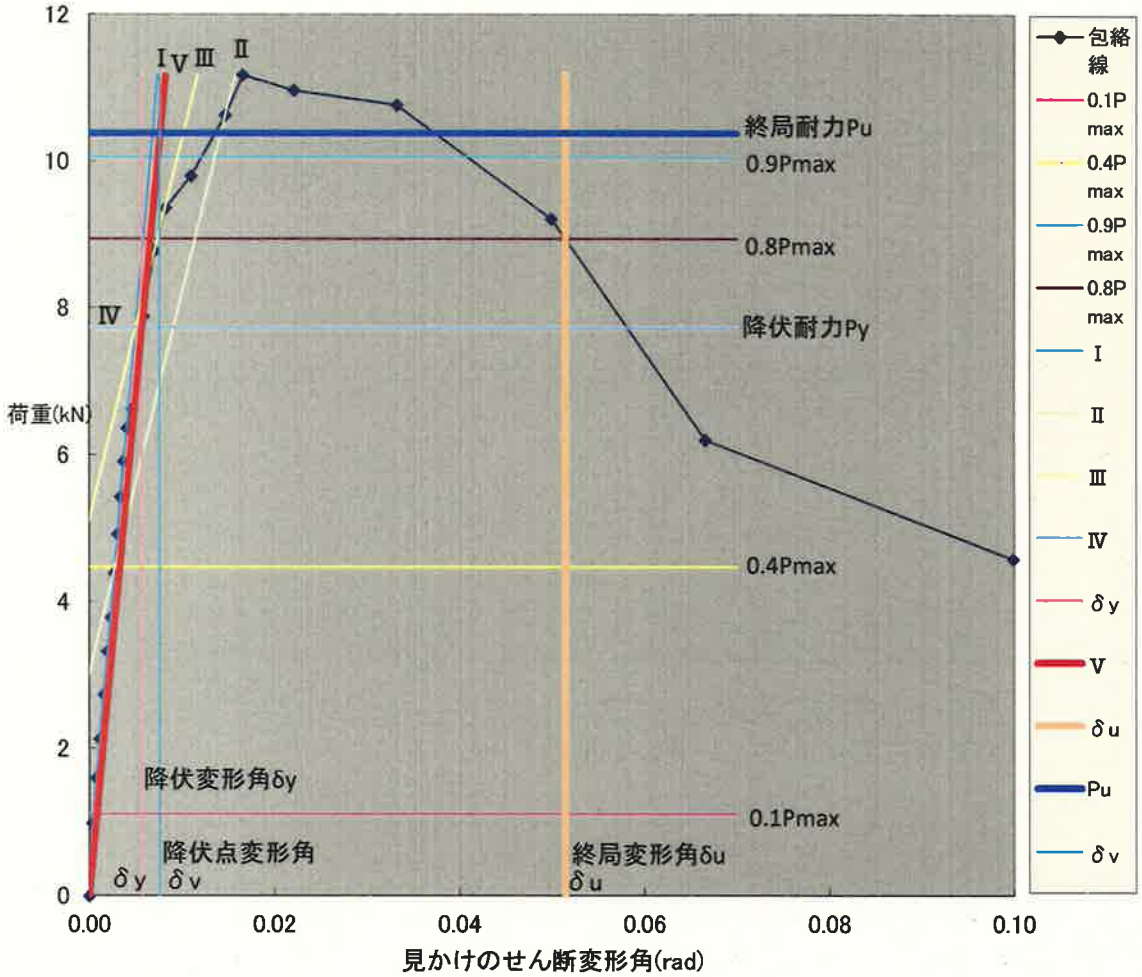
包絡線解析結果

	最大荷重Pmax [kN]	10.98
①	降伏耐力Py [kN]	7.60
	降伏変形角γy [rad]	0.00541
	初期剛性K [kN/rad]	1256.29
	終局耐力Pu [kN]	10.13
	終局変形角γu [rad]	0.05132
	降伏点変形角γv [rad]	0.00806
	塑性率μ	6.366
	構造特定係数Ds	0.2920
②	0.2Pu/Ds [kN]	6.94
③	2/3/Pmax [kN]	7.32
④	p (1/120) [kN]	9.08
	ばらつき係数および低減係数を1とした場合	
	短期基準せん断耐力Po [kN]	6.94
	壁倍率	1.945
	壁長さ(mm)	1820


2P地元還元仕様 No.6-3
荷重 (kN)
見かけのせん断変形角 (rad)
15
10
5
0
-5
-10
-15
0.12
0.1
0.08
0.06
0.04
0.02
0
-0.02
-0.04
-0.06
-0.08

解析結果

試験体記号:　2P地元還元仕様　No.6-3



包絡線解析結果

	最大荷重Pmax [kN]	11.18
①	降伏耐力Py [kN]	7.73
	降伏変形角 γy [rad]	0.00502
	初期剛性K [kN/rad]	1353.93
	終局耐力Pu [kN]	10.38
	終局変形角 γu [rad]	0.05142
	降伏点変形角 γv [rad]	0.00767
	塑性率 μ	6.704
	構造特定係数Ds	0.2839
②	0.2Pu/Ds [kN]	7.32
③	2/3/Pmax [kN]	7.45
④	p (1/120) [kN]	9.37
	ばらつき係数および低減係数を1とした場合	
	短期基準せん断耐力Po [kN]	7.32
	壁倍率	2.051
	壁長さ(mm)	1820

様式第５号

試験体1-F（徳島実施分）

成　　績　　書

農技セ第６０８３号
平成２８年２月１８日

株式会社ドット・コーポレーション
代表取締役　平野　陽子　殿

徳島県立農林水産総合技術支援センター所長　印

平成２７年１２月１日付け申請書に添えて提出された試料の試験の成績は次のとおりです。

申請者住所・氏名		東京都千代田区神田淡路町1-3-2廣屋ビル１０階 株式会社ドット・コーポレーション　代表取締役　平野陽子
依頼品	品名・数量	２P足固仕様フレーム　１体
	規格・仕様等	柱・土台135角／桁135×180　柱脚固定式

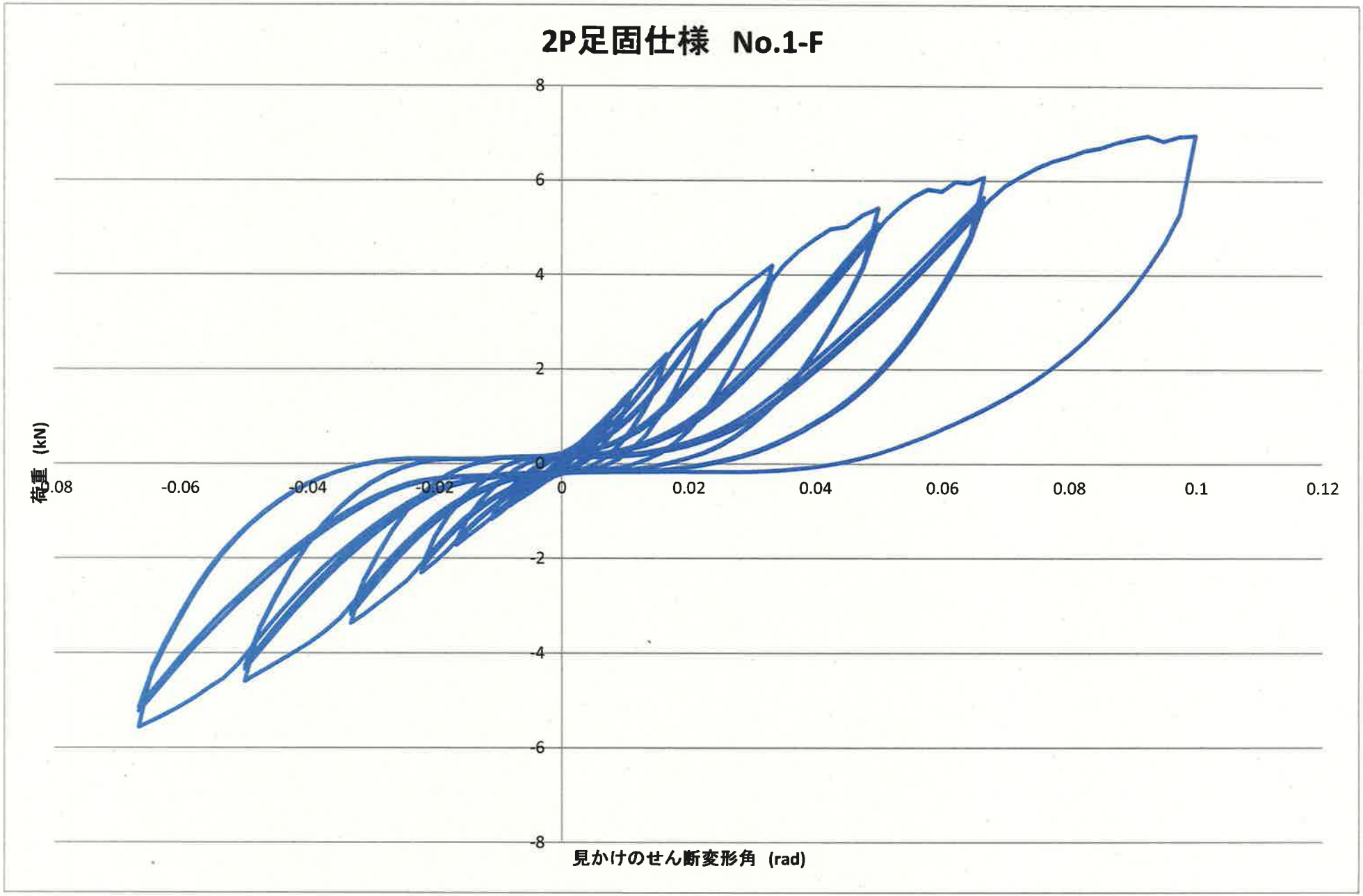
１　試験日　平成２８年１月１４日

２　試験場所　徳島県徳島市南庄町５丁目１－９　徳島県立農林水産総合技術支援センター内
木材利用創造センター

３　試験体　壁長さ２P　１体（２P足固仕様フレーム）

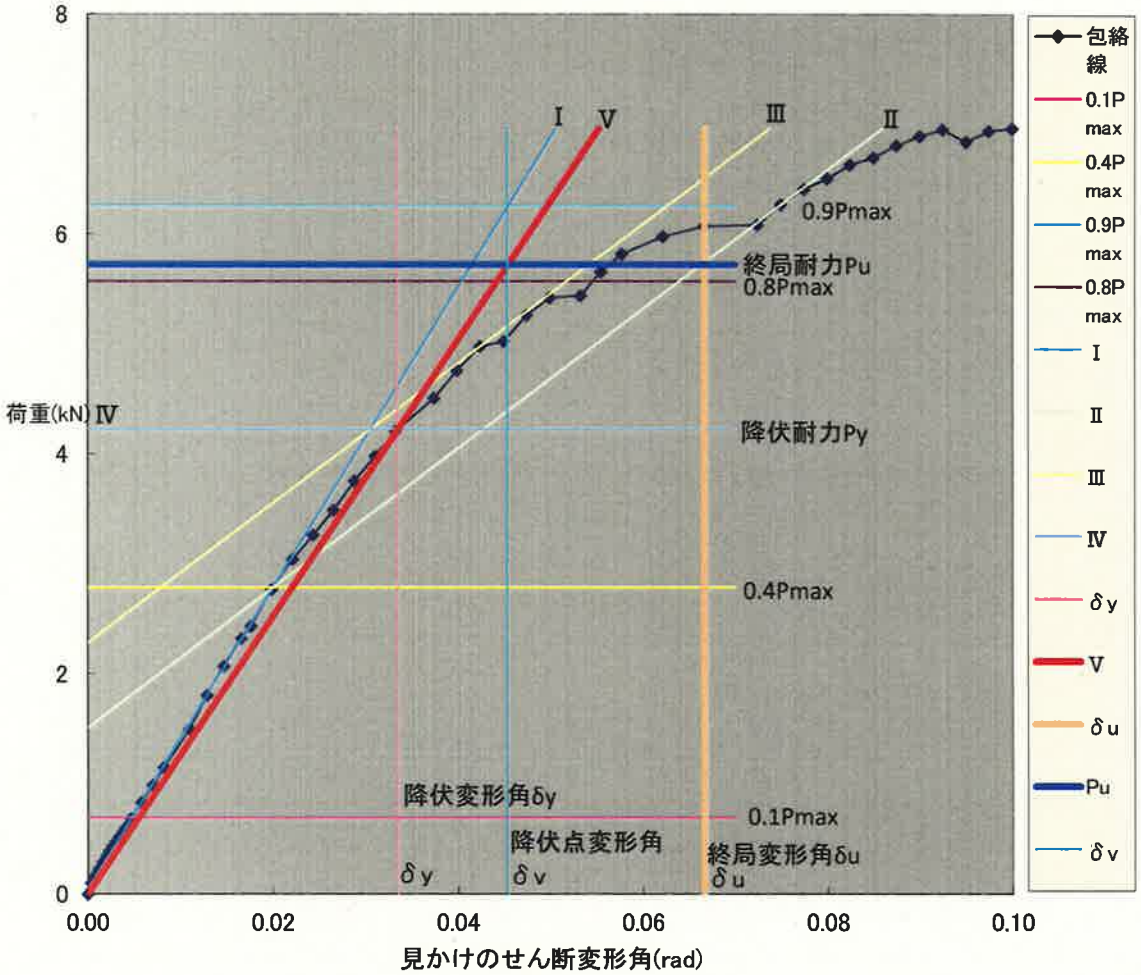
４　試験方法　(株)鷺宮製作所製　面内水平せん断試装置ATC-10（加振制御は「(株)鷺宮製作所製】標準疲労試験プログラムTaSaiT Version 1.30」による）
(財)日本住宅・木造技術センターの「木造軸組構法住宅の許容応力度設計」に掲載されている木造軸組耐力壁の試験法，評価法による柱脚固定式面内せん断試験に準じた。なお，載荷スケジュールは次のとおりである。
見掛けのせん断変形角で，±1/480，±1/240，±1/120，±1/90，±1/60，±1/45，±1/30，±1/20，+1/15をそれぞれ３回，＋1/10を１回加力とした。

５　試験結果　別紙のとおりである。


2P足固仕様　No.1-F
荷重　(kN)
8
6
4
2
0
-2
-4
-6
-8
-0.08
-0.06
-0.04
-0.02
0
0.02
0.04
0.06
0.08
0.1
0.12
見かけのせん断変形角　(rad)

解析結果

試験体記号:　2P足固仕様　No.1-F



包絡線解析結果

	最大荷重Pmax [kN]	6.96
①	降伏耐力Py [kN]	4.23
	降伏変形角γy [rad]	0.03060
	初期剛性K [kN/rad]	126.08
	終局耐力Pu [kN]	5.72
	終局変形角γu [rad]	0.06667
	降伏点変形角γv [rad]	0.04540
	塑性率μ	1.469
	構造特定係数Ds	0.7185
②	0.2Pu/Ds [kN]	1.59
③	2/3/Pmax [kN]	4.64
④	p (1/120) [kN]	0.67
	ばらつき係数および低減係数を1とした場合	
	短期基準せん断耐力Po [kN]	0.67
	壁倍率	0.188
	壁長さ(mm)	1820

様式第５号

試験体3-F（徳島実施分）

成　　績　　書

農技セ第６０８４号
平成２８年２月１８日

株式会社ドット・コーポレーション
代表取締役　平野　陽子　殿

徳島県立農林水産総合技術支援センター所長　印

平成２７年１２月１日付け申請書に添えて提出された試料の試験の成績は次のとおりです。

申請者住所・氏名		東京都千代田区神田淡路町1-3-2廣屋ビル１０階 株式会社ドット・コーポレーション　代表取締役　平野陽子
依頼品	品名・数量	1P土台仕様-1フレーム　１体
	規格・仕様等	柱・土台135角／桁135×180　柱脚固定式

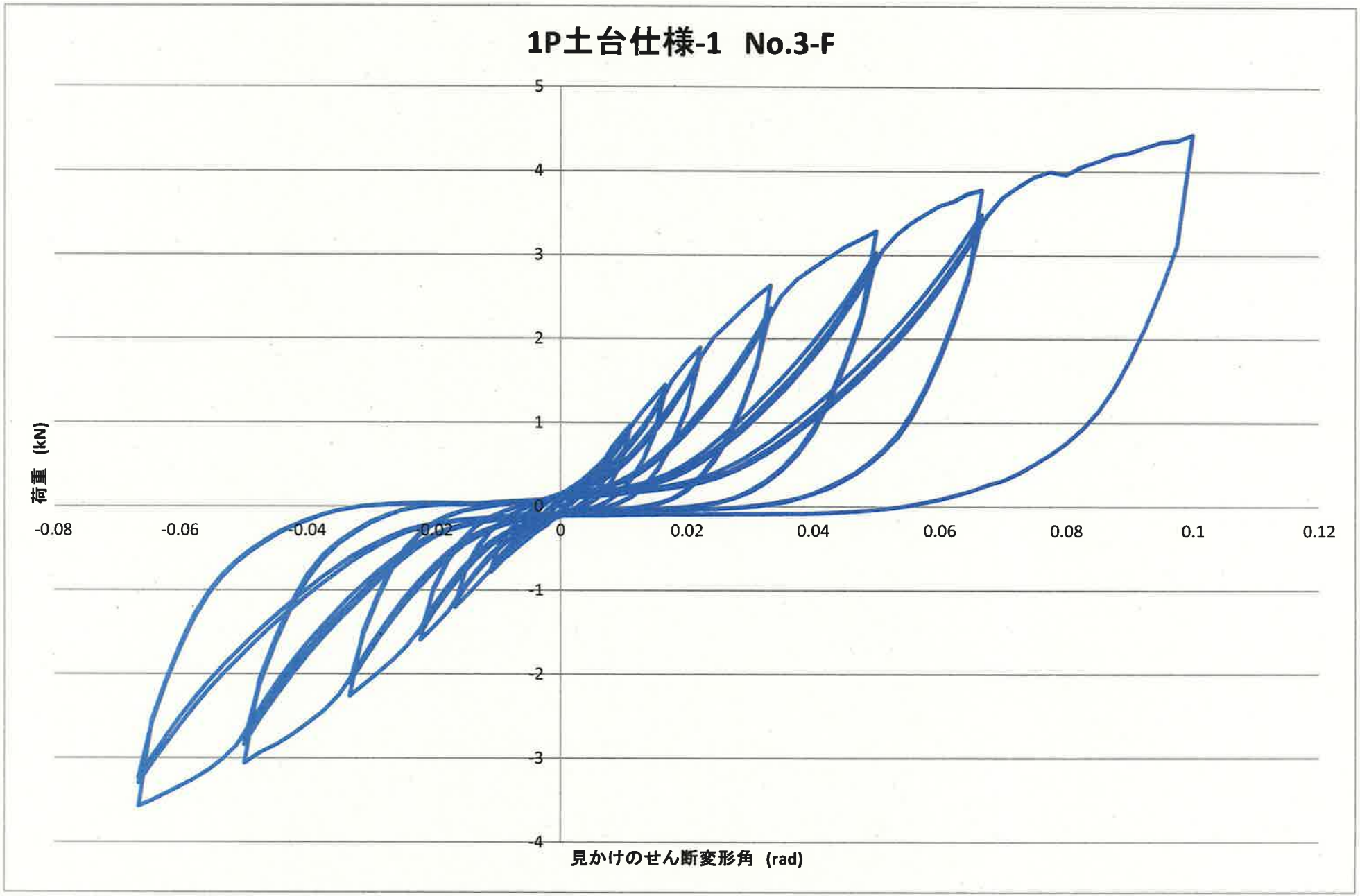
１　試験日　平成２７年１２月１８日

２　試験場所　徳島県徳島市南庄町５丁目１－９　徳島県立農林水産総合技術支援センター内
木材利用創造センター

３　試験体　壁長さ1P　１体（1P土台仕様-1フレーム）

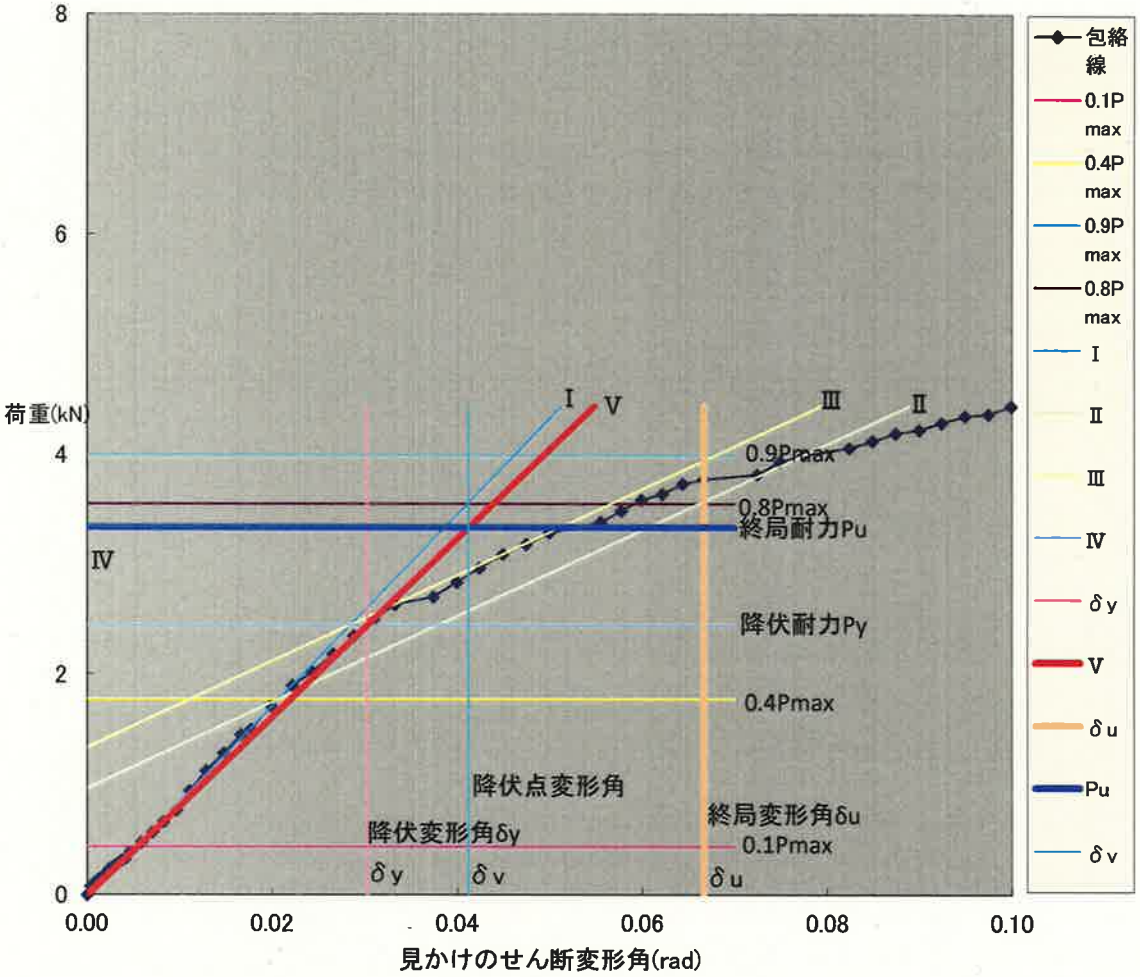
４　試験方法　(株)鷺宮製作所製　面内水平せん断試装置ATC-10（加振制御は「(株)鷺宮製作所製】標準疲労試験プログラムTaSaiT Version 1.30」による）
(財)日本住宅・木造技術センターの「木造軸組構法住宅の許容応力度設計」に掲載されている木造軸組耐力壁の試験法，評価法による柱脚固定式面内せん断試験に準じた。なお，載荷スケジュールは次のとおりである。
見掛けのせん断変形角で，±1/480，±1/240，±1/120，±1/90，±1/60，±1/45，±1/30，±1/20，+1/15をそれぞれ３回，＋1/10を１回加力とした。

５　試験結果　別紙のとおりである。


1P土台仕様-1　No.3-F
荷重　(kN)
5
4
3
2
1
0
-1
-2
-3
-4
-0.08
-0.06
-0.04
-0.02
0
0.02
0.04
0.06
0.08
0.1
0.12
見かけのせん断変形角　(rad)

解析結果

試験体記号:　1P土台仕様-1　No.3-F



包絡線解析結果

	最大荷重Pmax [kN]	4.44
①	降伏耐力Py [kN]	2.45
	降伏変形角γy [rad]	0.02842
	初期剛性K [kN/rad]	81.05
	終局耐力Pu [kN]	3.34
	終局変形角γu [rad]	0.06667
	降伏点変形角γv [rad]	0.04119
	塑性率μ	1.619
	構造特定係数Ds	0.6686
②	0.2Pu/Ds [kN]	1.00
③	2/3/Pmax [kN]	2.96
④	p (1/120) [kN]	0.67
	ばらつき係数および低減係数を1とした場合	
	短期基準せん断耐力Po [kN]	0.67
	壁倍率	0.377
	壁長さ(mm)	910

様式第５号

試験体4-F（徳島実施分）

成　　績　　書

農技セ第６０８５号
平成２８年２月１８日

株式会社ドット・コーポレーション
代表取締役　平野　陽子　殿

徳島県立農林水産総合技術支援センター所長　印

平成２７年１２月１日付け申請書に添えて提出された試料の試験の成績は次のとおりです。

申請者住所・氏名		東京都千代田区神田淡路町1-3-2廣屋ビル１０階 株式会社ドット・コーポレーション　代表取締役　平野陽子
依頼品	品名・数量	1P足固仕様フレーム　１体
	規格・仕様等	柱・土台135角／桁135×180　柱脚固定式

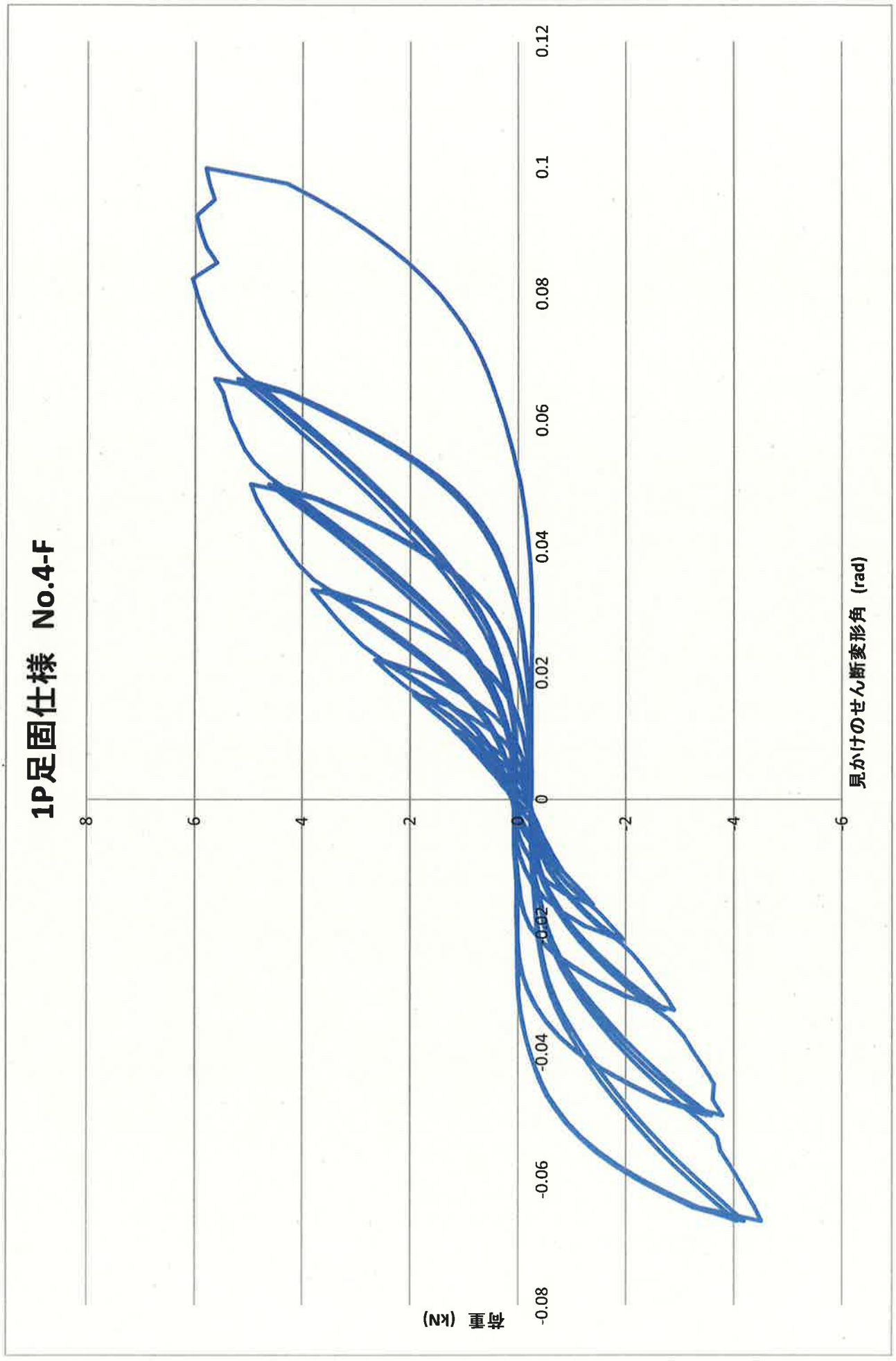
１　試験日　平成２８年１月１４日

２　試験場所　徳島県徳島市南庄町５丁目１－９　徳島県立農林水産総合技術支援センター内
木材利用創造センター

３　試験体　壁長さ1P　１体（1P足固仕様フレーム）

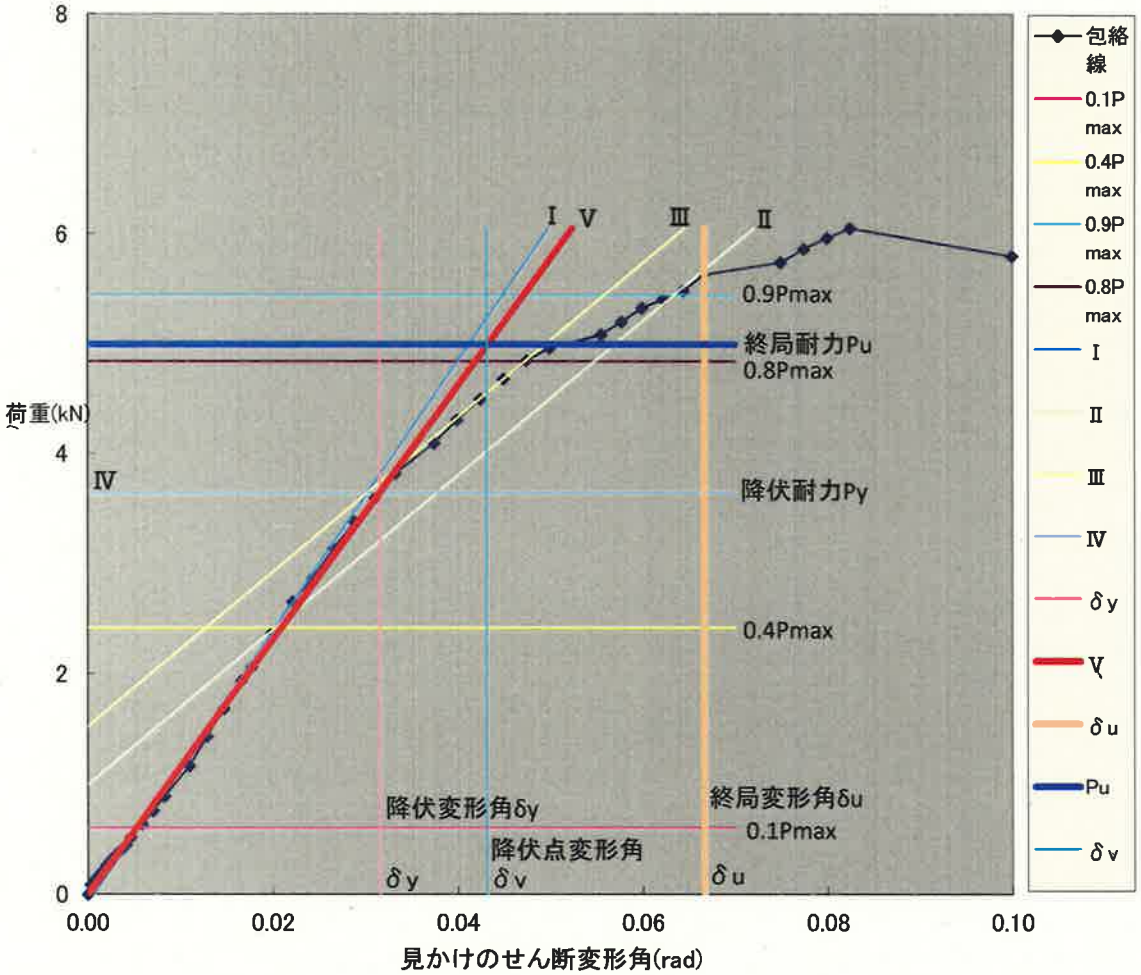
４　試験方法　(株)鷺宮製作所製　面内水平せん断試装置ATC-10（加振制御は「(株)鷺宮製作所製】標準疲労試験プログラムTaSaiT Version 1.30」による）
(財)日本住宅・木造技術センターの「木造軸組構法住宅の許容応力度設計」に掲載されている木造軸組耐力壁の試験法，評価法による柱脚固定式面内せん断試験に準じた。なお，載荷スケジュールは次のとおりである。
見掛けのせん断変形角で，±1/480，±1/240，±1/120，±1/90，±1/60，±1/45，±1/30，±1/20，+1/15をそれぞれ３回，＋1/10を１回加力とした。

５　試験結果　別紙のとおりである。


1P足固仕様　No.4-F
荷重 (kN)
見かけのせん断変形角 (rad)
8
6
4
2
0
-2
-4
-6
0.12
0.1
0.08
0.06
0.04
0.02
0
-0.02
-0.04
-0.06
-0.08

解析結果

試験体記号:　1P足固仕様　No.4-F



包絡線解析結果

	最大荷重Pmax [kN]	6.05
①	降伏耐力Py [kN]	3.65
	降伏変形角γy [rad]	0.03030
	初期剛性K [kN/rad]	115.67
	終局耐力Pu [kN]	4.99
	終局変形角γu [rad]	0.06667
	降伏点変形角γv [rad]	0.04318
	塑性率μ	1.544
	構造特定係数Ds	0.6921
②	0.2Pu/Ds [kN]	1.44
③	2/3/Pmax [kN]	4.03
④	p (1/120) [kN]	0.89
	ばらつき係数および低減係数を1とした場合	
	短期基準せん断耐力Po [kN]	0.89
	壁倍率	0.501
	壁長さ(mm)	910

2.4.2　<依頼試験結果>　含水率測定試験成績書

様式第５号

成　　績　　書

農技セ第６０７８号
平成２８年２月１８日

株式会社ドット・コーポレーション
代表取締役　平野　陽子　殿

徳島県立農林水産総合技術支援センター所長　印

平成２７年１２月１日付け申請書に添えて提出された試料の試験の成績は次のとおりです。

申請者住所・氏名		東京都千代田区神田淡路町1-3-2廣屋ビル１０階 株式会社ドット・コーポレーション　代表取締役　平野陽子
依頼品	品名・数量	含水率測定用試験体　８４体
	規格・仕様等	スギ　柱・桁・土台等　厚さ20mm

１　試験日　平成２７年１２月２１～平成２８年１月２１日

２　試験場所　徳島県徳島市南庄町５丁目１－９　徳島県立農林水産総合技術支援センター内
木材利用創造センター

３　試験体　20mm厚さ試験体　８４体

４　試験方法　①試験片の質量を測定し，これを乾燥器中で105℃で48時間以上乾燥し，恒量に達したと認められる質量（以下「全乾質量」という）を測定した。
②全乾質量を測定した後，次の式により0.1%の単位まで含水率を算出した。
含水率（%）＝（Ｗ１－Ｗ２）／Ｗ２×１００
Ｗ１：乾燥前の質量（ｇ）
Ｗ２：全乾質量（ｇ）

５　試験結果　別紙のとおり

別紙

整理番号	試験体記号		乾燥前の質量 (g)	全乾質量 (g)	含水率 (%)	参考情報	
						壁の試験地	壁の種類
1	1-1-K	桁	210.90	179.79	17.3	香川	足固2P
2	1-1-A	足固	167.48	142.81	17.3	香川	足固2P
3	1-1-い	柱左	157.93	134.91	17.1	香川	足固2P
4	1-1-は	柱右	167.03	142.56	17.2	香川	足固2P
5	1-2-K	桁	231.73	196.76	17.8	香川	足固2P
6	1-2-A	足固	148.64	125.15	18.8	香川	足固2P
7	1-2-い	柱左	154.40	130.85	18.0	香川	足固2P
8	1-2-は	柱右	132.63	113.93	16.4	香川	足固2P
9	1-3-K	桁	179.72	149.15	20.5	香川	足固2P
10	1-3-A	足固	160.27	135.29	18.5	香川	足固2P
11	1-3-い	柱左	188.23	160.37	17.4	香川	足固2P
12	1-3-は	柱右	149.35	125.87	18.7	香川	足固2P
13	2-1-K	桁	206.25	177.12	16.4	香川	土台2P
14	2-1-D	土台	164.63	135.94	21.1	香川	土台2P
15	2-1-い	柱左	158.30	135.71	16.6	香川	土台2P
16	2-1-は	柱右	163.00	134.42	21.3	香川	土台2P
17	2-2-K	桁	210.90	174.99	20.5	香川	土台2P
18	2-2-D	土台	160.31	122.73	30.6	香川	土台2P
19	2-2-い	柱左	154.60	132.31	16.8	香川	土台2P
20	2-2-は	柱右	143.64	121.65	18.1	香川	土台2P
21	2-3-K	桁	189.56	158.67	19.5	香川	土台2P
22	2-3-D	土台	162.28	135.54	19.7	香川	土台2P
23	2-3-い	柱左	140.57	119.44	17.7	香川	土台2P
24	2-3-は	柱右	159.41	134.95	18.1	香川	土台2P
25	3-1-K	桁	210.16	180.00	16.8	徳島	土台1P
26	3-1-D	土台	183.46	156.15	17.5	徳島	土台1P
27	3-1-い	柱左	177.45	139.73	27.0	徳島	土台1P
28	3-1-は	柱右	173.19	145.17	19.3	徳島	土台1P
29	3-2-K	桁	213.62	181.82	17.5	徳島	土台1P
30	3-2-D	土台	183.79	155.87	17.9	徳島	土台1P
31	3-2-い	柱左	155.43	131.49	18.2	徳島	土台1P
32	3-2-は	柱右	140.94	119.80	17.6	徳島	土台1P
33	3-3-K	桁	185.51	159.03	16.7	徳島	土台1P
34	3-3-D	土台	167.94	137.54	22.1	徳島	土台1P
35	3-3-い	柱左	147.84	123.73	19.5	徳島	土台1P
36	3-3-は	柱右	139.70	118.46	17.9	徳島	土台1P
37	4-1-K	桁	237.90	202.79	17.3	香川	足固1P
38	4-1-A	足固	156.52	132.37	18.2	香川	足固1P
39	4-1-い	柱左	142.85	122.35	16.8	香川	足固1P
40	4-1-ろ	柱右	133.75	115.73	15.6	香川	足固1P
41	4-2-K	桁	200.06	170.53	17.3	香川	足固1P
42	4-2-A	足固	161.17	138.08	16.7	香川	足固1P
43	4-2-い	柱左	137.41	116.61	17.8	香川	足固1P
44	4-2-ろ	柱右	137.71	122.13	12.8	香川	足固1P
45	4-3-K	桁	243.08	206.05	18.0	香川	足固1P
46	4-3-A	足固	142.60	117.62	21.2	香川	足固1P
47	4-3-い	柱左	135.30	113.24	19.5	香川	足固1P
48	4-3-ろ	柱右	151.94	124.78	21.8	香川	足固1P
49	5-1-K	桁	189.58	161.56	17.3	香川	土台1P-2
50	5-1-D	土台	158.95	135.31	17.5	香川	土台1P-2
51	5-1-い	柱左	132.37	113.22	16.9	香川	土台1P-2
52	5-1-ろ	柱右	152.72	130.77	16.8	香川	土台1P-2

整理番号	試験体記号		乾燥前の質量 (g)	全乾質量 (g)	含水率 (%)	参考情報	
						壁の試験地	壁の種類
53	5-2-K	桁	226.50	193.30	17.2	香川	土台1P-2
54	5-2-D	土台	190.83	161.69	18.0	香川	土台1P-2
55	5-2-い	柱左	145.77	124.26	17.3	香川	土台1P-2
56	5-2-ろ	柱右	159.09	135.71	17.2	香川	土台1P-2
57	5-3-K	桁	192.75	165.27	16.6	香川	土台1P-2
58	5-3-D	土台	190.55	161.40	18.1	香川	土台1P-2
59	5-3-い	柱左	145.89	122.79	18.8	香川	土台1P-2
60	5-3-ろ	柱右	166.23	140.01	18.7	香川	土台1P-2
61	6-1-K	桁	195.42	164.23	19.0	徳島	土台地域2P
62	6-1-D	土台	175.48	142.96	22.7	徳島	土台地域2P
63	6-1-い	柱左	153.64	127.97	20.1	徳島	土台地域2P
64	6-1-は	柱右	147.18	121.52	21.1	徳島	土台地域2P
65	6-2-K	桁	215.38	181.76	18.5	徳島	土台地域2P
66	6-2-D	土台	178.17	126.38	41.0	徳島	土台地域2P
67	6-2-い	柱左	154.23	128.57	20.0	徳島	土台地域2P
68	6-2-は	柱右	165.80	135.98	21.9	徳島	土台地域2P
69	6-3-K	桁	176.10	149.11	18.1	徳島	土台地域2P
70	6-3-D	土台	143.49	119.66	19.9	徳島	土台地域2P
71	6-3-い	柱左	145.47	122.29	19.0	徳島	土台地域2P
72	6-3-は	柱右	148.55	122.86	20.9	徳島	土台地域2P
73	1-F-K	桁	211.76	180.52	17.3	徳島	足固2PF
74	1-F-A	足固	183.96	157.40	16.9	徳島	足固2PF
75	1-F-い	柱左	164.85	142.17	16.0	徳島	足固2PF
76	1-F-は	柱右	166.47	137.73	20.9	徳島	足固2PF
77	3-F-K	桁	171.37	146.47	17.0	徳島	土台1PF
78	3-F-D	土台	187.07	159.64	17.2	徳島	土台1PF
79	3-F-い	柱左	160.61	130.79	22.8	徳島	土台1PF
80	3-F-は	柱右	147.44	123.37	19.5	徳島	土台1PF
81	4-F-K	桁	173.44	149.21	16.2	徳島	足固1PF
82	4-F-D	足固	152.76	129.95	17.6	徳島	足固1PF
83	4-F-い	柱左	161.83	138.34	17.0	徳島	足固1PF
84	4-F-ろ	柱右	158.10	135.77	16.4	徳島	足固1PF

2.4.3　<依頼試験結果>　密度測定試験成績書

様式第５号

成　　績　　書

農技セ第６０７９号
平成２８年２月１８日

株式会社ドット・コーポレーション
代表取締役　平野　陽子　殿

徳島県立農林水産総合技術支援センター所長　印

平成２７年１２月１日付け申請書に添えて提出された試料の試験の成績は次のとおりです。

申請者住所・氏名		東京都千代田区神田淡路町1-3-2廣屋ビル１０階 株式会社ドット・コーポレーション　代表取締役　平野陽子
依頼品	品名・数量	密度測定用試験体　８４体
	規格・仕様等	スギ　柱・桁・土台等　厚さ20mm

１　試験日　平成２７年１２月２１～平成２８年１月２１日

２　試験場所　徳島県徳島市南庄町５丁目１－９　徳島県立農林水産総合技術支援センター内
木材利用創造センター

３　試験体　20mm厚さ試験体　８４体

４　試験方法　①試験片の質量と３方向の寸法を測定し，見掛けの密度（$\rho_{見掛け}$）を求めた。
②この試験片について全乾法により，含水率（MC）を求め，12%の含水率に補正した。
密度の含水率12%補正　$\rho_{12\%補正} = \rho_{見掛け} / (1 + MC/100) \times 1.12$

５　試験結果　別紙のとおり

別紙

整理番号	試験体記号		質量	寸法			材積	見掛けの密度	全乾後の質量	含水率	含水率12%での密度	参考情報	
			W1	縦	横	厚さ		ρ 見掛け	W2	MC	ρ 12%補正	壁の試験地	壁の種類
			(g)	(mm)	(mm)	(mm)	($\times 10^{-6}m^3$)	(kg/m^3)	(g)	(%)	(kg/m^3)		
1	1-1-K	桁	210.22	178.65	134.43	20.41	490	429	179.79	16.9	411	香川	足固2P
2	1-1-A	足固	167.28	135.71	135.56	20.38	375	446	142.81	17.1	427	香川	足固2P
3	1-1-い	柱左	157.51	135.38	135.27	19.85	364	433	134.91	16.8	416	香川	足固2P
4	1-1-は	柱右	166.60	135.17	134.76	21.16	385	432	142.56	16.9	414	香川	足固2P
5	1-2-K	桁	231.02	178.66	134.01	20.52	491	470	196.76	17.4	449	香川	足固2P
6	1-2-A	足固	148.22	135.13	134.32	20.51	372	398	125.15	18.4	377	香川	足固2P
7	1-2-い	柱左	153.92	135.30	134.99	20.56	376	410	130.85	17.6	390	香川	足固2P
8	1-2-は	柱右	132.31	135.24	134.86	19.84	362	366	113.93	16.1	353	香川	足固2P
9	1-3-K	桁	179.45	178.02	134.79	20.26	486	369	149.15	20.3	344	香川	足固2P
10	1-3-A	足固	159.82	135.02	135.26	21.11	386	415	135.29	18.1	393	香川	足固2P
11	1-3-い	柱左	187.66	135.74	135.04	21.48	394	477	160.37	17.0	456	香川	足固2P
12	1-3-は	柱右	148.88	135.50	135.57	20.14	370	402	125.87	18.3	381	香川	足固2P
13	2-1-K	桁	205.80	178.44	133.88	20.36	486	423	177.12	16.2	408	香川	土台2P
14	2-1-D	土台	164.37	133.98	133.68	20.58	369	446	135.94	20.9	413	香川	土台2P
15	2-1-い	柱左	157.89	135.21	135.33	20.27	371	426	135.71	16.3	410	香川	土台2P
16	2-1-は	柱右	162.52	135.10	135.36	20.30	371	438	134.42	20.9	406	香川	土台2P
17	2-2-K	桁	209.91	178.07	133.49	20.45	486	432	174.99	20.0	403	香川	土台2P
18	2-2-D	土台	159.84	134.95	134.78	20.46	372	430	122.73	30.2	369	香川	土台2P
19	2-2-い	柱左	154.22	135.29	135.80	20.75	381	405	132.31	16.6	389	香川	土台2P
20	2-2-は	柱右	143.33	132.52	133.68	21.04	373	385	121.65	17.8	366	香川	土台2P
21	2-3-K	桁	189.11	178.37	134.47	20.68	496	381	158.67	19.2	358	香川	土台2P
22	2-3-D	土台	161.81	134.73	133.59	20.90	376	430	135.54	19.4	404	香川	土台2P
23	2-3-い	柱左	140.19	133.48	132.95	20.51	364	385	119.44	17.4	368	香川	土台2P
24	2-3-は	柱右	159.01	135.84	135.37	20.27	373	427	134.95	17.8	405	香川	土台2P
25	3-1-K	桁	210.16	178.01	134.11	21.05	503	418	180.00	16.8	401	徳島	土台1P
26	3-1-D	土台	183.46	135.55	135.05	21.02	385	477	156.15	17.5	454	徳島	土台1P
27	3-1-い	柱左	177.45	134.16	134.20	20.65	372	477	139.73	27.0	421	徳島	土台1P
28	3-1-は	柱右	173.19	133.52	132.87	20.00	355	488	145.17	19.3	458	徳島	土台1P
29	3-2-K	桁	213.62	178.73	134.47	20.66	497	430	181.82	17.5	410	徳島	土台1P
30	3-2-D	土台	183.79	136.06	135.61	20.37	376	489	155.87	17.9	464	徳島	土台1P

別紙

整理番号	試験体記号		質量	寸法			材積	見掛けの密度	全乾後の質量	含水率	含水率12%での密度	参考情報	
			W1	縦	横	厚さ		ρ 見掛け	W2	MC	ρ 12%補正	壁の試験地	壁の種類
			(g)	(mm)	(mm)	(mm)	($\times 10^{-6}m^3$)	(kg/m^3)	(g)	(%)	(kg/m^3)		
31	3-2-い	柱左	155.43	133.58	133.79	20.27	362	429	131.49	18.2	407	徳島	土台1P
32	3-2-は	柱右	140.94	133.35	133.36	20.91	372	379	119.80	17.6	361	徳島	土台1P
33	3-3-K	桁	185.51	179.17	134.43	20.04	483	384	159.03	16.7	369	徳島	土台1P
34	3-3-D	土台	167.94	134.92	134.51	19.72	358	469	137.54	22.1	430	徳島	土台1P
35	3-3-い	柱左	147.84	133.44	133.19	19.61	349	424	123.73	19.5	398	徳島	土台1P
36	3-3-は	柱右	139.70	133.91	134.04	20.71	372	376	118.46	17.9	357	徳島	土台1P
37	4-1-K	桁	237.23	178.63	134.58	20.43	491	483	202.79	17.0	462	香川	足固1P
38	4-1-A	足固	156.11	132.65	133.21	20.39	360	433	132.37	17.9	411	香川	足固1P
39	4-1-い	柱左	142.55	135.48	135.25	20.68	379	376	122.35	16.5	362	香川	足固1P
40	4-1-ろ	柱右	133.35	134.00	134.43	21.08	380	351	115.73	15.2	341	香川	足固1P
41	4-2-K	桁	199.58	178.48	134.13	21.01	503	397	170.53	17.0	380	香川	足固1P
42	4-2-A	足固	160.73	134.18	134.31	20.56	371	434	138.08	16.4	417	香川	足固1P
43	4-2-い	柱左	137.09	133.80	133.06	20.91	372	368	116.61	17.6	351	香川	足固1P
44	4-2-ろ	柱右	143.28	135.69	135.47	20.08	369	388	122.13	17.3	371	香川	足固1P
45	4-3-K	桁	242.44	178.91	134.71	20.57	496	489	206.05	17.7	466	香川	足固1P
46	4-3-A	足固	142.19	133.71	133.77	21.32	381	373	117.62	20.9	345	香川	足固1P
47	4-3-い	柱左	134.93	133.12	133.70	20.96	373	362	113.24	19.2	340	香川	足固1P
48	4-3-ろ	柱右	151.49	133.06	132.35	21.36	376	403	124.78	21.4	372	香川	足固1P
49	5-1-K	桁	189.06	178.66	134.65	20.50	493	383	161.56	17.0	367	香川	土台1P
50	5-1-D	土台	158.53	135.50	136.02	19.85	366	433	135.31	17.2	414	香川	土台1P
51	5-1-い	柱左	132.01	135.02	135.30	20.58	376	351	113.22	16.6	337	香川	土台1P
52	5-1-ろ	柱右	152.30	135.71	135.68	20.81	383	397	130.77	16.5	382	香川	土台1P
53	5-2-K	桁	225.88	178.61	134.43	21.76	522	432	193.30	16.9	414	香川	土台1P
54	5-2-D	土台	190.31	135.35	135.73	21.63	397	479	161.69	17.7	456	香川	土台1P
55	5-2-い	柱左	145.39	132.93	133.53	20.62	366	397	124.26	17.0	380	香川	土台1P
56	5-2-ろ	柱右	158.70	133.45	132.68	21.31	377	421	135.71	16.9	403	香川	土台1P
57	5-3-K	桁	192.26	178.82	134.23	20.12	483	398	165.27	16.3	383	香川	土台1P

別紙

整理番号	試験体記号		質量	寸法			材積	見掛けの密度	全乾後の質量	含水率	含水率12%での密度	参考情報	
			W1	縦	横	厚さ		ρ 見掛け	W2	MC	ρ 12%補正	壁の試験地	壁の種類
			(g)	(mm)	(mm)	(mm)	($\times 10^{-6}m^3$)	(kg/m^3)	(g)	(%)	(kg/m^3)		
58	5-3-D	土台	190.08	135.80	135.72	21.02	387	491	161.40	17.8	467	香川	土台1P
59	5-3-い	柱左	145.52	133.10	133.36	20.78	369	395	122.79	18.5	373	香川	土台1P
60	5-3-ろ	柱右	165.83	132.46	133.03	21.11	372	446	140.01	18.4	422	香川	土台1P
61	6-1-K	桁	195.42	178.71	135.21	21.04	508	384	164.23	19.0	362	徳島	土台地域
62	6-1-D	土台	175.48	134.66	134.08	19.87	359	489	142.96	22.7	446	徳島	土台地域
63	6-1-い	柱左	153.64	133.73	133.42	20.27	362	425	127.97	20.1	396	徳島	土台地域
64	6-1-は	柱右	147.18	133.74	133.27	19.98	356	413	121.52	21.1	382	徳島	土台地域
65	6-2-K	桁	215.38	179.01	134.93	20.89	505	427	181.76	18.5	403	徳島	土台地域
66	6-2-D	土台	178.17	134.98	134.75	20.02	364	489	126.38	41.0	389	徳島	土台地域
67	6-2-い	柱左	154.23	134.04	133.67	20.80	373	414	128.57	20.0	386	徳島	土台地域
68	6-2-は	柱右	165.80	133.50	134.02	20.96	375	442	135.98	21.9	406	徳島	土台地域
69	6-3-K	桁	176.10	178.87	132.94	20.74	493	357	149.11	18.1	339	徳島	土台地域
70	6-3-D	土台	143.49	134.25	134.01	20.80	374	383	119.66	19.9	358	徳島	土台地域
71	6-3-い	柱左	145.47	135.00	134.75	20.44	372	391	122.29	19.0	368	徳島	土台地域
72	6-3-は	柱右	148.55	133.64	133.97	20.01	358	415	122.86	20.9	384	徳島	土台地域
73	1-F-K	桁	211.76	178.71	132.39	21.12	500	424	180.52	17.3	405	徳島	足2PF
74	1-F-A	足固	183.96	134.98	134.10	20.75	376	490	157.40	16.9	469	徳島	足2PF
75	1-F-い	柱左	164.85	135.68	135.40	20.48	376	438	142.17	16.0	423	徳島	足2PF
76	1-F-は	柱右	166.47	134.94	134.69	19.89	362	460	137.73	20.9	427	徳島	足2PF
77	3-F-K	桁	171.37	179.43	134.45	20.49	494	347	146.47	17.0	332	徳島	土1PF
78	3-F-D	土台	187.07	135.68	135.85	20.61	380	492	159.64	17.2	471	徳島	土1PF
79	3-F-い	柱左	160.61	134.00	133.88	19.79	355	452	130.79	22.8	413	徳島	土1PF
80	3-F-は	柱右	147.44	133.57	133.96	19.34	346	426	123.37	19.5	399	徳島	土1PF
81	4-F-K	桁	173.44	178.67	134.62	20.57	495	351	149.21	16.2	338	徳島	足1PF
82	4-F-D	足固	152.76	133.65	133.44	21.61	385	396	129.95	17.6	378	徳島	足1PF
83	4-F-い	柱左	161.83	135.14	135.05	20.04	366	442	138.34	17.0	424	徳島	足1PF
84	4-F-ろ	柱右	158.10	135.37	135.52	20.76	381	415	135.77	16.4	399	徳島	足1PF

2.4.4　<依頼試験結果>　曲げヤング係数測定試験成績書

様式第５号

成　　績　　書

農技セ第６０８０号
平成２８年２月１８日

株式会社ドット・コーポレーション
代表取締役　平野　陽子　殿

徳島県立農林水産総合技術支援センター所長　印

平成２７年１２月１日付け申請書に添えて提出された試料の試験の成績は次のとおりです。

申請者住所・氏名		東京都千代田区神田淡路町1-3-2廣屋ビル１０階 株式会社ドット・コーポレーション　代表取締役　平野陽子
依頼品	品名・数量	JIS試験（曲げ試験）用試験体　４８体
	規格・仕様等	25mm×25mm×400mm

１　試験日　平成２８年２月１５～１７日

２　試験場所　徳島県徳島市南庄町５丁目６９　徳島県立農林水産総合技術支援センター内
木材利用創造センター

３　試験体　JIS曲げ試験用試験体　４８体

４　試験方法　インストロン社製　万能試験機５９００型（ロードセル５ｋN）使用
JIS Z2101に準ずる
クロスヘッドスピード　3mm/min，中央集中載荷法，スパン350mm
1kN以上まで負荷し，0.5kNと1.0kNの荷重時のそれぞれのたわみ（クロスヘッド移動距離）から，みかけの曲げヤング係数を求めた。

５　試験結果　別紙のとおり

別紙

整理番号	試験体記号		繰り返し	初期荷重	最終荷重	初期たわみ	最終たわみ	Δ荷重	Δたわみ	試験体幅	試験体高さ	スパン	見掛けの曲げヤング係数	
														平均
				(kN)	(kN)	(mm)	(mm)	(kN)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(GPa)	(GPa)
1			1	0.500	1.000	1.741	3.636	0.500	1.895	25.01	25.00	350	7.24	
2	1-Ⅰ-い	柱左	2	0.500	1.000	1.768	3.519	0.500	1.751	25.06	25.02	350	7.80	8.16
3			3	0.500	1.000	1.520	3.025	0.500	1.505	24.09	25.01	350	9.45	
4			1	0.500	1.000	1.544	3.079	0.500	1.535	24.95	24.98	350	8.98	
5	1-Ⅰ-は	柱右	2	0.500	1.000	1.511	3.011	0.500	1.500	25.02	25.01	350	9.13	8.88
6			3	0.500	1.000	1.604	3.210	0.500	1.606	25.01	25.02	350	8.52	
7			1	0.500	1.000	1.527	3.056	0.500	1.529	25.10	25.15	350	8.78	
8	1-Ⅱ-い	柱左	2	0.500	1.000	1.389	2.778	0.500	1.389	25.01	25.08	350	9.78	8.70
9			3	0.500	1.000	1.692	3.495	0.500	1.803	25.05	25.06	350	7.54	
10			1	0.500	1.000	1.881	3.857	0.500	1.976	25.07	25.06	350	6.87	
11	1-Ⅱ-は	柱右	2	0.500	1.000	1.719	3.486	0.500	1.767	24.99	25.08	350	7.69	7.39
12			3	0.500	1.000	1.760	3.545	0.500	1.785	25.11	25.07	350	7.59	
13			1	0.500	1.000	1.830	3.651	0.500	1.821	25.01	25.04	350	7.50	
14	1-Ⅲ-い	柱左	2	0.500	1.000	1.795	3.570	0.500	1.775	24.99	25.09	350	7.65	8.69
15			3	0.500	1.000	1.275	2.524	0.500	1.249	25.03	25.04	350	10.92	
16			1	0.500	1.000	1.533	3.051	0.500	1.518	25.02	25.08	350	8.94	
17	1-Ⅲ-は	柱右	2	0.500	1.000	1.485	2.945	0.500	1.460	25.05	25.08	350	9.29	8.95
18			3	0.500	1.000	1.587	3.162	0.500	1.575	25.02	25.09	350	8.61	
19			1	0.500	1.000	1.557	3.142	0.500	1.585	25.01	25.08	350	8.57	
20	4-Ⅰ-い	柱左	2	0.500	1.000	1.752	3.564	0.500	1.812	24.97	25.11	350	7.48	8.32
21			3	0.500	1.000	1.517	3.056	0.500	1.539	25.05	25.00	350	8.90	
22			1	0.500	1.000	1.860	3.727	0.500	1.867	25.04	25.02	350	7.32	
23	4-Ⅰ-ろ	柱右	2	0.500	1.000	1.890	3.812	0.500	1.922	25.05	25.04	350	7.09	7.12
24			3	0.500	1.000	1.942	3.905	0.500	1.963	25.06	25.04	350	6.94	
25			1	0.500	1.000	1.903	3.861	0.500	1.958	25.09	25.03	350	6.96	
26	4-Ⅱ-い	柱左	2	0.500	1.000	1.996	4.059	0.500	2.063	25.07	25.09	350	6.56	6.93
27			3	0.500	1.000	1.829	3.696	0.500	1.867	25.10	25.05	350	7.28	
28			1	0.500	1.000	1.731	3.465	0.500	1.734	25.04	25.04	350	7.86	
29	4-Ⅱ-ろ	柱右	2	0.500	1.000	1.858	3.718	0.500	1.860	25.05	25.05	350	7.32	7.60
30			3	0.500	1.000	1.796	3.584	0.500	1.788	25.04	25.05	350	7.62	
31			1	0.500	1.000	1.915	3.972	0.500	2.057	25.07	25.09	350	6.58	
32	4-Ⅲ-い	柱左	2	0.500	1.000	2.287	4.723	0.500	2.436	25.01	25.08	350	5.58	6.02
33			3	0.500	1.000	2.129	4.448	0.500	2.319	25.10	24.98	350	5.91	
34			1	0.500	1.000	1.826	3.676	0.500	1.850	25.04	25.08	350	7.33	
35	4-Ⅲ-ろ	柱右	2	0.500	1.000	1.976	4.007	0.500	2.031	25.05	25.08	350	6.68	7.39
36			3	0.500	1.000	1.658	3.322	0.500	1.664	25.12	25.06	350	8.15	
37			1	0.500	1.000	1.405	2.813	0.500	1.408	25.09	25.07	350	9.63	
38	1-F-い	柱左	2	0.500	1.000	1.352	2.728	0.500	1.376	24.98	25.09	350	9.87	9.41
39			3	0.500	1.000	1.525	3.081	0.500	1.556	24.99	25.08	350	8.74	
40			1	0.500	1.000	1.295	2.589	0.500	1.294	25.05	25.04	350	10.53	
41	1-F-は	柱右	2	0.500	1.000	1.326	2.658	0.500	1.332	24.99	25.08	350	10.21	10.51
42			3	0.500	1.000	1.261	2.535	0.500	1.274	24.99	24.99	350	10.79	
43			1	0.500	1.000	1.382	2.759	0.500	1.377	25.13	25.13	350	9.76	
44	4-F-い	柱左	2	0.500	1.000	1.396	2.787	0.500	1.391	25.07	25.05	350	9.78	9.76
45			3	0.500	1.000	1.392	2.780	0.500	1.388	25.10	25.08	350	9.75	
46			1	0.500	1.000	1.482	2.984	0.500	1.502	25.06	25.09	350	9.01	
47	4-F-ろ	柱右	2	0.500	1.000	1.633	3.410	0.500	1.777	25.05	25.07	350	7.64	8.32
48			3	0.500	1.000	1.642	3.277	0.500	1.635	25.04	25.06	350	8.32	

第３章　フレームモデルによる解析的検証

3.1　検討の目的と概要

伝統的仕様の壁の耐力を考慮した壁量計算を可能にするため、足固め仕様の壁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 実大実験のモデル化
前章で実験を行った構面について解析モデルを作成し、実験結果との比較を行う。解析モデルは、接合部の回転・引張ばねを考慮したモデル「詳細モデル」とする。

② 簡易モデルの検討
解析的検討を行うための汎用性のある解析モデルとして、接合部をピン接合として簡略化したモデル「簡易モデル」を作成する。実験結果、詳細モデル、簡易モデルについて検証を行い、モデルの妥当性を確認する。

③ 簡易モデルによる解析的検討
簡易モデルを用いて柱径、壁の強さ、壁長さ、足固め高さなどをパラメータとした解析を行い、足固め仕様の壁が土台仕様と比較してどの程度の耐力となるか検討をおこなう。

3.2　実大実験のモデル化

前章で実験を行った試験体について解析モデルを作成し、汎用解析ソフトを用いて解析して実験結果と比較を行う。

3.2.1　解析モデル

3.2.1.1　解析モデルおよび解析諸元

・プログラム　　SNAP（Ver. 6）
・解析方法　　変位増分解析
・土壁　　圧縮ブレースに置換する
　　負勾配を考慮したマルチリニアモデル
　　壁 1P、壁 2P の 2 種類
・柱・桁・足固め　軸・曲げ・せん断変形を考慮
　　ヤング係数 E＝9000 N/mm^2　（昨年度実施した材料実験の平均値）
・接合部　　引張バネ：トリリニアモデル
　　回転バネ：トリリニアモデル
　　昨年度実施した接合部実験より設定する

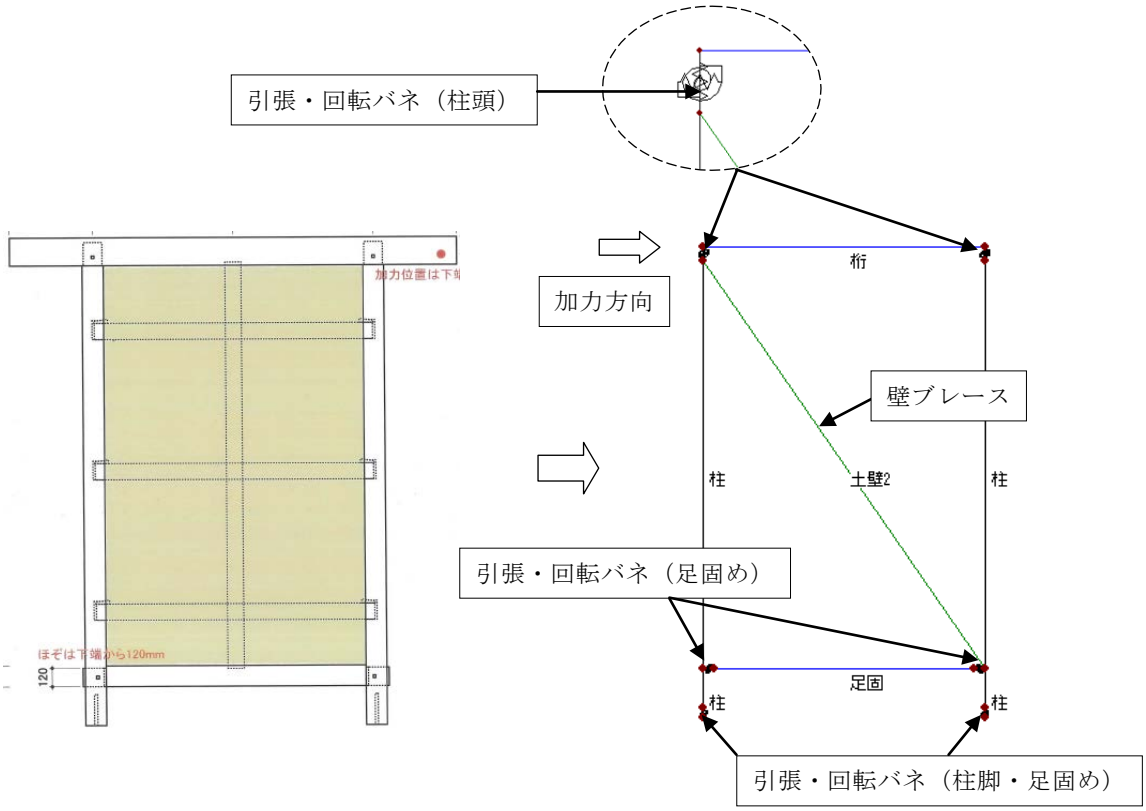


図 3.2.1-1 解析モデル図

3.2.1.2　接合部のモデル化

接合部の荷重変形関係は、昨年度実施した接合部実験結果より表 3.2.1-1 の通りに設定した。実験結果と解析モデルの荷重変形関係を図 3.2.1-2 に示す。柱頭・足固め・柱脚（土台）接合部の納まりは昨年度の試験体と同じであるため、昨年度の解析で使用したものと同じモデルを用いている。（足固め接合部＝差し鴨居接合部）

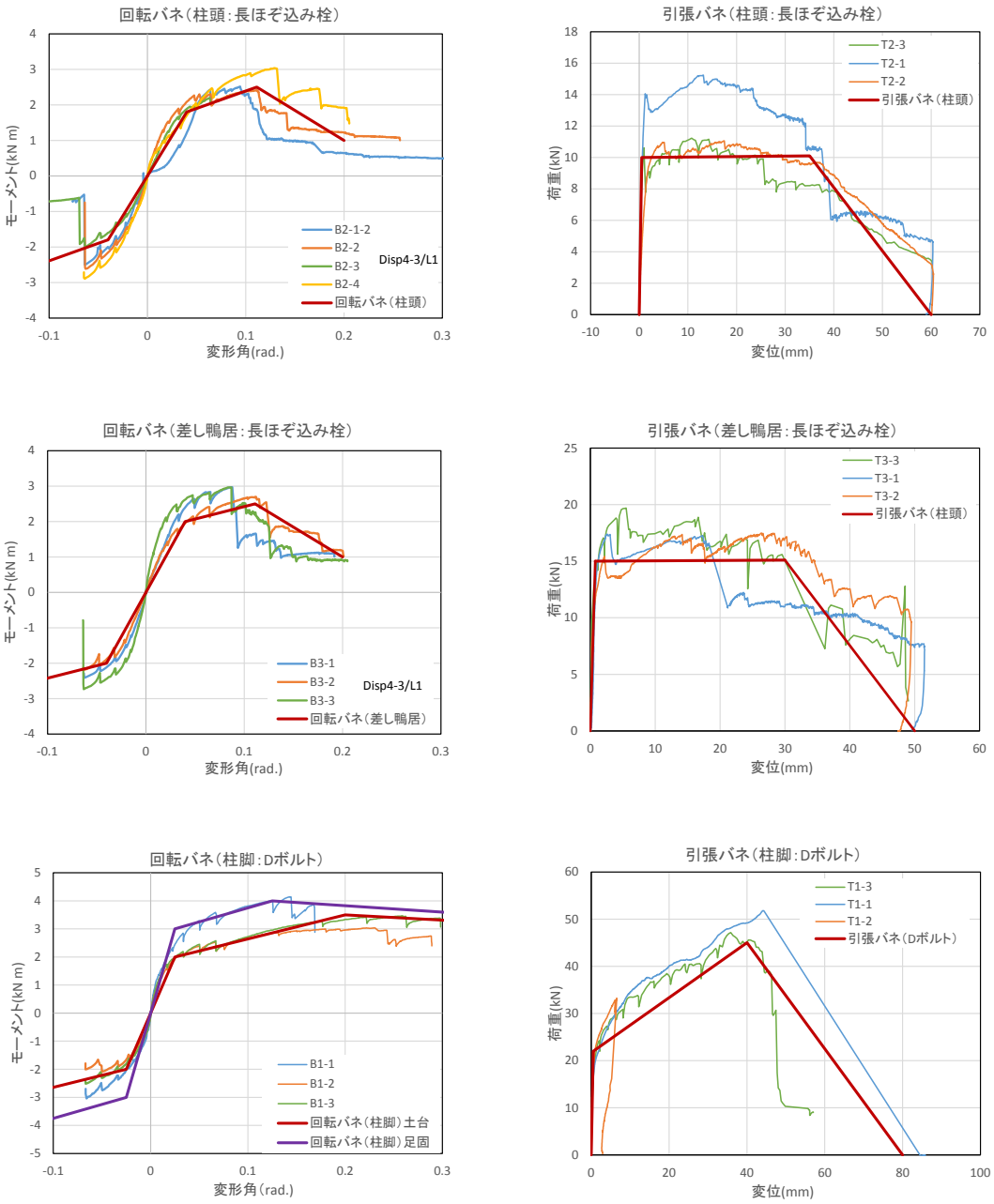


図 3.2.1-2 接合部の実験結果（昨年度に実施）と解析モデル

足固め仕様の柱脚は D ボルトで緊結しているため、土台仕様の柱脚と同様に回転剛性を設定する必要がある。足固め仕様の柱脚は接合部実験を行っていないため、土台仕様の柱脚の実験結果を参考とした。足固め仕様の柱脚は土台を介さないため土台仕様より回転バネが大きいと考えて、土台仕様の実験結果の上限値として設定した。図 3.2.1-3 に足固め柱脚回転バネを設定した解析モデル、土台仕様と同じとした場合およびピンとした場合の解析結果と実験結果を比較した図を示す。柱脚回転バネの影響はかなり大きい。

また、引張バネは土台仕様と同じ値とした。

表 3.2.1-1 接合部の荷重変形関係　　（kN/m）

		第 1 折点	第 2 折点	第 3 折点	備考
回転バネ	柱頭	1.8kNm, 1/25rad	2.5kNm, 1/9rad	1.0kNm, 1/5rad	
	足固め	2.0kNm, 1/25rad	2.5kNm, 1/9rad	1.0kNm, 1/5rad	
	土台柱脚	2.0kNm, 1/40rad	3.5kNm, 1/5rad	2.0kNm, 1/1rad	
	足固め柱脚	3.0kNm, 1/40rad	4.0kNm, 1/8rad	2.0kNm, 1/1rad	変更
引張バネ	柱頭	10.0kN, 0.50mm	10.1kN, 30mm	0.0kN, 60mm	
	足固め	15.0kN, 0.75mm	15.1kN, 30mm	0.0kN, 50mm	
	土台柱脚	22.0kN, 0.50mm	45.0kN, 40mm	0.0kN, 80mm	
	足固め柱脚	22.0kN, 0.50mm	45.0kN, 40mm	0.0kN, 80mm	

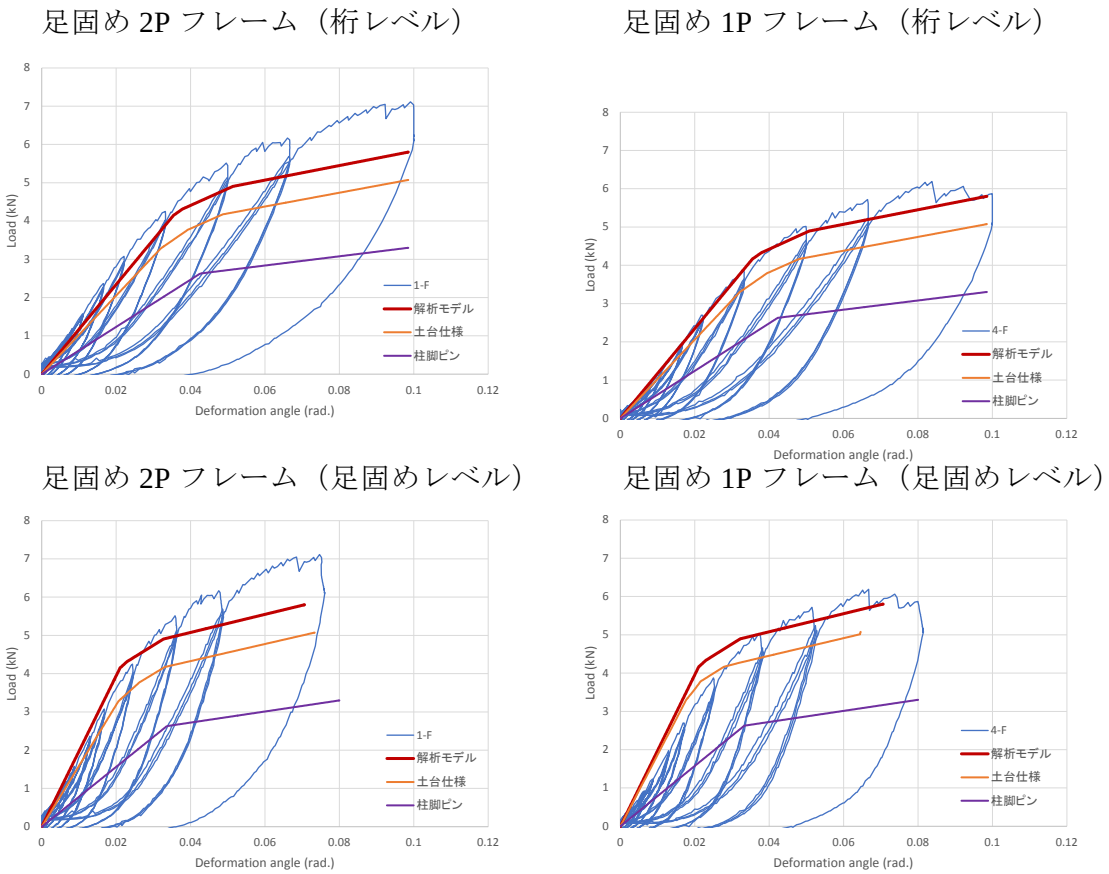


図 3.2.1-3 柱脚回転バネの違いによる比較

3.2.1.3　土壁のモデル化

土壁の荷重変形関係は昨年度と同じ設定とした。表 3.2.1-2 に土壁の荷重変形関係の値を示す。図 3.2.1-4 に土台仕様・足固め仕様両方の「土壁－フレーム」包絡線と解析モデルの比較を示す。また、図 3.2.1-5 に「重要文化財（建造物）耐震診断指針」（以下「文化財指針」）における土壁モデルと、設定した解析モデルとの比較を示す。

- 「壁 2P」「壁 1P」で異なる荷重変形関係を設定した。
- 単位長さあたりの耐力において「壁 1P」は「壁 2P」の 1/1.5 倍とした。
- 土台仕様と足固め仕様では同じモデルとした。
- 負勾配を考慮した 4 折線マルチリニアモデルとした。折れ点は「文化財指針」における土壁の荷重変形関係を参考として設定した。
- 昨年度と同じモデルとした。

壁 2P モデル　　壁 1P モデル

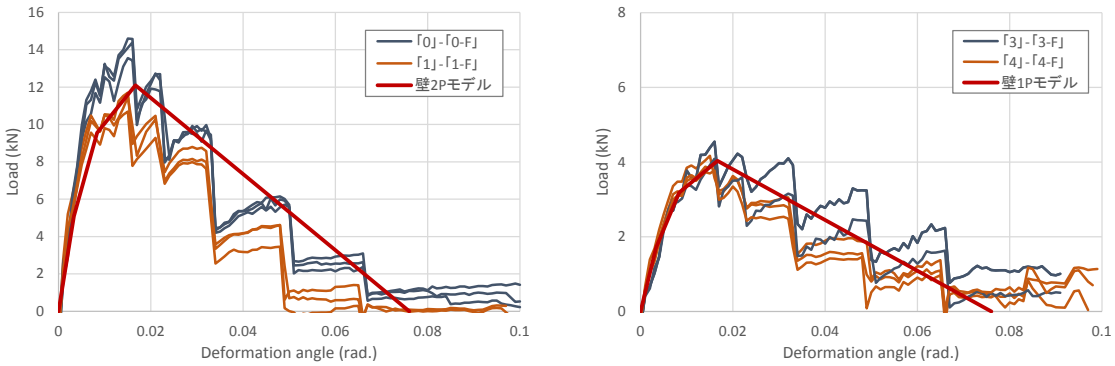


図 3.2.1-4 実験結果と壁のモデル

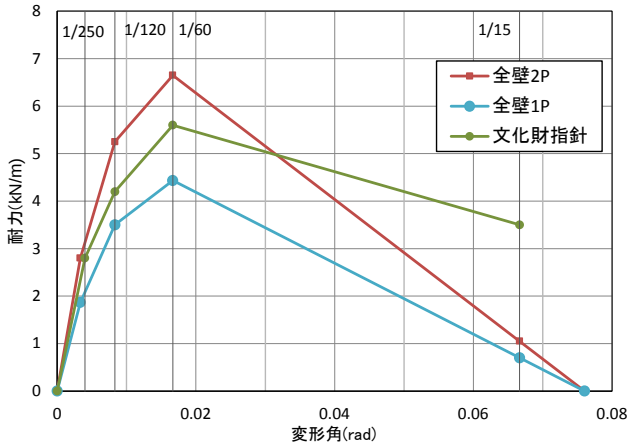


図 3.2.1-5 土壁の荷重変形関係

表 3.2.1-2 土壁の荷重変形関係　　（kN/m）

	1/300	1/120	1/60	1/15	備考
壁 2P	2.8	5.3	6.7	1.1	
壁 1P	1.9	3.5	4.4	0.7	

3.2.1.4　解析を行う試験体

解析を行う試験体は、表 3.2.1-3、青塗りの 7 体とした。「土台 2P-1」は昨年度に実験・解析ともに行っているが、壁ブレースのモデルを変更したこと（昨年度はたすきでモデル化していたが、圧縮ブレースに変更した）と、比較検討のために解析を行う。

また、土台仕様の壁試験体については、足固め仕様と壁高さをそろえた type-1（標準）と足固め仕様と全高をそろえた type-2（壁大）の 2 種類で実験を行っているが、図 3.2.1-1 に示すように桁レベルにおける荷重変形関係はこの 2 種類でほとんど差は見られない。そのため、土台仕様の壁試験体は type-1（標準）である「土台 2P-1」と「土台 1P-1」について解析を行うこととし、「土台 2P-2」および「土台 1P-1」の解析は省略する。また、足固め仕様との比較が目的であるため、片面中塗り仕様の解析も省略する。

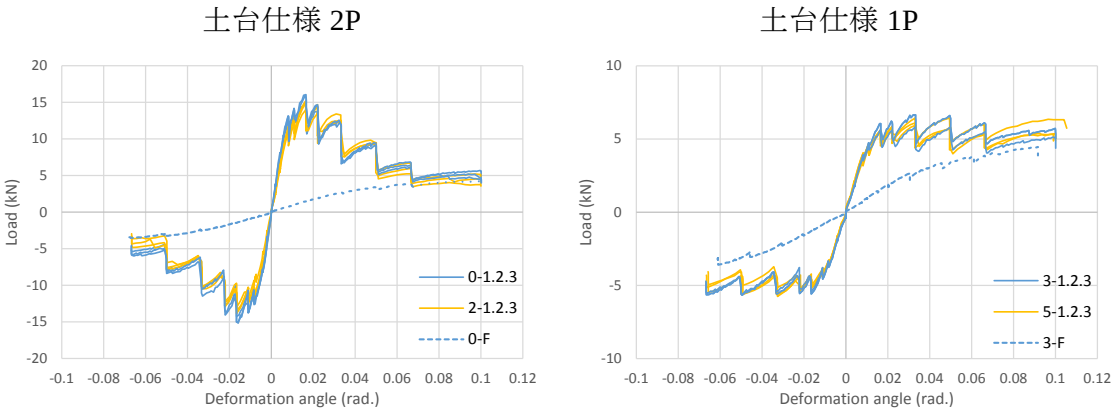


図 3.2.1-6 土台仕様、全面壁試験体の荷重変形関係の比較

表 3.2.1-3 試験体一覧

		2P		1P	
		土台	足固め	土台	足固め
土壁	H=2910	土台 2P-1	足固め 2P	土台 1P-1	足固め 1P
	H=3050	土台 2P-2	ー	土台 1P-2	ー
フレーム		土台 2P-F	足固め 2P-F	土台 1P-F	足固め 1P-F

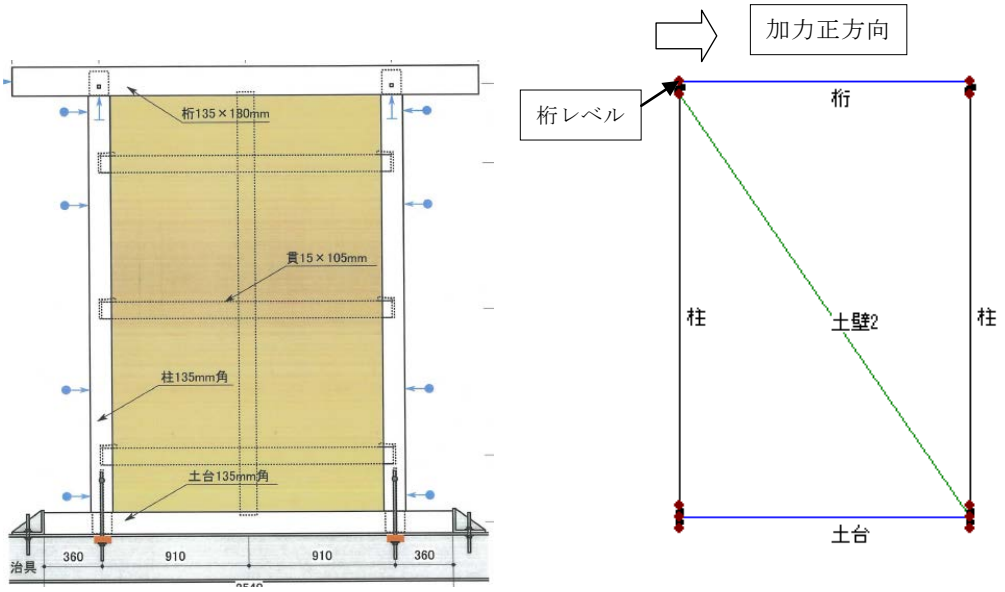
土台 2P-1　（試験体 0）　全面壁・土台仕様 type-1（標準）・2P（昨年度の実験）
土台 2P-2　（試験体 2）　全面壁・土台仕様 type-2（壁大）・2P
足固め 2P　（試験体 1）　全面壁・足固め仕様・2P
土台 1P-1　（試験体 3）　全面壁・土台仕様 type-1（標準）・1P
土台 1P-1　（試験体 5）　全面壁・土台仕様 type-2（壁大）・1P
足固め 1P　（試験体 4）　全面壁・足固め仕様・1P
土台 2P-F　（試験体 0-F）フレーム・土台仕様-1・2P（昨年度の実験）
足固め 2P-F（試験体 1-F）フレーム・足固め仕様・2P
土台 1P-F　（試験体 3-F）フレーム・土台仕様-1・1P
足固め 1P-F（試験体 4-F）フレーム・足固め仕様・1P

3.2.2　実験結果と解析結果の比較

桁レベルおよび足固めレベルの荷重変形関係を示す。解析結果の加力負方向の値は正方向と同じとしている。

3.2.2.1　土台 2P-1

実験と比較して第 1 折点～最大荷重点までの剛性が低めとなっているが、実験と解析は概ね一致している。どちらも 1/15rad を超えるあたりで土壁の耐力がなくなり、フレームの耐力のみの状態となる。



荷重変形関係（桁レベル）

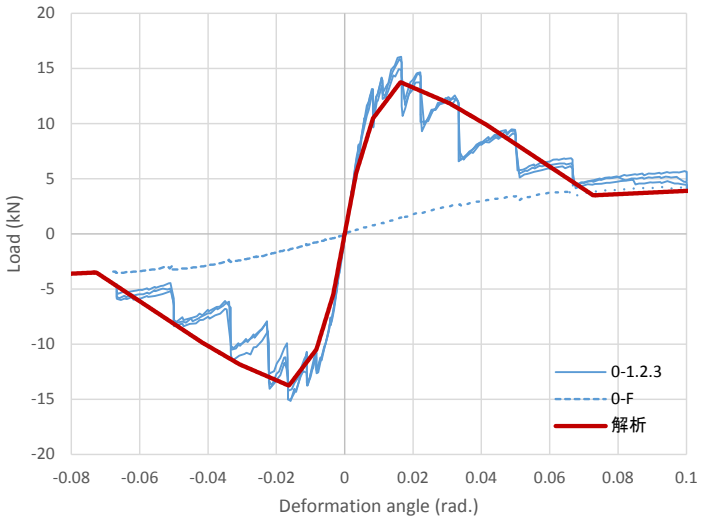
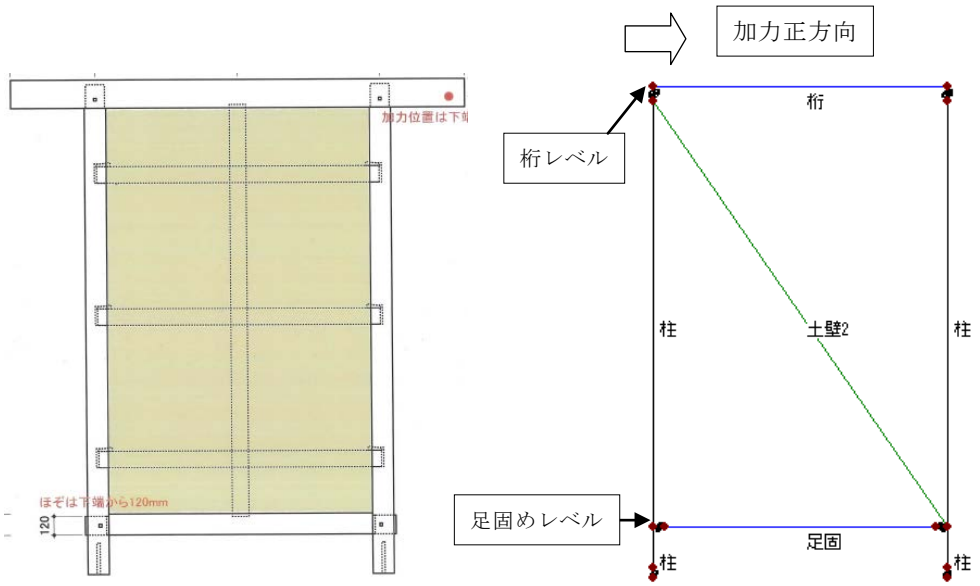


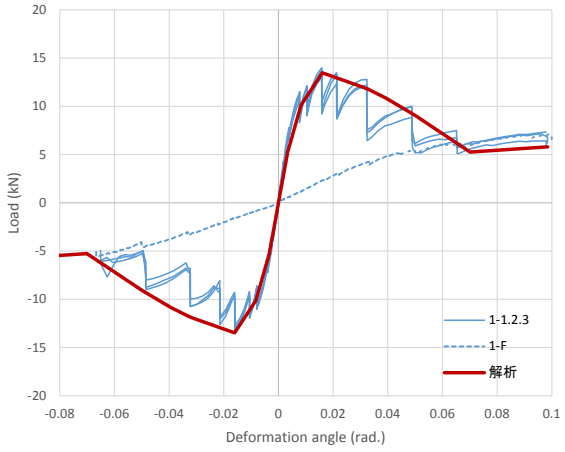
図 3.2.2-1　土台 2P-1（試験体 0）の実験結果と解析結果

3.2.2.2　足固め 2P

桁レベル・足固めレベルとも実験と解析の変形は概ね一致している。どちらも 1/15rad を超えるあたりで土壁の耐力がなくなり、フレームの耐力のみの状態となる。



荷重変形関係（桁レベル）



荷重変形関係（足固めレベル）

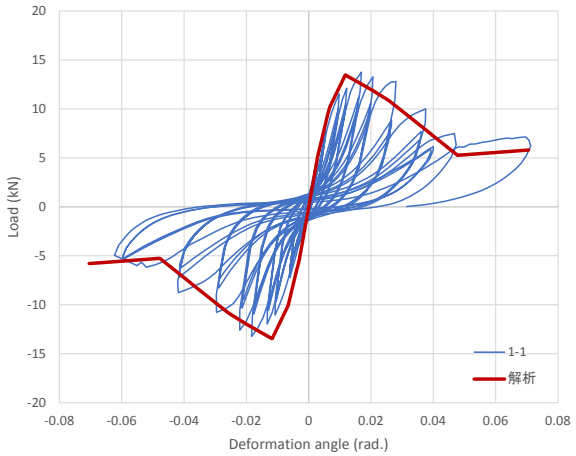
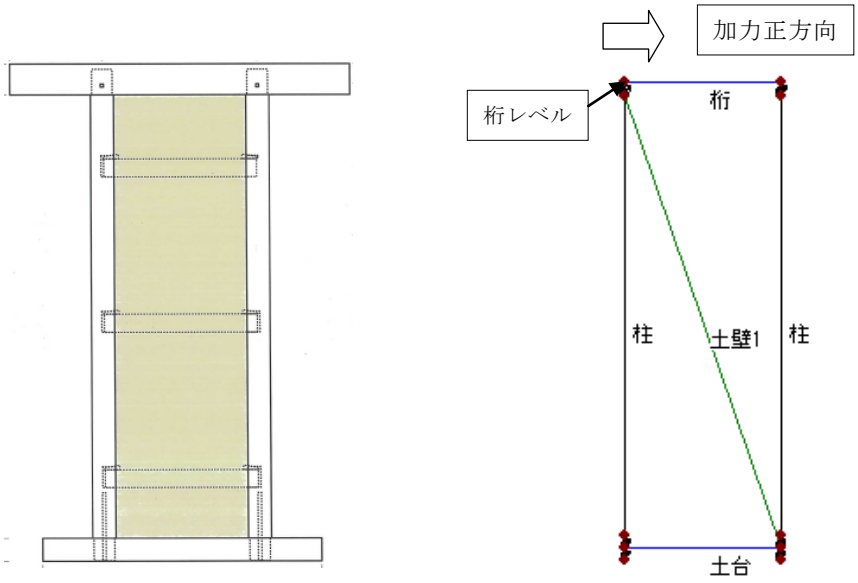


図 3.2.2-2　足固め 2P（試験体 1）の実験結果と解析結果

3.2.2.3　土台 1P-1

実験と比較して最大耐力以降の耐力低下が大きいが、実験と解析は概ね一致している。



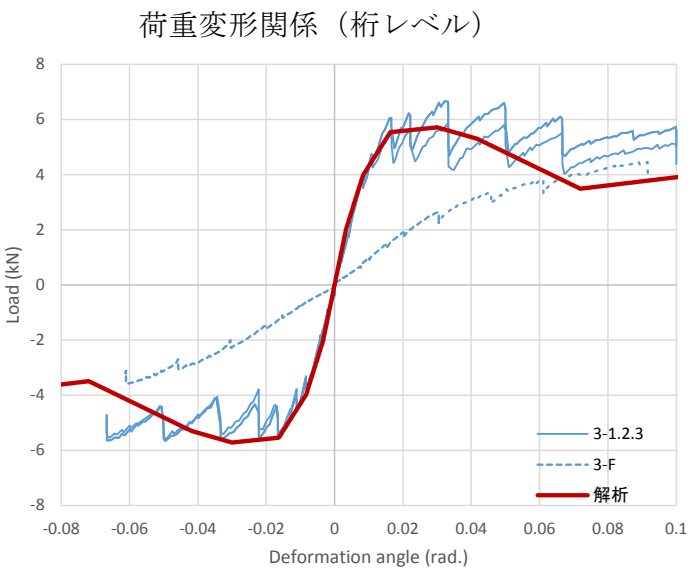
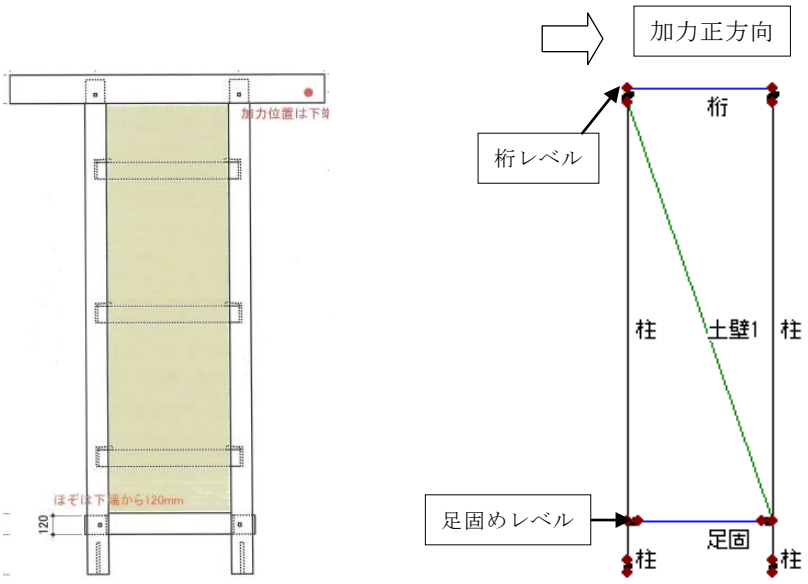


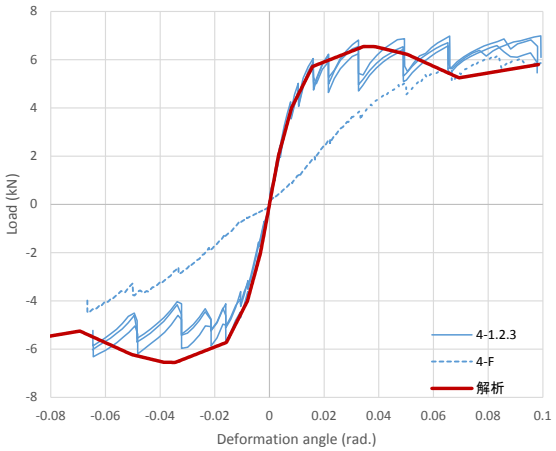
図 3.2.2-3　土台 1P-1（試験体 3）の実験結果と解析結果

3.2.2.4　足固め 1P

足固めレベルは解析の方が実験と比較して初期剛性が大きいが、桁レベル・足固めレベルとも実験と解析の変形は概ね一致している。



荷重変形関係（桁レベル）



荷重変形関係（足固めレベル）

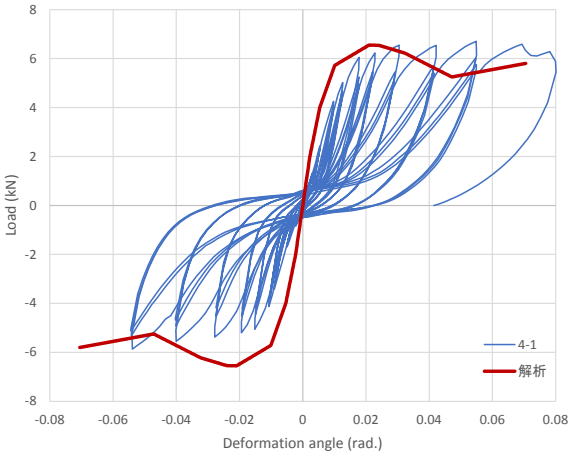


図 3.2.2-4　足固め 1P（試験体 4）の実験結果と解析結果

3.2.2.5　フレーム試験体（足固め 2P-F、土台 1P-F、足固め 1P-F）

3 種類とも実験と解析結果はよく一致している。軸組のみであるため、足固め 2P と 1P はほぼ同じとなっている。

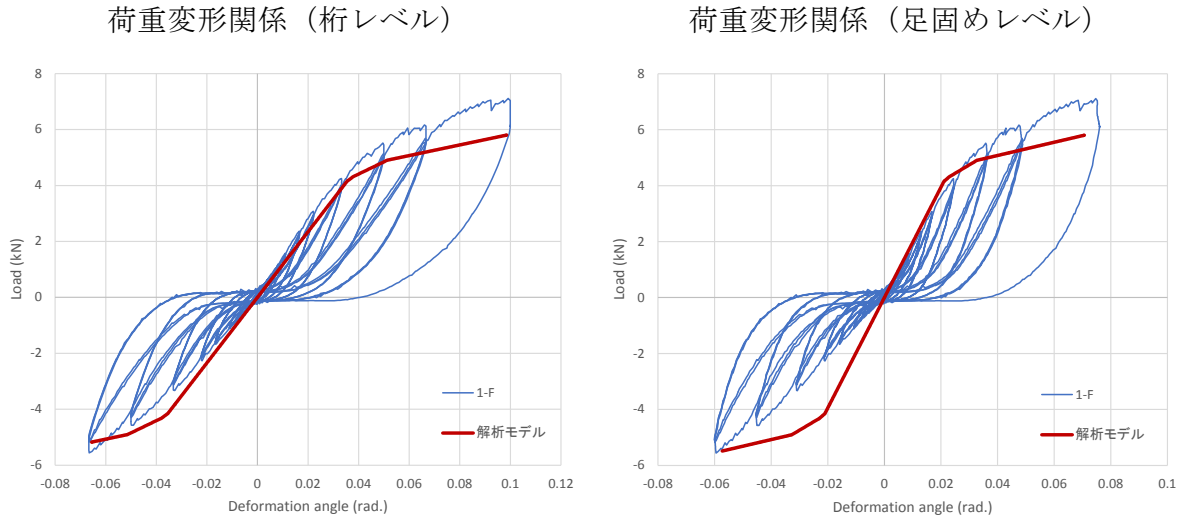


図 3.2.2-5 足固め 2P-F（試験体 1-F）の実験結果と解析結果

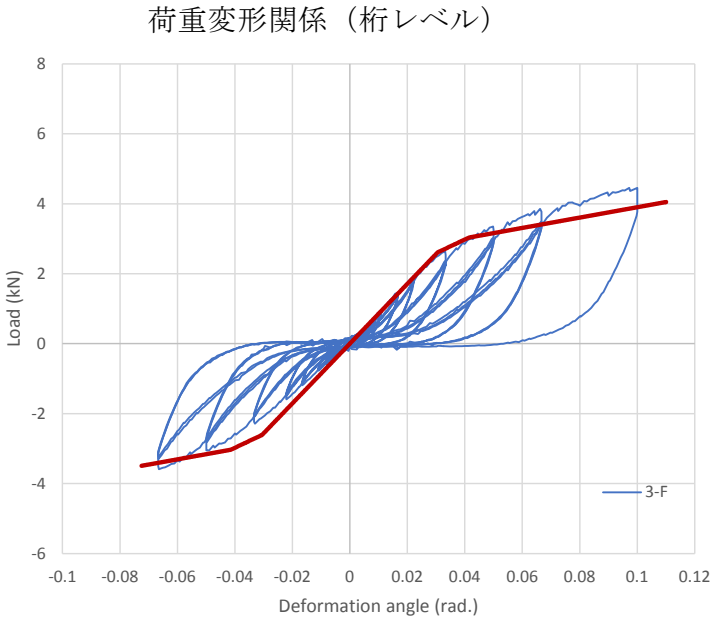


図 3.2.2-6 土台 1P-F（試験体 3-F）の実験結果と解析結果

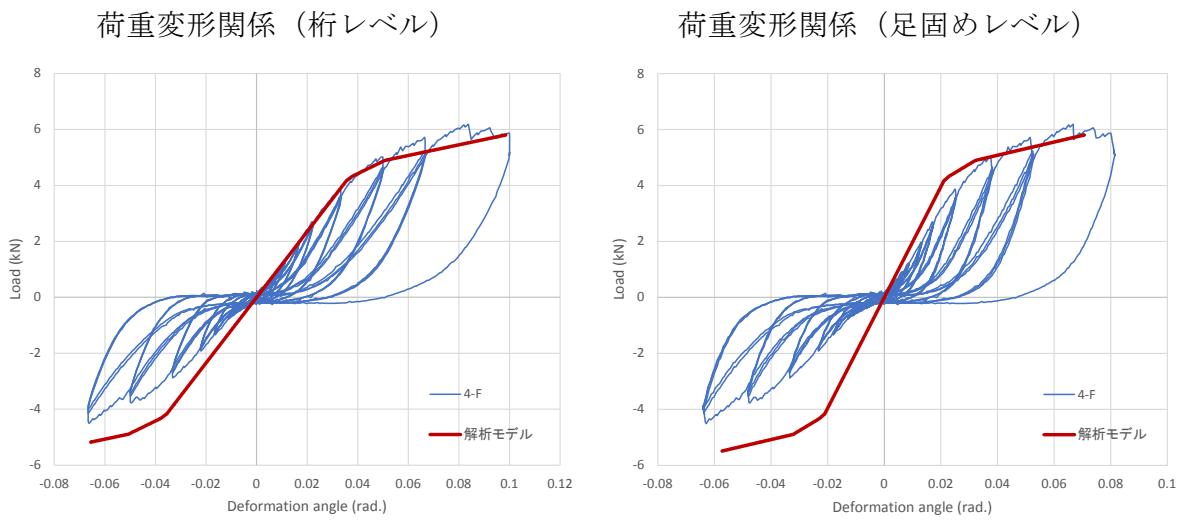


図 3.2.2-7 足固め 1P-F（試験体 4-F）の実験結果と解析結果

3.2.2.6 まとめ

壁試験体・フレーム試験体ともに、解析による荷重変形関係は実験結果とよく適合している。フレーム試験体の結果比較より、接合部の曲げ性能については精度よく評価できていると考えられる。

3.2.3　簡易モデルの検討

接合部は、納まりが異なった場合モデル化を変更する必要がある。また、同種の納まりにおいても部材寸法が変われば荷重変形関係も変化する。実験結果の接合部モデルを使用してパラメトリックスタディを行っても特殊解しか得られないこととなる。

そのため、パラメトリックスタディを行うための汎用性のある解析モデルとして接合部をピン接合として簡略化したモデル（簡易モデル）の解析を行う。

また、足固め仕様の試験体は実験を行うために柱脚を D ボルトで固定しているため回転バネを設定しているが、実際にはこのような納まりにはしないと考えられるため、柱頭・足固め接合部には回転・引張バネを考慮するが柱脚はピン接合としたモデル「柱脚ピンモデル」による解析を行う。

実験結果、詳細モデル、柱脚ピンモデル、簡易モデルについて検証を行い、簡易モデルが架構の性状を概ね反映していること、全体的に安全側であることを確認する。

3.2.3.1　簡易モデル

詳細モデルと異なる部分を以下に示す。

・土壁　　全壁 1P、全壁 2P、垂壁とも文化財指針の荷重変形関係を用いる。

・接合部　　ピン接合とする。

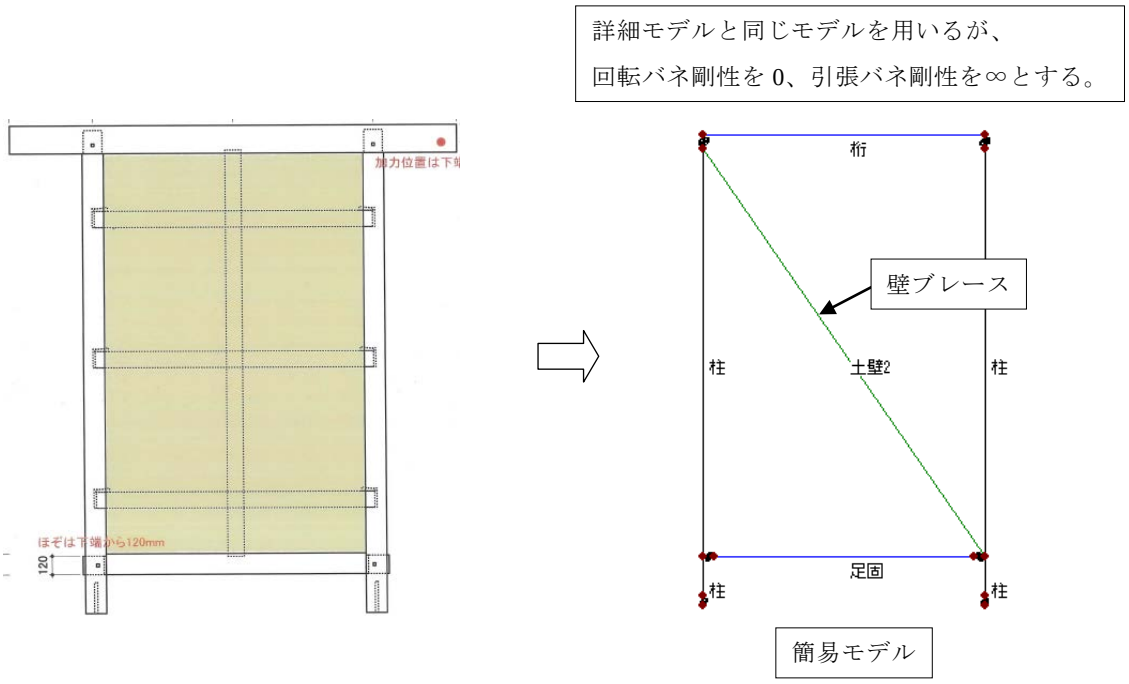


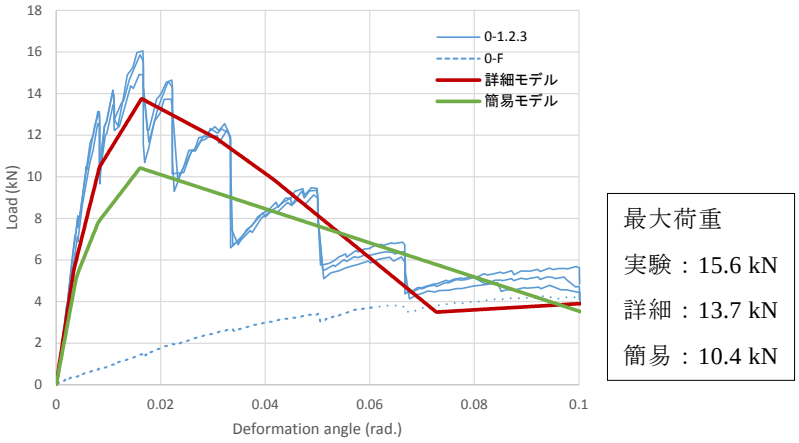
図 3.2.3-1 解析モデル図

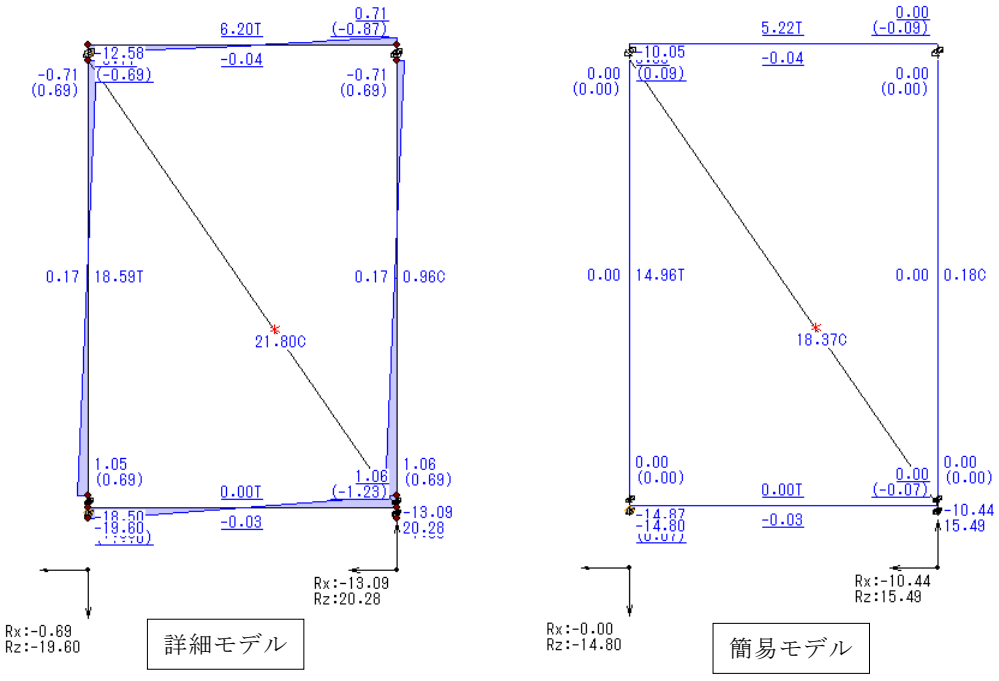
桁・足固めレベルの荷重変形関係（正加力のみ）と、最大荷重時応力図を示す。

（1）土台 2P-1

簡易モデルは、耐力は低めとなるが荷重変形関係の特徴は実験結果と適合している。詳細モデルと比較して、大変形時の耐力低下が小さい。

荷重変形関係（桁レベル）





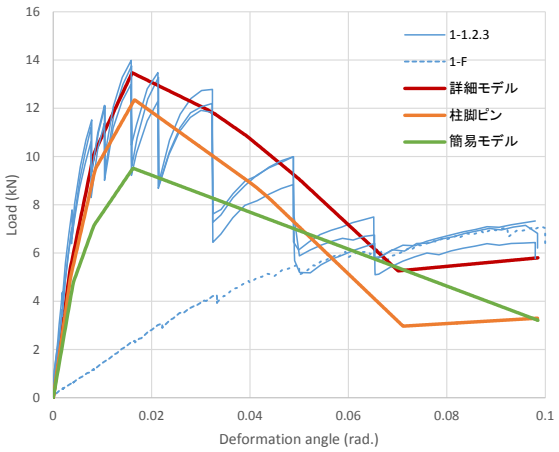
最大荷重時応力図（kN, kNm）

図 3.2.3-2 土台 2P-1（試験体 0）の実験結果と解析結果

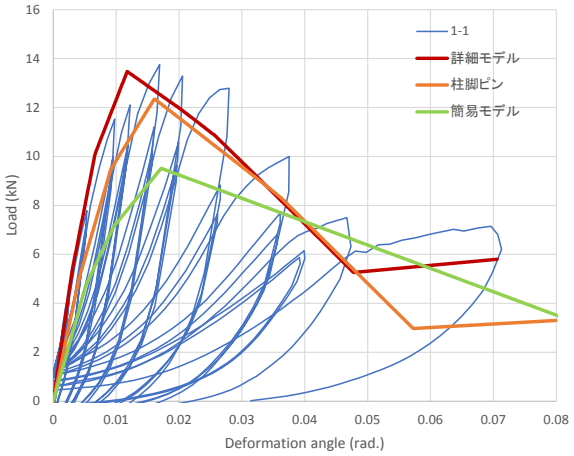
（2）足固め 2P

簡易モデルは、実験・詳細モデルの耐力の 7 割程度となる。荷重変形関係の特徴は詳細モデルと同様に大変形時に耐力がやや低下しているが、概ね相似形となった。

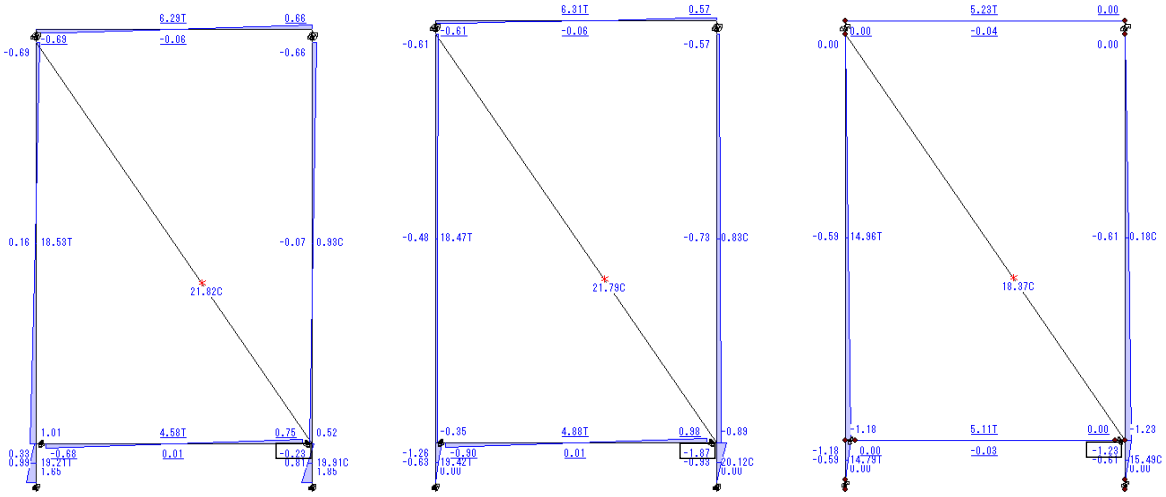
荷重変形関係（桁レベル）



荷重変形関係（足固めレベル）



最大荷重	最大荷重時柱曲げ
実験：13.6 kN	
詳細：13.5 kN	詳細：0.23 kNm
柱脚：12.3 kN	柱脚：1.87 kNm
簡易： 9.5 kN	簡易：1.23 kNm



詳細モデル　　柱脚ピン　　簡易モデル

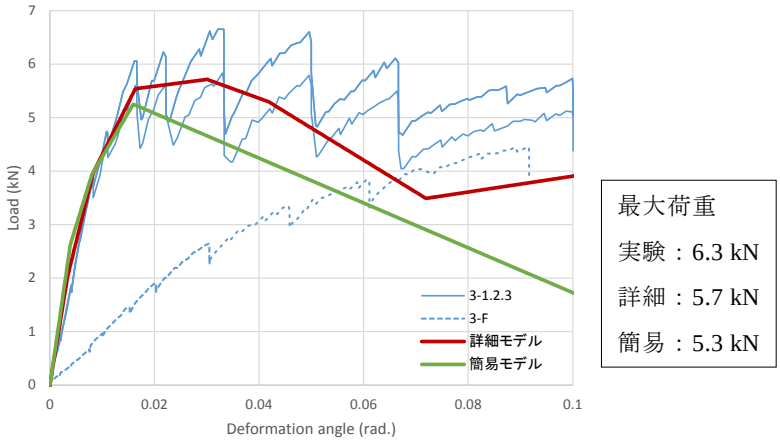
最大荷重時応力図（kN, kNm）

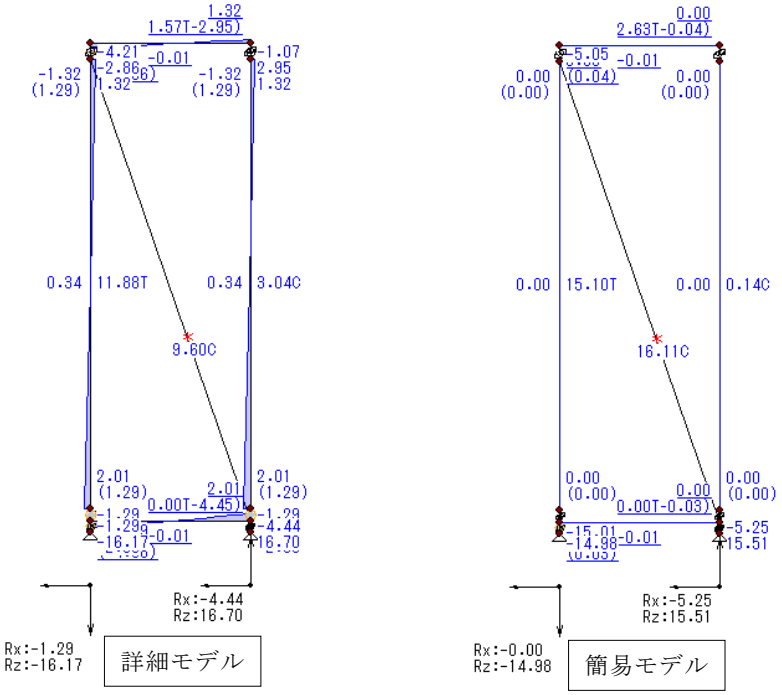
図 3.2.3-3 足固め 2P（試験体 1）の実験結果と解析結果

（3）土台 1P-1

簡易モデル・詳細モデルともに耐力は低めとなるが荷重変形関係の特徴は実験結果と概ね適合している。実験結果と比較して、最大耐力後の耐力低下が大きい。

荷重変形関係（桁レベル）





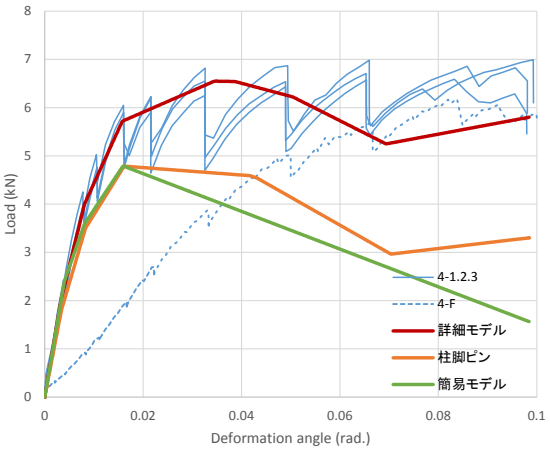
最大荷重時応力図（kN, kNm）

図 3.2.3-4 土台 1P（試験体 3）の実験結果と解析結果

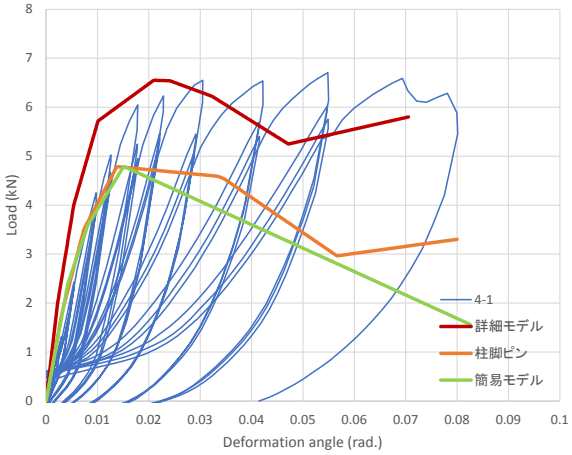
（4）足固め 1P

簡易モデルは、実験・詳細モデルの耐力の 7 割程度となる。実験・詳細モデルと比較して、最大耐力後の耐力低下がかなり大きい。

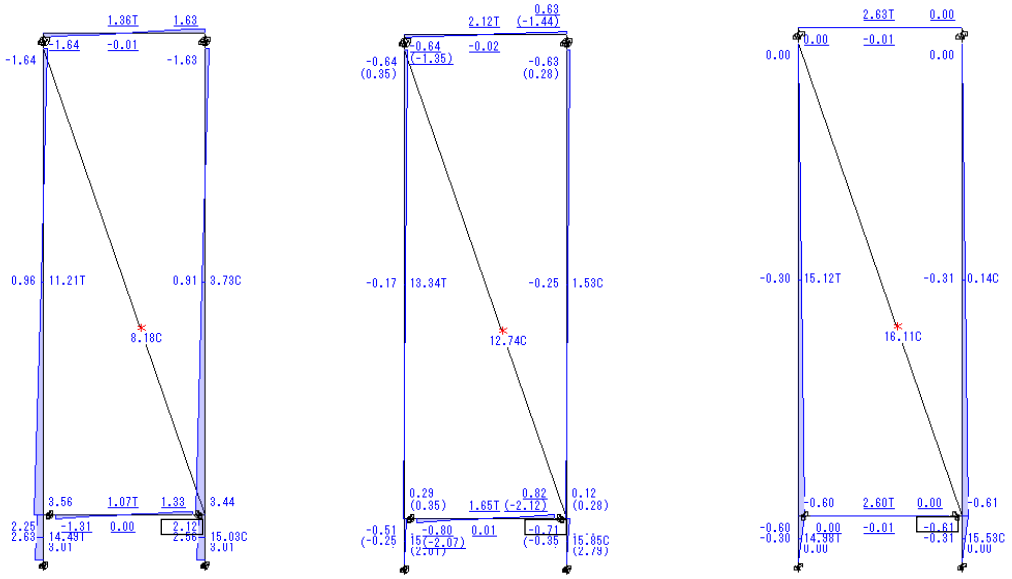
荷重変形関係（桁レベル）



荷重変形関係（足固めレベル）



最大荷重	最大荷重時柱曲げ
実験：6.9 kN	
詳細：6.6 kN	詳細：2.12 kNm
柱脚：4.8 kN	柱脚：0.71 kNm
簡易：4.8 kN	簡易：0.61 kNm



最大荷重時応力図（kN, kNm）

図 3.2.3-5 足固め 2P（試験体 4）の実験結果と解析結果

3.2.3.2　まとめ

表 3.2.3-1 に最大荷重の比較表を示す。土台仕様と足固め仕様の比較は以下の通り。

実験結果　　2P　：　土台仕様 ＞ 足固め仕様
　　1P　：　土台仕様 ＜ 足固め仕様
詳細モデル　2P, 1P とも：　土台仕様 ＜ 足固め仕様
柱脚ピン　2P, 1P とも：　土台仕様 ＞ 足固め仕様
簡易モデル　2P, 1P とも：　土台仕様 ＞ 足固め仕様

実験においては 2P と 1P で逆転している。また、詳細モデルでは足固め仕様の方が大きいが、柱脚ピンでは土台仕様の方が大きい。フレーム寄与分と足固めの柱脚回転剛性の影響であると考えられる。また、既往の実験 [1] より、土壁の破壊モードは 1P の場合曲げ破壊、2P の場合はせん断破壊となっている（図 3.2.3-6）。足固めと土台では土壁により圧縮を受ける隅部においてフレームの変形状態が異なるため、破壊モードに影響を与えた可能性も考えられる。

また、土台・足固め、1P・2P ともに

実験結果 ＞ 詳細モデル ＞ 柱脚ピン ＞ 簡易モデル となった。

表 3.2.3-1 最大荷重の比較　　（kN）

	実験結果	詳細モデル	柱脚ピン	簡易モデル
土台 2P-1	15.6	13.7	(13.7)	10.4
足固め 2P	13.6	13.5	12.3	9.5
土台 1P-1	6.3	5.7	(5.7)	5.3
足固め 1P	6.9	6.6	4.8	4.8

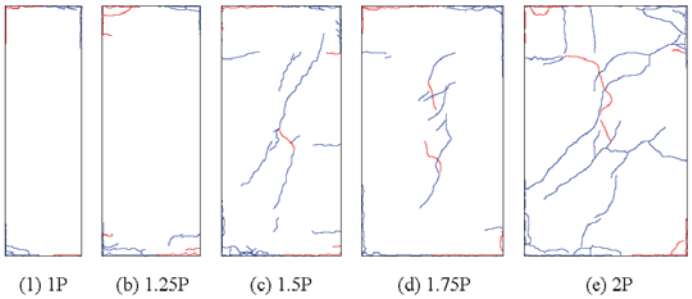


図 4 1/10rad 時のひび割れ図

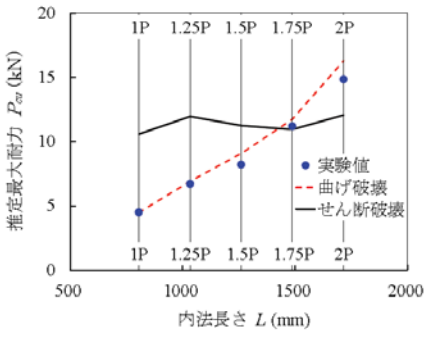


図 5 実験値と推定値の関係

図 3.2.3-6 壁長と破壊モード [1]

表 3.2.3-2、図 3.2.3-7 に足固め仕様における柱曲げモーメントの比較を示す。詳細モデルは柱脚の回転剛性の影響が大きいため柱脚ピン・簡易モデルと異なっている。柱脚ピンと簡易モデルについては、接合部回転バネの影響はあるが概ね同じような傾向となっている。足固め 2P については、柱脚ピンの方が簡易モデルと比較して最大耐力が大きいため、柱曲げモーメントも大きい。

表 3.2.3-2 足固め仕様における柱曲げモーメントの比較　（kNm）

		詳細モデル	柱脚ピン	簡易モデル
足固め 2P	最大耐力	13.5 kN	12.3 kN	9.5 kN
	最大耐力時	-0.23	-1.87	-1.23
	0.8Pmax 時	1.53	-1.39	-1.02
足固め 1P	最大耐力	6.6 kN	4.8 kN	4.8 kN
	最大耐力時	2.12	-0.71	-0.61
	0.8Pmax 時	2.62	-0.59	-0.45

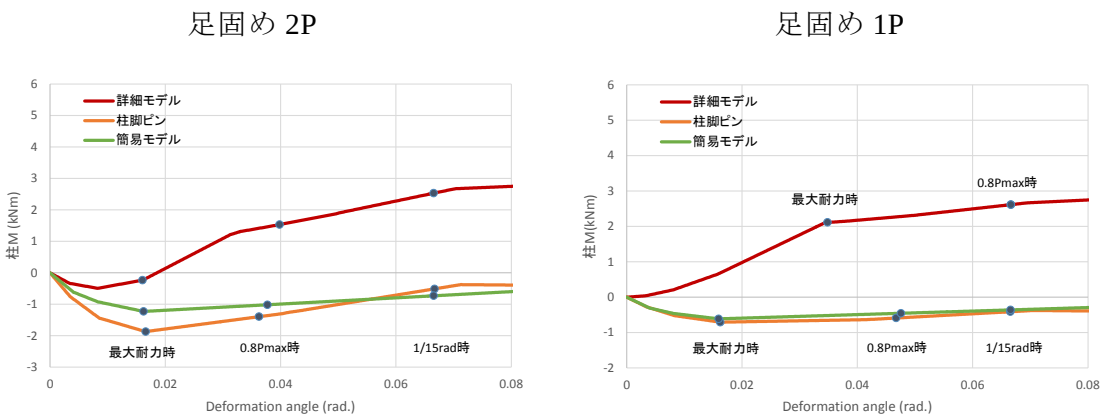


図 3.2.3-7 足固め仕様における柱曲げモーメントの比較

簡易モデルは詳細モデル・柱脚ピンと比較して耐力が小さく評価される。荷重変形関係が相似であり、柱脚ピンと比較して足固め下部の柱曲げモーメントの傾向も同じであるため、足固め仕様の壁の性能を確認するために簡易モデルを用いることは適切であると考えられる。

3.3　簡易モデルによる解析的検討

前項で作成した簡易モデルを用いて足固め仕様の壁の解析を行い、性能を確認する。また、土台仕様の壁耐力と比較を行う。

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. 6）
・解析方法　　変位増分解析
・壁　　ブレース置換（圧縮ブレース）
　　負勾配を考慮したマルチリニアモデル
　　文化財指針の荷重変形関係を用いる。
・柱・足固め　　軸・曲げ・せん断変形を考慮
　　ヤング係数 E＝7000 N/mm^2 、Fb＝22.2 N/mm^2 、Fs＝1.8 N/mm^2
・接合部　　ピン接合

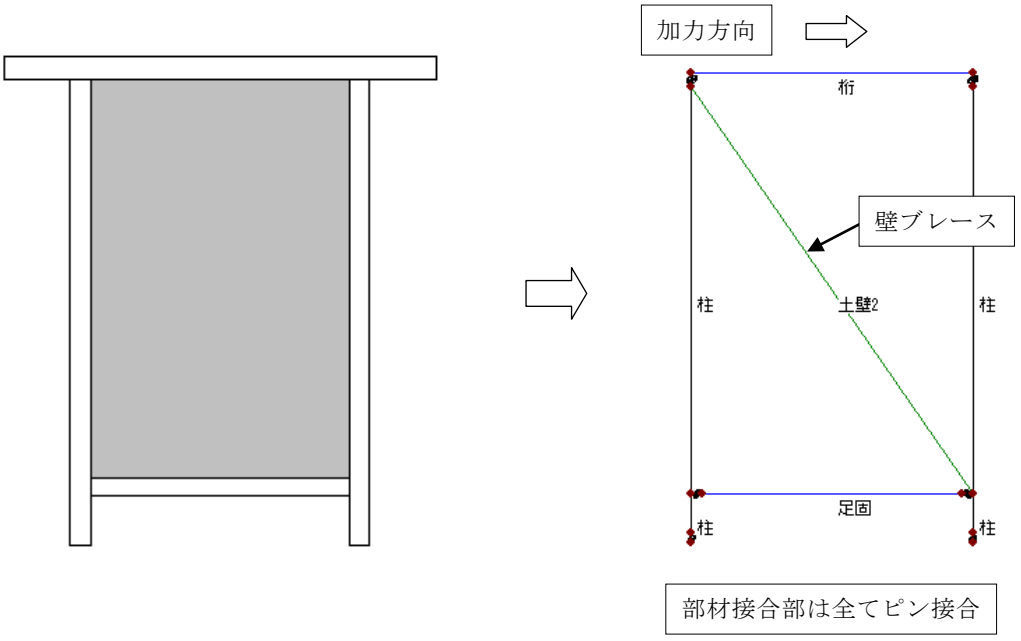


図 3.3.1-1 解析モデル図

3.3.1.2　解析パラメータ

解析パラメータは、柱小径、柱耐力、壁耐力、壁長、足固め高さとする。柱耐力は、足固め接合部の納まりによるもので、足固めが 2 方差し（フレーム方向のみに接合）と 4 方差し（フレーム方向・直交方向とも接合）している場合の断面欠損を考慮して柱の曲げ・せん断耐力を算定する。2 方差しを I 字、4 方差しを十字と表記する。

表 3.3.1-1 解析パラメータ

柱小径	120、135、150、180、210 mm
柱耐力	足固め接合部の柱の断面欠損：I 字、十字
壁耐力	1、2、3、4 kN/m
壁長	910、1820 mm
足固め高さ H1	250、375、500 mm

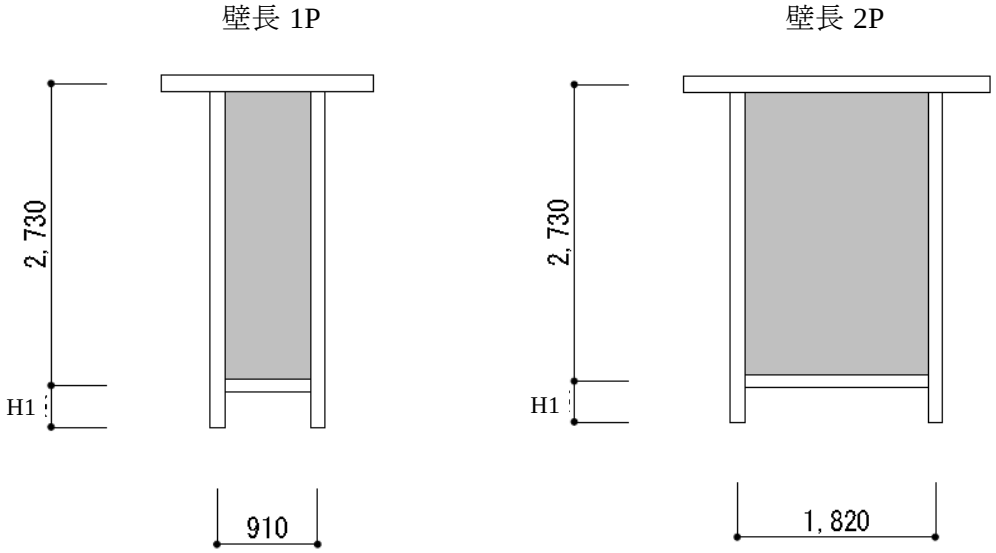


図 3.3.1-2 検討を行う構面

図 3.3.1-3 に柱の有効断面を、表 3.3.1-2 に柱耐力算定用の有効断面積を示す。柱の有効断面は実験の仕口と同じ形状とした。また、全ての柱小径で同じ形状とした。

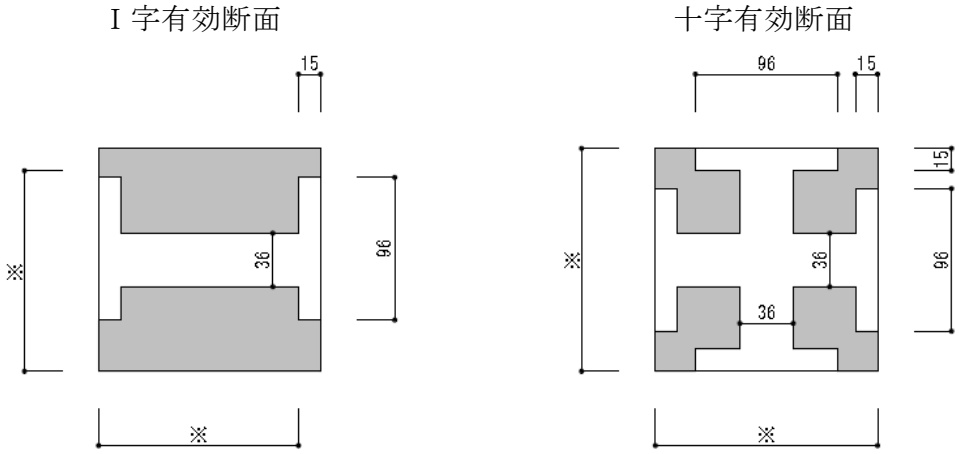


図 3.3.1-3 柱の断面欠損の設定

表 3.3.1-2 柱耐力算定用有効断面積

柱小径　　mm	120	135	150	180	210
断面積　　mm2	14400	18225	22500	32400	44100
断面係数　mm3	288000	410063	562500	972000	1543500
I字有効断面					
断面積　　mm2	8280	11565	15300	24120	34740
断面係数　mm3	146700	244638	372420	731100	1249843
断面積比	0.575	0.635	0.680	0.744	0.788
断面係数比	0.509	0.597	0.662	0.752	0.810
十字有効断面					
断面積　　mm2	5256	8001	11196	18936	28476
断面係数　mm3	139442	237306	365033	723635	1242326
断面積比	0.365	0.439	0.498	0.584	0.646
断面係数比	0.484	0.579	0.649	0.744	0.805

3.3.1.3　解析結果の検討

解析結果の検討は以下の方法で行った。

① 変位増分解析を行い、荷重変形曲線を作成する。その際、柱に生じる曲げ・せん断応力により柱が降伏するかを確認する。
② 荷重変形曲線から 4 指標を計算する。柱が降伏する場合についても、降伏するまでの荷重変形曲線から 4 指標を計算する。
③ 4 指標の最小値から壁倍率を算定し、土台仕様の場合の壁倍率に対する低減率を算定する。

柱降伏の検討については、柱両側に壁がある箇所を検討しているとみなして応力を 2 倍として検討する。解析においては、柱曲げ耐力・せん断耐力を 1/2 倍として設定する。

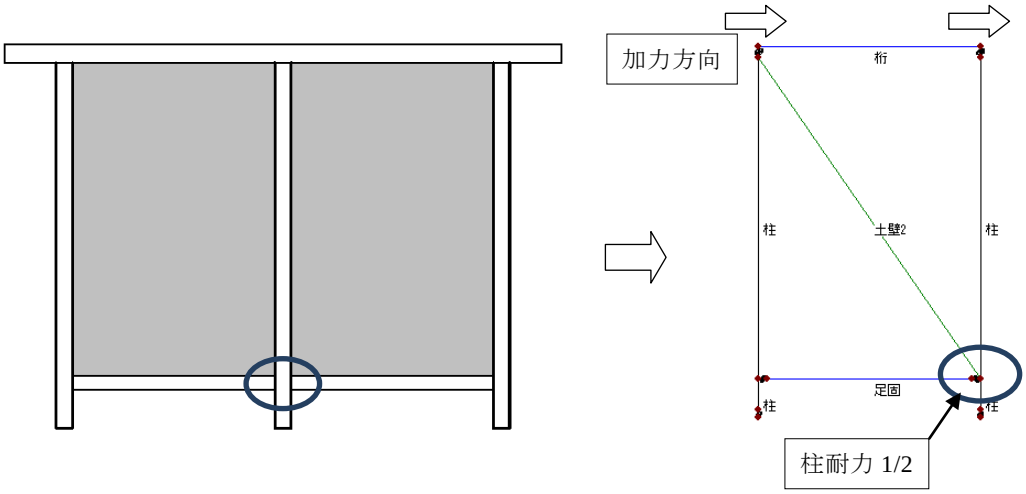


図 3.3.1-4 柱耐力の設定

建物において足固め位置は 1 階床となるため、足固め位置については 1 階床の質量による地震力が加わり、柱の応力が大きくなると考えられる。ただし、建物全体でみると、地震力は足固めで接合する全ての柱で負担するため、1 階床の地震力が加わったとしても当該柱の負担する水平力は小さくなると考えられる。

そのため、以下のように考えて水平力の加力は頂部のみとした。

① 1 階床の質量による地震力は他の柱に分散するため、検討構面の負担分は無視する。
② 上階からの水平力については、足固めレベルで常に他の柱へ伝達できるとは限らないため、安全側の検討として検討構面のみで処理する。

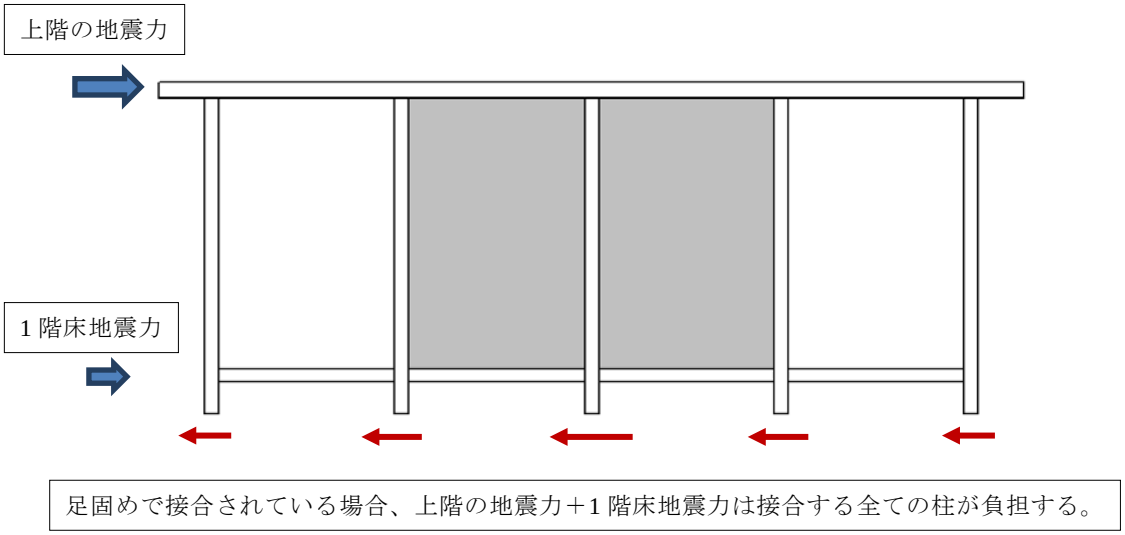


図 3.3.1-5 地震力の分担について

3.3.2　解析結果

3.3.2.1　荷重変形関係

図 3.3.2-1～3 に壁長 1P の荷重変形関係を、図 3.3.2-4～6 に壁長 2P の荷重変形関係を示す。荷重変形関係は柱が降伏しない状態の履歴を記載し、図中×印で柱の降伏位置を示す。

壁長 1P については柱の降伏は生じない。壁長 2P、壁強さ 3, 4 kN/m、柱小径 120, 135 において柱が降伏する。足固め高さ 250 においてはせん断降伏、足固め高さ 500 においては曲げ降伏が多い。

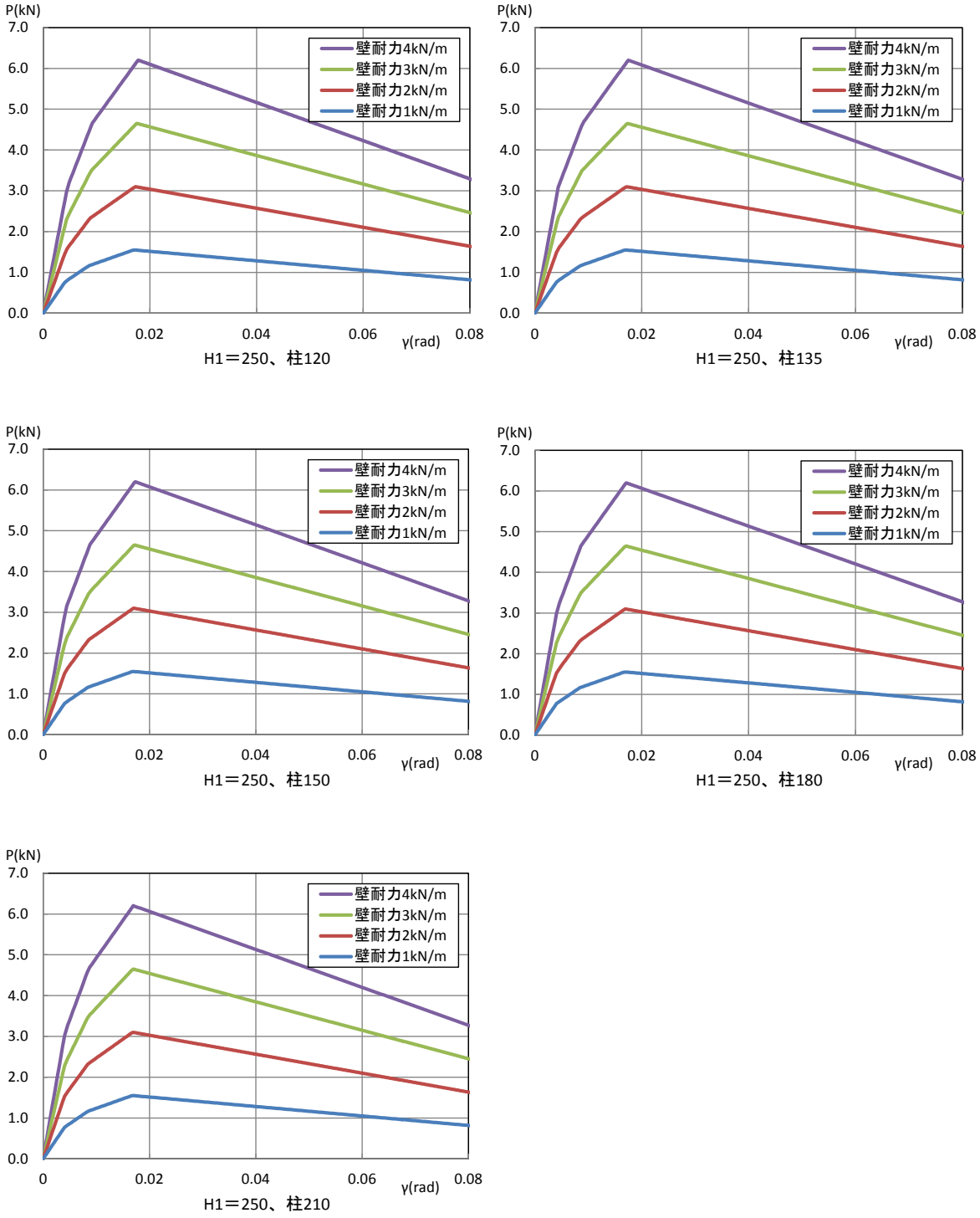


図 3.3.2-1 壁長 1P、足固め高さ H1＝250 の荷重変形関係

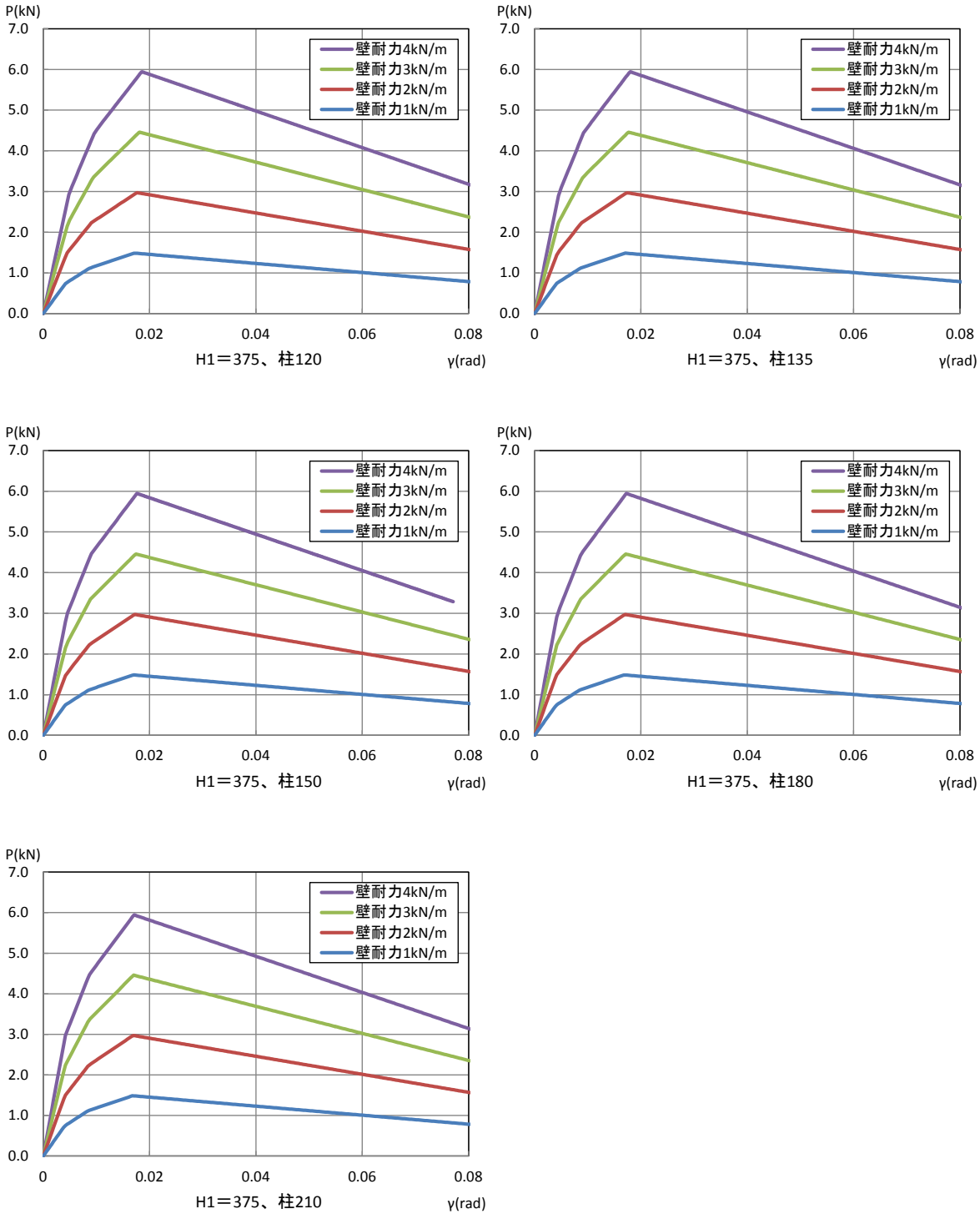


図 3.3.2-2 壁長 1P、足固め高さ H1＝375 の荷重変形関係

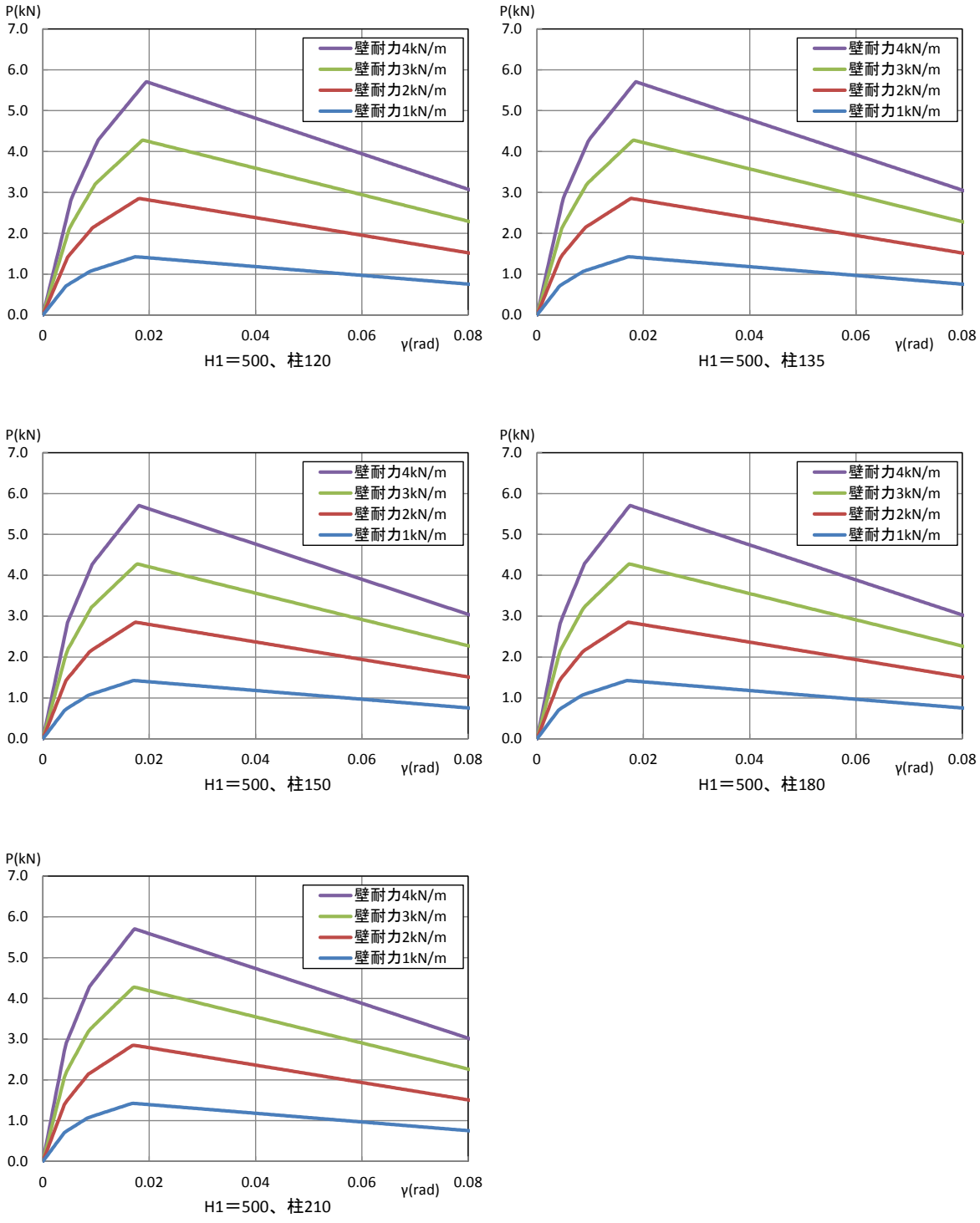


図 3.3.2-3 壁長 1P、足固め高さ H1＝500 の荷重変形関係

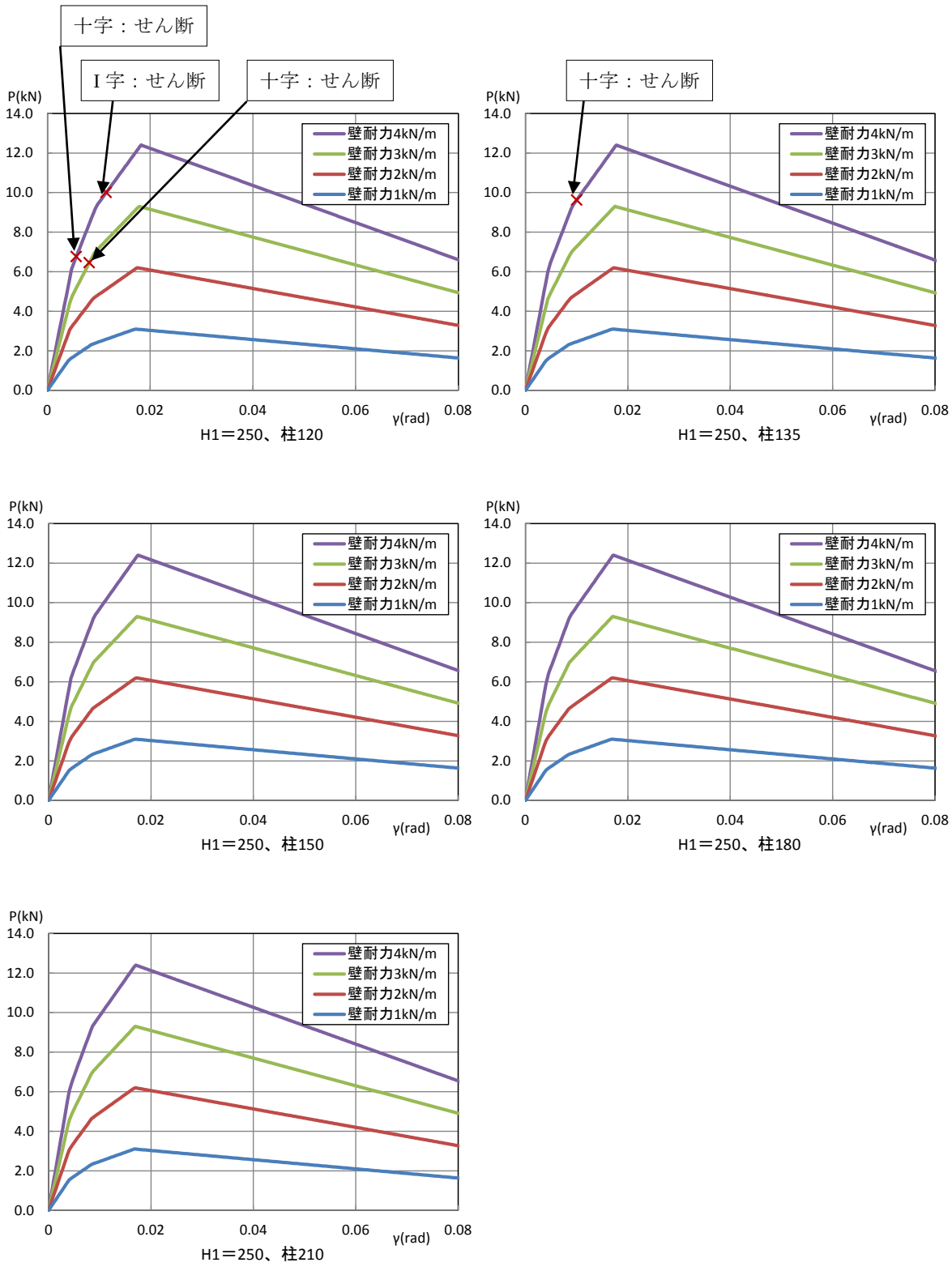


図 3.3.2-4 壁長 2P、足固め高さ H1＝250 の荷重変形関係

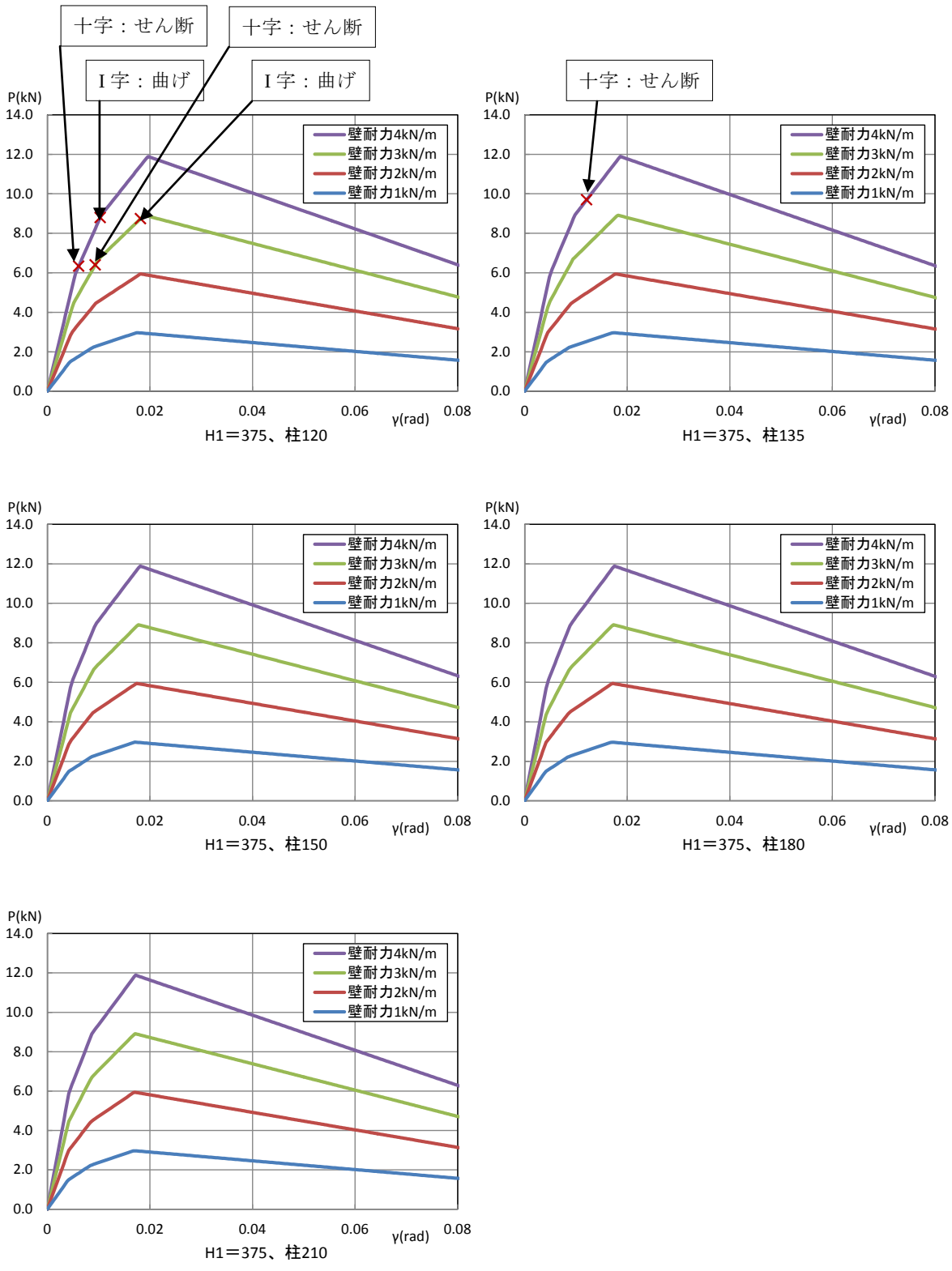


図 3.3.2-5 壁長 2P、足固め高さ H1＝375 の荷重変形関係

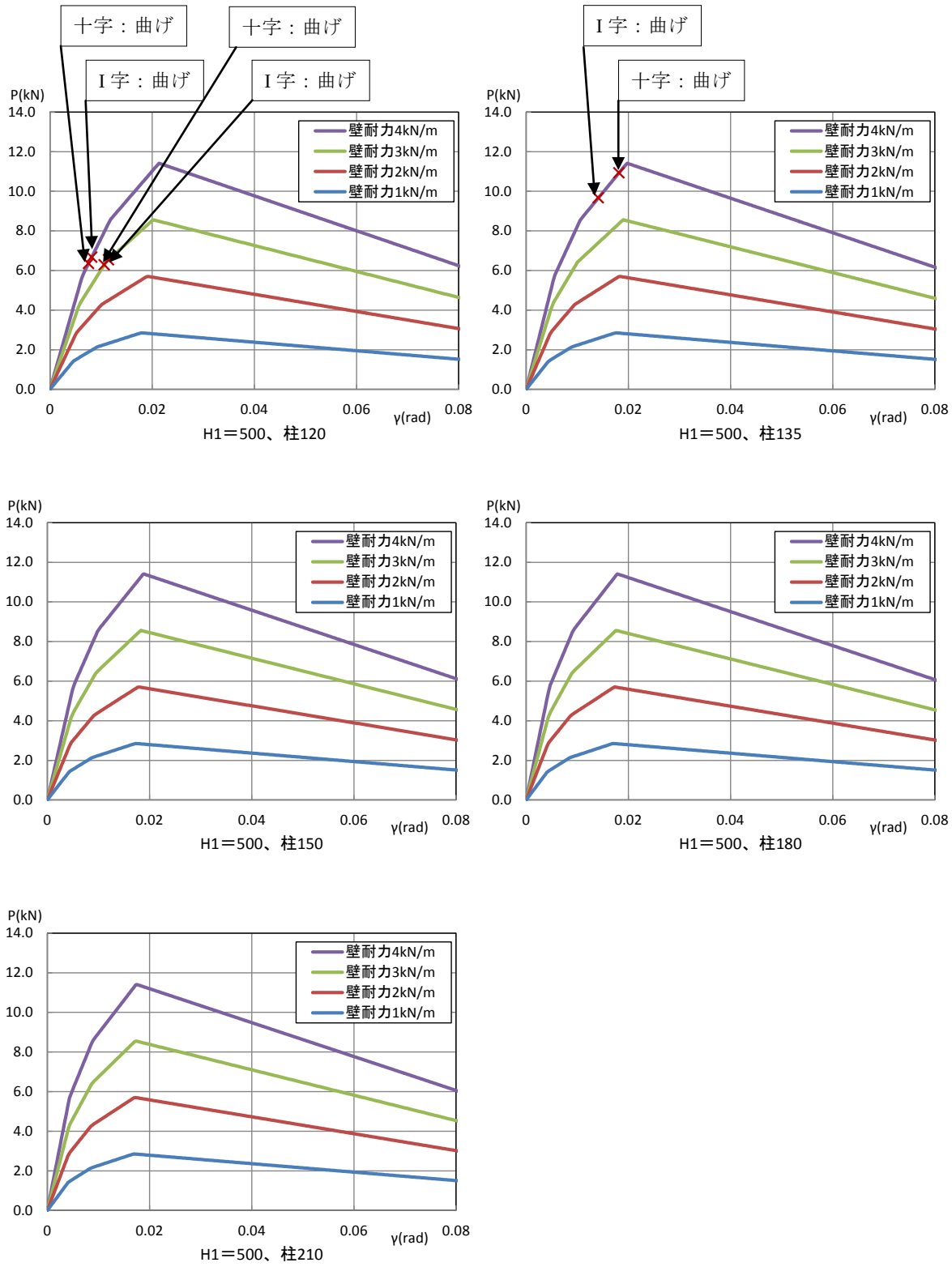


図 3.3.2-6 壁長 2P、足固め高さ H1＝500 の荷重変形関係

3.3.2.2　荷重変形関係の比較

図 3.3.2-7 に柱小径による荷重変形関係の比較を示す。足固め高さと壁耐力が同じ場合、柱小径による荷重変形関係の差は小さい。

図 3.3.2-8 に足固め高さによる荷重変形関係の比較を示す。足固め高さの違いによる荷重変形関係の比率は、壁耐力・柱小径が異なっても大きな違いは見られない。

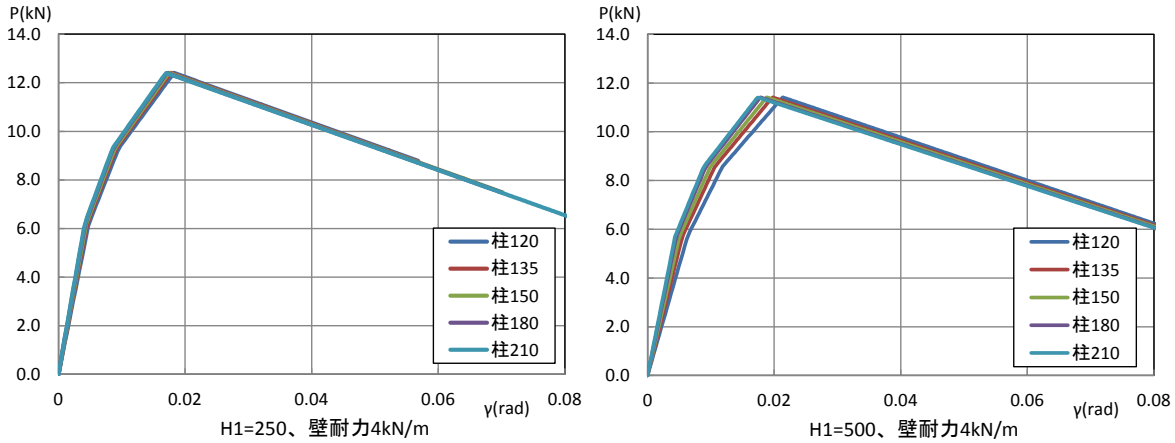


図 3.3.2-7 柱小径による荷重変形関係の比較（壁長 2P）

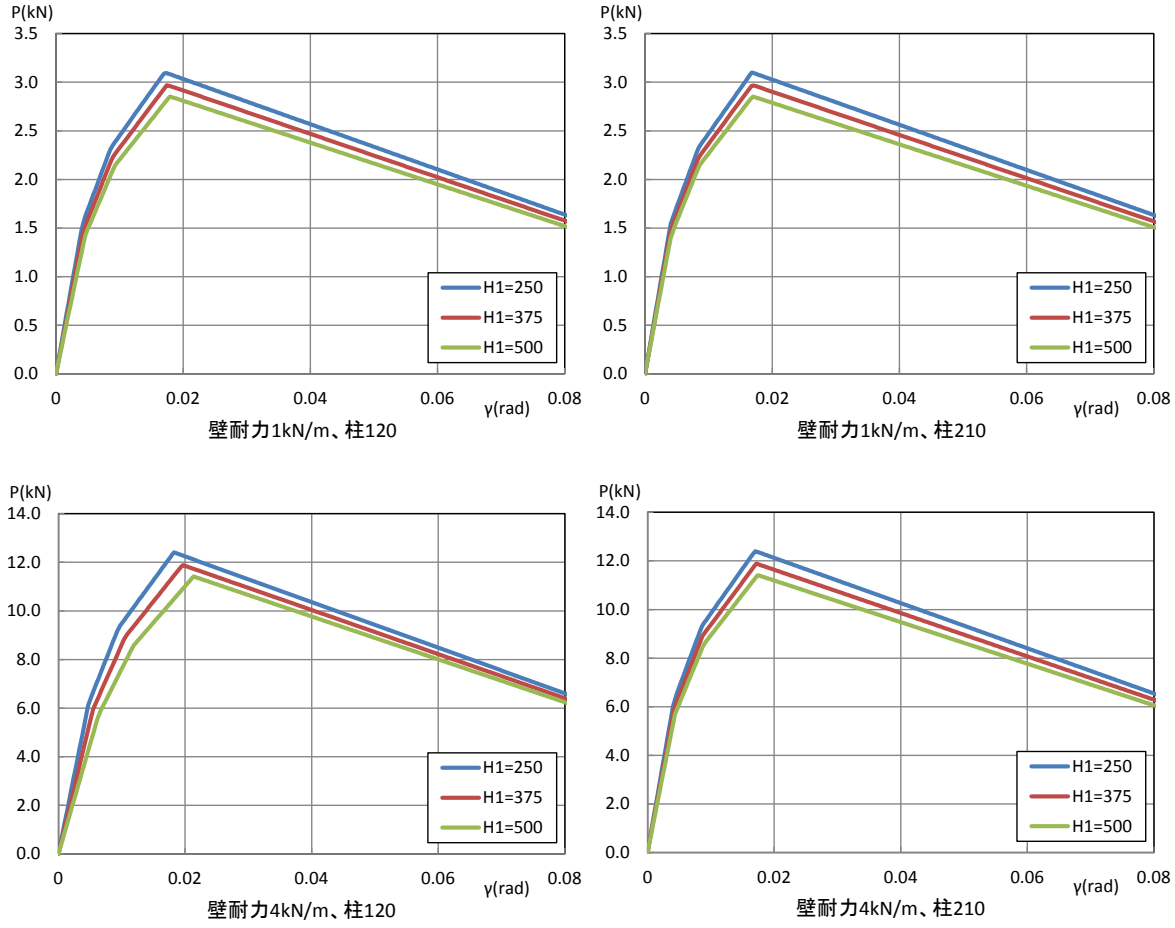


図 3.3.2-8 足固め高さによる荷重変形関係の比較（壁長 2P）

3.3.2.3　4 指標の計算値と低減率

表 3.3.2-1～3 に壁長 1P の検討結果を、表 3.3.2-4～6 に壁長 2P の検討結果（柱が降伏しない場合）を、表 3.3.2-7 に壁長 2P で柱降伏を考慮した場合の検討結果を示す。

表 3.3.2-1 壁長 1P、足固め高さ H1＝250 の検討結果

壁長さ mm	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910
柱小径 mm	120	135	150	180	210	120	135	150	180	210
足固め高 mm	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250
土壁強さ kN/m	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2
柱E N/mm2	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000
柱Fb N/mm2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2
Pmax kN	1.55	1.55	1.55	1.55	1.55	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10
Py kN	0.87	0.87	0.88	0.88	0.87	1.72	1.73	1.73	1.75	1.75
Pu kN	1.38	1.38	1.39	1.39	1.38	2.77	2.76	2.77	2.77	2.77
δv mm	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.009	0.008	0.008	0.008	0.009
δu mm	0.044	0.044	0.044	0.044	0.043	0.044	0.044	0.044	0.043	0.043
μ	5.216	5.167	5.156	5.133	5.422	4.994	5.251	5.180	5.145	5.108
Ds	0.326	0.327	0.328	0.329	0.319	0.334	0.324	0.327	0.328	0.329
2/3Pmax kN	1.03	1.03	1.03	1.03	1.03	2.07	2.07	2.07	2.07	2.07
0.2Pu/Ds kN	0.85	0.85	0.85	0.84	0.87	1.66	1.70	1.69	1.69	1.68
Py kN	0.87	0.87	0.88	0.88	0.87	1.72	1.73	1.73	1.75	1.75
P(1/120) kN	1.14	1.15	1.16	1.16	1.16	2.28	2.26	2.28	2.30	2.32
min kN	0.85	0.85	0.85	0.84	0.87	1.66	1.70	1.69	1.69	1.68
壁倍率	0.48	0.47	0.47	0.47	0.49	0.93	0.95	0.95	0.95	0.94
柱の折損 I字										
柱の折損 十字										
耐力(解析)	0.85	0.85	0.85	0.84	0.87	1.66	1.70	1.69	1.69	1.68
倍率(解析)	0.48	0.47	0.47	0.47	0.49	0.93	0.95	0.95	0.95	0.94
	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds
全壁耐力 kN	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82
足固め耐力/全壁	0.93	0.93	0.93	0.93	0.95	0.91	0.93	0.93	0.93	0.93

壁長さ mm	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910
柱小径 mm	120	135	150	180	210	120	135	150	180	210
足固め高 mm	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250
土壁強さ kN/m	3	3	3	3	3	4	4	4	4	4
柱E N/mm2	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000
柱Fb N/mm2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2
Pmax kN	4.65	4.65	4.65	4.65	4.65	6.20	6.20	6.20	6.20	6.20
Py kN	2.62	2.60	2.57	2.58	2.61	3.47	3.52	3.46	3.45	3.45
Pu kN	4.15	4.15	4.14	4.15	4.16	5.51	5.54	5.53	5.52	5.54
δv mm	0.009	0.009	0.008	0.009	0.008	0.009	0.009	0.009	0.008	0.009
δu mm	0.044	0.044	0.044	0.044	0.043	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044
μ	4.948	5.060	5.233	5.113	5.113	5.044	4.882	5.035	5.205	5.118
Ds	0.335	0.331	0.325	0.329	0.329	0.332	0.338	0.332	0.326	0.329
2/3Pmax kN	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	4.13	4.13	4.13	4.13	4.14
0.2Pu/Ds kN	2.48	2.51	2.55	2.52	2.53	3.32	3.28	3.33	3.39	3.37
Py kN	2.62	2.60	2.57	2.58	2.61	3.47	3.52	3.46	3.45	3.45
P(1/120) kN	3.34	3.41	3.37	3.42	3.45	4.34	4.47	4.54	4.53	4.58
min kN	2.48	2.51	2.55	2.52	2.53	3.32	3.28	3.33	3.39	3.37
壁倍率	1.39	1.40	1.43	1.41	1.42	1.86	1.84	1.87	1.90	1.89
柱の折損 I字										
柱の折損 十字										
耐力(解析)	2.48	2.51	2.55	2.52	2.53	3.32	3.28	3.33	3.39	3.37
倍率(解析)	1.39	1.40	1.43	1.41	1.42	1.86	1.84	1.87	1.90	1.89
	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds
全壁耐力 kN	2.73	2.73	2.73	2.73	2.73	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64
足固め耐力/全壁	0.91	0.92	0.93	0.92	0.93	0.91	0.90	0.92	0.93	0.93

表 3.3.2-2 壁長 1P、足固め高さ H1＝375 の検討結果

壁長さ mm	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910
柱小径 mm	120	135	150	180	210	120	135	150	180	210
足固め高 mm	375	375	375	375	375	375	375	375	375	375
土壁強さ kN/m	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2
柱E N/mm2	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000
柱Fb N/mm2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2
Pmax kN	1.48	1.49	1.48	1.48	1.48	2.97	2.97	2.97	2.97	2.97
Py kN	0.84	0.84	0.84	0.82	0.82	1.65	1.67	1.71	1.67	1.67
Pu kN	1.32	1.33	1.33	1.33	1.33	2.65	2.66	2.66	2.66	2.66
δv mm	0.009	0.009	0.009	0.008	0.008	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009
δu mm	0.044	0.043	0.044	0.044	0.043	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044
μ	5.116	5.023	5.062	5.245	5.219	5.007	4.869	4.870	5.032	5.010
Ds	0.329	0.332	0.331	0.325	0.325	0.333	0.338	0.338	0.332	0.333
2/3Pmax kN	0.99	0.99	0.99	0.99	0.99	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98
0.2Pu/Ds kN	0.81	0.80	0.80	0.82	0.82	1.59	1.57	1.58	1.60	1.60
Py kN	0.84	0.84	0.84	0.82	0.82	1.65	1.67	1.71	1.67	1.67
P(1/120) kN	1.09	1.10	1.10	1.11	1.11	2.12	2.14	2.17	2.20	2.21
min kN	0.81	0.80	0.80	0.82	0.82	1.59	1.57	1.58	1.60	1.60
壁倍率	0.45	0.45	0.45	0.46	0.46	0.89	0.88	0.88	0.90	0.90
柱の折損 I字										
柱の折損 十字										
耐力(解析)	0.81	0.80	0.80	0.82	0.82	1.59	1.57	1.58	1.60	1.60
倍率(解析)	0.45	0.45	0.45	0.46	0.46	0.89	0.88	0.88	0.90	0.90
	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds
全壁耐力 kN	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82
足固め耐力/全壁	0.88	0.88	0.88	0.90	0.90	0.87	0.86	0.87	0.88	0.88

壁長さ mm	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910
柱小径 mm	120	135	150	180	210	120	135	150	180	210
足固め高 mm	375	375	375	375	375	375	375	375	375	375
土壁強さ kN/m	3	3	3	3	3	4	4	4	4	4
柱E N/mm2	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000
柱Fb N/mm2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2
Pmax kN	4.46	4.46	4.46	4.46	4.46	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94
Py kN	2.50	2.54	2.49	2.51	2.48	3.28	3.32	3.40	3.36	3.35
Pu kN	3.98	3.98	3.99	3.99	3.97	5.30	5.33	5.31	5.33	5.32
δv mm	0.009	0.009	0.009	0.009	0.008	0.010	0.010	0.009	0.009	0.009
δu mm	0.045	0.044	0.044	0.044	0.044	0.045	0.044	0.044	0.044	0.044
μ	4.719	4.883	4.837	5.011	5.289	4.613	4.598	4.835	4.825	5.029
Ds	0.344	0.338	0.340	0.333	0.323	0.349	0.349	0.340	0.340	0.332
2/3Pmax kN	2.97	2.97	2.97	2.97	2.97	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96
0.2Pu/Ds kN	2.31	2.36	2.35	2.39	2.46	3.04	3.05	3.13	3.14	3.20
Py kN	2.50	2.54	2.49	2.51	2.48	3.28	3.32	3.40	3.36	3.35
P(1/120) kN	3.07	3.18	3.19	3.28	3.30	4.02	4.13	4.26	4.31	4.38
min kN	2.31	2.36	2.35	2.39	2.46	3.04	3.05	3.13	3.14	3.20
壁倍率	1.30	1.32	1.32	1.34	1.38	1.70	1.71	1.75	1.76	1.79
柱の折損 I字										
柱の折損 十字										
耐力(解析)	2.31	2.36	2.35	2.39	2.46	3.04	3.05	3.13	3.14	3.20
倍率(解析)	1.30	1.32	1.32	1.34	1.38	1.70	1.71	1.75	1.76	1.79
	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds
全壁耐力 kN	2.73	2.73	2.73	2.73	2.73	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64
足固め耐力/全壁	0.85	0.86	0.86	0.88	0.90	0.84	0.84	0.86	0.86	0.88

表 3.3.2-3 壁長 1P、足固め高さ H1＝500 の検討結果

壁長さ mm	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910
柱小径 mm	120	135	150	180	210	120	135	150	180	210
足固め高 mm	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
土壁強さ kN/m	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2
柱E N/mm2	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000
柱Fb N/mm2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2
Pmax kN	1.42	1.42	1.42	1.43	1.42	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85
Py kN	0.79	0.79	0.79	0.79	0.80	1.58	1.57	1.62	1.57	1.59
Pu kN	1.27	1.27	1.27	1.27	1.27	2.54	2.54	2.55	2.54	2.54
δv mm	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.009	0.009	0.009	0.008	0.008
δu mm	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.045	0.044	0.044	0.044	0.044
μ	5.270	5.145	5.330	5.202	5.215	4.768	5.034	4.984	5.324	5.306
Ds	0.324	0.328	0.322	0.326	0.326	0.342	0.332	0.334	0.322	0.323
2/3Pmax kN	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90
0.2Pu/Ds kN	0.78	0.77	0.79	0.78	0.78	1.49	1.53	1.53	1.58	1.57
Py kN	0.79	0.79	0.79	0.79	0.80	1.58	1.57	1.62	1.57	1.59
P(1/120) kN	1.03	1.04	1.04	1.05	1.06	1.98	2.01	2.07	2.07	2.10
min kN	0.78	0.77	0.79	0.78	0.78	1.49	1.53	1.53	1.57	1.57
壁倍率	0.44	0.43	0.44	0.44	0.44	0.83	0.86	0.86	0.88	0.88
柱の折損 I字										
柱の折損 十字										
耐力(解析)	0.78	0.77	0.79	0.78	0.78	1.49	1.53	1.53	1.57	1.57
倍率(解析)	0.44	0.43	0.44	0.44	0.44	0.83	0.86	0.86	0.88	0.88
	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds
全壁耐力 kN	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82
足固め耐力/全壁	0.86	0.85	0.87	0.86	0.86	0.82	0.84	0.84	0.86	0.87

壁長さ mm	910	910	910	910	910	910	910	910	910	910
柱小径 mm	120	135	150	180	210	120	135	150	180	210
足固め高 mm	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
土壁強さ kN/m	3	3	3	3	3	4	4	4	4	4
柱E N/mm2	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000
柱Fb N/mm2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2
Pmax kN	4.28	4.28	4.28	4.28	4.28	5.71	5.71	5.71	5.71	5.71
Py kN	2.39	2.41	2.39	2.43	2.36	3.16	3.21	3.17	3.26	3.16
Pu kN	3.80	3.84	3.82	3.82	3.80	5.07	5.09	5.10	5.11	5.09
δv mm	0.010	0.010	0.009	0.009	0.008	0.010	0.010	0.009	0.009	0.009
δu mm	0.045	0.045	0.044	0.044	0.044	0.046	0.045	0.044	0.044	0.044
μ	4.655	4.558	4.854	4.997	5.334	4.481	4.601	4.711	4.788	5.094
Ds	0.347	0.351	0.339	0.333	0.322	0.354	0.349	0.345	0.341	0.330
2/3Pmax kN	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	3.80	3.80	3.81	3.81	3.80
0.2Pu/Ds kN	2.19	2.19	2.25	2.29	2.36	2.86	2.91	2.96	3.00	3.09
Py kN	2.39	2.41	2.39	2.43	2.36	3.16	3.21	3.17	3.26	3.16
P(1/120) kN	2.85	2.96	3.00	3.11	3.11	3.67	3.87	3.98	4.10	4.20
min kN	2.19	2.19	2.25	2.29	2.36	2.86	2.91	2.96	3.00	3.09
壁倍率	1.23	1.23	1.26	1.29	1.32	1.60	1.63	1.66	1.68	1.73
柱の折損 I字										
柱の折損 十字										
耐力(解析)	2.19	2.19	2.25	2.29	2.36	2.86	2.91	2.96	3.00	3.09
倍率(解析)	1.23	1.23	1.26	1.29	1.32	1.60	1.63	1.66	1.68	1.73
	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds
全壁耐力 kN	2.73	2.73	2.73	2.73	2.73	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64
足固め耐力/全壁	0.80	0.80	0.83	0.84	0.86	0.79	0.80	0.81	0.82	0.85

表 3.3.2-4 壁長 2P、足固め高さ H1＝250 の検討結果

壁長さ mm	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820
柱小径 mm	120	135	150	180	210	120	135	150	180	210
足固め高 mm	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250
土壁強さ kN/m	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2
柱E N/mm2	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000
柱Fb N/mm2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2
Pmax kN	3.10	3.10	3.10	3.10	3.10	6.20	6.20	6.20	6.19	6.19
Py kN	1.72	1.75	1.73	1.75	1.74	3.41	3.41	3.43	3.47	3.45
Pu kN	2.76	2.76	2.77	2.77	2.76	5.52	5.51	5.52	5.54	5.55
δv mm	0.008	0.008	0.009	0.009	0.008	0.009	0.008	0.008	0.008	0.009
δu mm	0.044	0.044	0.044	0.044	0.043	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044
μ	5.246	5.204	5.149	5.109	5.378	5.080	5.293	5.208	5.140	5.040
Ds	0.325	0.326	0.328	0.329	0.320	0.330	0.323	0.326	0.328	0.332
2/3Pmax kN	2.06	2.07	2.06	2.07	2.07	4.13	4.13	4.13	4.13	4.13
0.2Pu/Ds kN	1.70	1.70	1.69	1.68	1.72	3.34	3.41	3.39	3.37	3.35
Py kN	1.72	1.75	1.73	1.75	1.74	3.41	3.41	3.43	3.47	3.45
P(1/120) kN	2.25	2.28	2.30	2.32	2.33	4.47	4.57	4.52	4.59	4.63
min kN	1.70	1.70	1.69	1.68	1.72	3.34	3.41	3.39	3.37	3.35
壁倍率	0.48	0.48	0.47	0.47	0.48	0.94	0.96	0.95	0.95	0.94
柱の折損 I字										
柱の折損 十字										
耐力(解析)	1.70	1.70	1.69	1.68	1.72	3.34	3.41	3.39	3.37	3.35
倍率(解析)	0.48	0.48	0.47	0.47	0.48	0.94	0.96	0.95	0.95	0.94
	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds
全壁耐力 kN	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64
足固め/全壁耐力	0.93	0.93	0.93	0.93	0.95	0.92	0.94	0.93	0.93	0.92

壁長さ mm	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820
柱小径 mm	120	135	150	180	210	120	135	150	180	210
足固め高 mm	250	250	250	250	250	250	250	250	250	250
土壁強さ kN/m	3	3	3	3	3	4	4	4	4	4
柱E N/mm2	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000
柱Fb N/mm2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2
Pmax kN	9.30	9.30	9.30	9.30	9.30	12.41	12.41	12.41	12.40	12.40
Py kN	5.21	5.23	5.13	5.19	5.14	6.88	6.88	6.91	7.01	6.99
Pu kN	8.31	8.32	8.31	8.29	8.32	11.07	11.04	11.03	11.08	11.05
δv mm	0.009	0.009	0.009	0.008	0.009	0.010	0.009	0.009	0.009	0.008
δu mm	0.044	0.044	0.044	0.044	0.044	0.045	0.044	0.044	0.044	0.044
μ	4.759	4.869	4.965	5.214	5.082	4.650	4.974	5.137	5.023	5.227
Ds	0.343	0.338	0.335	0.326	0.330	0.347	0.334	0.328	0.332	0.325
2/3Pmax kN	6.20	6.20	6.20	6.20	6.20	8.27	8.27	8.27	8.27	8.27
0.2Pu/Ds kN	4.85	4.92	4.97	5.09	5.04	6.38	6.60	6.72	6.67	6.80
Py kN	5.21	5.23	5.13	5.19	5.14	6.88	6.88	6.91	7.01	6.99
P(1/120) kN	6.46	6.69	6.82	6.81	6.89	8.53	8.70	8.96	8.98	9.12
min kN	4.85	4.92	4.97	5.09	5.04	6.38	6.60	6.72	6.67	6.80
壁倍率	1.36	1.38	1.39	1.43	1.41	1.79	1.85	1.88	1.87	1.91
柱の折損 I字						せん断				
柱の折損 十字	せん断					せん断	せん断			
耐力(解析)	4.85	4.92	4.97	5.09	5.04	6.38	6.60	6.72	6.67	6.80
倍率(解析)	1.36	1.38	1.39	1.43	1.41	1.79	1.85	1.88	1.87	1.91
	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds
全壁耐力 kN	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46	7.28	7.28	7.28	7.28	7.28
足固め/全壁耐力	0.89	0.90	0.91	0.93	0.92	0.88	0.91	0.92	0.92	0.93

表 3.3.2-5 壁長 2P、足固め高さ H1＝375 の検討結果

壁長さ mm	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820
柱小径 mm	120	135	150	180	210	120	135	150	180	210
足固め高 mm	375	375	375	375	375	375	375	375	375	375
土壁強さ kN/m	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2
柱E N/mm2	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000
柱Fb N/mm2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2
Pmax kN	2.97	2.97	2.97	2.97	2.96	5.94	5.94	5.95	5.94	5.94
Py kN	1.64	1.68	1.68	1.65	1.66	3.31	3.28	3.32	3.36	3.37
Pu kN	2.65	2.65	2.66	2.65	2.65	5.30	5.29	5.32	5.32	5.32
δv mm	0.009	0.009	0.009	0.008	0.008	0.009	0.009	0.009	0.009	0.009
δu mm	0.044	0.044	0.043	0.044	0.044	0.045	0.044	0.044	0.044	0.044
μ	4.997	5.094	5.024	5.312	5.322	4.739	5.019	4.860	5.016	5.064
Ds	0.333	0.330	0.332	0.322	0.322	0.343	0.333	0.339	0.333	0.331
2/3Pmax kN	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98	3.96	3.96	3.96	3.96	3.96
0.2Pu/Ds kN	1.59	1.61	1.60	1.64	1.64	3.09	3.18	3.14	3.20	3.21
Py kN	1.64	1.68	1.68	1.65	1.66	3.31	3.28	3.32	3.36	3.37
P(1/120) kN	2.14	2.16	2.19	2.21	2.22	4.15	4.23	4.52	4.38	4.41
min kN	1.59	1.61	1.60	1.64	1.64	3.09	3.18	3.14	3.20	3.21
壁倍率	0.45	0.45	0.45	0.46	0.46	0.87	0.89	0.88	0.90	0.90
柱の折損 I字										
柱の折損 十字										
耐力(解析)	1.59	1.61	1.60	1.64	1.64	3.09	3.18	3.14	3.20	3.21
倍率(解析)	0.45	0.45	0.45	0.46	0.46	0.87	0.89	0.88	0.90	0.90
	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds
全壁耐力 kN	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64
足固め/全壁耐力	0.87	0.88	0.88	0.90	0.90	0.85	0.87	0.86	0.88	0.88

壁長さ mm	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820
柱小径 mm	120	135	150	180	210	120	135	150	180	210
足固め高 mm	375	375	375	375	375	375	375	375	375	375
土壁強さ kN/m	3	3	3	3	3	4	4	4	4	4
柱E N/mm2	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000
柱Fb N/mm2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2
Pmax kN	8.91	8.91	8.91	8.91	8.92	11.88	11.89	11.88	11.89	11.89
Py kN	4.98	4.99	5.01	5.00	5.01	6.55	6.58	6.63	6.67	6.71
Pu kN	7.92	7.95	7.97	7.94	7.98	10.55	10.57	10.62	10.61	10.58
δv mm	0.010	0.009	0.009	0.009	0.009	0.010	0.010	0.010	0.009	0.009
δu mm	0.045	0.045	0.044	0.044	0.044	0.046	0.045	0.045	0.044	0.045
μ	4.651	4.751	4.779	5.131	5.010	4.424	4.687	4.701	4.937	5.206
Ds	0.347	0.343	0.342	0.329	0.333	0.357	0.346	0.345	0.336	0.326
2/3Pmax kN	5.94	5.94	5.94	5.94	5.94	7.92	7.93	7.92	7.93	7.93
0.2Pu/Ds kN	4.56	4.63	4.66	4.83	4.79	5.91	6.12	6.16	6.32	6.49
Py kN	4.98	4.99	5.01	5.00	5.01	6.55	6.58	6.63	6.67	6.71
P(1/120) kN	5.96	6.24	6.34	6.45	6.57	7.66	7.96	8.19	8.45	8.69
min kN	4.56	4.63	4.66	4.83	4.79	5.91	6.12	6.16	6.32	6.49
壁倍率	1.28	1.30	1.31	1.35	1.34	1.66	1.71	1.73	1.77	1.82
柱の折損 I字	曲げ					曲げ				
柱の折損 十字	せん断					せん断	せん断			
耐力(解析)	4.56	4.63	4.66	4.83	4.79	5.91	6.12	6.16	6.32	6.49
倍率(解析)	1.28	1.30	1.31	1.35	1.34	1.66	1.71	1.73	1.77	1.82
	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds
全壁耐力 kN	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46	7.28	7.28	7.28	7.28	7.28
足固め/全壁耐力	0.84	0.85	0.85	0.89	0.88	0.81	0.84	0.85	0.87	0.89

表 3.3.2-6 壁長 2P、足固め高さ H1＝500 の検討結果

壁長さ mm	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820
柱小径 mm	120	135	150	180	210	120	135	150	180	210
足固め高 mm	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
土壁強さ kN/m	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2
柱E N/mm2	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000
柱Fb N/mm2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2
Pmax kN	2.85	2.85	2.85	2.85	2.85	5.70	5.70	5.70	5.71	5.70
Py kN	1.59	1.63	1.59	1.60	1.61	3.13	3.24	3.16	3.20	3.15
Pu kN	2.53	2.55	2.55	2.54	2.56	5.08	5.09	5.09	5.10	5.07
δv mm	0.009	0.009	0.009	0.008	0.009	0.010	0.010	0.009	0.009	0.008
δu mm	0.045	0.044	0.044	0.044	0.044	0.046	0.045	0.044	0.044	0.044
μ	5.025	4.823	4.919	5.206	4.970	4.529	4.688	4.832	4.950	5.313
Ds	0.332	0.340	0.336	0.326	0.334	0.352	0.346	0.340	0.335	0.322
2/3Pmax kN	1.90	1.90	1.90	1.90	1.90	3.80	3.80	3.80	3.80	3.80
0.2Pu/Ds kN	1.52	1.50	1.52	1.56	1.53	2.88	2.95	3.00	3.04	3.15
Py kN	1.59	1.63	1.59	1.60	1.61	3.13	3.24	3.16	3.20	3.15
P(1/120) kN	2.01	2.04	2.08	2.10	2.11	3.78	3.90	4.07	4.15	4.15
min kN	1.52	1.50	1.52	1.56	1.53	2.88	2.95	3.00	3.04	3.15
壁倍率	0.43	0.42	0.43	0.44	0.43	0.81	0.83	0.84	0.85	0.88
柱の折損 I字										
柱の折損 十字										
耐力(解析)	1.52	1.50	1.52	1.56	1.53	2.88	2.95	3.00	3.04	3.15
倍率(解析)	0.43	0.42	0.43	0.44	0.43	0.81	0.83	0.84	0.85	0.88
	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds
全壁耐力 kN	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	3.64	3.64	3.64	3.64	3.64
足固め/全壁耐力	0.84	0.83	0.83	0.86	0.84	0.79	0.81	0.82	0.84	0.86

壁長さ mm	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820
柱小径 mm	120	135	150	180	210	120	135	150	180	210
足固め高 mm	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
土壁強さ kN/m	3	3	3	3	3	4	4	4	4	4
柱E N/mm2	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000
柱Fb N/mm2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2
Pmax kN	8.56	8.56	8.56	8.56	8.55	11.42	11.41	11.41	11.42	11.41
Py kN	4.80	4.76	4.83	4.82	4.76	6.34	6.31	6.30	6.38	6.26
Pu kN	7.61	7.63	7.63	7.66	7.67	10.17	10.13	10.15	10.16	10.15
δv mm	0.011	0.010	0.010	0.009	0.009	0.012	0.011	0.010	0.009	0.009
δu mm	0.046	0.045	0.045	0.044	0.044	0.047	0.046	0.045	0.044	0.044
μ	4.208	4.489	4.689	4.791	4.884	3.876	4.382	4.615	4.911	5.169
Ds	0.367	0.354	0.345	0.341	0.338	0.385	0.359	0.349	0.337	0.327
2/3Pmax kN	5.70	5.71	5.71	5.71	5.70	7.61	7.61	7.61	7.61	7.60
0.2Pu/Ds kN	4.15	4.31	4.42	4.49	4.54	5.28	5.65	5.82	6.04	6.20
Py kN	4.80	4.76	4.83	4.82	4.76	6.34	6.31	6.30	6.38	6.26
P(1/120) kN	5.40	5.73	5.82	6.08	6.24	6.68	7.32	7.58	8.09	8.24
min kN	4.15	4.31	4.42	4.49	4.54	5.28	5.65	5.82	6.04	6.20
壁倍率	1.16	1.21	1.24	1.26	1.27	1.48	1.58	1.63	1.69	1.74
柱の折損 I字	曲げ					曲げ	曲げ			
柱の折損 十字	曲げ					曲げ	せん断			
耐力(解析)	4.15	4.31	4.42	4.49	4.54	5.28	5.65	5.82	6.04	6.20
倍率(解析)	1.16	1.21	1.24	1.26	1.27	1.48	1.58	1.63	1.69	1.74
	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds
全壁耐力 kN	5.46	5.46	5.46	5.46	5.46	7.28	7.28	7.28	7.28	7.28
足固め/全壁耐力	0.76	0.79	0.81	0.82	0.83	0.73	0.78	0.80	0.83	0.85

表 3.3.2-7 柱の降伏を考慮した場合の検討結果（壁長 2P のみ）

壁長さ	mm	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820	1820
柱小径	mm	120	120	120	135	120	120	120	120	135
足固め高	mm	250	250	250	250	375	375	375	375	375
土壁強さ	kN/m	3	4	4	4	3	3	4	4	4
柱E	N/mm2	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000	7000
柱Fb	N/mm2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2
Pmax	kN	6.46	10.00	6.77	9.62	8.74	6.40	8.79	6.34	9.69
Py	kN	4.45	6.15	1.91	5.95	4.83	4.43	5.92	5.33	5.81
Pu	kN	5.68	8.62	5.51	8.36	7.63	5.72	7.72	5.88	8.36
δv	mm	0.006	0.007	0.004	0.006	0.010	0.007	0.007	0.005	0.007
δu	mm	0.008	0.011	0.006	0.010	0.018	0.009	0.010	0.006	0.012
μ		1.468	1.740	1.452	1.632	1.879	1.406	1.442	1.147	1.741
Ds		0.719	0.635	0.725	0.665	0.602	0.743	0.728	0.879	0.635
2/3Pmax	kN	4.31	6.67	4.51	6.41	5.83	4.26	5.86	4.23	6.46
0.2Pu/Ds	kN	1.58	2.72	1.52	2.52	2.54	1.54	2.12	1.34	2.63
Py	kN	4.45	6.15	1.91	5.95	4.83	4.43	5.92	5.33	5.81
P(1/120)	kN	6.46	8.53	6.77	8.70	5.96	5.96	7.66	6.34	7.96
min	kN	1.58	2.72	1.52	2.52	2.54	1.54	2.12	1.34	2.63
壁倍率		0.44	0.76	0.43	0.71	0.71	0.43	0.59	0.38	0.74
柱断面欠損		十字	I字	十字	十字	I字	十字	I字	十字	十字
柱の折損		せん断	せん断	せん断	せん断	曲げ	せん断	曲げ	せん断	せん断
耐力(解析)		1.58	2.72	1.52	2.52	2.54	1.54	2.12	1.34	2.63
倍率(解析)		0.44	0.76	0.43	0.71	0.71	0.43	0.59	0.38	0.74
		0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds
全壁耐力	kN	5.46	7.28	7.28	7.28	5.46	5.46	7.28	7.28	7.28
足固め/全壁耐力		0.29	0.37	0.21	0.35	0.46	0.28	0.29	0.18	0.36

壁長さ	mm	1820	1820	1820	1820	1820	1820
柱小径	mm	120	120	120	120	135	135
足固め高	mm	500	500	500	500	500	500
土壁強さ	kN/m	3	3	4	4	4	4
柱E	N/mm2	7000	7000	7000	7000	7000	7000
柱Fb	N/mm2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2	22.2
Pmax	kN	6.54	6.29	6.68	6.35	10.93	9.67
Py	kN	4.21	4.20	5.78	5.73	6.01	5.67
Pu	kN	5.61	5.42	5.87	5.69	9.24	8.47
δv	mm	0.007	0.007	0.006	0.006	0.009	0.008
δu	mm	0.011	0.011	0.008	0.008	0.018	0.014
μ		1.546	1.478	1.302	1.228	1.997	1.690
Ds		0.691	0.715	0.789	0.828	0.578	0.648
2/3Pmax	kN	4.36	4.19	4.45	4.24	7.29	6.45
0.2Pu/Ds	kN	1.62	1.52	1.49	1.37	3.20	2.61
Py	kN	4.21	4.20	5.78	5.73	6.01	5.67
P(1/120)	kN	5.40	5.40	6.68	6.35	7.15	7.32
min	kN	1.62	1.52	1.49	1.37	3.20	2.61
壁倍率		0.46	0.43	0.42	0.39	0.90	0.73
柱断面欠損		I字	十字	I字	十字	I字	十字
柱の折損		曲げ	曲げ	曲げ	曲げ	曲げ	せん断
耐力(解析)		1.62	1.52	1.49	1.37	3.20	2.61
倍率(解析)		0.46	0.43	0.42	0.39	0.90	0.73
		0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds	0.2Pu/Ds
全壁耐力	kN	5.46	5.46	7.28	7.28	7.28	7.28
足固め/全壁耐力		0.30	0.28	0.20	0.19	0.44	0.36

3.3.3　足固め仕様の土壁の壁倍率の検討まとめ

表 3.3.3-1 に足固め仕様壁の土台仕様壁に対する耐力低減率を示す。柱の降伏を考慮しない場合において、壁長・柱小径・壁耐力による違いはほぼ見られない。足固め高さ 250 で低減率 0.90～0.95、足固め高さ 375 で低減率 0.84～0.90、足固め高さ 500 で低減率 0.79～0.87 となった。

表 3.3.3-1 足固め仕様壁耐力の土台仕様壁耐力に対する低減率

壁長 1P（L＝910）

	足固め高さ250				足固め高さ375				足固め高さ500			
	壁 1	壁 2	壁 3	壁 4	壁 1	壁 2	壁 3	壁 4	壁 1	壁 2	壁 3	壁 4
柱120	0.93	0.91	0.91	0.91	0.88	0.87	0.85	0.84	0.86	0.82	0.80	0.79
柱135	0.93	0.93	0.92	0.90	0.88	0.86	0.86	0.84	0.85	0.84	0.80	0.80
柱150	0.93	0.93	0.93	0.92	0.88	0.87	0.86	0.86	0.87	0.84	0.83	0.81
柱180	0.93	0.93	0.92	0.93	0.90	0.88	0.88	0.86	0.86	0.86	0.84	0.82
柱210	0.95	0.93	0.93	0.93	0.90	0.88	0.90	0.88	0.86	0.87	0.86	0.85

壁長 2P（L＝1820）

	足固め高さ250				足固め高さ375				足固め高さ500			
	壁 1	壁 2	壁 3	壁 4	壁 1	壁 2	壁 3	壁 4	壁 1	壁 2	壁 3	壁 4
柱120	0.93	0.92	0.89	0.37	0.87	0.85	0.46	0.29	0.84	0.79	0.30	0.20
			0.29	0.21			0.28	0.18			0.28	0.19
柱135	0.93	0.94	0.90	0.91	0.88	0.87	0.85	0.84	0.83	0.81	0.79	0.44
				0.35				0.36				0.36
柱150	0.93	0.93	0.91	0.92	0.88	0.86	0.85	0.85	0.83	0.82	0.81	0.80
柱180	0.93	0.93	0.93	0.92	0.90	0.88	0.89	0.87	0.86	0.84	0.82	0.83
柱210	0.95	0.92	0.92	0.93	0.90	0.88	0.88	0.89	0.84	0.86	0.83	0.85

上段：足固め直交部材なし（柱断面欠損 I 字）
下段：足固め直交部材あり（柱断面欠損十字）

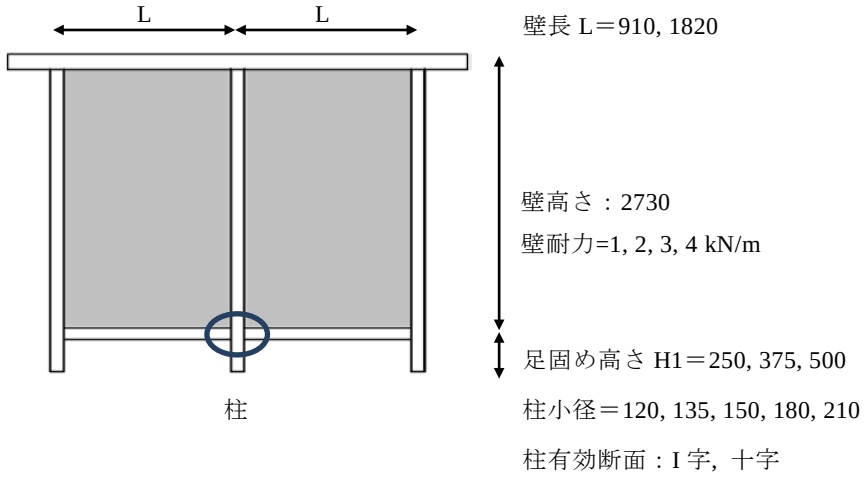


図 3.3.3-1 検討パラメータ

本検討において、柱の断面欠損は実験と同様の納まりと仮定して解析を行ったが、柱の断面欠損や足固め仕口の回転バネが設定より大きい場合は危険側となる。足固めの部材寸法、特に材せいが柱より大きい場合は柱降伏が生じる可能性がある。ただし、その場合は土台仕様より耐力が大きくなる可能性もある。

また、架構としては、壁付き柱以外の柱についても柱がちとした方が望ましい。束では地震力を負担することができないため、1 階床の地震力も考慮すると設定より柱応力が大きくなり、柱の降伏により想定した耐力が得られない可能性がある。

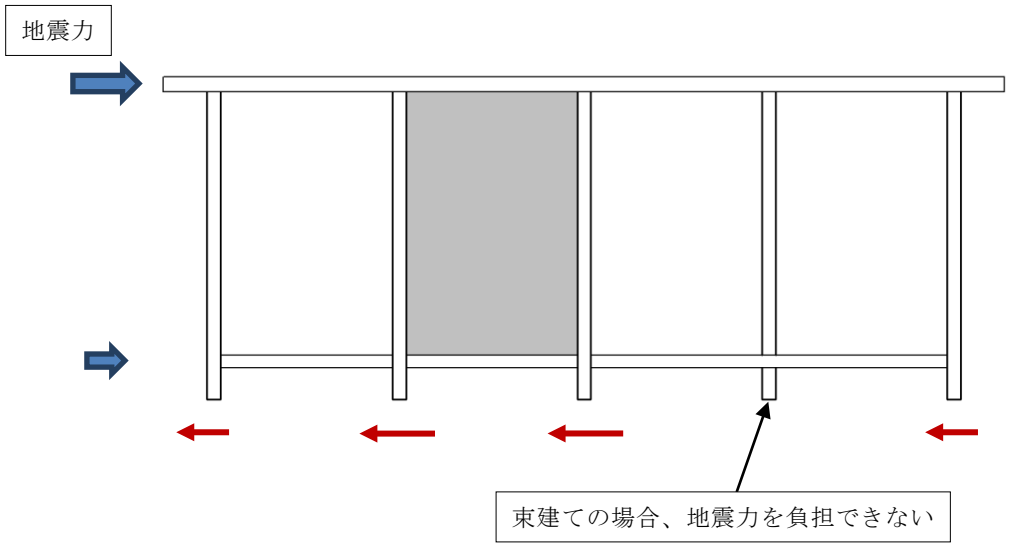


図 3.3.3-2 地震力の分担

文献

1) 宇都宮直樹：壁土の曲げ破壊が卓越する土塗壁の耐力変形推定式の提案 その 3 破壊モードの推定，日本建築学会学術講演梗概集（近畿），P.107，2014 年 9 月

第３編　データベース整備検討ワーキンググループ報告書

第 1 章　データベース整備検討ワーキンググループの概要

1.1　事業概要

本ワーキンググループでは、伝統的構法の設計の際に必要となるデータについて、昨年度の事業で整備した方針およびフォーマットに則った収集・整理を行い、設計時に活用できるデータを提供することを目的とした。

昨年度は、伝統的構法による建築物の設計を行う際に参考となるデータベースのあり方を、既存の実験データ等を基に検討・整備した。本年は、耐力要素毎に既往のデータの追加収集を行い、平成 26 年度に整備されたフォーマットに沿って、データベースの作成を行った。その際、データの信頼性等を確認し、現段階で判断可能な適用範囲についての整理も行った。

1.2 実施体制

本ワーキンググループは、以下の有識者で構成した。
また、データベースの作成の分担（耐力要素別）については、表 1.2.1 に示す。

主　　査	腰原　幹雄	東京大学 生産技術研究所　教授
委　　員	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
	槌本　敬大	（国研）建築研究所 材料研究グループ　上席研究員
	荒木　康弘	（国研）建築研究所 構造研究グループ　主任研究員
	多幾山　法子	首都大学東京 都市環境学部 建築都市コース 都市環境科学研究科 建築学域　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
	宮本　慎宏	香川大学 工学部 安全システム建設工学科　助教
	佐藤　弘美	東京大学 生産技術研究所　助教
	中尾　方人	横浜国立大学 大学院都市イノベーション研究院 建築学教室 木質構造研究室　特別研究教員
	津田　千尋	チームアーキテクトオフィス　代表
	向坊　恭介	鳥取大学大学院工学研究科社会基盤専攻　助教
	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
協力委員	中川　貴文	国土技術政策総合研究所 住宅研究部 住宅生産研究室 主任研究官
行　　政	歌代　純平	国土交通省住宅局 建築指導課 構造係　係長
事 務 局	平野　陽子	（株）ドット・コーポレーション
	中村亜弥子	（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

表 1.2.1　データベースの整備の担当リスト

節	耐力要素	担当（所属は省略）
―	全体指導	腰原　幹雄
3.1	軸組-柱梁横架材接合部・継手	多幾山　法子、津田　千尋
3.2	軸組-柱脚・基礎	向坊　恭介
3.3	軸組-通し柱	佐藤　弘美
3.4	壁-板壁：全面・垂れ壁・腰壁	北守　顕久、宮本　慎宏
3.5.1	壁-土塗壁：全面	中尾　方人
3.5.2	壁-土塗壁：垂れ壁・腰壁	佐藤　弘美
3.6	水平構面等-床・野地板	瀧野　敦夫
3.7	水平構面等-小屋組	瀧野　敦夫
3.8	軸組-樹種	槌本　敬大

第２章　データベースの整備方針

2.1　データベースの整備方針

伝統的構法建物の構造設計として、Wallstat（建築研究所）など汎用 3 次元立体解析プログラムを用いた限界耐力計算を想定した解析プログラムへの入力データＤＢを作成、整備するとともに、解析結果（応力、変形）の検定方法（断面算定、許容変形）に関する情報を提示し、具体的な構造検討を行えるようにする。

また、設計者が、建物の特性に合わせて要素の特性値が設定したり、他の汎用解析ソフトでも使用したりできるように、各要素のマルチリニアによるデータも整理する。

伝統構法建物の汎用 3 次元立体解析プログラムとしては、接合部要素として Multi linear のモデル化が可能な、wallstat、SNAP（構造システム）、midas iGen（MIDAS）、完全弾塑性（Bi-linear）のモデル化が可能な STAN 3D（構造計画）などが市販されているこれらの汎用解析ソフトに入力可能なデータとして、以下のような形式のデータベースを整備することとした。

・モデル化用データ

特定変形角値による元データとマルチリニア置換データとする。

実験データと理論式によるデータの比較をする。

荷重変形関係を担保する仕様の解説。

一般化できない場合には、実験条件を明示してその条件下での使用に制限する。

損傷限界、安全限界の提示。塑性率の提示。

・検定用資料

破壊モードなど設計の留意点を記した各部検定方法の解説。

剛性は平均値（または 50%下限値）、耐力は 5%下限値とする。

マルチリニア、バイリニア変換方法

2.1.1　前提となる建築物の種類と設計法

伝統的構法木造建築にはさまざまな建築物があり、用いられている構造要素、架構方法も異なり、構造設計にあたっては、その建物の特徴を理解して設計する必要がある。伝統的に建てられてきた木造建築を用途別に分類すると、

住宅系　　町家型民家、農家型民家、数寄屋・書院、住宅
住宅系大規模 住宅系本堂・本殿、庫裏、旅館・料亭
宗教建築　　仏堂・社殿、塔、鐘楼・門
その他　　土蔵、城郭建築

のようになるが、これまで比較的多くの実験がなされ理論式が提案されている住宅系建物の構造要素を中心にデータを収集することとした。収集した構造要素を表 2.1.1-1 に示す。

表 2.1.1-1　DB の部位と要素

部位	要素
軸組	柱梁横架材接合部
	柱脚・基礎
	通し柱
壁	板壁
	土塗壁
水平構面	床・野地板
	小屋組
材料	樹種

前述の設計法、特性値の状況を鑑みて、本設計用データベースは、平成 24 年度伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会報告書で提案された「汎用設計法」において時刻歴応答解析または限界耐力計算を用いて構造設計を行うことを前提に構造要素のデータベース化を行い、設計における解析モデルのイメージは、表 2.1.1-2 のようになり、Wallstat を例にとると表 2.1.1-3 のような値を DB として整理することになる。

また、本 DB は壁量計算においても軸組の柱梁横架材接合部のデータを使用すれば、耐力壁周辺の柱接合部の検討において N 値計算を用いた検討に用いることができ、伝統的構法の接合を用いることができる。46 条 2 項では、軸組の使用材料を限定すれば告示仕様以外の土壁のデータから許容応力度等計算、壁倍率の大臣認定がない板壁なども設計に盛り込むことが可能となる。

表 2.1.1-2　設計法と解析モデル

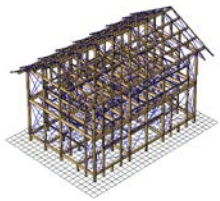
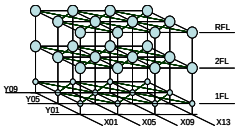
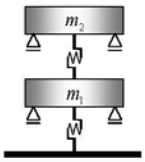
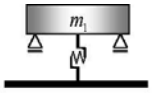
	3 次元立体解析	構面モデル	2 質点モデル	1 質点モデル
解析モデル				
モデル	要素ばね 接合部、部材、工法	構面ばね 工法（壁、床）	層ばね	建物縮約モデル
1 次設計	許容応力度計算			
	→縮約	許容応力度計算		
2 次設計	保有水平耐力計算			
	→縮約	保有水平耐力計算		
	→縮約	→縮約	保有水平耐力計算	
	→縮約	→縮約	→縮約	限界耐力計算
	時刻歴応答解析	時刻歴応答解析	時刻歴応答解析	時刻歴応答解析
	各部検討 （応力、変形）	←	←	←
設計可能 項目	構面 部材（層をまたがる部材も可） 接合部 石場建て	構面 水平構面 偏心	層間変形 剛性率 高次モード	層間変形
DB	剛性 許容応力 終局応力			

表 2.1.1-3　Wallstat 入力データ項目

				DB 形式
軸組	部材	ヤング係数、 最大曲げモーメント	K_1、Mp、	1
	端部接合部	圧縮・引張ばね 回転ばね		2
構面	ブレース置換	履歴特性、粘性減衰	バイリニア＋スリップ（折れ点） スリップ 4 線分 バイリニア＋スリップ（剛性）	3
	筋かいばね	圧縮/引張、粘性減衰		4

※Wallstat マニュアル 3 章（P.3-7）、4 章（P.11-19）

2.2　データ収集の対象

データ収集の参考としたデータとマニュアルを表 2.2-1 及び表 2.2-2 に示す。各耐力要素別の担当が、これ以外に有用な既往研究等を収集整理した場合には、その手順および対象を 3 章の各節にて解説している。

表 2.2-1　参考データ

1	木造住宅耐力要素データベース（ＨＯＷＴＥＣ） http://wdb.howtec.or.jp/wdb.html 名前と4～6桁程度の数字でPDFをダウンロード可 http://www.kiwoikasu-plat.jp/contents/book/form.php?SortOrder=0&Bookid=21&act=view	DB 報告書
2	伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験データベース （H20-21国交省事業／H22-24） 平成20年度 http://www.howtec.or.jp/gijyutsu/dento/dentohoukoku.html 平成21年度 http://www.kiwoikasu.or.jp/gijyutsu/21dento_02seikaryoku.pdf 平成22～24年度 http://green-arch.or.jp/dentoh/report_2012.html データベース https://dentoh.jp/cake/jsc/menus/ ユーザーID： nakagawa@kenken.go.jp／ パスワード： R1DY21NhR	報告書有
3	平成26年度基整促事業	報告書有
4	文化庁での事業	
5	耐震診断法の高度化に関する検討（H20-22　日本建築防災協会など）	
6	その他、建築学会・木材学会等の研究論文 JSCA関西 限界耐力計算マニュアル、Excelシート http://jscakansai.com/kenkyukai_koshukai/kenkyukai_koshukai.html#kosyukai 木造各種耐震要素の基本耐力 http://jscakansai.com/info/mokuzou_taishin_kihon_tairyoku_0804.pdf wallstatのプリ・ポスト処理プログラム https://dl.dropboxusercontent.com/u/13446579/wallstat.html （↑wallstat本体、各種マニュアルも入っている） 解凍後フォルダの「wallstat_tool.exe」がプリ・ポスト処理プログラム。 「新規」ボタンで柱・横架材等を選択すると、画面の1点～2点タッチで配置などを行い、解析モデルを作成し、応答計算まで一連の流れを追うことができる。	

表 2.2-2　対象とする限界耐力計算のマニュアル

1	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（建築学会）
2	木造軸組工法住宅の限界耐力計算による設計の手引き（HOWTEC）※2009年版有 https://dl.dropboxusercontent.com/u/13446579/2009.zip 未出版のため、取り扱い注意
3	伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル（*耐震設計マニュアル編集委員会）
4	重要文化財（建造物）耐震診断に係る指針・要領　（文化庁文化財部）

第３章　データベース（DB）の作成

3.1　軸組－柱梁横架材接合部・継手

柱－横架材接合部の端部には回転バネと軸方向バネ（圧縮・引張）を設定する必要がある。本節では、既往の接合部の実験をまとめ、回転バネの与え方を決定するための M - θ 関係と圧縮引張バネの設定方法を示す。

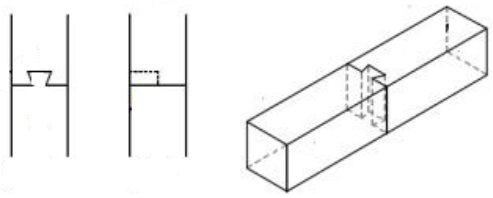
3.1.1　柱梁横架材接合部の種類とその範囲

平成 22 伝統事業報告書の 5.1.3 で提案されたグループ分けを参考に、平成 24 伝統事業報告書で扱われている接合部を分類し、継手と仕口の種類を下記にまとめる。また、本資料にデータベースを掲載している仕様に関しては、名称下に「※」を付す。

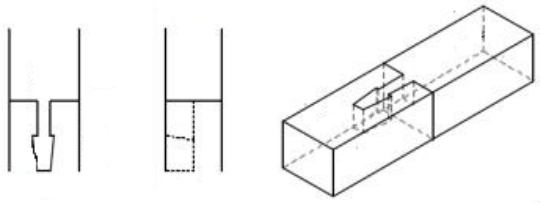
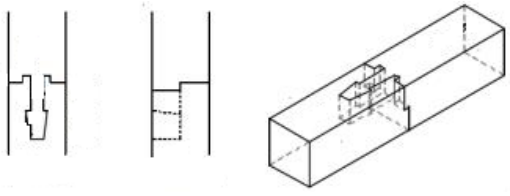
3.1.1.1　継手

継手の種類と細分類を示す。

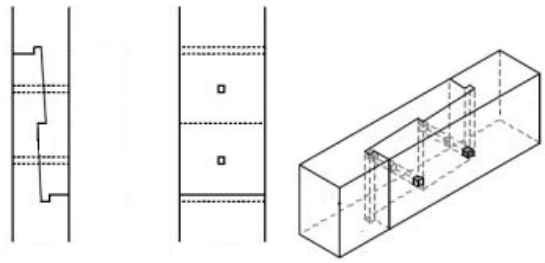
（a）腰掛け蟻継ぎ

蟻継ぎ	

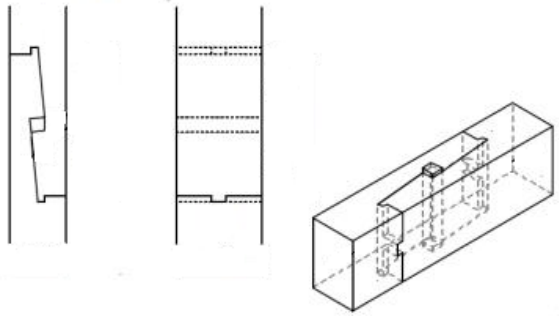
（b）腰掛け鎌継ぎ（敷面鎌継ぎ）

鎌継ぎ	
腰掛け鎌継ぎ（両目違い敷面鎌継ぎ）※	

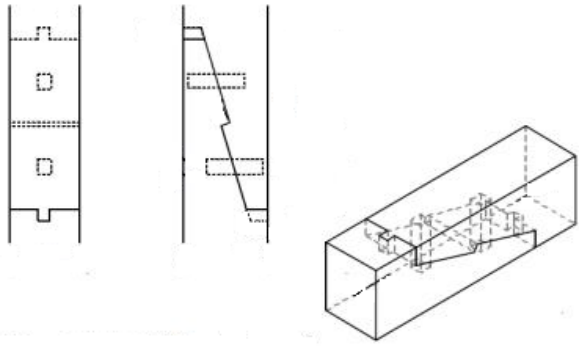
(c) 追掛け大栓継ぎ

追掛け大栓継ぎ ※	

(d) 金輪継ぎ

金輪継ぎ	

(e) 台持ち継ぎ

台持ち継ぎ	

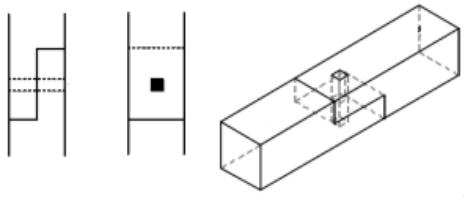
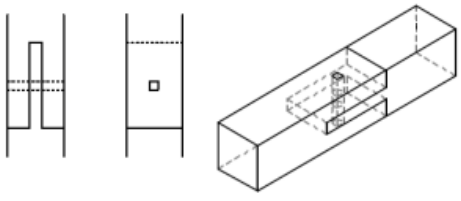
(f) 両目違い竿車知継ぎ

—	—

(g) 略鎌継ぎ

—	—

(h) 他

込栓	
込栓	

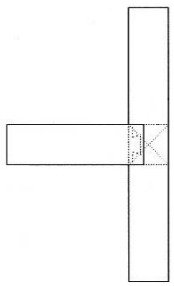
3.1.1.2　仕口

仕口の種類と細分類を示す。

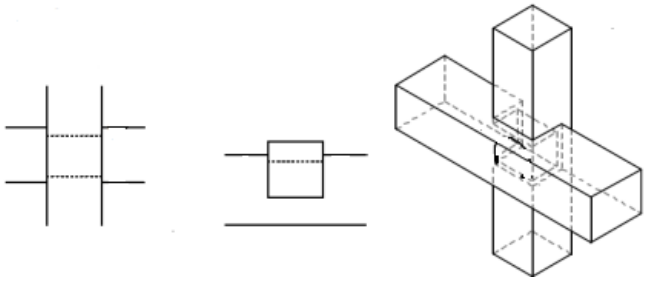
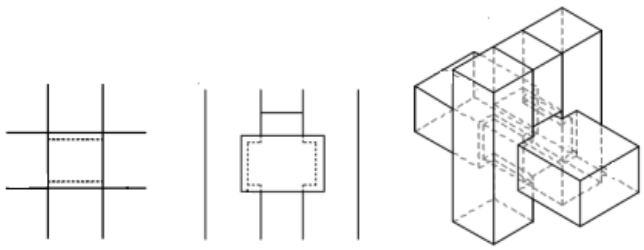
(i) 大入れ蟻掛け

—	—

(j) 兜蟻

通し桁片側梁兜蟻掛け	

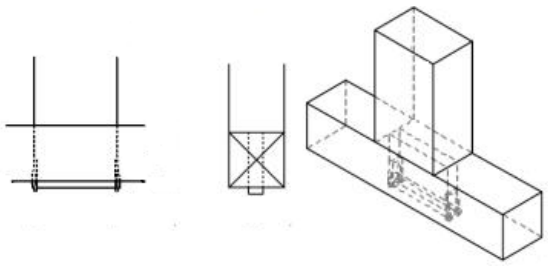
(k) 渡り顎掛け

渡り顎掛け	
渡り顎掛け	

(l) 短ホゾ

—	—

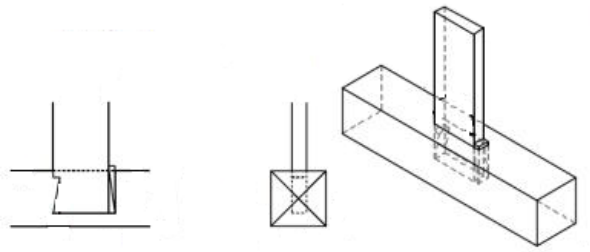
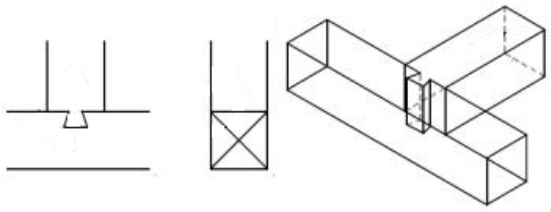
(m) 長ホゾ、平ホゾ

長ホゾ割り楔締め	

(n) 重ホゾ、重ねホゾ

—	—

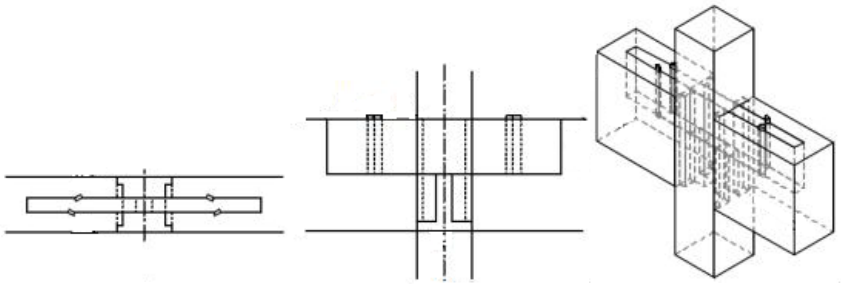
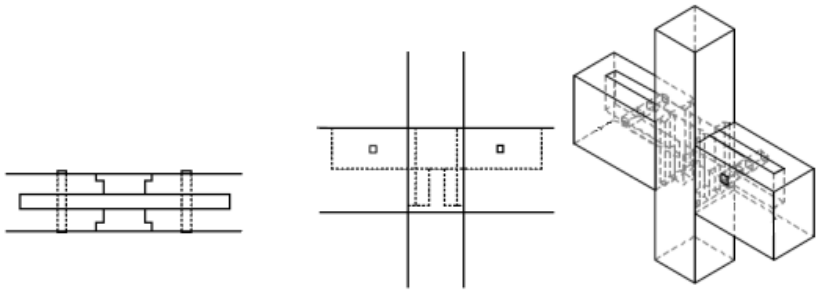
（o）落とし鎌（下げ鎌）

下げ鎌	
鎌掛け	

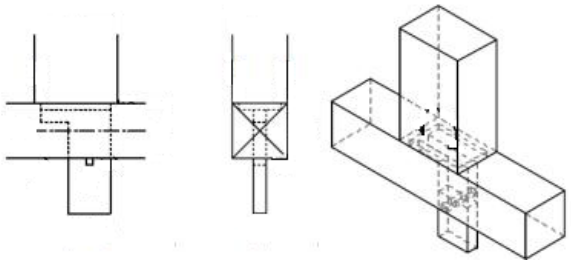
（p）竿引き独鈷（二方差し）（大入れ小根車知栓止め）

―	―

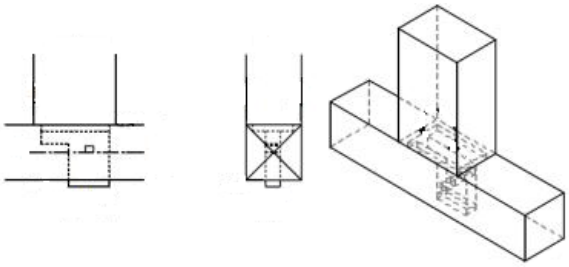
（q）雇いホゾ

雇い竿車知	
雇いホゾ胴栓止め	

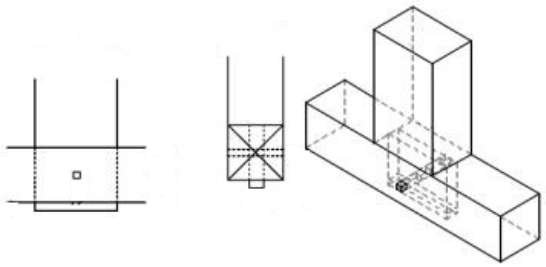
(r) 胴付き小根鼻栓止め

胴付き小根鼻栓止め	

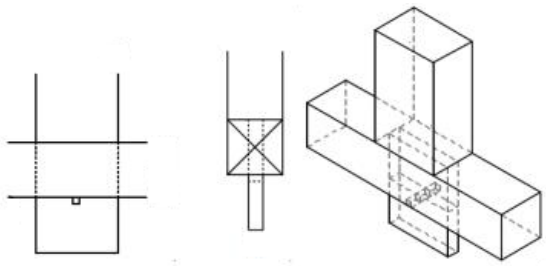
(s) 胴付き小根込栓止め

胴付き小根込栓止め	

(t) 長ホゾ込栓打ち

長ホゾ込栓打ち ※	

(u) 長ホゾ鼻栓打ち

長ホゾ鼻栓打ち	

(v) 大乗り、ダボ

大乗り、ダボ	—

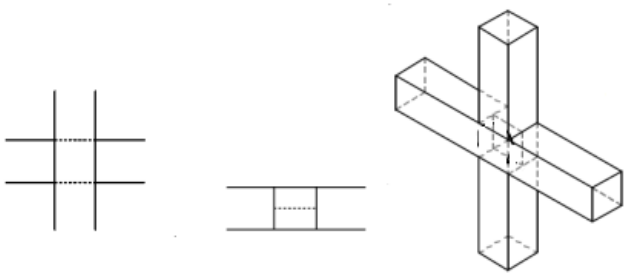
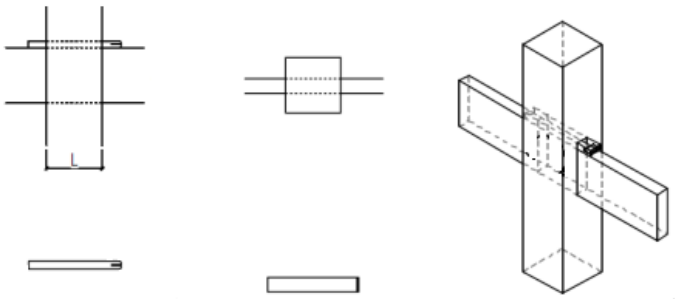
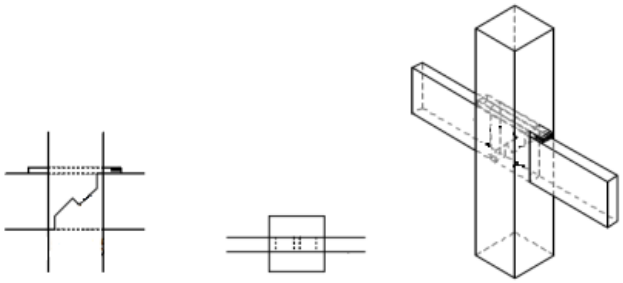
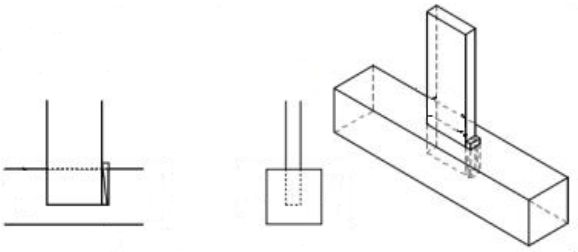
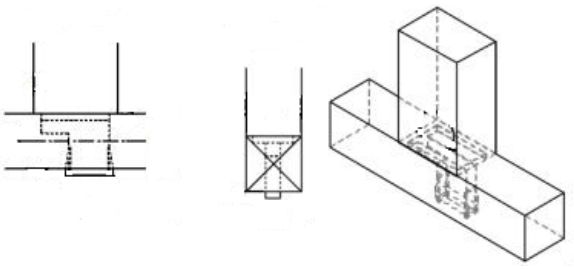
(w) 突き付け

突き付け	—

(x) 平ダボ

平ダボ	—

(y) 他

相欠き	
通し貫	
通し貫（略鎌継ぎ）	
包込み貫	
胴付き小根ホゾ割り楔締め	

3.1.2　データ収集リスト他

3.1 で対象とした文献と、それに掲載されていたデータ数及び実験の分類、その一覧を以下に示す。

3.1.2.1　継手のデータ数及び分類

（1）継手のデータ数

（a）H22～24 年度の伝木補助事業の実験データライブラリ

合計　　157 データ
引張試験　114 データ
曲げ試験　43 データ
せん断試験 0 データ

（b）住木センターの耐力要素データベース

合計　　60 データ（各継手 6 体×10 種類）
引張試験　60 データ
曲げ試験　0 データ
せん断試験 0 データ

（c）建築学会口頭発表論文集等

未検索

（2）継手データの分類

引張試験：338　　曲げ試験：43　　せん断試験：0

梁-梁

アリ　　：15
台持ち継ぎ　：9　　（ダボ）
腰掛鎌継ぎ　：201　　（カマのみ、目違い、込栓）
金輪継ぎ　　：38　　（金輪栓）
追掛け大栓継ぎ：99　（追掛けのみ、大栓）
両目違い竿車知継ぎ：13
尻ばさみ　　：6

文献

（a）H22～24 年度の伝木補助事業の実験データライブラリ https://dentoh.jp/cake/jsc/menus/
（b）住木センターの耐力要素データベース
（c）建築学会口頭発表論文集等

3.1.2.2　仕口のデータ数及び分類

（1）仕口のデータ数

（a）H22～24 年度の伝木補助事業の実験データライブラリ

合計　　425 データ

引張試験　118 データ
曲げ試験　307 データ
せん断試験 0 データ

(b) 住木センターの耐力要素データベース
合計　84 データ
引張試験　66 データ
曲げ試験　18 データ
せん断試験 0 データ

(c) 建築学会口頭発表
1）柱頭柱脚ほぞせん断　41 データ　（職業大、藤野）　＊参考までに

(2) 仕口データの分類

引張試験：184　曲げ試験：325　せん断試験：0
梁-梁
アリ　：33
ほぞ　：221　（ホゾ、上下ホゾ、小根ホゾ、長ホゾ、雇いホゾ、短ホゾ）
雇い竿、ホゾ　：92
渡り顎掛け、相欠き　：33
柱-貫　130　（クサビ、並行クサビ、下げ鎌、包み込み、略鎌）

文献

(a) H22～24 年度の伝木補助事業の実験データライブラリ https://dentoh.jp/cake/jsc/menus/
(b) 住木センターの耐力要素データベース
(c) 建築学会口頭発表論文集等

3.1.2.3　継手・仕口データベースにおいて検索した実験の一覧

(a) 伝統的構法の設計法作成および性能検証実験検討委員会 実験データライブラリ
(b) 財団法人日本住宅・木材技術センター　木造住宅耐力要素データベース
上記のデータベースのうち、仕口と継手について実験概要を取り出した一覧とする。一覧の「データベース」列の「伝統」の表記は上記（a)、「住木」の表記は上記（b）を指す。

（1）継手

継手種類			H [mm]	L [mm]	その他[mm]	実験方法	材種	データベース
1 竿	シャチ	渡り顎上		300	150	曲げ	スギ	伝統
2 竿	シャチ	渡り顎上		300	150	曲げ	スギ	伝統
3 竿	シャチ	渡り顎上		300	150	曲げ	スギ	伝統
4 竿	シャチ	渡り顎上		300	150	曲げ	スギ	伝統
5 竿	シャチ	渡り顎下		300	150	曲げ	スギ	伝統
6 竿	シャチ	渡り顎下		300	150	曲げ	スギ	伝統
7 竿	シャチ	渡り顎下		300	150	曲げ	スギ	伝統
8 腰掛	カマ	目違い		120	120 L120	引張り	スギ	伝統
9 腰掛	カマ	目違い		120	120 L120	引張り	スギ	伝統
10 腰掛	カマ	目違い		120	120 L120	引張り	スギ	伝統
11 腰掛	カマ	目違い		120	120 L150	引張り	スギ	伝統
12 腰掛	カマ	目違い		120	120 L150	引張り	スギ	伝統
13 腰掛	カマ	目違い		120	120 L150	引張り	スギ	伝統
14 腰掛	カマ			120	120 L120	引張り	スギ	伝統
15 腰掛	カマ			120	120 L120	引張り	スギ	伝統
16 腰掛	カマ			120	120 L120	引張り	スギ	伝統
17 腰掛	カマ			120	120 L150	引張り	スギ	伝統
18 腰掛	カマ			120	120 L150	引張り	スギ	伝統
19 腰掛	カマ			120	120 L150	引張り	スギ	伝統
20 腰掛	カマ	カマ幅2		120	120 L150	引張り	スギ	伝統
21 腰掛	カマ	カマ幅2		120	120 L150	引張り	スギ	伝統
22 腰掛	カマ	カマ幅2		120	120 L150	引張り	スギ	伝統
23 腰掛	カマ			120	120 L180	引張り	スギ	伝統
24 腰掛	カマ			120	120 L180	引張り	スギ	伝統
25 腰掛	カマ			120	120 L180	引張り	スギ	伝統
26 腰掛	カマ			180	120 L150	引張り	スギ	伝統
27 腰掛	カマ			180	120 L150	引張り	スギ	伝統
28 腰掛	カマ			180	120 L150	引張り	スギ	伝統
29 追掛け				300	120 L600	曲げ	スギ	伝統
30 追掛け				300	120 L600	曲げ	スギ	伝統
31 追掛け				300	120 L600	曲げ	スギ	伝統
32 追掛け	大栓			180	120 L450	曲げ	スギ	伝統
33 追掛け	大栓			180	120 L450	曲げ	スギ	伝統
34 追掛け	大栓			180	120 L450	曲げ	スギ	伝統
35 金輪	金輪栓	e15		180	120 L300	曲げ	スギ	伝統
36 金輪	金輪栓	e15		180	120 L300	曲げ	スギ	伝統

	継手種類			H [mm]	L [mm]	その他[mm]	実験方法	材種	データベース
37	金輪	金輪栓	e15		180	120 L300	曲げ	スギ	伝統
38	金輪	金輪栓	e30		180	120 L300	曲げ	スギ	伝統
39	金輪	金輪栓	e30		180	120 L300	曲げ	スギ	伝統
40	金輪	金輪栓	e30		180	120 L300	曲げ	スギ	伝統
41	金輪	金輪栓	e45		180	120 L300	曲げ	スギ	伝統
42	金輪	金輪栓	e45		180	120 L300	曲げ	スギ	伝統
43	金輪	金輪栓	e45		180	120 L300	曲げ	スギ	伝統
44	金輪	金輪栓	e30		300	120 L300	曲げ	スギ	伝統
45	金輪	金輪栓	e30		300	120 L300	曲げ	スギ	伝統
46	金輪	金輪栓	e30		300	120 L300	曲げ	スギ	伝統
47	金輪	金輪栓	e30		180	120 L400	曲げ	スギ	伝統
48	金輪	金輪栓	e30		180	120 L400	曲げ	スギ	伝統
49	金輪	金輪栓	e30		180	120 L400	曲げ	スギ	伝統
50	アリ		e9、蟻頭48		120	120 L30	引張り	スギ	伝統
51	アリ		e9、蟻頭48		120	120 L30	引張り	スギ	伝統
52	アリ		e9、蟻頭48		120	120 L30	引張り	スギ	伝統
53	アリ		e9、蟻頭48		120	120 L45	引張り	スギ	伝統
54	アリ		e9、蟻頭48		120	120 L45	引張り	スギ	伝統
55	アリ		e9、蟻頭48		120	120 L45	引張り	スギ	伝統
56	アリ		e9、蟻頭48		120	120 L60	引張り	スギ	伝統
57	アリ		e9、蟻頭48		120	120 L60	引張り	スギ	伝統
58	アリ		e9、蟻頭48		120	120 L60	引張り	スギ	伝統
59	アリ		e7.5、蟻頭45		120	120 L30	引張り	スギ	伝統
60	アリ		e7.5、蟻頭45		120	120 L30	引張り	スギ	伝統
61	アリ		e7.5、蟻頭45		120	120 L30	引張り	スギ	伝統
62	アリ		e15、蟻頭60		120	120 L30	引張り	スギ	伝統
63	アリ		e15、蟻頭60		120	120 L30	引張り	スギ	伝統
64	アリ		e15、蟻頭60		120	120 L30	引張り	スギ	伝統
65	追掛け		e15		180	120 L300	引張り	スギ	伝統
66	追掛け		e15		180	120 L300	引張り	スギ	伝統
67	追掛け		e15		180	120 L300	引張り	スギ	伝統
68	追掛け		e30		180	120 L300	引張り	スギ	伝統
69	追掛け		e30		180	120 L300	引張り	スギ	伝統
70	追掛け		e30		180	120 L300	引張り	スギ	伝統
71	追掛け		e45		180	120 L300	引張り	スギ	伝統
72	追掛け		e45		180	120 L300	引張り	スギ	伝統
73	追掛け		e45		180	120 L300	引張り	スギ	伝統
74	追掛け		e15		120	120 L300	引張り	スギ	伝統

	継手種類		H [mm]	L [mm]	その他[mm]	実験方法	材種	データベース
75	追掛け	e15		120	120 L300	引張り	スギ	伝統
76	追掛け	e15		120	120 L300	引張り	スギ	伝統
77	追掛け	e15		240	120 L300	引張り	スギ	伝統
78	追掛け	e15		240	120 L300	引張り	スギ	伝統
79	追掛け	e15		240	120 L300	引張り	スギ	伝統
80	追掛け	e15		300	120 L300	引張り	スギ	伝統
81	追掛け	e15		300	120 L300	引張り	スギ	伝統
82	追掛け	e15		300	120 L300	引張り	スギ	伝統
83	追掛け	e15		180	120 L180	引張り	スギ	伝統
84	追掛け	e15		180	120 L180	引張り	スギ	伝統
85	追掛け	e15		180	120 L180	引張り	スギ	伝統
86	追掛け	e15		180	120 L450	引張り	スギ	伝統
87	追掛け	e15		180	120 L450	引張り	スギ	伝統
88	追掛け	e15		180	120 L450	引張り	スギ	伝統
89	追掛け	e30		300	150 L300	引張り	スギ	伝統
90	追掛け	e30		300	150 L300	引張り	スギ	伝統
91	追掛け	e30		300	150 L300	引張り	スギ	伝統
92	追掛け	e30		300	150 L600	引張り	スギ	伝統
93	追掛け	e30		300	150 L600	引張り	スギ	伝統
94	追掛け	e30		300	150 L600	引張り	スギ	伝統
95	追掛け	大栓 e15		180	120 L300	引張り	スギ	伝統
96	追掛け	大栓 e15		180	120 L300	引張り	スギ	伝統
97	追掛け	大栓 e15		180	120 L300	引張り	スギ	伝統
98	追掛け	大栓2 e15		180	120 L300	引張り	スギ	伝統
99	追掛け	大栓2 e15		180	120 L300	引張り	スギ	伝統
100	追掛け	大栓2 e15		180	120 L300	引張り	スギ	伝統
101	追掛け	大栓3 e15		180	120 L300	引張り	スギ	伝統
102	追掛け	大栓3 e15		180	120 L300	引張り	スギ	伝統
103	追掛け	大栓3 e15		180	120 L300	引張り	スギ	伝統
104	追掛け	大栓4 e15		180	120 L300	引張り	スギ	伝統
105	追掛け	大栓4 e15		180	120 L300	引張り	スギ	伝統
106	追掛け	大栓4 e15		180	120 L300	引張り	スギ	伝統
107	金輪	金輪栓 e15、90度		180	120 L300	引張り	スギ	伝統
108	金輪	金輪栓 e15、90度		180	120 L300	引張り	スギ	伝統
109	金輪	金輪栓 e15、90度		180	120 L300	引張り	スギ	伝統
110	金輪	金輪栓 e30、90度		180	120 L300	引張り	スギ	伝統
111	金輪	金輪栓 e30、90度		180	120 L300	引張り	スギ	伝統
112	金輪	金輪栓 e30、90度		180	120 L300	引張り	スギ	伝統

継手種類			H [mm]	L [mm]	その他[mm]	実験方法	材種	データベース
113 金輪	金輪栓	e45、90度	180		120 L300	引張り	スギ	伝統
114 金輪	金輪栓	e45、90度	180		120 L300	引張り	スギ	伝統
115 金輪	金輪栓	e45、90度	180		120 L300	引張り	スギ	伝統
116 金輪	金輪栓	e30、0度	180		120 L300	引張り	スギ	伝統
117 金輪	金輪栓	e30、0度	180		120 L300	引張り	スギ	伝統
118 金輪	金輪栓	e30、0度	180		120 L300	引張り	スギ	伝統
119 台持ち	ダボ120	e18	180		150 L360	引張り	スギ	伝統
120 台持ち	ダボ120	e18	180		150 L360	引張り	スギ	伝統
121 台持ち	ダボ120	e18	180		150 L360	引張り	スギ	伝統
122 台持ち	ダボ150	e24	240		150 L480	引張り	スギ	伝統
123 台持ち	ダボ150	e24	240		150 L480	引張り	スギ	伝統
124 台持ち	ダボ150	e24	240		150 L480	引張り	スギ	伝統
125 台持ち	ダボ180	e30	300		150 L600	引張り	スギ	伝統
126 台持ち	ダボ180	e30	300		150 L600	引張り	スギ	伝統
127 台持ち	ダボ180	e30	300		150 L600	引張り	スギ	伝統
128 腰掛	カマ	目違い	120		120 L150	引張り	スギ	伝統
129 腰掛	カマ	目違い	120		120 L150	引張り	スギ	伝統
130 腰掛	カマ	目違い	120		120 L150	引張り	スギ	伝統
131 腰掛	カマ	目違い	120		120 L180	引張り	スギ	伝統
132 腰掛	カマ	目違い	120		120 L180	引張り	スギ	伝統
133 腰掛	カマ	目違い	120		120 L180	引張り	スギ	伝統
134 腰掛	カマ	目違い	180		120 L150	引張り	スギ	伝統
135 腰掛	カマ	目違い	180		120 L150	引張り	スギ	伝統
136 腰掛	カマ	目違い	180		120 L150	引張り	スギ	伝統
137 腰掛	カマ	目違い	240		120 L150	引張り	スギ	伝統
138 腰掛	カマ	目違い	240		120 L150	引張り	スギ	伝統
139 腰掛	カマ	目違い	240		120 L150	引張り	スギ	伝統
140 腰掛	カマ	目違い	300		120 L150	引張り	スギ	伝統
141 腰掛	カマ	目違い	300		120 L150	引張り	スギ	伝統
142 腰掛	カマ	目違い	300		120 L150	引張り	スギ	伝統
143 追掛け	大栓15		180		120 L300	曲げ	スギ	伝統
144 追掛け	大栓15		180		120 L300	曲げ	スギ	伝統
145 追掛け	大栓15		180		120 L300	曲げ	スギ	伝統
146 追掛け	大栓24		180		120 L300	曲げ	スギ	伝統
147 追掛け	大栓24		180		120 L300	曲げ	スギ	伝統
148 追掛け	大栓24		180		120 L300	曲げ	スギ	伝統
149 追掛け	大栓15		180		120 L300	曲げ	スギ	伝統
150 追掛け	大栓15		180		120 L300	曲げ	スギ	伝統

	継手種類		H [mm]	L [mm]	その他[mm]	実験方法	材種	データベース
151	追掛け	大栓15		180	120 L300	曲げ	スギ	伝統
152	追掛け	大栓24		180	120 L300	曲げ	スギ	伝統
153	追掛け	大栓24		180	120 L300	曲げ	スギ	伝統
154	追掛け	大栓24		180	120 L300	曲げ	スギ	伝統
155	追掛け	大栓15		180	120 L180	曲げ	スギ	伝統
156	追掛け	大栓15		180	120 L180	曲げ	スギ	伝統
157	追掛け	大栓15		180	120 L180	曲げ	スギ	伝統
158	腰掛	カマ		120	120	引張り	スギ	住木
159	腰掛	カマ		120	150	引張り	スギ	住木
160	腰掛	カマ		180	120	引張り	スギ	住木
161	腰掛	カマ		180	150	引張り	スギ	住木
162	腰掛	カマ	込栓	180	150	引張り	スギ	住木
163	腰掛	カマ	目違い	180	150	引張り	スギ	住木
164	腰掛	カマ		180	180	引張り	スギ	住木
165	腰掛	カマ		240	120	引張り	スギ	住木
166	腰掛	カマ		240	150	引張り	スギ	住木
167	腰掛	カマ		240	180	引張り	スギ	住木

(2) 仕口（柱頭柱脚の仕口は除く）

黄色は不明欄

	仕口名称	仕口種類				実験方法			樹種					プロポーション(mm)						バネ特性	損傷	試験体数	元データ		DB
		主材	側材	ほぞなど	栓・車知・楔				主材	側材	雇い	栓／車知	楔	主材径	側材径	ほぞ	雇い	栓／車知	楔	kx, ky, kz, kθx, kθy, kθz,			検索元	試験体	
1	柱-梁接合部（ほぞ留め）	梁	柱	ほぞ2つ	込栓	曲げ	繰返し	H型	スギ	スギ	ー		ー	120x300	120x120	105x30x105	ー		ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	No.2-1-1, No.2-1-2, No.2-1-3	
2	柱-梁接合部（ほぞ留め）	梁	柱	ほぞ2つ	込栓	曲げ	繰返し	H型	スギ	スギ	ー	ヒノキ	ー	120x300	120x120	105x30x105	ー		ー	面内回転方向バネkθx		1	伝統	No.2-1-4	
3	柱-梁接合部（ほぞ貫通）	梁	柱	ほぞ2つ	込栓	曲げ	繰返し	H型	スギ	スギ	ー		ー	120x300	120x120	105x30x120	ー		ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	No.2-2-1, No.2-2-2, No.2-2-3	
4	柱-梁接合部（ほぞ貫通）	梁	柱	ほぞ2つ	込栓	曲げ	繰返し	H型	スギ	スギ	ー	ヒノキ	ー	120x300	120x120	105x30x120	ー		ー	面内回転方向バネkθx		1	伝統	No.2-2-4	
5	胴差-柱接合部（上ほぞ2方差し）	胴差	柱	上ほぞ2方	込栓	曲げ	繰返し	H型	スギ	スギ	ー		ー	120x300	150x150	150x30x160	ー	15x15	ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	No.3-1-1, No.3-1-2, No.3-1-3	
6	胴差-柱接合部（下ほぞ2方差し）	胴差	柱	下ほぞ2方	込栓	曲げ	繰返し	H型	スギ	スギ	ー		ー	120x300	150x150	150x30x160	ー	15x15	ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	No.3-2-1, No.3-2-2, No.3-2-3	
7	胴差-柱長ほぞ接合部（上ほぞ3方差し）	胴差	柱	上ほぞ3方	込栓	曲げ	繰返し	H型	スギ	スギ	ー		ー	120x300	150x150	150x30x300	ー	15x15	ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	No.4-1-1, No.4-1-2, No.4-1-3	
8	胴差-柱長ほぞ接合部（下ほぞ3方差し）	胴差	柱	下ほぞ3方	込栓	曲げ	繰返し	H型	スギ	スギ	ー		ー	120x300	150x150	150x30x300	ー	15x15	ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	No.4-2-1, No.4-2-2, No.4-2-3	
9	胴差-柱長ほぞ接合部（上ほぞ雇い3方差し）	胴差	柱	上ほぞ雇い3方	込栓	曲げ	繰返し	H型	スギ	スギ			ー	120x300	150x150	150x30x150	ー	15x15	ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	No.4-3-1, No.4-3-2, No.4-3-3	
10	胴差-柱長ほぞ接合部（下ほぞ雇い3方差し）	胴差	柱	下ほぞ雇い3方	込栓	曲げ	繰返し	H型	スギ	スギ			ー	120x300	150x150	150x30x150	ー	15x15	ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	No.4-4-1, No.4-4-2, No.4-4-3	
11	胴差-柱長ほぞ接合部（上ほぞ4方差し、オス）	胴差	柱	上ほぞ4方	込栓	曲げ	繰返し	H型	スギ	スギ	ー		ー	120x300	150x150	150x30x300	ー	15x15	ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	No.5-1-1, No.5-1-2, No.5-1-3	
12	胴差-柱長ほぞ接合部（下ほぞ4方差し、オス）	胴差	柱	上ほぞ4方	込栓	曲げ	繰返し	H型	スギ	スギ	ー		ー	120x300	150x150	150x30x300	ー	15x15	ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	No.5-2-1, No.5-2-2, No.5-2-3	
13	胴差-柱長ほぞ接合部（上ほぞ4方差し、メス）	胴差	柱	上ほぞ4方	込栓	曲げ	繰返し	H型	スギ	スギ	ー		ー	120x300	150x150	150x30x300	ー	15x15	ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	No.5-3-1, No.5-3-2, No.5-3-3	
14	胴差-柱長ほぞ接合部（下ほぞ4方差し、メス）	胴差	柱	上ほぞ4方	込栓	曲げ	繰返し	H型	スギ	スギ	ー		ー	120x300	150x150	150x30x300	ー	15x15	ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	No.5-4-1, No.5-4-2, No.5-4-3	
15	土台-柱接合部（長ほぞ差し込み栓打ち）	柱	土台	長ほぞ	込栓	曲げ	繰返し	逆T字型	スギ	スギ	ー		ー	120x120	120x120	90x30x117	ー		ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	No.1-1-1, No.1-1-2, No.1-1-3	
16	土台-柱接合部（長ほぞ差し込み栓打ち）	柱	土台	長ほぞ	込栓	曲げ	繰返し	逆T字型	スギ	スギ	ー		ー	120x120	120x120	90x30x117	ー		ー	面内回転方向バネkθx		1	伝統	No.1-1-4	
17	柱-梁接合部（長ほぞ差し込み栓打ち）	柱	梁	長ほぞ	込栓	曲げ	繰返し	逆T字型	スギ	スギ	ー	カシ	ー	120x120	120x300	90x30x117	ー	15x15	ー	面内回転方向バネkθx	ほぞの折損	3	伝統	No.1-2-1, No.1-2-2, No.1-2-3	○
18	柱-梁接合部（長ほぞ差し込み栓打ち）	柱	梁	長ほぞ	込栓	曲げ	繰返し	逆T字型	スギ	スギ	ー	ケヤキ	ー	120x120	120x300	90x30x117	ー	15x15	ー	面内回転方向バネkθx		1	伝統	No.1-2-4	
19	胴差-柱長ほぞ接合部（上ほぞ2方差し）	胴差	柱	上ほぞ2方	込栓	曲げ	繰返し	H型	スギ	スギ	ー		ー	120x300	240x150	150x30x145	ー	15x15	ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	No.7-1-1, No.7-1-2, No.7-1-3	
20	胴差-柱長ほぞ接合部（上ほぞ3方差し）	胴差	柱	上ほぞ3方	込栓	曲げ	繰返し	H型	スギ	スギ	ー		ー	120x300	240x150	150x30x145	ー	15x15	ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	No.7-2-1, No.7-2-2, No.7-2-3	
21	胴差-柱長ほぞ接合部（下ほぞ2方差し）	胴差	柱	下ほぞ2方	込栓	曲げ	繰返し	H型	スギ	スギ	ー		ー	120x300	240x150	150x30x145	ー	15x15	ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	No.7-3-1, No.7-3-2, No.7-3-3	
22	胴差-柱長ほぞ接合部（下ほぞ3方差し）	胴差	柱	下ほぞ3方	込栓	曲げ	繰返し	H型	スギ	スギ	ー		ー	120x300	240x150	150x30x145	ー	15x15	ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	No.7-4-1, No.7-4-2, No.7-4-3	
23	雇い竿車知仕口	梁	柱	雇い竿	車知	逆対称曲げ	繰返し	十字型	スギ	スギ	スギ	シラカシ	ー	120x300	150x150	ー	150x30x550	7x30	ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	A1-1-1, A1-1-2, A1-1-3	
24	雇い竿車知仕口	梁	柱	雇い竿	車知	逆対称曲げ	繰返し	十字型	スギ	スギ	スギ	シラカシ	ー	120x240	150x150	ー	120x30x550	7x30	ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	A1-2-1, A1-2-2, A1-2-3	
25	雇い竿車知仕口	梁	柱	雇い竿	車知	逆対称曲げ	繰返し	十字型	スギ	スギ	スギ	シラカシ	ー	120x150	150x150	ー	75x30x550	7x30	ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	A1-3-1, A1-3-2, A1-3-3	
26	渡り顎	梁(大引き)	梁(大引き)	渡りあご	ー	逆対称曲げ	繰返し	十字型	スギ	スギ	ー	ー	ー	120x120	120x120	ー	ー	ー	ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	A7-1, A7-2, A7-3	
27	雇い竿車知仕口	梁	柱	雇い竿	車知	対称曲げ	繰返し	十字型	スギ	スギ	スギ	シラカシ	ー	120x300	150x150	ー	150x30x550	7x30	ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	B1-1-1, B1-1-2, B1-1-3	
28	雇い竿車知仕口	梁	柱	雇い竿	車知	対称曲げ	繰返し	十字型	スギ	スギ	スギ	シラカシ	ー	120x240	150x150	ー	120x30x550	7x30	ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	B1-2-1, B1-2-2, B1-2-3	
29	雇い竿車知仕口	梁	柱	雇い竿	車知	対称曲げ	繰返し	十字型	スギ	スギ	スギ	シラカシ	ー	120x150	150x150	ー	75x30x550	7x30	ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	B1-3-1, B1-3-2, B1-3-3	
30	古材柱ー梁接合部(通し貫、平行楔)	貫(古材)	柱(古材)	通し貫	平行楔	曲げ	繰返し	十字型	スギ	スギ	ー	ー	カシ	30x120	100x100	ー	ー	ー	20x30x120	面内回転方向バネkθx		5	伝統	J1-1, J1-2, J2-1, J2-2, J2-3	
31	古材柱ー梁接合部(通し貫、柱鋼材)	貫(古材)	柱(鉄骨)	通し貫	ー	曲げ	繰返し	十字型	スギ	鉄骨	ー	ー	カシ	30x120	100x100	ー	ー	ー	ー	面内回転方向バネkθx		1	伝統	J1-4	
32	古材柱スギー梁アカマツ接合部(通し貫、平行	貫(古材)	柱(古材)	通し貫	平行楔	曲げ	繰返し	十字型	スギ	アカマツ	ー	ー	カシ	30x120	100x100	ー	ー	ー	20x30x120	面内回転方向バネkθx		3	伝統	J3-1, J3-2, J3-3	
33	新材柱ー梁接合部(通し貫、平行楔)	貫(古材)	柱(新材)	通し貫	平行楔	曲げ	繰返し	十字型	スギ	スギ	ー	ー	カシ	30x120	100x100	ー	ー	ー	20x30x120	面内回転方向バネkθx		3	伝統	J4-1, J4-2, J4-3	
34	新材柱スギー梁アカマツ接合部(通し貫、平行楔	貫(古材)	柱(新材)	通し貫	平行楔	曲げ	繰返し	十字型	スギ	アカマツ	ー	ー	カシ	30x120	100x100	ー	ー	ー	20x30x120	面内回転方向バネkθx		3	伝統	J5-1, J5-2, J5-3	
35	長ホゾ込栓打ち	柱	梁	長ほぞ	込栓	引張	一方向加力	逆T字型	スギ	スギ	ー		ー	120x120	120x120	90x30x120	ー	18x18	ー	主材軸方向バネkx		3	伝統	I3-3-1, I3-3-2, I3-3-3	
36	長ホゾ込栓打ち	柱	梁	長ほぞ	込栓	引張	一方向加力	逆T字型	スギ	スギ	ー		ー	120x120	120x120	90x24x120	ー	15x15	ー	主材軸方向バネkx		3	伝統	I3-7-1, I3-7-2, I3-7-3	
37	相欠き	梁等	梁等	相欠き	ー	曲げ	繰返し	十字型	スギ	スギ	ー	ー	ー	90x90	90x90	ー	ー	ー	ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	G1-4-1, G1-4-2, G1-4-3	
38	柱-貫 下げ鎌接合部	貫	柱	下げ鎌	楔	曲げ	繰返し	逆T字型	スギ	スギ	ー	ー		15x120	120x120	深90	ー	ー	12.4/124	面内回転方向バネkθx		3	伝統	J1-1-1, J1-1-2, J1-1-3	
39	柱-貫 下げ鎌接合部	貫	柱	下げ鎌	楔	曲げ	繰返し	逆T字型	スギ	スギ	ー	ー		30x120	120x120	深90	ー	ー	12.4/124	面内回転方向バネkθx		3	伝統	J1-2-1, J1-2-2, J1-2-3	
40	柱-貫 下げ鎌接合部	貫	柱	下げ鎌	楔	曲げ	繰返し	逆T字型	スギ	スギ	ー	ー		45x120	120x120	深90	ー	ー	12.4/124	面内回転方向バネkθx		3	伝統	J1-3-1, J1-3-2, J1-3-3	
41	柱-貫 下げ鎌接合部	貫	柱	下げ鎌	楔	曲げ	繰返し	逆T字型	スギ	スギ	ー	ー		60x120	120x120	深90	ー	ー	12.4/124	面内回転方向バネkθx		3	伝統	J1-4-1, J1-4-2, J1-4-3	
42	柱-貫 下げ鎌接合部	貫	柱	下げ鎌	楔	曲げ	繰返し	逆T字型	スギ	スギ	ー	ー		30x105	120x120	深90	ー	ー	12.4/124	面内回転方向バネkθx		3	伝統	J1-5-1, J1-5-2, J1-5-3	
43	柱-貫 下げ鎌接合部	貫	柱	下げ鎌	楔	曲げ	繰返し	逆T字型	スギ	スギ	ー	ー		30x120	120x120	深45	ー	ー	12.4/124	面内回転方向バネkθx		3	伝統	J1-6-1, J1-6-2, J1-6-3	
44	柱-貫 下げ鎌接合部	貫	柱	下げ鎌	楔	曲げ	繰返し	逆T字型	スギ	スギ	ー	ー		30x120	120x120	深60	ー	ー	12.7/95	面内回転方向バネkθx		3	伝統	J1-7-1, J1-7-2, J1-7-3	
45	柱-貫 下げ鎌接合部	貫	柱	下げ鎌	楔	曲げ	繰返し	逆T字型	スギ	スギ	ー	ー		30x120	120x120	深45	ー	ー	11.2/112	面内回転方向バネkθx		3	伝統	J1-8-1, J1-8-2, J1-8-3	
46	柱-貫 下げ鎌接合部	貫	柱	下げ鎌	楔	曲げ	繰返し	逆T字型	スギ	スギ	ー	ー		30x120	120x120	深105	ー	ー	11.8/141	面内回転方向バネkθx		3	伝統	J1-9-1, J1-9-2, J1-9-3	
47	柱-貫 下げ鎌接合部	貫	柱	下げ鎌	楔	曲げ	繰返し	逆T字型	スギ	スギ	ー	ー		15x120	120x120	深135	ー	ー	11.5/156	面内回転方向バネkθx		3	伝統	J1-10-1, J1-10-2, J1-10-3	
48	柱-貫 下げ鎌接合部／ほぞ異形状	貫	柱	下げ鎌	楔	曲げ	繰返し	逆T字型	スギ	スギ	ー	ー		30x120	120x120	深90	ー	ー	12.4/124	面内回転方向バネkθx		3	伝統	J1-11-1, J1-11-2, J1-11-3	
49	柱-貫 包み込み貫接合部	貫	柱	包み込み	楔	曲げ	繰返し	逆T字型	スギ	スギ	ー	ー		15x135	120x120	深75	ー	ー	11.2/127	面内回転方向バネkθx		3	伝統	J5-1-1, J5-1-2, J5-1-3	
50	柱-貫 包み込み貫接合部	貫	柱	包み込み	楔	曲げ	繰返し	逆T字型	スギ	スギ	ー	ー		30x135	120x120	深75	ー	ー	11.2/127	面内回転方向バネkθx		3	伝統	J5-2-1, J5-2-2, J5-2-3	
51	柱-貫 包み込み貫接合部	貫	柱	包み込み	楔	曲げ	繰返し	逆T字型	スギ	スギ	ー	ー		45x135	120x120	深75	ー	ー	11.2/127	面内回転方向バネkθx		3	伝統	J5-3-1, J5-3-2, J5-3-3	
52	柱-貫 包み込み貫接合部	貫	柱	包み込み	楔	曲げ	繰返し	逆T字型	スギ	スギ	ー	ー		60x135	120x120	深75	ー	ー	11.2/127	面内回転方向バネkθx		3	伝統	J5-4-1, J5-4-2, J5-4-3	
53	柱-貫 包み込み貫接合部	貫	柱	包み込み	楔	曲げ	繰返し	逆T字型	スギ	スギ	ー	ー		30x120	120x120	深75	ー	ー	11.2/127	面内回転方向バネkθx		3	伝統	J5-5-1, J5-5-2, J5-5-3	
54	柱-貫 包み込み貫接合部	貫	柱	包み込み	楔	曲げ	繰返し	逆T字型	スギ	スギ	ー	ー		30x135	120x120	深90	ー	ー	12.4/124	面内回転方向バネkθx		3	伝統	J5-6-1, J5-6-2, J5-6-3	
55	柱-貫 包み込み貫接合部	貫	柱	包み込み	楔	曲げ	繰返し	逆T字型	スギ	スギ	ー	ー		30x135	120x120	深135	ー	ー	13/156	面内回転方向バネkθx		3	伝統	J5-7-1, J5-7-2, J5-7-3	
56	雇いホゾ胴栓止め	梁	柱	雇い	込栓	引張り	一方向加力	十字型	スギ	スギ	ヒノキ	カシ	ー	150x180	150x150	ー	90x36x480	18x18	ー	主材軸方向バネkx		3	伝統	K2-2-1, K2-2-2, K2-2-3	
57	雇いホゾ胴栓止め	梁	柱	雇い	込栓	引張り	一方向加力	十字型	スギ	スギ	ヒノキ	カシ	ー	120x240	120x120	ー	120x30x450	18x18	ー	主材軸方向バネkx		3	伝統	K2-3-1, K2-3-2, K2-3-3	
58	雇いホゾ胴栓止め	梁	柱	雇い	込栓	引張り	一方向加力	十字型	スギ	スギ	ヒノキ	カシ	ー	120x300	120x120	ー	150x30x450	18x18	ー	主材軸方向バネkx		3	伝統	K2-4-1, K2-4-2, K2-4-3	
59	雇いホゾ胴栓止め	梁	柱	雇い	込栓	引張り	一方向加力	十字型	スギ	スギ	ヒノキ	カシ	ー	120x180	120x120	ー	90x30x450	15x15	ー	主材軸方向バネkx		3	伝統	K2-5-1, K2-5-2, K2-5-3	
60	雇いホゾ胴栓止め	梁	柱	雇い	込栓	引張り	一方向加力	十字型	スギ	スギ	ヒノキ	カシ	ー	120x180	120x120	ー	90x30x450	24x24	ー	主材軸方向バネkx		3	伝統	K2-6-1, K2-6-2, K2-6-3	
61	雇いホゾ胴栓止め	梁	柱	雇い	込栓	引張り	一方向加力	十字型	スギ	スギ	ヒノキ	カシ	ー	120x180	120x120	ー	90x30x450	φ18	ー	主材軸方向バネkx		3	伝統	K2-7-1, K2-7-2, K2-7-3	
62	雇いホゾ胴栓止め	梁	柱	雇い	込栓	引張り	一方向加力	十字型	スギ	スギ	ヒノキ	カシ	ー	120x180	120x120	ー	90x30x420	18x18	ー	主材軸方向バネkx		3	伝統	K2-8-1, K2-8-2, K2-8-3	
63	雇いホゾ胴栓止め	梁	柱	雇い	込栓(内寄せ)	引張り	一方向加力	十字型	スギ	スギ	ヒノキ	カシ	ー	120x180	120x120	ー	90x30x510	18x18	ー	主材軸方向バネkx		3	伝統	K2-9-1, K2-9-2, K2-9-3	
64	雇いホゾ胴栓止め	梁	柱	雇い	込栓(内寄せ)	引張り	一方向加力	十字型	スギ	スギ	ヒノキ	カシ	ー	120x180	120x120	ー	90x30x420	18x18	ー	主材軸方向バネkx		3	伝統	K2-10-1, K2-10-2, K2-10-3	
65	雇いホゾ胴栓止め	梁	柱	雇い	込栓	引張り	一方向加力	十字型	スギ	スギ	ヒノキ	カシ	ー	120x180	120x120	ー	90x30x510	18x18	ー	主材軸方向バネkx		3	伝統	K2-11-1, K2-11-2, K2-11-3	
66	相欠き	梁等	梁等	相欠き	ー	曲げ	繰返し	十字型	スギ	スギ	ー	ー	ー	30x30	30x30	ー	ー	ー	ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	G1-1-1, G1-1-2, G1-1-3	
67	相欠き	梁等	梁等	相欠き	ー	曲げ	繰返し	十字型	スギ	スギ	ー	ー	ー	45x45	45x45	ー	ー	ー	ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	G1-2-1, G1-2-2, G1-2-3	
68	相欠き	梁等	梁等	相欠き	ー	曲げ	繰返し	十字型	スギ	スギ	ー	ー	ー	60x60	60x60	ー	ー	ー	ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	G1-3-1, G1-3-2, G1-3-3	
69	通し貫	貫	柱	通し貫	ー	曲げ	繰返し	十字型	スギ	スギ	ー	ー	ー	15x105	120x120	ー	ー	ー	ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	G3-1-1, G3-1-2, G3-1-3	
70	通し貫	貫	柱	通し貫	ー	曲げ	繰返し	十字型	スギ	スギ	ー	ー	ー	30x120	120x120	ー	ー	ー	ー	面内回転方向バネkθx		3	伝統	G3-2-1, G3-2-2, G3-2-3	

	仕口種類			実験方法	柱W1[mm]	W2 [mm]	横架材H [mm]	W [mm]	柱	横架材	データベース
71	柱 梁	小根ほぞh90	込栓15	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
72	柱 梁	小根ほぞh90	込栓15	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
73	柱 梁	小根ほぞh90	込栓15	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
74	柱 梁	小根ほぞh90	込栓18	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
75	柱 梁	小根ほぞh90	込栓18	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
76	柱 梁	小根ほぞh90	込栓18	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
77	柱 梁	小根ほぞh90	込栓15-15	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
78	柱 梁	小根ほぞh90	込栓15-15	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
79	柱 梁	小根ほぞh90	込栓15-15	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
80	柱 梁	雇ほぞ	胴栓	引張り	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
81	柱 梁	雇ほぞ	胴栓	引張り	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
82	柱 梁	雇ほぞ	胴栓	引張り	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
83	柱 梁	小根ほぞh90	込栓15-30	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
84	柱 梁	小根ほぞh90	込栓15-30	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
85	柱 梁	小根ほぞh90	込栓15-30	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
86	柱 梁	小根ほぞh90	込栓15-0	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
87	柱 梁	小根ほぞh90	込栓15-0	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
88	柱 梁	小根ほぞh90	込栓15-0	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
89	柱 梁	小根ほぞ	割りクサビ	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
90	柱 梁	小根ほぞ	割りクサビ	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
91	柱 梁	小根ほぞ	割りクサビ	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
92	柱 梁	小根ほぞh90	込栓15-0	曲げ	120	120	300	120	スギ	スギ	伝統
93	柱 梁	小根ほぞh90	込栓15-0	曲げ	120	120	300	120	スギ	スギ	伝統
94	柱 梁	小根ほぞh90	込栓15-0	曲げ	120	120	300	120	スギ	スギ	伝統
95	柱 梁	小根ほぞh90	込栓15-0	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
96	柱 梁	小根ほぞh90	込栓15-0	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
97	柱 梁	小根ほぞh90	込栓15-0	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
98	柱 梁	小根ほぞ	割りクサビ	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
99	柱 梁	小根ほぞ	割りクサビ	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
100	柱 梁	小根ほぞ	割りクサビ	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
101	柱 梁	小根ほぞh90	鼻栓15	曲げ	120	120	240	120	スギ	スギ	伝統
102	柱 梁	小根ほぞh90	鼻栓15	曲げ	120	120	240	120	スギ	スギ	伝統
103	柱 梁	小根ほぞh90	鼻栓15	曲げ	120	120	240	120	スギ	スギ	伝統
104	柱 梁	小根ほぞh90	鼻栓15	曲げ	120	120	300	120	スギ	スギ	伝統
105	柱 梁	小根ほぞh90	鼻栓15	曲げ	120	120	300	120	スギ	スギ	伝統
106	柱 梁	小根ほぞh90	鼻栓15	曲げ	120	120	300	120	スギ	スギ	伝統
107	柱 梁	小根ほぞh90	鼻栓15	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
108	柱 梁	小根ほぞh90	鼻栓15	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統

	仕口種類				実験方法	柱W1[mm]	W2 [mm]	横架材H [mm]	W [mm]	柱	横架材	データベース
109	柱	梁	小根ほぞh90	鼻栓15	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
110	柱	梁	小根ほぞh90	鼻栓15	曲げ	150	150	180	150	スギ	スギ	伝統
111	柱	梁	小根ほぞh90	鼻栓15	曲げ	150	150	180	150	スギ	スギ	伝統
112	柱	梁	小根ほぞh90	鼻栓15	曲げ	150	150	180	150	スギ	スギ	伝統
113	柱	梁	小根ほぞh90	込栓15-0	曲げ	120	120	240	120	スギ	スギ	伝統
114	柱	梁	小根ほぞh90	込栓15-0	曲げ	120	120	240	120	スギ	スギ	伝統
115	柱	梁	小根ほぞh90	込栓15-0	曲げ	120	120	240	120	スギ	スギ	伝統
116	柱	梁	小根ほぞh90	込栓18-0	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
117	柱	梁	小根ほぞh90	込栓18-0	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
118	柱	梁	小根ほぞh90	込栓18-0	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
119	柱	梁	小根ほぞ	割りクサビ	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
120	柱	梁	小根ほぞ	割りクサビ	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
121	柱	梁	小根ほぞ	割りクサビ	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
122	柱	梁	小根ほぞh90	鼻栓5-15	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
123	柱	梁	小根ほぞh90	鼻栓5-15	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
124	柱	梁	小根ほぞh90	鼻栓5-15	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
125	柱	梁	小根ほぞ	割りクサビ	曲げ	120	120	300	120	スギ	スギ	伝統
126	柱	梁	小根ほぞ	割りクサビ	曲げ	120	120	300	120	スギ	スギ	伝統
127	柱	梁	小根ほぞ	割りクサビ	曲げ	120	120	300	120	スギ	スギ	伝統
128	柱	梁	小根ほぞh90	鼻栓15	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
129	柱	梁	小根ほぞh90	鼻栓15	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
130	柱	梁	小根ほぞh90	鼻栓15	曲げ	120	120	180	120	スギ	スギ	伝統
131	梁	梁	アリ	アリ首30、e7.5	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
132	梁	梁	アリ	アリ首30、e7.5	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
133	梁	梁	アリ	アリ首30、e7.5	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
134	梁	梁	アリ	アリ首90、e7.5	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
135	梁	梁	アリ	アリ首90、e7.5	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
136	梁	梁	アリ	アリ首90、e7.5	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
137	梁	梁	アリ	アリ首30、e9	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
138	梁	梁	アリ	アリ首30、e9	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
139	梁	梁	アリ	アリ首30、e9	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
140	梁	梁	アリ	アリ首30、e15	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
141	梁	梁	アリ	アリ首30、e15	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
142	梁	梁	アリ	アリ首30、e15	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
143	梁	梁	アリ	アリ首30、e7.5	引張り	180	120	180	120	スギ	スギ	伝統
144	梁	梁	アリ	アリ首30、e7.5	引張り	180	120	180	120	スギ	スギ	伝統
145	梁	梁	アリ	アリ首30、e7.5	引張り	180	120	180	120	スギ	スギ	伝統
146	梁	梁	アリ	アリ首30、e7.5	引張り	240	120	240	120	スギ	スギ	伝統

	仕口種類			実験方法	柱W1[mm]	W2 [mm]	横架材H [mm]	W [mm]	柱	横架材	データベース
147	梁	アリ	アリ首30、e7.5	引張り	240	120	240	120	スギ	スギ	伝統
148	梁	アリ	アリ首30、e7.5	引張り	240	120	240	120	スギ	スギ	伝統
149	梁	アリ	アリ首30、e7.5	引張り	300	120	300	120	スギ	スギ	伝統
150	梁	アリ	アリ首30、e7.5	引張り	300	120	300	120	スギ	スギ	伝統
151	梁	アリ	アリ首30、e7.5	引張り	300	120	300	120	スギ	スギ	伝統
152	柱	下げ鎌	L90	引張り	120	120	120	15	スギ	スギ	伝統
153	柱	下げ鎌	L90	引張り	120	120	120	15	スギ	スギ	伝統
154	柱	下げ鎌	L90	引張り	120	120	120	15	スギ	スギ	伝統
155	柱	下げ鎌	L90	引張り	120	120	120	30	スギ	スギ	伝統
156	柱	下げ鎌	L90	引張り	120	120	120	30	スギ	スギ	伝統
157	柱	下げ鎌	L90	引張り	120	120	120	30	スギ	スギ	伝統
158	柱	下げ鎌	L90	引張り	120	120	120	45	スギ	スギ	伝統
159	柱	下げ鎌	L90	引張り	120	120	120	45	スギ	スギ	伝統
160	柱	下げ鎌	L90	引張り	120	120	120	45	スギ	スギ	伝統
161	柱	下げ鎌	L45	引張り	120	120	120	30	スギ	スギ	伝統
162	柱	下げ鎌	L45	引張り	120	120	120	30	スギ	スギ	伝統
163	柱	下げ鎌	L45	引張り	120	120	120	30	スギ	スギ	伝統
164	柱	下げ鎌	L45	引張り	120	120	120	45	スギ	スギ	伝統
165	柱	下げ鎌	L45	引張り	120	120	120	45	スギ	スギ	伝統
166	柱	下げ鎌	L45	引張り	120	120	120	45	スギ	スギ	伝統
167	柱	下げ鎌	L45	引張り	120	120	120	60	スギ	スギ	伝統
168	柱	下げ鎌	L45	引張り	120	120	120	60	スギ	スギ	伝統
169	柱	下げ鎌	L45	引張り	120	120	120	60	スギ	スギ	伝統
170	柱	長ほぞ30	鼻栓、L120	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
171	柱	長ほぞ30	鼻栓、L120	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
172	柱	長ほぞ30	鼻栓、L120	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
173	柱	長ほぞ30	鼻栓、L120	引張り	150	150	120	150	スギ	スギ	伝統
174	柱	長ほぞ30	鼻栓、L120	引張り	150	150	120	150	スギ	スギ	伝統
175	柱	長ほぞ30	鼻栓、L120	引張り	150	150	120	150	スギ	スギ	伝統
176	柱	長ほぞ30	鼻栓、L105	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
177	柱	長ほぞ30	鼻栓、L105	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
178	柱	長ほぞ30	鼻栓、L105	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
179	柱	長ほぞ30	鼻栓、L75	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
180	柱	長ほぞ30	鼻栓、L75	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
181	柱	長ほぞ30	鼻栓、L75	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
182	柱	長ほぞ30	鼻栓30、L120	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
183	柱	長ほぞ30	鼻栓30、L120	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
184	柱	長ほぞ30	鼻栓30、L120	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統

	仕口種類			実験方法	柱W1[mm]	W2 [mm]	横架材H [mm]	W [mm]	柱	横架材	データベース
185 柱	梁	長ほぞ36	鼻栓、L120	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
186 柱	梁	長ほぞ36	鼻栓、L120	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
187 柱	梁	長ほぞ36	鼻栓、L120	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
188 柱	梁	長ほぞ24	鼻栓、L120	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
189 柱	梁	長ほぞ24	鼻栓、L120	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
190 柱	梁	長ほぞ24	鼻栓、L120	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
191 柱	梁	長ほぞD30	込栓□15	引張	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
192 柱	梁	長ほぞD30	込栓□15	引張	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
193 柱	梁	長ほぞD30	込栓□15	引張	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
194 柱	梁	長ほぞD30	込栓□15	引張	150	120	120	150	スギ	スギ	伝統
195 柱	梁	長ほぞD30	込栓□15	引張	150	120	120	150	スギ	スギ	伝統
196 柱	梁	長ほぞD30	込栓□15	引張	150	120	120	150	スギ	スギ	伝統
197 柱	梁	長ほぞD30	込栓〇15	引張	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
198 柱	梁	長ほぞD30	込栓〇15	引張	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
199 柱	梁	長ほぞD30	込栓〇15	引張	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
200 柱	梁	長ほぞD30	込栓〇18	引張	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
201 柱	梁	長ほぞD30	込栓〇18	引張	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
202 柱	梁	長ほぞD30	込栓〇18	引張	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
203 柱	梁	長ほぞD36	込栓□15	引張	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
204 柱	梁	長ほぞD36	込栓□15	引張	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
205 柱	梁	長ほぞD36	込栓□15	引張	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
206 梁等	梁等	渡りあご	g15h30	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
207 梁等	梁等	渡りあご	g15h30	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
208 梁等	梁等	渡りあご	g15h30	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
209 柱	貫			曲げ	120	120	120	15	スギ	スギ	伝統
210 柱	貫			曲げ	120	120	120	15	スギ	スギ	伝統
211 柱	貫			曲げ	120	120	120	15	スギ	スギ	伝統
212 柱	貫			曲げ	120	120	120	60	スギ	スギ	伝統
213 柱	貫			曲げ	120	120	120	60	スギ	スギ	伝統
214 柱	貫			曲げ	120	120	120	60	スギ	スギ	伝統
215 柱	貫			曲げ	150	150	120	30	スギ	スギ	伝統
216 柱	貫			曲げ	150	150	120	30	スギ	スギ	伝統
217 柱	貫			曲げ	150	150	120	30	スギ	スギ	伝統
218 柱	貫			曲げ	180	180	120	30	スギ	スギ	伝統
219 柱	貫			曲げ	180	180	120	30	スギ	スギ	伝統
220 柱	貫			曲げ	180	180	120	30	スギ	スギ	伝統
221 柱	貫	略カマ		曲げ	120	120	120	15	スギ	スギ	伝統
222 柱	貫	略カマ		曲げ	120	120	120	15	スギ	スギ	伝統

	仕口種類			実験方法	柱W1[mm]	W2 [mm]	横架材H [mm]	W [mm]	柱	横架材	データベース
223	柱 貫	略カマ		曲げ	120	120	120	15	スギ	スギ	伝統
224	柱 貫	略カマ		曲げ	120	120	120	30	スギ	スギ	伝統
225	柱 貫	略カマ		曲げ	120	120	120	30	スギ	スギ	伝統
226	柱 貫	略カマ		曲げ	120	120	120	30	スギ	スギ	伝統
227	柱 貫	略カマ		曲げ	120	120	120	45	スギ	スギ	伝統
228	柱 貫	略カマ		曲げ	120	120	120	45	スギ	スギ	伝統
229	柱 貫	略カマ		曲げ	120	120	120	45	スギ	スギ	伝統
230	柱 貫	略カマ		曲げ	120	120	120	60	スギ	スギ	伝統
231	柱 貫	略カマ		曲げ	120	120	120	60	スギ	スギ	伝統
232	柱 貫	略カマ		曲げ	120	120	120	60	スギ	スギ	伝統
233	柱 貫	略カマ		曲げ	150	150	105	30	スギ	スギ	伝統
234	柱 貫	略カマ		曲げ	150	150	105	30	スギ	スギ	伝統
235	柱 貫	略カマ		曲げ	150	150	105	30	スギ	スギ	伝統
236	柱 貫	略カマ		曲げ	150	150	120	30	スギ	スギ	伝統
237	柱 貫	略カマ		曲げ	150	150	120	30	スギ	スギ	伝統
238	柱 貫	略カマ		曲げ	150	150	120	30	スギ	スギ	伝統
239	柱 貫	略カマ		曲げ	180	180	120	30	スギ	スギ	伝統
240	柱 貫	略カマ		曲げ	180	180	120	30	スギ	スギ	伝統
241	柱 貫	略カマ		曲げ	180	180	120	30	スギ	スギ	伝統
242	柱 梁	長ほぞ	割りクサビ	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
243	柱 梁	長ほぞ	割りクサビ	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
244	柱 梁	長ほぞ	割りクサビ	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
245	柱 梁	長ほぞ	割りクサビ	引張り	150	150	120	150	スギ	スギ	伝統
246	柱 梁	長ほぞ	割りクサビ	引張り	150	150	120	150	スギ	スギ	伝統
247	柱 梁	長ほぞ	割りクサビ	引張り	150	150	120	150	スギ	スギ	伝統
248	柱 梁	長ほぞ	割りクサビ	引張り	150	150	180	150	スギ	スギ	伝統
249	柱 梁	長ほぞ	割りクサビ	引張り	150	150	180	150	スギ	スギ	伝統
250	柱 梁	長ほぞ	割りクサビ	引張り	150	150	180	150	スギ	スギ	伝統
251	柱 梁	長ほぞ	割りクサビe3	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
252	柱 梁	長ほぞ	割りクサビe3	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
253	柱 梁	長ほぞ	割りクサビe3	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
254	柱 梁	長ほぞ	割りクサビe9	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
255	柱 梁	長ほぞ	割りクサビe9	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
256	柱 梁	長ほぞ	割りクサビe9	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
257	柱 梁	長ほぞD36	割りクサビe6	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
258	柱 梁	長ほぞD36	割りクサビe6	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
259	柱 梁	長ほぞD36	割りクサビe6	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
260	柱 梁	長ほぞD24	割りクサビe6	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統

	仕口種類				実験方法	柱W1[mm]	W2 [mm]	横架材H [mm]	W [mm]	柱	横架材	データベース
261	柱	梁	長ほぞD24	割りクサビe6	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
262	柱	梁	長ほぞD24	割りクサビe6	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	伝統
263	梁等	梁等	渡りあご	g30h60	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
264	梁等	梁等	渡りあご	g30h60	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
265	梁等	梁等	渡りあご	g30h60	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
266	梁等	梁等	渡りあご	g45h90	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
267	梁等	梁等	渡りあご	g45h90	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
268	梁等	梁等	渡りあご	g45h90	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
269	梁等	梁等	渡りあご	g15h90	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
270	梁等	梁等	渡りあご	g15h90	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
271	梁等	梁等	渡りあご	g15h90	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
272	梁等	梁等	渡りあご	g30h90	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
273	梁等	梁等	渡りあご	g30h90	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
274	梁等	梁等	渡りあご	g30h90	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
275	梁等	梁等	渡りあご	g15h90	曲げ	150	150	150	150	スギ	スギ	伝統
276	梁等	梁等	渡りあご	g15h90	曲げ	150	150	150	150	スギ	スギ	伝統
277	梁等	梁等	渡りあご	g15h90	曲げ	150	150	150	150	スギ	スギ	伝統
278	梁等	梁等	渡りあご	g15h90	曲げ	180	180	180	180	スギ	スギ	伝統
279	梁等	梁等	渡りあご	g15h90	曲げ	180	180	180	180	スギ	スギ	伝統
280	梁等	梁等	渡りあご	g15h90	曲げ	180	180	180	180	スギ	スギ	伝統
281	柱	貫	略鎌		引張り	120	120	30	120	スギ	スギ	伝統
282	柱	貫	略鎌		引張り	120	120	30	120	スギ	スギ	伝統
283	柱	貫	略鎌		引張り	120	120	30	120	スギ	スギ	伝統
284	柱	貫	略鎌		引張り	120	120	30	120	スギ	スギ	伝統
285	柱	梁	長ほぞW90		曲げ	120	120	190	140	スギ	スギ	伝統
286	柱	梁	長ほぞW100	貫通	曲げ	120	120	190	140	スギ	スギ	伝統
287	柱	梁	長ほぞW70	貫通	曲げ	120	120	200	150	スギ	スギ	伝統
288	柱	梁	短ほぞW70		曲げ	105	105	200	150	スギ	スギ	伝統
289	柱	梁	長ほぞW70	貫通	曲げ	120	120	200	150	スギ	スギ	伝統
290	柱	梁	短ほぞW70		曲げ	105	105	200	150	スギ	スギ	伝統
291	梁	梁	アリL30	大入れ	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	住木
292	梁	梁	アリL45	大入れ	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	住木
293	柱	梁	小根ほぞ	込栓	引張り	150	150	180	120	スギ	スギ	住木
294	柱	梁	小根ほぞh112.5	込栓	曲げ	150	150	240	120	スギ	スギ	住木
295	柱	梁	小根ほぞh112.5	込栓	曲げ	180	180	240	120	スギ	スギ	住木
296	柱	梁	小根ほぞh142.5	込栓	曲げ	180	180	300	120	スギ	スギ	住木
297	柱	梁	小根長ほぞ82.5	車知	引張り	150	150	180	120	スギ	ヒノキ	住木
298	柱	梁	小根長ほぞ82.5	車知	引張り	150	150	180	120	スギ	ヒノキ	住木

	仕口種類				実験方法	柱W1[mm]	W2 [mm]	横架材H [mm]	W [mm]	柱	横架材	データベース
299	柱	梁	小根長ほぞ82.5	車知、胴栓	引張り	150	150	180	120	スギ	ヒノキ	住木
300	柱	梁	小根長ほぞ82.5	車知、胴栓	引張り	150	150	180	120	スギ	ヒノキ	住木
301	柱	梁	小根長ほぞ112.5	車知	引張り	180	180	240	120	スギ	ヒノキ	住木
302	柱	梁	小根長ほぞ112.5	車知	引張り	180	180	240	120	スギ	ヒノキ	住木
303	柱	梁	小根長ほぞ112.5	車知、胴栓	引張り	180	180	240	120	スギ	ヒノキ	住木
304	柱	梁	小根長ほぞ112.5	車知、胴栓	引張り	180	180	240	120	スギ	ヒノキ	住木
305	梁等	梁等	相欠き		曲げ	90	90	90	90	スギ	スギ	伝統
306	梁等	梁等	相欠き		曲げ	90	90	90	90	スギ	スギ	伝統
307	梁等	梁等	相欠き		曲げ	90	90	90	90	スギ	スギ	伝統
308	梁等	梁等	相欠き		曲げ	30	30	30	30	スギ	スギ	伝統
309	梁等	梁等	相欠き		曲げ	30	30	30	30	スギ	スギ	伝統
310	梁等	梁等	相欠き		曲げ	30	30	30	30	スギ	スギ	伝統
311	梁等	梁等	相欠き		曲げ	45	45	45	45	スギ	スギ	伝統
312	梁等	梁等	相欠き		曲げ	45	45	45	45	スギ	スギ	伝統
313	梁等	梁等	相欠き		曲げ	45	45	45	45	スギ	スギ	伝統
314	梁等	梁等	相欠き		曲げ	60	60	60	60	スギ	スギ	伝統
315	梁等	梁等	相欠き		曲げ	60	60	60	60	スギ	スギ	伝統
316	梁等	梁等	相欠き		曲げ	60	60	60	60	スギ	スギ	伝統
317	梁等	梁等	渡りあご	g15h30	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
318	梁等	梁等	渡りあご	g15h30	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
319	梁等	梁等	渡りあご	g15h30	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
320	梁等	梁等	渡りあご	g30h60	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
321	梁等	梁等	渡りあご	g30h60	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
322	梁等	梁等	渡りあご	g30h60	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
323	梁等	梁等	渡りあご	g45h90	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
324	梁等	梁等	渡りあご	g45h90	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
325	梁等	梁等	渡りあご	g45h90	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
326	梁等	梁等	渡りあご	g15h90	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
327	梁等	梁等	渡りあご	g15h90	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
328	梁等	梁等	渡りあご	g15h90	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
329	梁等	梁等	渡りあご	g30h90	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
330	梁等	梁等	渡りあご	g30h90	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
331	梁等	梁等	渡りあご	g30h90	曲げ	120	150	120	150	スギ	スギ	伝統
332	梁等	梁等	渡りあご	g15h90	曲げ	150	150	150	150	スギ	スギ	伝統
333	梁等	梁等	渡りあご	g15h90	曲げ	150	150	150	150	スギ	スギ	伝統
334	梁等	梁等	渡りあご	g15h90	曲げ	150	150	150	150	スギ	スギ	伝統
335	梁等	梁等	渡りあご	g15h90	曲げ	180	180	180	180	スギ	スギ	伝統
336	梁等	梁等	渡りあご	g15h90	曲げ	180	180	180	180	スギ	スギ	伝統

	仕口種類				実験方法	柱W1[mm]	W2 [mm]	横架材H [mm]	W [mm]	柱	横架材	データベース
337	梁等	梁等	渡りあご	g15h90	曲げ	180	180	180	180	スギ	スギ	伝統
338	柱	土台、梁	長ほぞ30-90	込栓	引張り	120	120	120	120	スギ	スギ	住木
339	柱	土台、梁	長ほぞ36-120	込栓	引張り	150	150	150	150	スギ	スギ	住木
340	柱	土台、梁	長ほぞ36-120	込栓*2	引張り	150	150	150	150	スギ	スギ	住木
341	柱	土台、梁	長ほぞ36-120	斜め込栓	引張り	150	150	150	150	スギ	スギ	住木
342	柱	土台、梁	長ほぞ30-90	込栓	引張り	120	120	120	120	スギ	ヒノキ	住木
343	柱	土台、梁	長ほぞ36-120	込栓	引張り	150	150	150	150	スギ	ヒノキ	住木
344	柱	土台、梁	長ほぞ36-120	込栓*2	引張り	150	150	150	150	スギ	ヒノキ	住木
345	柱	土台、梁	長ほぞ36-120	斜め込栓	引張り	150	150	150	150	スギ	ヒノキ	住木

3.1.3　選別したデータより作成した DB

作成したデータシートと解説を示す。

3.1.3.1　腰掛鎌継ぎ手の引張り剛性と耐力

【概要】

伝統的構法や在来軸組工法などの軸組工法には数多くの継手が存在するが、そのうちの腰掛鎌継ぎ手についての引張剛性と耐力について、実験結果、理論式、耐力、解析モデル及び注意点などについての内容を記載してある。また、最近は梁スパンや壁線間隔が増大してきており、継手接合部も構造上または構造計画の上で重要な部分になりつつある。

【力の伝達方法】

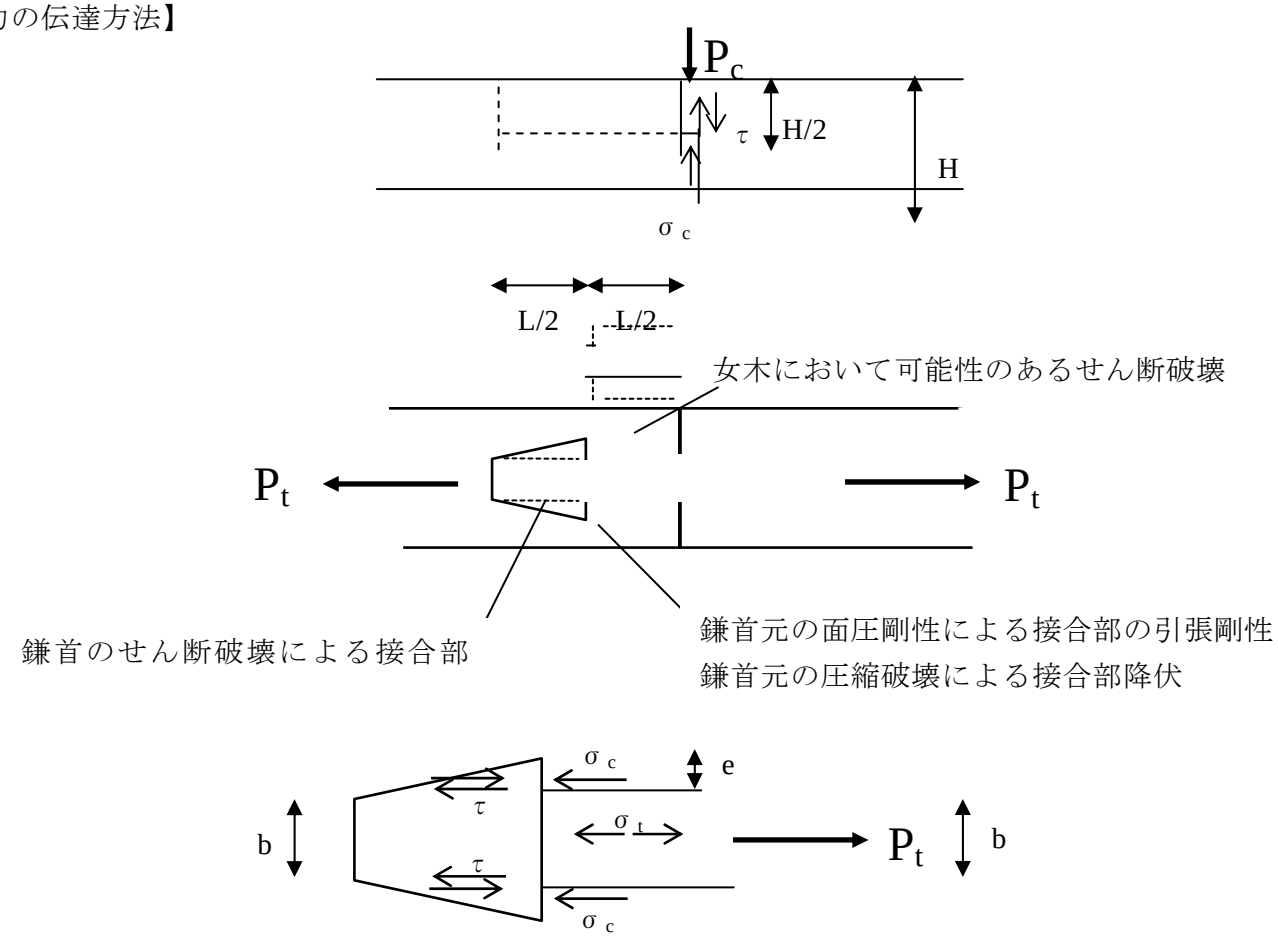


図 3.1.3-1　力の伝達方法

【設計における考え方と適用範囲】

鎌継手は、回転抵抗は小さく、引張りの抵抗が主であるため、接合部設計上は回転自由、引張りとせん断を拘束した接合条件として考える。ただ、曲げモーメントの大きな部分に鎌継手や同じ抵抗機構の継手を設ける場合は、モーメントによる鎌の引張破壊の可能性が高くなるため、接合部配置における構造計画上の注意が必要である。

鎌首の面圧で接合部の初期剛性が決まり、その後、引張り荷重が大きくなるに従い、鎌首のせん断破壊、または、圧縮破壊が生じる。これらの最小値を最大耐力とする。また、最後は鎌部分のせん断による脆性破壊をもたらすことが多く、加えて、材料欠点である節や目切れなどを取り除くことが一般的に加工上､材料選別上困難であることを考慮すると、設計上は十分な安全率を持たせることが必要になる。

以降に記載する理論式または上記記述では男木のせん断破壊を取り上げているが、鎌継ぎの寸法形状が一般的な寸法を逸脱すると女木のせん断や割裂の破壊を誘発する可能性があるため、一般的な鎌継ぎとし下記を理論式の適応範囲とする。

$L=1.15W\sim1.75W$　　$b=W/4\sim W/3$　　$e=L/15\sim L/20$　　$H\geqq W$

一方、鉛直荷重により腰掛部分には腰掛面等に圧縮応力度、男木、女木の鉛直面にせん断応力度が生じるが、一般的に十分な断面と圧縮面積を持つことが多い。

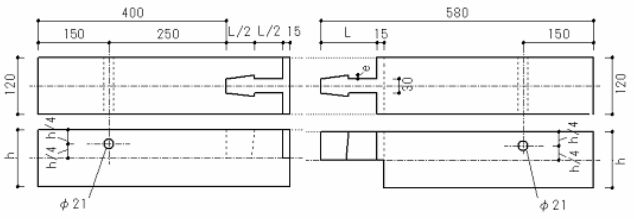
文献

1）（一社）日本建築学会：木質構造接合部設計マニュアル、2009

2）伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会，事業報告書, 2012

腰掛鎌継ぎ手

●姿図･寸法



No.	e	L	h
1	7.5	120	120
2	15	150	120
③	7.5	150	120
4	7.5	180	120
5	7.5	150	180

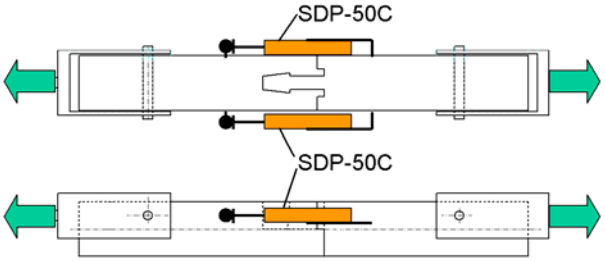


図　接合部試験体

（引用：伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会，実験データライブラリー）

【使用材料】

木材：　スギ無等級材　、　継手仕様：腰掛鎌継ぎ手、目違い無し

試験方法：静的一方向加力（引張り）

●適用条件

スギ無等級材の天然乾燥材料を使用。よって、含水率の低い人工乾燥材や強度区分のことなるJAS 材やエンジニアリングウッドなどによる継手の設計等に引用するときは、含水率や強度区分の違いによる補正を意識する必要がある。

●概要

スギ無等級材による腰掛鎌継ぎ手接合部の一方向引張り加力の試験により、荷重 - 変位曲線を収録している。

●理論式

前述の適応範囲の形状の一般的な腰掛鎌継ぎ手における理論式である。

【初期剛性】

$$K = \frac{1}{2} \cdot {}_E K_0 \times 2e \times \frac{H}{2} = \frac{1}{2} {}_E K_0 \cdot e \cdot H \qquad {}_E K_0 = n \cdot E_0 \frac{\left(0.02 + \frac{1}{e}\right)}{140 - 0.6e}$$

${}_E K_0$: 繊維方向のみかけの面圧剛性　$[N/mm^3]$ [1)]

n：繊維方向置換係数（樹種にかかわらず$n=5$）

E_0: 材料の繊維方向ヤング係数　$[N/mm^2]$

【最大耐力】

（1）鎌首元の圧縮破壊

$$P_{uc} = F_c \times 2e \times \frac{H}{2} = F_c \cdot e \cdot H$$

F_c: 材料の繊維方向圧縮基準強度

（2）男木の鎌部分のせん断破壊

$$P_{us} = F_s \times \frac{L}{2} \times \frac{H}{2} \times 2 = \frac{1}{2} F_s \cdot L \cdot H$$

F_s: 材料のせん断基準強度

$$P_u = \min\left(P_{uc}, P_{us}\right)$$

文献

1） 稲山正弘他：めり込み式に基づく面圧剛性算定式の提案、第 59 回木材学会大会発表要旨集 2009.

2)（一社）日本建築学会：木質構造接合部設計マニュアル、2009.

【許容耐力】

男木のせん断破壊の可能性が高いことより、設計上は脆性的な破壊が生じ、また、靭性能に期待しないことにし、下式で概ね把握できる。加えて、施工性やばらつき等も考慮して、耐力に十分な余裕をもたせることが必要である。

$${}_{L,S}P = {}_jK_d \cdot {}_jK_m \cdot {}_jK_0 \cdot {}_jK_f \cdot P_u$$

${}_jK_d$: 荷重継続期間影響係数　　長期1.1、　短期2.0

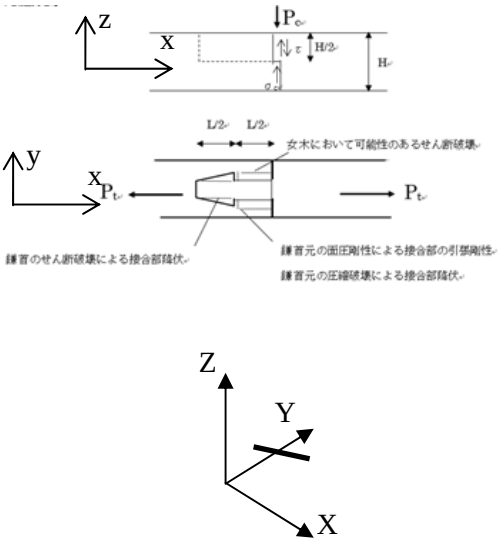
${}_jK_m$: 含水率影響係数　　常時湿潤0.7、　断続的な湿潤0.8

${}_jK_0$: 基準化係数 $\frac{1}{2}$

${}_jK_f$: 安全係数 $\frac{2}{3}$

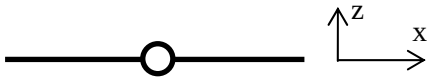
●モデル化

要素モデルの例:

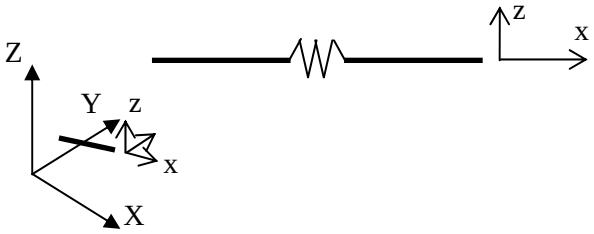


等価モデル:

伝統的構法や在来軸組などの継手は一般的にピン接合としてモデル化する。必要あれば応力解析により応力を算出し許容応力度の検定を行う。



接合部の引張が全体の耐力や剛性に大きく影響する場合は下記のとおり。軸方向はバネ剛性K、鉛直 Kz、面外 Ky は拘束、回転は自由。



●特性値

e=7.5mm、L=120mm、H=120mm

	K (kN/mm)	Py (kN)	Pmax (kN)	Pu (kN)	δv (mm)
実験値		8.71	16.28	15.40	
(平均値)	(33.57)	(9.49)	(17.05)	(16.12)	(0.54)

注：K剛性、Py 降伏耐力、Pmax 最大耐力、Pu 終局耐力　　＊（n=3、5%下限値）

e=15mm、L=150mm、H=120mm

	K (kN/mm)	Py (kN)	Pmax (kN)	Pu (kN)	δv (mm)
実験値		5.35	17.38	10.70	
(平均値)	(57.73)	(10.39)	(21.22)	(18.46)	(0.51)

注：K剛性、Py 降伏耐力、Pmax 最大耐力、Pu 終局耐力　　＊（n=3、5%下限値）

e=7.5mm、L=150mm、H=120mm

	K (kN/mm)	Py (kN)	Pmax (kN)	Pu (kN)	δv (mm)
実験値		1.49	14.07	11.65	
(平均値)	(18.48)	(13.41)	(18.71)	(17.38)	(1.14)

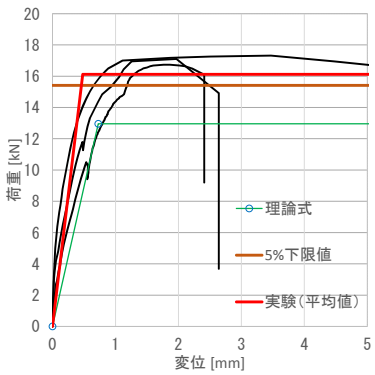
注：K剛性、Py 降伏耐力、Pmax 最大耐力、Pu 終局耐力　　＊（n=3、5%下限値）

e=7.5mm、L=180mm、H=120mm

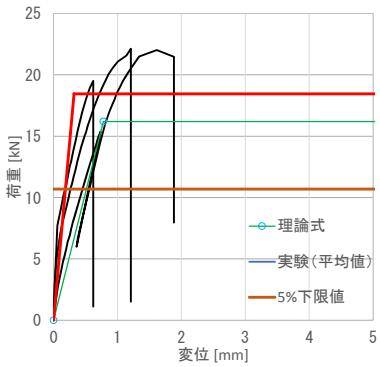
	K (kN/mm)	Py (kN)	Pmax (kN)	Pu (kN)	δv (mm)
実験値	15.57	8.77	14.81	13.54	0.26
(平均値)	(28.37)	(9.43)	(15.71)	(14.48)	(0.53)

注：K剛性、Py 降伏耐力、Pmax 最大耐力、Pu 終局耐力　　＊（n=3、5%下限値）

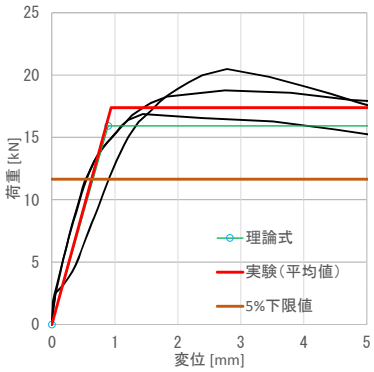
●荷重変形



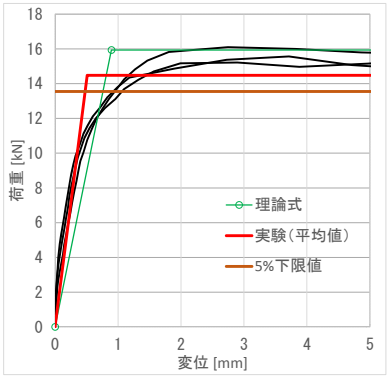
e=15mm、L=150mm、H=120mm



e=7.5mm、L=150mm、H=120mm



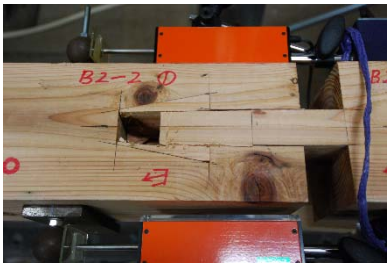
e=15mm、L=150mm、H=120mm

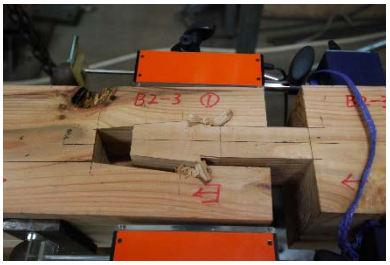


e=7.5mm、L=180mm、H=120mm

●破壊性状

e=15mm、L=150mm、H=120mm





e=7.5mm、L=150mm、H=120mm

e=15mm、L=150mm、H=120mm

e=7.5mm、L=180mm、H=120mm

e=7.5mm、L=150mm、H=180mm

写真　材料欠点の影響

（引用：伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会，実験データライブラリー）

【解説】

〇構造システムと施工の注意点

伝統構法や在来軸組工法における軸組の継手の役割は、部材の延長という方法的な役割のほかに、当然、軸力の伝達が必要になる。鉛直荷重、主に積載荷重に対して抵抗できる必要があり、加えて、落下を防ぐために面外せん断にも抵抗できる必要がある。最近では、水平構面剛性が高くなる傾向にあり、加えて、壁線間隔を大きくとる計画が多いために、継手の耐力の確保も重要になりつつある。腰掛鎌継ぎ手は軸力、面内外せん断に抵抗できるが、回転についてはほとんど抵抗できないため、構造計画上ピン接合として取り扱うことが多いが、応力度の検定は必要である。一方、大スパンなどの梁に継手を設ける場合などの時、応力解析上はピンにて応力を算出してよいが、実際は回転抵抗を少なからず持っていることを理解しておく必要がある。腰掛鎌継ぎ手の回転抵抗は上側の引張り抵抗で成立しているが、存在モーメントが大きいと前述の継手の引張り同様に鎌首のせん断で破壊することになる。存在モーメントがあるていど生じている場合は、構造計画上、このことを意識して計画し、引張耐力と剛性を利用したモーメント検定も最低限行うことが大切である。

この他の注意点として、含水率、ヤング係数、材料欠点が耐力や剛性に及ぼす影響が考えられる。含水率やヤング係数については、本文の許容耐力で示した方法により補正することができるため、材料指定、検査などで一般的には対応できる。しかし、材料の欠点については、あまり簡単ではなく、また、加工材料選別の時点で継手位置に欠点が入らないようにすることは、生産性などの要因によりなかなか難しい。よって、このような欠点については計算の上では安全率を大きく確保することで対処しておき、加工や施工業者との意思の共有や検査体制を整えることが重要になる。または、金物補強を追加するなどの方法により安全の担保または危険の分散をとることも可能である。特に、耐力剛性上重要な継手のときは、これらには注意する必要がある。

一方、腰掛鎌継ぎ手には、前述した標準形のほかに、面外せん断耐力と剛性を高くした「標準形＋目違いほぞ」がある。この引張耐力及び剛性についても前述の理論式は十分に利用できる。

〇解析モデル

一般的な伝統的構法建築物や在来軸組工法においては、継手はピン接合でモデル化してよい。ただ、変形が周囲の接合部に影響を与え、全体の構造性能上問題になるときまたは、周囲の構造性能上問題になるときは、軸方向バネをいれてモデル化することが必要になる。または、ピン接合でモデル化しておき応力検定に加えて、理論式の剛性を利用して軸方向変形の検定をすることもできる。また、前述した、存在モーメントがある程度の大きさで生じる場合の時は、回転バネを入れたモデル可をすることも大切である。

3.1.3.2　追掛け大栓継ぎ手の引張り剛性と耐力

【概要】

伝統的構法や在来軸組工法などの軸組工法には数多くの継手が存在するが、そのうちの追掛け大栓継ぎ手についての引張剛性と耐力について、実験結果、理論式、耐力、解析モデル及び注意点などについての内容を記載してある。また、最近は梁スパンや壁線間隔が増大してきており、継手接合部も構造上または構造計画の上で重要な部分になりつつある。

【力の伝達方法】

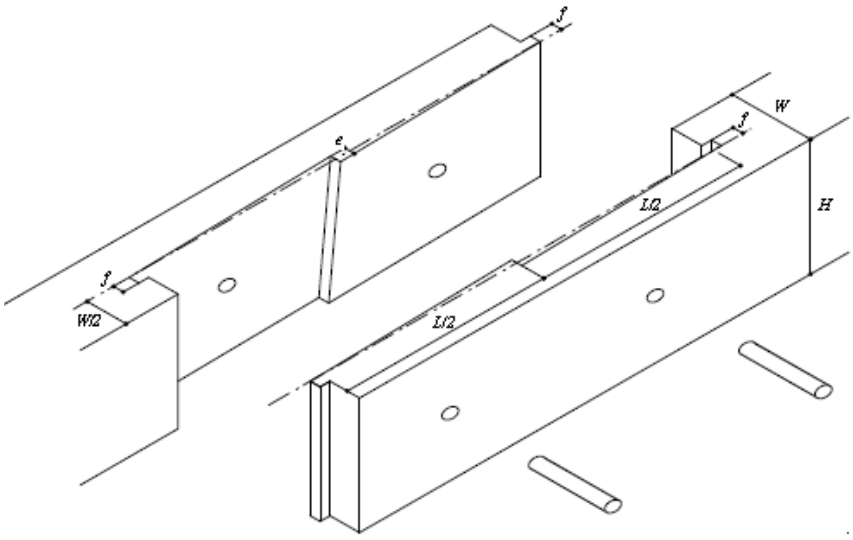


図 3.1.3-2　（引用：伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会，事業報告書, 2012）

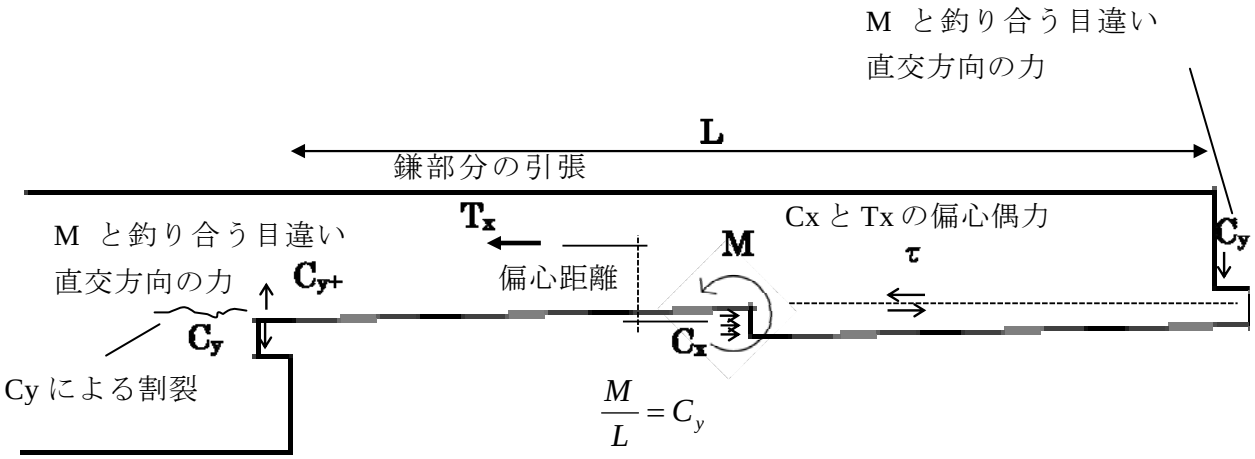


図 3.1.3-3　力の伝達方法

【設計における考え方と適用範囲】

追掛け大栓継手は、大きくない回転抵抗と、引張りの抵抗が主である。接合部設計のうえでは、回転自由または半剛接合、引張りとせん断を拘束した接合条件として考える。曲

げモーメントの大きな部分に追掛け大栓継手や同じ抵抗機構の継手を設ける場合は、回転の耐力を考慮する必要がある。

引張りが生じると顎の面圧で接合部の初期剛性が決まる。その後、引張り荷重が大きくなるに従い、顎から鎌先端までのせん断破壊、または、引張力 Tx とその反力 Cx の偏心による偶力により、鎌の根元に直交する力が生じ、加えて割裂破壊が生じる。これらのせん断破壊と割裂破壊の最小値を最大耐力とする。また、詳細には込栓の 1 面せん断が剛性及び耐力に加わるが、ともに、せん断剛性や耐力に比べ小さく耐力剛性上の寄与が小さいために設計上は考慮に入れていない。

加えて、材料欠点である節や目切れなどを取り除くことが一般的に加工上、材料選別上困難であることを考慮すると、設計上は十分な安全率を持たせることが必要になる。

以降に記載する理論式の適応範囲は下記とする。

L=2H～3H　　b=W/4～W/3　　e=L/15～L/20、15mm　　f=15mm 程度　　H≧W

一方、込栓においては、一般的に堅木のカシ、ナラ、ケヤキ等を材料にし、直径は W/8 から W/6 の丸栓または角栓とし、H が 300mm を超える場合は 2 段の合計 4 本の配置が一般的である。

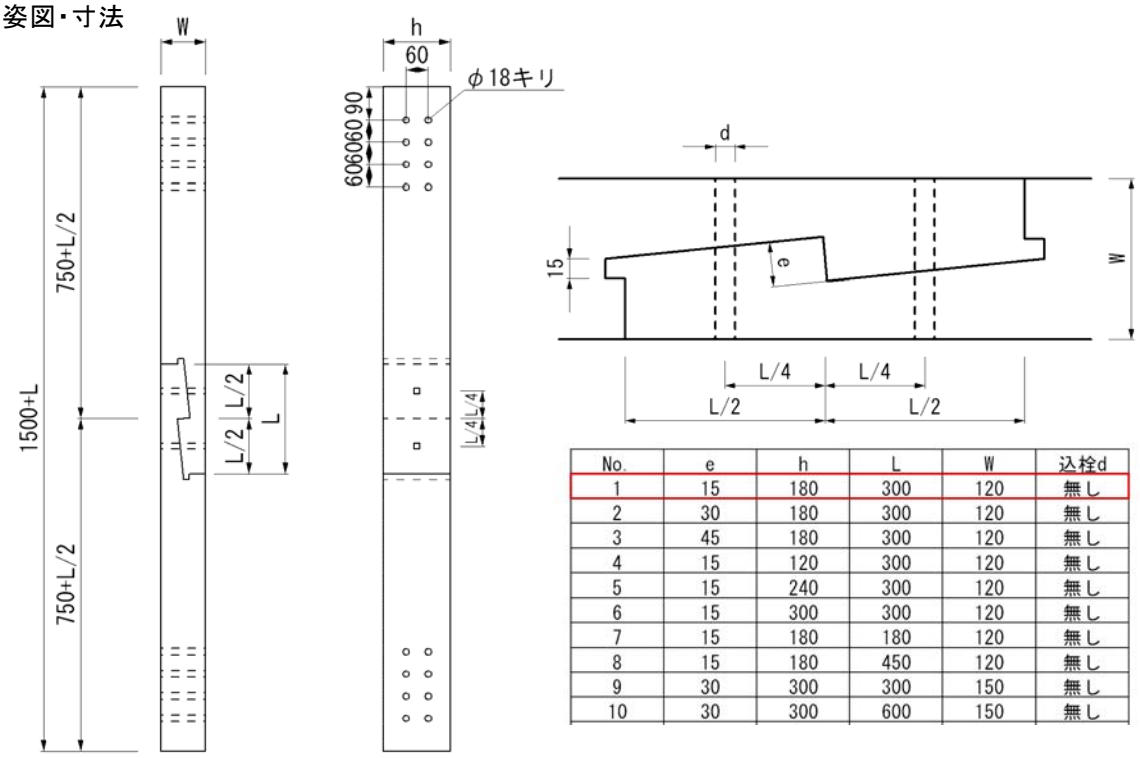
文献

1）（一社）日本建築学会：木質構造接合部設計マニュアル、2009

2）伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会：事業報告書、 2012

追掛け大栓継ぎ手

●姿図・寸法



No.	e	h	L	W	込栓d
1	15	180	300	120	無し
2	30	180	300	120	無し
3	45	180	300	120	無し
4	15	120	300	120	無し
5	15	240	300	120	無し
6	15	300	300	120	無し
7	15	180	180	120	無し
8	15	180	450	120	無し
9	30	300	300	150	無し
10	30	300	600	150	無し

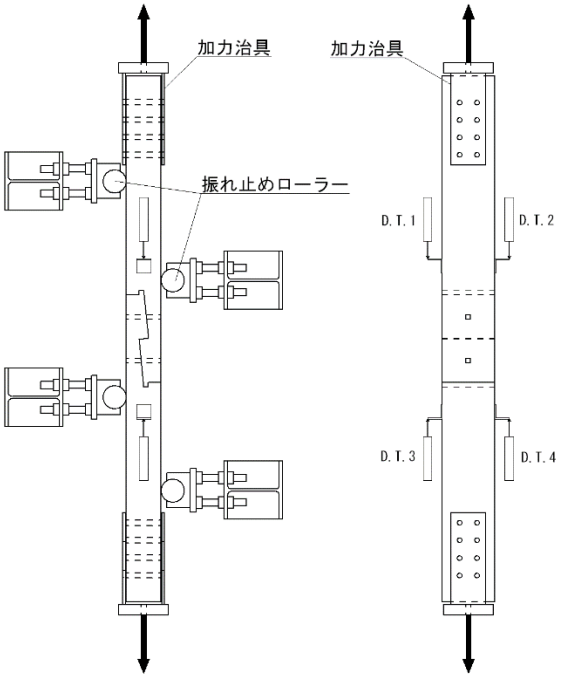


図　接合部試験体

（引用:伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会，実験データライブラリー*）

＊込栓の無い試験結果を引用

【使用材料】

木材：　スギ無等級材　、　継手仕様：追掛け大栓、込栓なし

試験方法：静的一方向加力（引張り）

●適用条件

スギ無等級材の天然乾燥材料を使用。よって、含水率の低い人工乾燥材や強度区分のことなるJAS材やエンジニアリングウッドなどによる継手の設計等に引用するときは、含水率や強度区分の違いによる補正を意識する必要がある。なお、込栓で止めた試験結果については、耐力や剛性の寄与が小さいため理論式でも考慮していないため省略した。

●概要

スギ無等級材による追掛け大栓継ぎ手接合部の一方向引張り加力の試験により、荷重 - 変位曲線を収録している。

●理論式

前述の適応範囲の形状の一般的な追掛け大栓継ぎ手における理論式である。なお、「設計における考え方と適応範囲」に既述したように、込栓は耐力、剛性ともに考慮していない。

【初期剛性】

$$K=\frac{1}{2}\cdot {}_{E}K_0\times e\times H \qquad {}_{E}K_0=n\cdot E_0\frac{\left(0.02+\frac{1}{e}\right)}{140-0.6e}$$

${}_{E}K_0$: 繊維方向のみかけの面圧剛性 $[N/mm^3]$ [1)]

n：繊維方向置換係数（樹種にかかわらず$n=5$）

E_0: 材料の繊維方向ヤング係数 $[N/mm^2]$

*男木と女木の両方が圧縮されるため剛性は1/2とする。

【最大耐力】

（1）顎から鎌先端までのせん断破壊

$$P_{us}=F_s\times H\times\frac{L}{2}=\frac{1}{2}F_s\cdot L\cdot H$$

F_s: 材料のせん断基準強度

（2）目違いの開きによる割裂破壊

目違いを割裂く力$Q_k=\dfrac{M}{L}=\dfrac{P_{uk}\times\left(\frac{e}{2}+\frac{W}{4}\right)}{L}$

有効断面積$A_e=\dfrac{\left(\frac{W}{2}-f\right)^2}{W}H$

$\dfrac{3}{2}\dfrac{Q_k}{A_e}\le F_s$ より $\dfrac{3}{2}\dfrac{P_{uk}\left(\frac{e}{2}+\frac{W}{4}\right)}{L\cdot A_e}\le F_s$ $P_{uk}=\dfrac{2\cdot F_s\cdot L\cdot A_e}{3\left(\frac{e}{2}+\frac{W}{4}\right)}$ F_s: 材料のせん断基準強度

$$P_u=\min\left(P_{uk},P_{us}\right)$$

文献

1）稲山正弘他：めり込み式に基づく面圧剛性算定式の提案、第 59 回木材学会大会発表要旨集 2009

2）（一社）日本建築学会：木質構造接合部設計マニュアル、2009.

3）井英浩ほか 2 名：機械加工による在来木造継手の剛性・耐力について（その 1）腰掛鎌継ぎおよび追掛け大栓継ぎの引張実験、日本建築学会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp79-80、1991

【許容耐力】

顎から鎌先端までのせん断破壊または、目違い部分の割裂破壊の可能性が高いことより、設計上は脆性的な破壊が生じ、また、靭性能に期待できないことにし、下式で概ね把握できる。加えて、施工性やばらつき等も考慮して、耐力に十分な余裕をもたせることが必要である。

$_{L,S}P={}_jK_d\cdot{}_jK_m\cdot{}_j K_0\cdot{}_jK_f\cdot P_u$

${}_jK_d$: 荷重継続期間影響係数　　長期1.1、　短期2.0

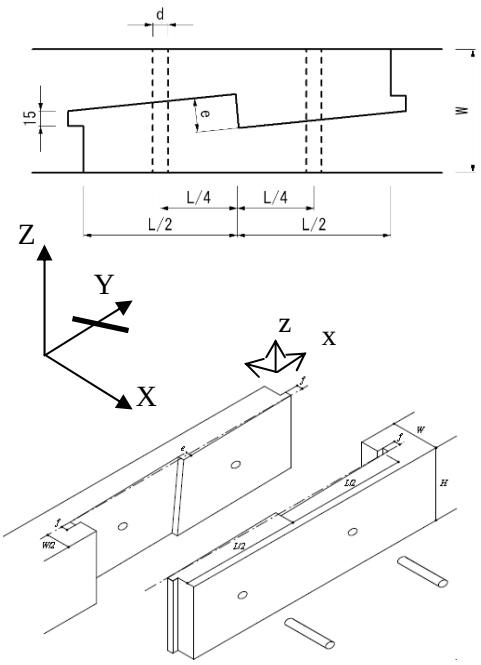
${}_jK_m$: 含水率影響係数　　常時湿潤0.7、　断続的な湿潤0.8

${}_jK_0$: 基準化係数 $\frac{1}{2}$

${}_jK_f$: 安全係数 $\frac{2}{3}$

●モデル化

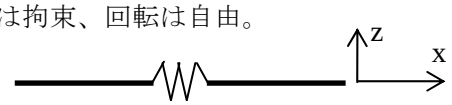
要素モデルの例:



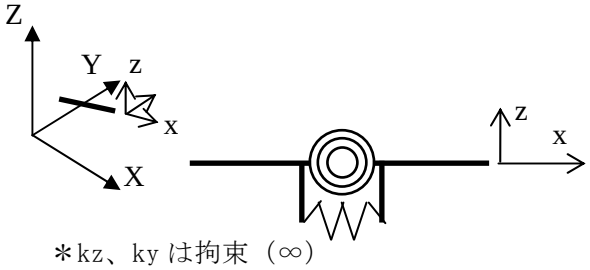
等価モデル:

伝統的構法や在来軸組などの継手は一般的にPIN 接合としてモデル化する。必要あれば応力解析により応力を算出し応力度の検定を行う。

接合部の引張が全体の耐力や剛性に大きく影響する場合は下記のとおり。軸方向はバネ剛性 K、鉛直、面外は拘束、回転は自由。



軸剛性と、回転剛性を考慮する場合はした図の通り。



＊kz、ky は拘束（∞）

＊回転剛性の理論式や実験結果については下記引用を参照のこと。

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，事業報告書, 2012

2）伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会，実験データライブラリー引用

●特性値

e=15mm、h=180mm、L=300mm 、W120

	K (kN/mm)	Py (kN)	Pmax (kN)	Pu (kN)	δv (mm)
実験値	20.7	23.0	36.4	32.4	0.95
（平均値）	(31.78)	(29.76)	(53.87)	(48.80)	(1.55)

注：K剛性、Py 降伏耐力、Pmax 最大耐力、Pu 終局耐力　　＊（n=3、5%下限値）

e=15mm、h=120mm、L=300mm 、W120

	K (kN/mm)	Py (kN)	Pmax (kN)	Pu (kN)	δv (mm)
実験値	8.80	16.51	33.56	31.03	1.10
（平均値）	(17.82)	(20.80)	(37.82)	34.68)	(1.99)

注：K剛性、Py 降伏耐力、Pmax 最大耐力、Pu 終局耐力　　＊（n=3、5%下限値）

e=15mm、h=240mm、L=300mm、W120

	K (kN/mm)	Py (kN)	Pmax (kN)	Pu (kN)	δv (mm)
実験値	5.42	27.81	49.50	42.64	0.28
（平均値）	（51.83）	（38.72）	（64.41）	（59.17）	（1.22）

注：K剛性、Py 降伏耐力、Pmax 最大耐力、Pu 終局耐力　　＊（n=3、5%下限値）

e=15mm、h=300mm、L=300mm、W120

	K (kN/mm)	Py (kN)	Pmax (kN)	Pu (kN)	δv (mm)
実験値	16.20	39.46	75.65	68.52	0.72
（平均値）	（44.14）	（49.01）	（79.68）	（72.81）	（1.71）

注：K剛性、Py 降伏耐力、Pmax 最大耐力、Pu 終局耐力　　＊（n=3、5%下限値）

e=15mm、h=180mm、L=180mm、W120

	K (kN/mm)	Py (kN)	Pmax (kN)	Pu (kN)	δv (mm)
実験値	16.79	7.05	6.88	7.84	0.52
（平均値）	（36.28）	（21.26）	（36.41）	（32.91）	（0.90）

注：K剛性、Py 降伏耐力、Pmax 最大耐力、Pu 終局耐力　　＊（n=3、5%下限値）

e=15mm、h=180mm、L=450mm、W120

	K (kN/mm)	Py (kN)	Pmax (kN)	Pu (kN)	δv (mm)
実験値	6.38	35.54	63.50	59.62	0.23
（平均値）	（38.89）	（41.05）	（66.80）	（61.17）	（1.69）

注：K剛性、Py 降伏耐力、Pmax 最大耐力、Pu 終局耐力　　＊（n=3、5%下限値）

e=30mm、h=300mm、L=300mm、W150

	K (kN/mm)	Py (kN)	Pmax (kN)	Pu (kN)	δv (mm)
実験値	16.60	38.47	63.67	61.13	0.78
（平均値）	（37.60）	（44.13）	（78.41）	（72.72）	（2.00）

注：K剛性、Py 降伏耐力、Pmax 最大耐力、Pu 終局耐力　　＊（n=3、5%下限値）

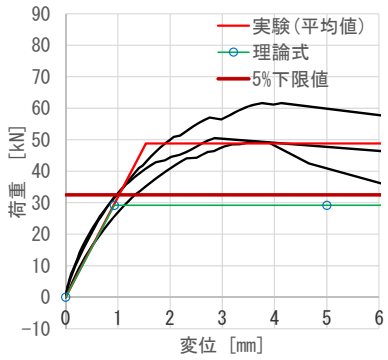
e=30mm、h=300mm、L=600mm、W150

	K (kN/mm)	Py (kN)	Pmax (kN)	Pu (kN)	δv (mm)
実験値	12.48	38.53	84.34	59.67	0.46
（平均値）	（38.57）	（48.75）	（93.49）	（81.59）	（2.23）

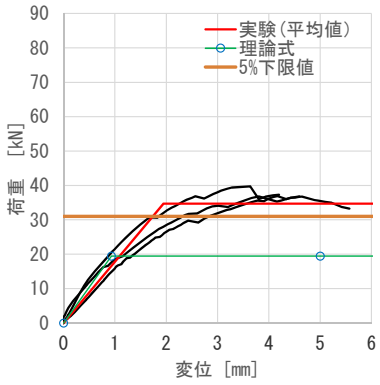
注：K剛性、Py 降伏耐力、Pmax 最大耐力、Pu 終局耐力　　＊（n=3、5%下限値）

＊実験データは伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会，実験データライブラリー引用

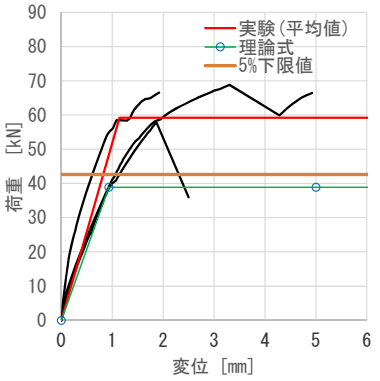
●荷重変形



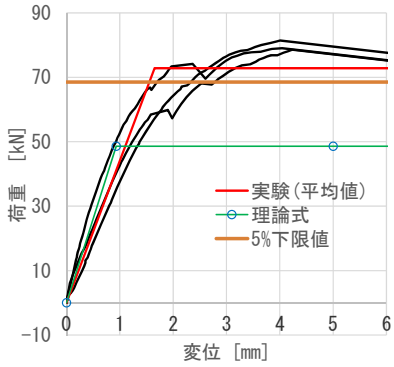
e=15mm、h180mm、L300mm、W120



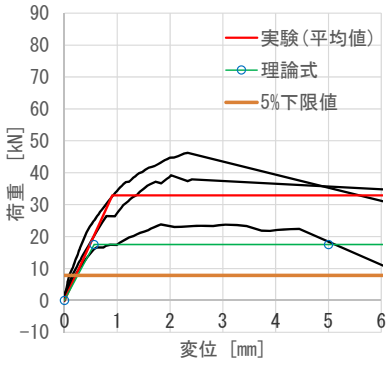
e=15mm、h240mm、L300mm、W120



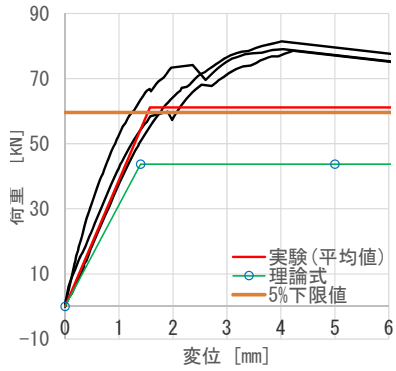
e=15mm、h120mm、L300mm、W120



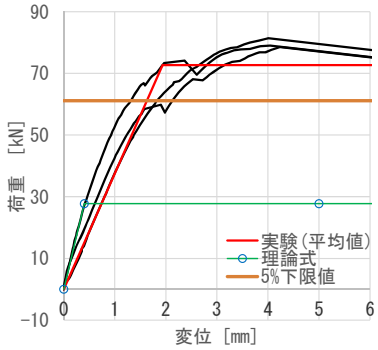
e=15mm、h300mm、L300mm、W120



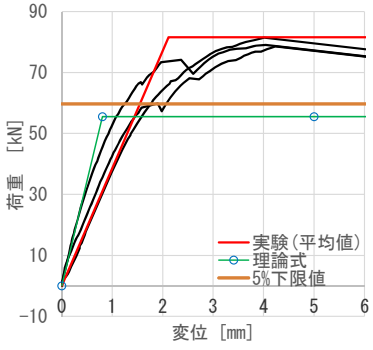
e=15mm、h180mm、L450mm、W120



e=15mm、h180mm、L180mm、W120



e=30mm、h300mm、L300mm、W150

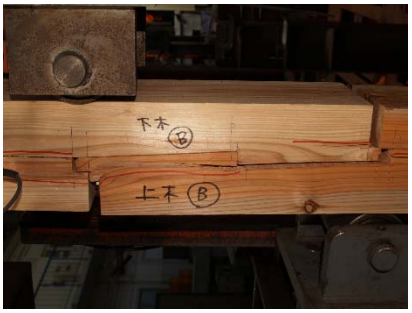


e=30mm、h300mm、L600mm、W150

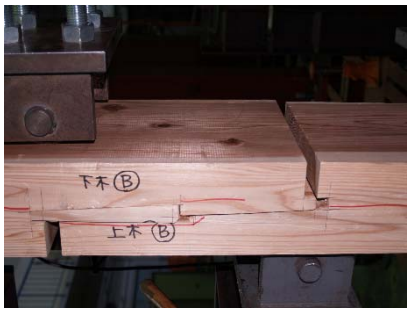
＊実験データは伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会，実験データライブラリー引用

●破壊性状

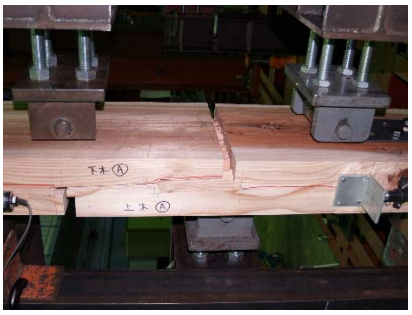
e=15mm、h180mm、L300mm、W120



e=15mm、h120mm、L300mm、W120



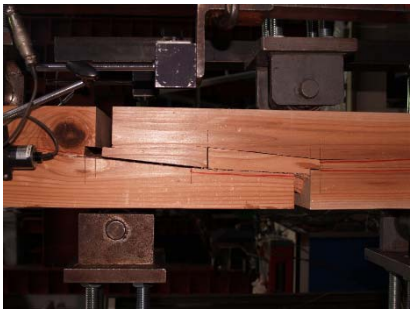
e=15mm、h240mm、L300mm、W120



e=15mm、h300mm、L300mm、W120

e=15mm、h180mm、L180mm、W120

e=15mm、h180mm、L450mm、W120



e=30mm、h300mm、L300mm、W150

e=30mm、h300mm、L600mm、W150

写真 （引用:伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会：実験データライブラリー）

【解説】

〇構造システムと施工の注意点

伝統構法や在来軸組工法における軸組の継手の役割は、部材の延長という方法的な役割のほかに、当然、軸力の伝達が必要になる。鉛直荷重、主に積載荷重に対して抵抗できる必要があり、加えて、落下を防ぐために面外せん断にも抵抗できる必要がある。最近では、水平構面剛性が高くなる傾向にあり、加えて、壁線間隔を大きくとる計画が多いために、継手の耐力の確保も重要になりつつある。追掛け大栓継ぎ手は軸力、面内外せん断に抵抗でき、加えて回転にもある程度期待できる。回転剛性が大きくないこともあり構造計画上ピン接合として取り扱うことが多いが、応力度の検定は必要である。追掛け大栓や似た機構の接合部は回転抵抗にも期待した木組になっており、回転剛性はさほど大きくはないが、構造計画上曲げが生じる部分に接合部を配置してしまう場合や、意図的に回転剛性を期待する場合などの時は、回転剛性もモデル化する必要がある。

この他の注意点として、含水率、ヤング係数、材料欠点が耐力や剛性に及ぼす影響が考えられる。含水率やヤング係数については、本文の許容耐力で示した方法により補正することができるため、材料指定、検査などで一般的には対応できる。しかし、材料の欠点については、あまり簡単ではなく、また、加工材料選別の時点で継手位置に欠点が入らないようにすることは、生産性などの要因によりなかなか難しい。よって、このような欠点については計算の上では安全率を大きく確保することで対処しておき、加工や施工業者との意思の共有や検査体制を整えることが重要になる。または、金物補強を追加するなどの方法により安全の担保または危険の分散をとることも可能である。特に、耐力剛性上重要な継手のときは、これらには注意する必要がある。

一方、追掛け大栓継ぎ手の回転抵抗及び剛性に関するデータは、下記が参照できる。また、別報告する予定である。

文献

＊伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会, 事業報告書, 2012

＊小林良洋、追掛継の回転剛性と曲げ耐力に関する研究、東京大学大学院農学生命科学研究科学位論文、2012

〇解析モデル

一般的な伝統的構法建築物や在来軸組工法においては、継手はピン接合でモデル化してよい。ただ、変形が周囲の接合部に影響を与え、全体の構造性能上問題になるときまたは、周囲の構造性能上問題になるときは、軸方向剛性や回転剛性をいれてモデル化することが必要になる。または、ピン接合でモデル化しておき応力検定に加えて、理論式の剛性を利用して軸方向変形の検定をすることもできる。また、存在モーメントがある程度の大きさで生じる時は、回転バネを入れたモデル化し、変形や応力検定を行う必要もある。

3.1.3.3　ホゾ仕口

仕口／長ホゾ込栓打ち

●姿図･寸法

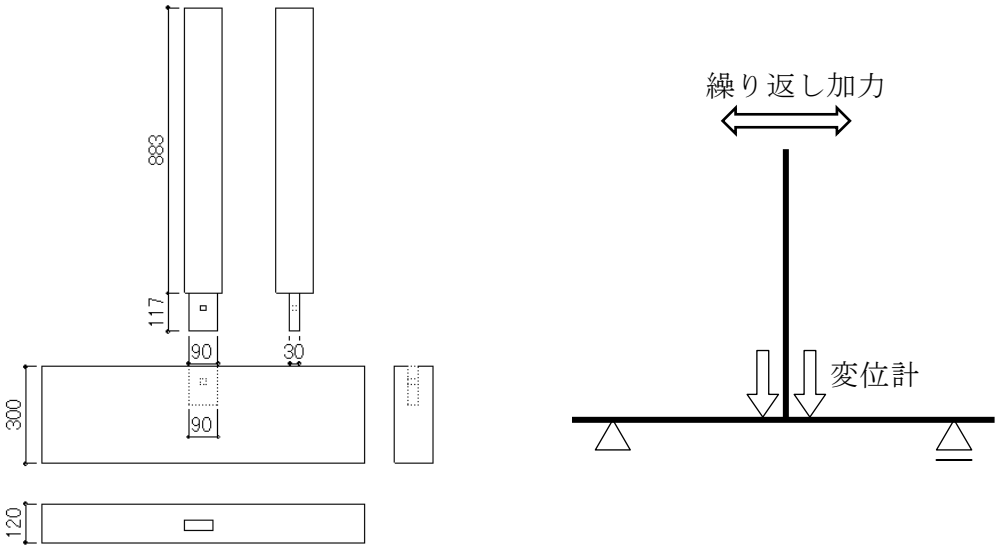


図　柱－梁接合部試験体（左）と実験方法（右）

【使用材料】

木材：　スギ（柱・梁）、カシ（込栓）

断面寸法：柱（120×120mm）、梁（120×300mm）、栓（15×15mm）、ホゾ（90×30×117mm）

●適用条件

柱材を梁材に長ほぞ差しし、込栓留めした柱梁接合部の設計に用いる。込栓、柱や梁には損傷が生じず、ほぞの曲げ破壊が生じる場合に適用できる。

●概要

柱－梁接合部の曲げ性能に関する静的加力試験である。試験体は 4 体とし、逆 T 字型曲げ試験とし、変位計を用いた計測を行い、試験体頂部の変位を柱高さで除した変形角を用いて加力を制御する。ただし、1 体はほぞの割裂による破壊が生じたため、本データからは除いている。

●参照:

伝統的構法　実験データ・ライブラリ https://dentoh.jp/cake/jsc/menus/　（実験元データあり）

●理論式

計算方法については日本建築学会発行「木質構造接合部設計マニュアル」、日本建築学会発行「木質構造基礎理論」、「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 24 年度報告書」を参照し、下記に示す。また、材料特性値に関しては、日本建築学会発行「木質構造設計規準・同解説－許容応力度・許容耐力設計法－」についても参照する。

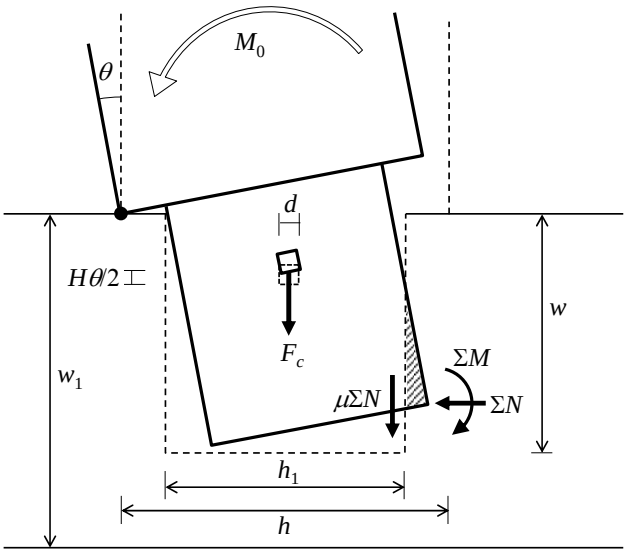


図１　力学モデル

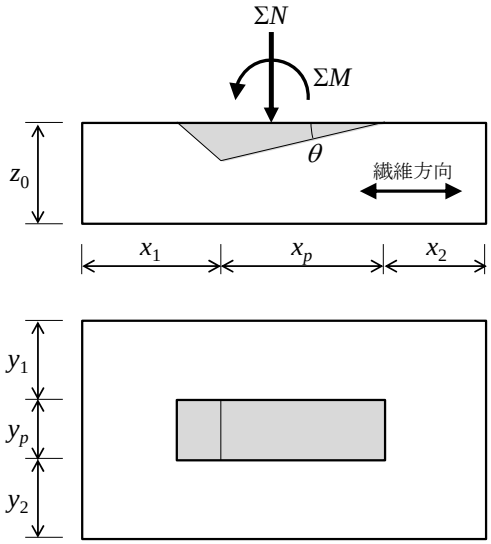


図２　三角形めり込み

ホゾのある方の部材を主材、ホゾ孔の側の部材を側材と呼ぶ。図 1 のようにモーメントの釣合いを考えると、次式が得られる。試験体寸法は図中に示す。

$$M_0 = K_c\left(\frac{h}{2}\right)^2\theta + \Sigma N\cdot w + \mu\Sigma N\cdot\left(\frac{h+h_1}{2}\right) + \Sigma M \tag{1}$$

- $h\theta/2$：込栓によるめり込み量
- K_c：込栓のほぞへのめりこみ剛性
- $\mu = 0.4$：摩擦係数
  （貫が柱を貫通している場合は $\mu = 0.6$～0.8、貫通していない場合は $\mu = 0.3$～0.5）

（1）　回転剛性の導出

図 2 のようにめり込みを仮定し、回転剛性 K_θ は次式で求められる。

$$K_\theta = \frac{M_0}{\theta} = K_c\left(\frac{h}{2}\right)^2 + \frac{x_p^2 y_p C_y E_{90}}{Z_0}\left[\frac{1}{2} + \frac{2z_0}{3x_p}\left\{1-\exp\left(\frac{-3x_1}{2z_0}\right)\right\}\right]\cdot w$$
$$+\mu\frac{x_p^2 y_p C_y E_{90}}{Z_0}\left[\frac{1}{2} + \frac{2z_0}{3x_p}\left\{1-\exp\left(\frac{-3x_1}{2z_0}\right)\right\}\right]\cdot\left(\frac{h+h_1}{2}\right) + \frac{x_p^3 y_p C_y E_{90}}{Z_0}\left[\frac{1}{2} + \frac{2z_0}{3x_p}\left\{1-\exp\left(\frac{-3x_1}{2z_0}\right)\right\}\right] \tag{2}$$

- $z_0 = h_1$
- $x_p = w/2$：ほぞの側材へのめり込み長さ
- y_p：ほぞの厚さ D
- $x_1 = 0$
- $x_2 = \infty$
- $y_1 = y_2 = 0$
- $E_{90} = E_0/50$：全面横圧縮ヤング係数
- E_0：基準弾性係数（繊維方向圧縮）

また、木質構造接合部設計マニュアル「長ホゾ込栓」（pp.175-177）を用いると、せん断剛性 K_c や C_y は次式となる。

$$K_c = \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2}, \quad C_y = 1 + \frac{2z_0}{3ny_p}\left\{2 - \exp\left(\frac{-3ny_1}{2z_0}\right) - \exp\left(\frac{-3ny_2}{2z_0}\right)\right\} = 1 \tag{3}$$

$$K_1 = \frac{1}{3}(Ed^7 k_{cp1}^3)^{\frac{1}{4}} \times \left(1 + 0.88 \times \eta \sqrt{\frac{k_{cp1} d}{E}}\right)^{-\frac{1}{2}}, \quad K_2 = \frac{1}{3}(Ed^7 k_{cp2}^3)^{\frac{1}{4}} \times \left(1 + 0.88 \times \eta \sqrt{\frac{k_{cp2} d}{E}}\right)^{-\frac{1}{2}} \tag{4}$$

- K_1：主材での片側剛性
- K_2：側材での片側剛性
- E：木ダボの繊維方向曲げヤング係数
- d：栓の径
- n：繊維方向に対する繊維直角方向の置換係数
  接合部の設計に使う樹種グループが J1（ベイマツなど）のとき n =7
  J2（ヒノキなど）のとき n =6
  J3（スギなど）のとき n =5
- η =15

主材とダボの複合面圧定数 k_{cp1} と側材とダボの複合面圧定数 k_{cp2} は次式のように求められる。

$$k_{cp1\,(2)} = \frac{k_E \times \alpha_k k_{cvf}}{k_E + \alpha_k k_{cvf}} \tag{5}$$

- k_{cvf} （$= E_0 / (11d)$）：栓のめりこみ剛性
- α_k：めりこみ補剛効果係数（主材では 1.5、側材では 1.0）

母材の面圧定数 k_E は次式で導出する。

$$k_E = \begin{cases} k_{E0} = \dfrac{E_0}{31.6 + 10.9d} & \text{(繊維方向)} \\ k_{E90} = \dfrac{k_{E0}}{3.4} & \text{(繊維直交方向)} \end{cases} \tag{6}$$

（2）降伏変形角の導出

降伏変形角 θ_y はホゾの側材へのめり込み降伏による θ_{y1} と準用した木ダボ接合部の降伏による θ_{y2}、ホゾのせん断破壊での降伏による θ_{y3}、側材の割裂破壊での降伏による θ_{y4} のうち小さい方とする。

$$\theta_y = \min\left\{\theta_{y1}, \theta_{y2}, \theta_{y3}, \theta_{y4}\right\} \tag{7}$$

①ホゾの柱へのめり込み降伏

$$\theta_{y1} = \frac{z_0 F_m}{x_p E_{90} \sqrt{C_x C_y C_{xm} C_{ym}}}, \quad C_{xm} = 1 + \frac{4z_0}{3x_p}, \quad C_{ym} = 1 + \frac{4z_0}{3ny_p} \tag{8}$$

- F_m：縁端距離を無限大とした時のめり込み降伏応力度
  （めり込み強度 F_{cv} に 0.8 を乗じたもの）
- $C_x = C_{xm}$（柱が上方へ長いため）

②木ダボ接合部の降伏

栓の対称な 2 面せん断の耐力計算式より、降伏耐力は次式で表せる。

$$F_{Ecp1} = \min\left\{F_{E1}, 1.5\times F_{cvf}\right\} \tag{9}$$

$$\alpha = \frac{t}{y_p},\ \ \beta = \frac{F_{Ecp2}}{F_{Ecp1}} \tag{10}$$

$$P_{y2} = \begin{cases} dy_p F_{Ecp1} & (\text{破壊モード1}) \\ dy_p F_{Ecp1}\times 2\alpha\beta & (\text{破壊モード2}) \\ dy_p F_{Ecp1}\times\left[\sqrt{\dfrac{16\beta M_y}{dy_p{}^2 F_{Ecp1}(2\beta+1)} + \dfrac{8\alpha^2\beta^2(\beta+1)}{(2\beta+1)^2}} - \dfrac{2\alpha\beta}{2\beta+1}\right] & (\text{破壊モード3}) \\ \sqrt{\dfrac{16dF_{Ecp1}\beta M_y}{\beta+1}} & (\text{破壊モード4}) \\ \dfrac{2\times A\times F_S}{\kappa} & (\text{破壊モード5}) \end{cases} \tag{11}$$

$$\theta_{y2} = \frac{P_{y2}}{K_c\cdot(h/2)} \tag{12}$$

- t ：側材厚さからほぞ厚さを除いて 2 で割った値
- F_{cvf} ：栓のめり込み降伏応力
- F_{E1} ：ほぞの面圧降伏応力
- A ：栓の断面積
- κ ：せん断補正係数（矩形断面：3/2、円形断面：4/3）
- F_s ：栓のせん断強さ

$$M_y = Z_c\times F_b \tag{13}$$

- Z_c ：栓の断面係数
- F_b ：栓の曲げ強度

③ほぞのせん断（端抜け）破壊

$$P_{us} = F_{s1}\times h/2\times D\times 2 \tag{14}$$

- F_{s1} ：ほぞのせん断強度

$$\theta_{y3} = \frac{P_{us}}{K_c\cdot(h/2)} \tag{15}$$

④側材の割裂破壊

$$P_{uk} = \frac{2(h-D)\cdot C_r}{\sqrt{\dfrac{1}{h/2}-\dfrac{1}{h}}} \tag{16}$$

- C_r ：J1 の場合は 12.0、J2 の場合は 10.0、J3 の場合は 8.0

$$\theta_{y4} = \frac{P_{uk}}{K_c\cdot(h/2)} \tag{17}$$

(3)　ほぞの折損による降伏曲げモーメント

損傷がほぞの折損であることより、ほぞの曲げ抵抗のみが働くと仮定すると、接合部モーメ

ントの最大値は次式で表せる。

$$M_{\max} = F_t Z_t \tag{18}$$

- F_t：主材の引張強度
- Z_t：ほぞの断面係数

［諸定数］　用いた材料特性値を表 1 に示す。

表 1　用いた材料特性値

■柱・横架材（スギ）

基準弾性係数 E_0 (kN/mm^2)	摩擦係数 μ	置換係数 n	めり込み強度 F_{cv}(N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	せん断強度 (N/mm^2)
繊維方向 7.0	0.4	5	6.0	13.5	78.4

■栓（カシ）

基準弾性係数 E_0 (kN/mm^2)	めり込み強度 F_{cvf}(N/mm^2)	全面圧縮強度 (N/mm^2)	曲げ強さ F_b	せん断強さ F_s	せん断補正係数 κ
繊維方向 10.0	12	5.4	38.4	4.2	1.5

［ほぞのめり込みに関する抵抗力に関して］　ほぞのめり込み力と摩擦力に関して、回転剛性、降伏変形角、降伏モーメントは表 2 のように求められる。

表 2　ほぞのめり込みに関連する諸定数

回転剛性 K_θ (kNmrad)	降伏変形角 θ_{y1} (rad)	降伏モーメント M_{y1} (kNm)
20.138	0.01288	25.948×10^{-3}

［栓の 2 面せん断・ホゾのせん断破壊・側材の割裂破壊に関する抵抗力について］　求めた破壊モードを表 3、4 に示す。計算上はモード 5（栓のせん断破壊）が最も生じやすい。

表 3　栓の 2 面せん断に関する破壊モード一覧

	モード 1	モード 2	モード 3	モード 4	モード 5
降伏耐力 P_{y2} (N)	1944	5832	2808	3346	1260
降伏変形角 θ_{y2} (rad)	0.04211	0.12632	0.06082	0.07248	0.02729
降伏モーメント M_{y2} ($\times10^{-3}$kNm)	84.795	254.384	122.481	145.959	54.960

表 4　ホゾの端抜けに関連する諸定数

	降伏耐力 P_{us}，P_{uk} (N)	降伏変形角 θ_y (rad)	降伏モーメント M_y (kNm)
ホゾのせん断破壊	282240	6.11328	12310.938×10^{-3}
側材の割裂破壊	15774	0.34167	688.059×10^{-3}

［ほぞの曲げ破壊について］　ほぞの曲げによる最大モーメントは 54.675×10^{-3}kNm である。

●モデル化

接合部の回転剛性を等価な回転バネに置換する。

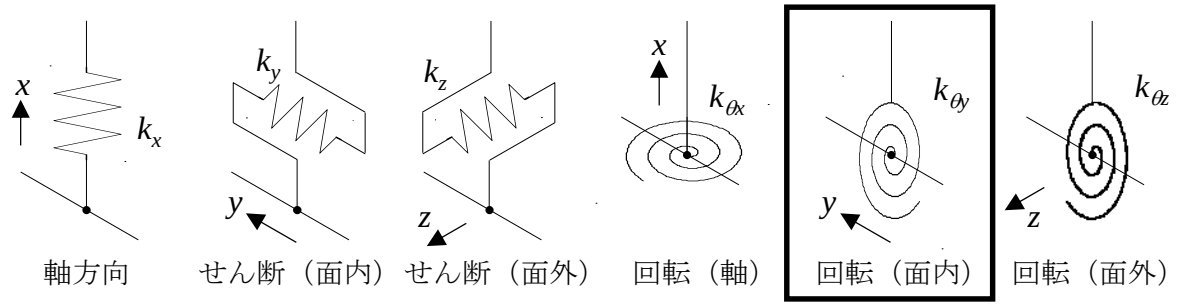


図 3　バネ

●特性値

回転バネ（面内）	回転剛性 $k_{\theta x}$ (kNmrad)	降伏回転角 θ_{xy} (rad)	降伏モーメント $M_{\theta xy}$ (kNm)
理論値	20.138	0.02715	54.675×10^{-3}
実験値	84.91	0.011	91.7×10^{-3}

ホゾのめり込み抵抗力が先行する推定であるが、目視で確認できる範囲内では接合部の折損による破壊が確認された。接合部モーメントー接合部回転角関係の正側の骨格曲線（正側）を比較したものを下図に示す。どの試験体についても初期剛性に大きな違いはみられない。また、これらに適切な特性値を上記に示すと共に、図 4 に併せて掲載する。とともに特定接合部回転角時のモーメントの値を表 5 に示している。

表 5　接合部モーメント回転角関係まとめ

	No.1-1-1	No.1-1-2	No.1-1-3	Ave.
最大モーメント M_{max} [kNm]	1.403	1.632	1.493	1.509
降伏曲げモーメント M_y [kNm]	0.875	1.035	0.840	0.917
降伏回転角 θ_y [rad]	0.010	0.012	0.010	0.011
初期回転剛性　K_θ [kNmrad]	85.70	85.70	83.33	84.91

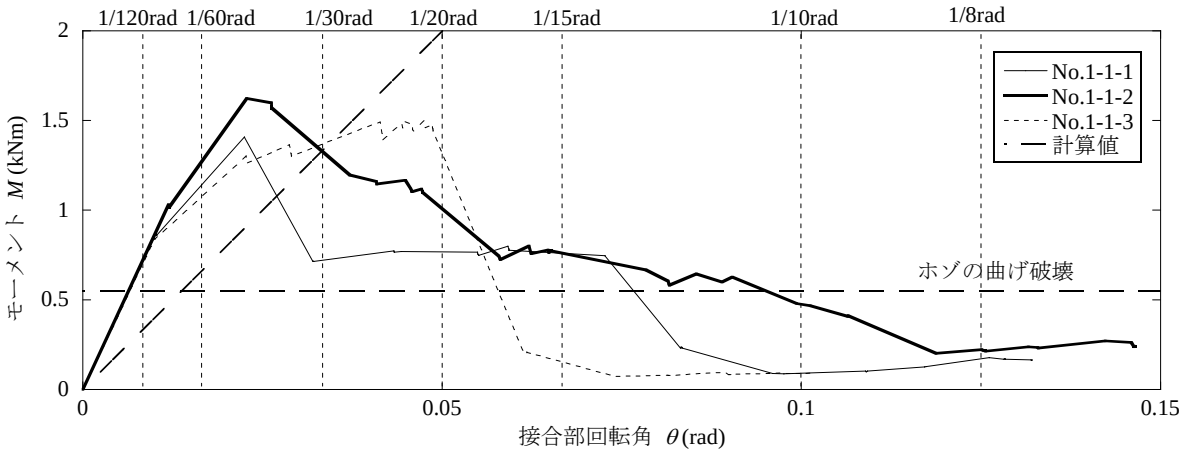


図 4　モーメントー接合部回転角関係

●頂部水平荷重－柱傾斜角関係：（例）試験体 No.1-1-2

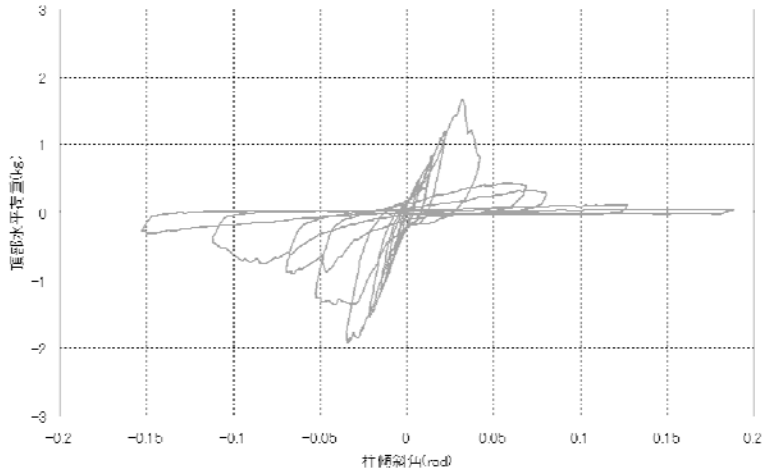


図 5

●接合部モーメント－接合部回転角関係

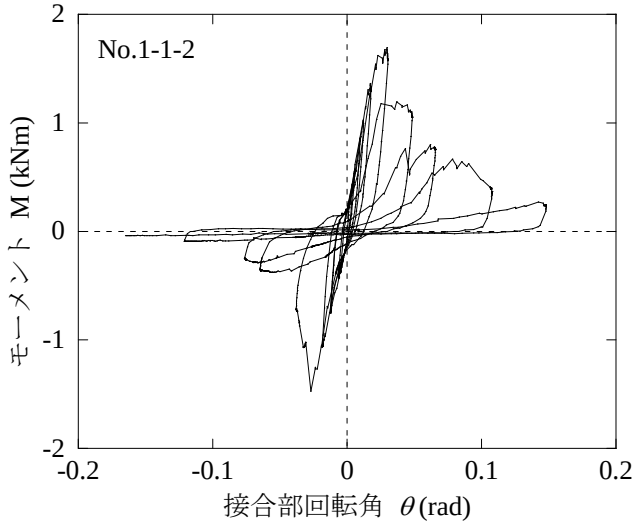


図 6　例）試験体 No.1-1-2

●破壊性状

(a) 1/7rad　　(b) 柱　　(c) 土台

図 7　試験体 No.1-1-2 の損傷写真

3.2　軸組－柱脚・基礎

3.2.1　柱脚・基礎の種類とその範囲等

建築物の柱脚部と基礎の境界条件としては、以下の 3 通りが考えられる。

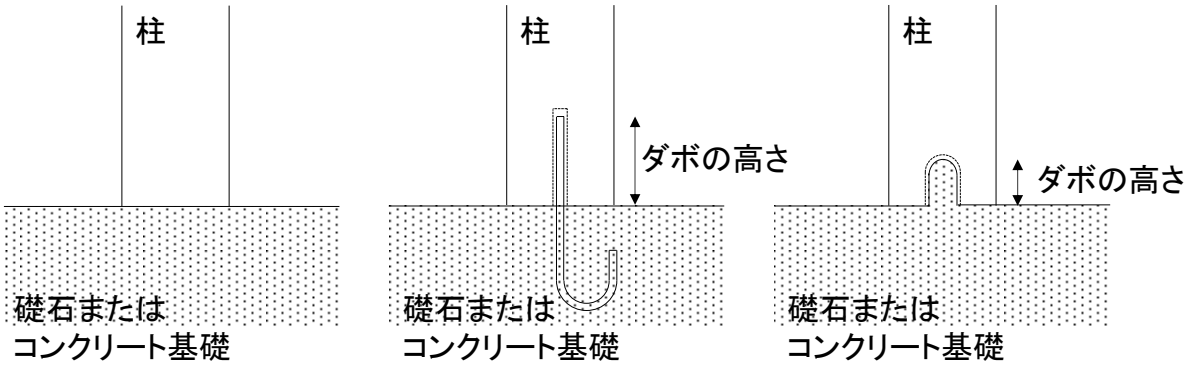
1）水平移動および浮き上がりともに拘束する（拘束していると仮定できる場合）。

2）水平移動を拘束し、浮き上がりのみ許容する。

3）水平移動および浮き上がりともに許容する。

境界条件 1）は、例えば、基礎と緊結した土台を用い、柱は土台にほぞ差しとする場合が相当する。意匠的に柱勝ちに見せたい場合は輪薙ほぞ等を用いる。境界条件 2）は、例えば、柱は土台にほぞ差しとするが込み栓等で留め付けない場合や、いわゆる「石場立て」仕様とし、ダボ等で水平移動を拘束する場合が相当する。境界条件 3）は、例えば、ダボ等を設けない「石場立て」仕様が相当する。

境界条件 1）となる場合、柱脚の性能は柱－土台接合部の回転および引き抜き抵抗で評価されるが、これについては 3.1 に示されている。したがって、ここでは、境界条件 2）または 3）に相当する柱脚部の仕様を対象とする。ただし、現時点で収集できたデータは、境界条件 3）となる場合の滑り摩擦係数に関する実験のみであり、後述のデータベース（DB）に示すとおりである。



a）　石場立て　　b）　金属製ダボ　　c）　石ダボ

図 3.2.1-1　柱脚部と基礎の仕様による境界条件の差違

3.2.2　データ収集リスト他

後述する DB に挙げた実験の一覧および根拠となる文献を以下に示す。

表 3.2.2-1　収集した実験の一覧

#	実験方法		柱樹種	柱寸法	基礎
	静的	動的			
①		○	スギ	120mm 角	びしゃん仕上げ花崗岩
②	○	○	スギ	120mm 角	びしゃん仕上げ花崗岩、 コンクリート、テフロン
③	○		ヒノキ	100mm 角、 φ100mm 丸柱	びしゃん仕上げ花崗岩、 コンクリート
④		○	スギ	150mm 角	サンドブラスト処理仕上げ花崗岩
⑤		○	スギ	150mm 角	サンドブラスト処理仕上げ花崗岩

実験①

文献

・向坊恭介，川上沢馬，鈴木祥之: 礎石建て構法木造建物の地震時挙動に関する研究（その１）振動台実験，日本建築学会大会学術講演会梗概集（中国），22088, Sep. 2008.

・川上沢馬，向坊恭介，鈴木祥之: 礎石建て構法木造建物の地震時挙動に関する研究（その２）地震応答解析，日本建築学会大会学術講演会梗概集（中国），22089, Sep. 2008.

実験②

文献

・伝統的構法の設計法作成および性能検証委員会: 平成 22 年度事業報告書 4.2.1 脚部モデルの加振実験

実験③

文献

・荒木慶一，李東潤，遠藤俊貴，吉田亘利，上谷宏二: 伝統木造柱脚－礎石間の静摩擦係数，日本建築学会技術報告集, Vol. 15, No. 30, pp. 405-409, Jun. 2009.

実験④

文献

・和田幸子，中川貴文，五十田博，岡部実，河合直人，箕輪親宏：伝統的木造住宅の垂れ壁付き壁構面振動台実験 その 1～3，日本建築学会大会学術講演梗概集，2008.9

・和田幸子，中川貴文，五十田博，岡部実，河合直人，箕輪親宏：伝統的木造住宅の垂れ壁付き構面振動台実験，日本建築学会北陸支部研究報告集（51），pp.113-116，2008. 7

実験⑤

文献

・和田幸子，中川貴文，五十田博，岡部実，河合直人，桂川晋：伝統的木造住宅の垂れ壁付き壁構面振動台実験 その 6，日本建築学会大会学術講演梗概集，2009.8

3.2.3　選別したデータより作成した DB

作成したデータシートと解説を示す。

【概要】

建築物の柱脚部と基礎の境界条件としては、以下の 3 通りが考えられる[1)]。

1）水平移動および浮き上がりともに拘束する（拘束していると仮定できる場合）。

2）水平移動を拘束し、浮き上がりのみ許容する。

3）水平移動および浮き上がりともに許容する。

境界条件 1）は、例えば、基礎と緊結した土台を用い、柱は土台にほぞ差しとする場合が相当する。意匠的に柱勝ちに見せたい場合は輪薙ほぞ等を用いる。境界条件 2）は、例えば、柱は土台にほぞ差しとするが込み栓等で留め付けない場合や、いわゆる「石場立て」仕様とし、ダボ等で水平移動を拘束する場合が相当する。境界条件 3）は、例えば、ダボ等を設けない「石場立て」仕様が相当する。境界条件 2）または 3）となるような建築物においては、壁量計算や現行の構造計算法（許容応力度計算、限界耐力計算）で想定されている前提から外れることになるので、モデル化や性能評価にあたっては慎重な取り扱いが求められる。

ここでは、境界条件 2）または 3）に相当する建築物の性能評価において、参考になると思われる既往の実験データを整理し、モデル化方法、モデルパラメータ、実験における破壊性状についてまとめる。

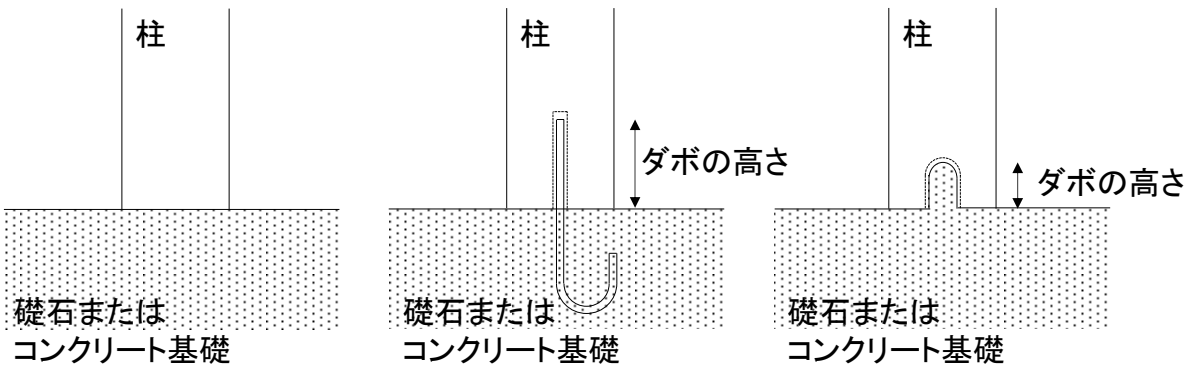
【力の伝達方法】

(1)　境界条件 2）となる場合

水平移動に対してはダボおよび柱のせん断によって抵抗し、許容耐力等はダボおよび柱の有効断面積にせん断強度を乗じることで得られる。引抜力、すなわち浮き上がりに対しては抵抗要素を持たない。浮き上がりによって柱がダボから抜け出さないよう、ダボの高さを十分に取る必要がある。

(2)　境界条件 3）となる場合

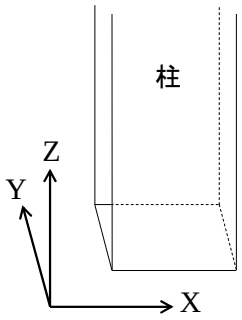
水平移動に対しては柱底面と礎石間の摩擦によって抵抗する。摩擦力は、柱軸力に摩擦係数を乗じることで算出する。浮き上がりに対しては、抵抗要素を持たない。



a)　石場立て　　b)　金属製ダボ　　c)　石ダボ

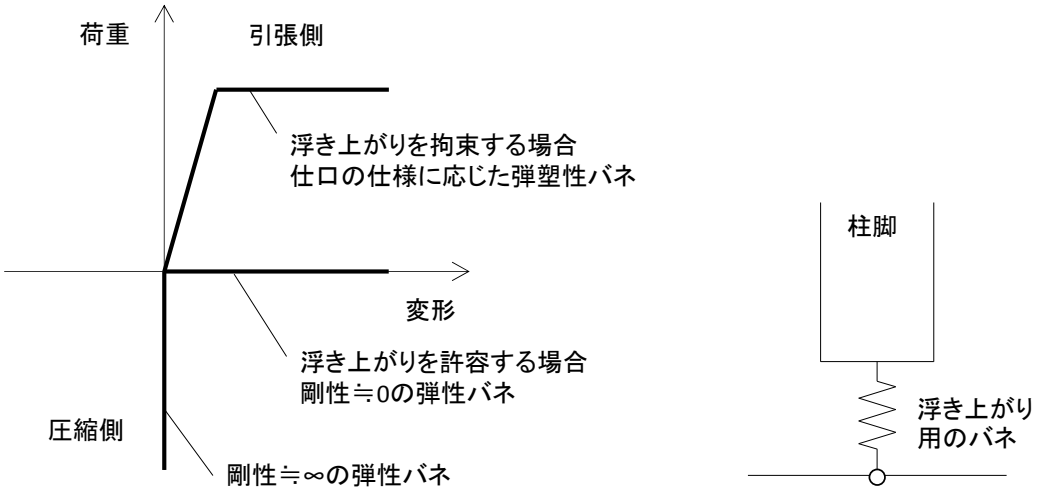
柱脚部と基礎の仕様による境界条件の差違

柱脚バネの考え方の例



	境界条件 1)	境界条件 2)	境界条件 3)
X 軸周りの回転	仕口の仕様に応じた弾塑性バネ	剛性＝0	剛性＝0
Y 軸周りの回転			
Z 軸周りの回転		剛性＝0 注 1)	剛性＝0 注 1)
X 軸方向変位	剛性＝∞	剛性∞の完全弾塑性またはクーロン摩擦バネ	剛性∞の完全弾塑性またはクーロン摩擦バネ
Y 軸方向変位	剛性＝∞		
Z 軸方向変位	圧縮：剛性∞ 引張：仕口の仕様に応じた弾塑性バネ	圧縮：剛性∞ 引張：剛性＝0	圧縮：剛性∞ 引張：剛性＝0

注 1)　地震時には柱が傾斜し、一方の柱底面が浮いた状態になるため剛性ゼロと考えられるが、実験で確かめられた例は見当たらない。



a)　浮き上がりのモデル化のための柱脚のバネの特性　　b)　柱脚のバネ

柱脚の浮き上がりのモデル化（「文献 1)」p. 113 の図を参考に作図）

【設計における考え方と適用範囲】

(1)　境界条件 2）となる場合

上部構造の設計にあたっては、浮き上がりが生じる構面のせん断耐力の低減を考慮する必要がある。柱軸力を超える引き抜き力が作用することによって柱脚の浮き上がりが生じた場合、当該箇所のせん断抵抗要素（耐力壁、仕口接合部など）の耐力が頭打ちになり、それ以上の耐力を発揮し得ない。したがって、N 値計算法等を用いて引抜力を算定した結果、浮き上がりが生じると判定される箇所については適切にせん断耐力を低減するなどの対応が必要となる。また、浮き上がりによって柱がダボから抜け出すと、水平移動に対する拘束が無くなるだけでなく、ダボに乗り上げて予期できない挙動を示す

場合があるため、ダボの高さを十分に取っておく必要がある。

部材の検定においては、作用する水平せん断力に対してダボおよび柱が破断しないよう断面設計する必要がある。施工上、ダボ孔とダボ間には若干のクリアランスが生じることから水平せん断力は衝撃的に作用する場合がある点に留意する必要がある。

(2) 境界条件 3）となる場合

上部構造の設計にあたって、浮き上がりが生じる構面のせん断耐力の低減を考慮する必要がある点は前項と同様である。

水平移動を許容するが、水平移動量の評価にあたっては、変動軸力や偏心などの上部構造の構造特性、柱底面－礎石間の摩擦係数の評価とばらつき、入力地震動の特性（特に上下動の影響）等、影響を及ぼす因子が多いため、設計にあたっては慎重な取り扱いが必要となる。入力地震動以外の不確定要素による影響を極力除くためには、1）水平構面の剛性を十分に確保する、2）上部構造の剛性偏心および重量偏心を避ける、3）出来るだけ密に柱を配置する、4）礎石の傾きや凹凸等、施工誤差を最小化する、5）礎石のサイズを大きく取り礎石の踏み外しを避ける、等の処置が必要となる。

データシートに示した実験の実験パラメーター一覧

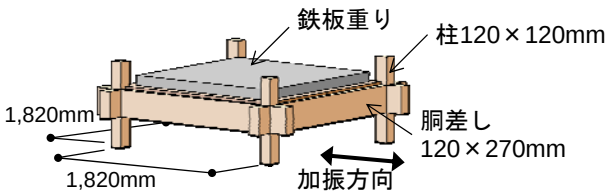
#	実験方法		柱樹種	柱寸法	基礎	柱底面の垂直応力度[N/mm^2]	すべり速度 [mm/s]
	静的	動的					
①		○	スギ	120mm 角	びしゃん仕上げ花崗岩	0.5～0.85	-
②	○	○	スギ	120mm 角	びしゃん仕上げ花崗岩、コンクリート、テフロン	0.7	動的：- 静的：3～6
③	○		ヒノキ	100mm 角、φ 100mm 丸柱	びしゃん仕上げ花崗岩、コンクリート	0.4～0.7	0.3～0.5
④		○	スギ	150mm 角	サンドブラスト処理仕上げ花崗岩	0.2～0.4	-
⑤		○	スギ	150mm 角	サンドブラスト処理仕上げ花崗岩	0.15～0.4	100～800

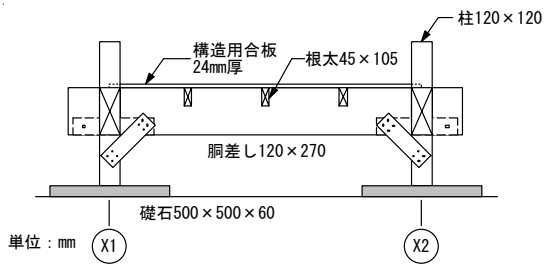
文献

1）日本建築学会: 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, 丸善, 2013

実験①

●姿図・寸法





試験体B　Y1構面立面図

【使用材料】

木材：　柱、胴差し等の軸組はスギ、雇い、込み栓、車知栓はカシを用いた。

礎石：　花崗岩、6 枚びしゃん仕上げ、平面 500×500 厚さ 60

接合部：雇いほぞ＋込み栓または車知栓止め、さらに剛性を増すため板状の補強材を側面から胴差しと柱にビス止めした

●適用条件

スギ柱－びしゃん仕上げ礎石の組み合わせを用いた柱脚部の静摩擦係数として参照可能である。本実験では、柱底面の垂直応力度は静止状態において概ね 0.5～0.85N/mm^2 である。実験中、滑りによって柱底面が削られ摩耗粉が見られたが、繰り返し加振することによる滑り摩擦挙動の変化は観察されなかった。

●概要

柱脚の滑りのみに着目した振動台実験から算出した動摩擦係数の平均値と変動係数である。入力波は正弦波 1Hz および 2Hz、日本建築センター模擬波を振幅調整したものである。後述の時刻歴波形に見られるとおり、入力波によって滑りが一方向に偏って生じることもあるため、設計においては、静止摩擦係数および動摩擦係数の設定と併せて、一方向に偏って滑る場合についても安全性を確保しておく必要がある。

●文献・参照先

1）向坊恭介，川上沢馬，鈴木祥之：礎石建て構法木造建物の地震時挙動に関する研究（その 1）振動台実験，日本建築学会大会学術講演会梗概集（中国），22088, Sep. 2008.

2）川上沢馬，向坊恭介，鈴木祥之：礎石建て構法木造建物の地震時挙動に関する研究（その 2）地震応答解析，日本建築学会大会学術講演会梗概集（中国），22089, Sep. 2008.

●理論式の例

摩擦力 F は以下の式によって表される。

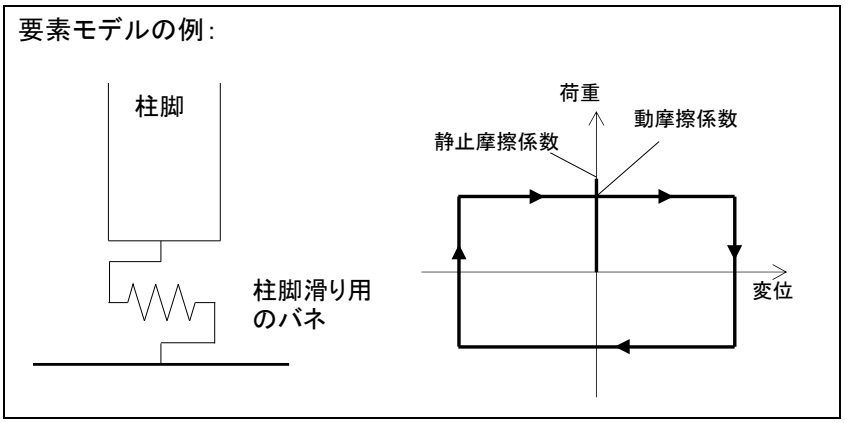
$F = \mu N$

μ: **静止摩擦係数または動摩擦係数**

N: **柱底面が受ける垂直抗力、柱軸力**

静止状態において、柱脚部の水平せん断力が摩擦力 F を超えると滑り始める。また、滑り挙動中は、柱脚部の移動方向と逆向きに摩擦力 F が作用し続ける。

●モデル化



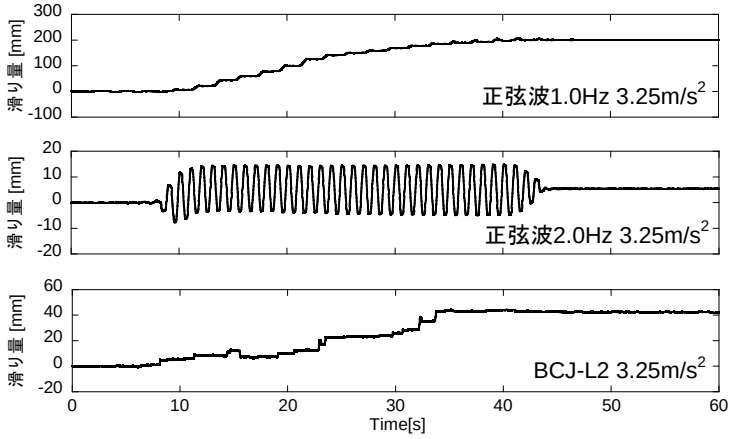
剛性∞の完全弾塑性またはクーロン摩擦バネとしてモデル化が可能である。ただし、摩擦係数の設定にあたっては、現象のばらつきを考慮し、安全側の評価となるよう配慮すること。

●特性値

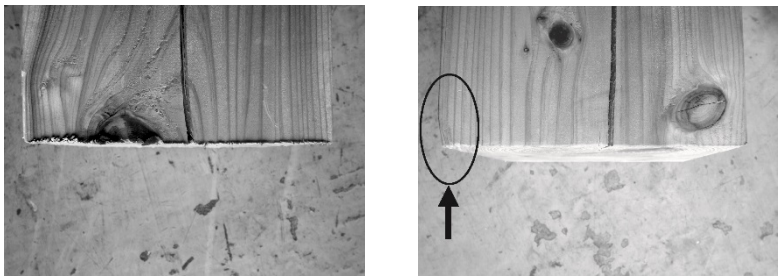
実験結果から、時刻歴波形で明確に滑りが生じている付近で加速度がピークになっている時刻を滑り発生時刻として、その時刻の慣性力と鉛直荷重から摩擦係数を算出した。算出した摩擦係数は 0.3～0.5 程度に分布した。

	試験体 L3	試験体 L4	試験体 L5
錘	29.4kN	39.2kN	49.0kN
重量別平均値	0.40	0.40	0.33
変動係数	0.12	0.19	0.15
全体平均値	0.38		

●時刻歴波形の例



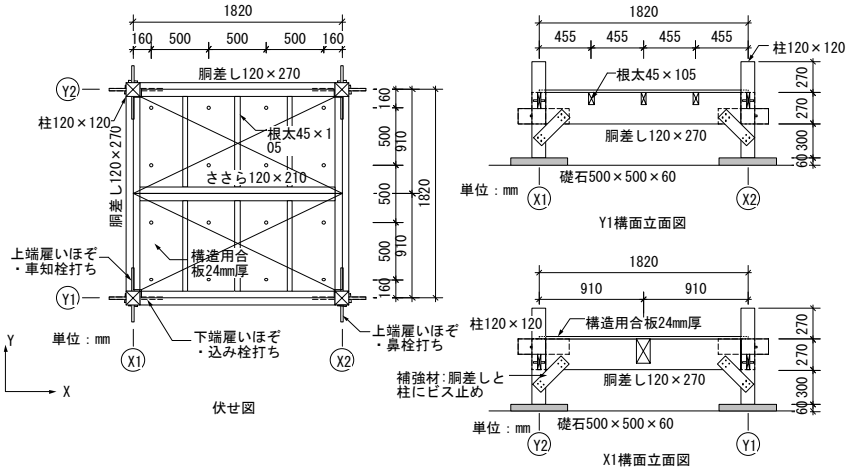
●破壊性状



礎石上を滑り挙動する限り軸組の損傷は無かった。柱底面は摩耗により、めくれたり（写真左）引き込まれたり（写真右）していた。

実験②

●姿図・寸法



【使用材料】

木材： 柱、胴差し等の軸組はスギ、雇い、込み栓、車知栓はカシを用いた。

礎石： 平面 500×500 厚さ 60、花崗岩（6 枚びしゃん（細）、3 枚びしゃん（粗）、切り出しまま）およびコンクリート

接合部：雇いほぞ＋鼻栓または車知栓止め、さらに剛性を増すため板状の補強材を側面から胴差しと柱にビス止めした

●適用条件

スギ柱－びしゃん仕上げ礎石およびコンクリートの組み合わせを用いた柱脚部の摩擦係数として参照可能である。特性値の項に示す通り、下表に示す程度の表面粗さの範囲においては、摩擦係数のばらつきに比べて礎石種類による違いは小さいと考えてよい。

各礎石表面の粗さ計測結果（JIS B 0601-1994 準拠、断面曲線（荒さ曲線）3 本@25mm の結果

項目	算術平均粗さ	最大高さ	十点平均粗さ	凹凸の平均間隔	局部山頂の平均間隔
記号	Ra［μm］	Ry［μm］	Rz［μm］	Sm［μm］	S［μm］
柱小口	1.74	47.40	24.90	40.43	32.19
	1.30	16.92	15.53	42.37	32.21
	1.51	16.13	14.67	42.68	32.57
礎石・細	2.39	116.97	66.02	38.59	31.64
	2.65	329.76	152.45	38.50	31.33
	2.47	121.61	70.58	39.15	31.43
礎石・粗	6.74	375.49	237.32	52.66	38.54
	5.32	307.24	171.00	49.50	36.28
	4.43	154.07	97.02	49.00	36.08
礎石・切り出し	1.58	17.56	16.04	42.76	32.35
	1.53	19.90	16.23	44.27	32.60
	1.51	16.97	15.62	42.76	32.69
コンクリート	1.13	15.33	13.62	40.07	30.68
	1.19	15.82	13.54	38.72	30.26
	1.13	16.55	14.43	39.01	30.25
テフロンボード	5.65	64.59	55.77	52.04	38.97
	5.81	69.69	62.15	52.75	38.99
	5.91	69.70	60.62	51.45	38.70

●概要

柱脚の滑りのみに着目した振動台実験および静的加力実験から算出した摩擦係数の平均値と変動係数である。振動台実験での入力波は正弦波 1Hz および 2Hz、日本建築センター模擬波（BCJ-L2 波）を振幅調整したものである。また、静的加力実験では、試験体胴差し天端レベルにジャッキを取り付けて正負載荷を行った。

●文献･参照先

1）伝統的構法の設計法作成および性能検証委員会: 平成 22 年度事業報告書 4.2.1 脚部モデルの加振実験

●理論式の例

摩擦力 F は以下の式によって表される。

$F = \mu N$

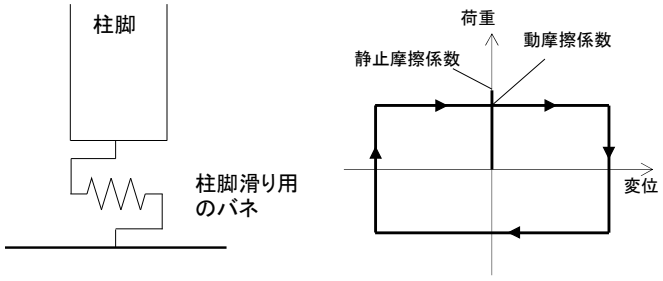
μ: **静止摩擦係数または動摩擦係数**

N: **柱底面が受ける垂直抗力、柱軸力**

静止状態において、柱脚部の水平せん断力が摩擦力 F を超えると滑り始める。また、滑り挙動中は、柱脚部の移動方向と逆向きに摩擦力 F が作用し続ける。

●モデル化

要素モデルの例:



剛性∞の完全弾塑性またはクーロン摩擦バネとしてモデル化が可能である。ただし、摩擦係数の設定にあたっては、現象のばらつきを考慮し、安全側の評価となるよう配慮すること。

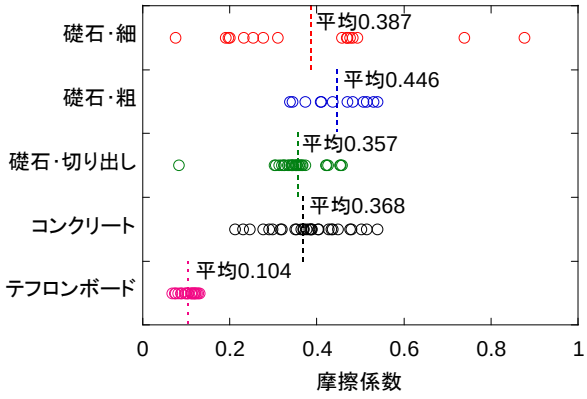
●特性値

振動台実験から求めた摩擦係数

実験結果から、時刻歴波形で明確に滑りが生じている付近で加速度がピークになっている時刻を滑り発生時刻として、その時刻の慣性力と鉛直荷重から摩擦係数を算出した結果を示す。

摩擦係数（正弦波 1Hz 加振）

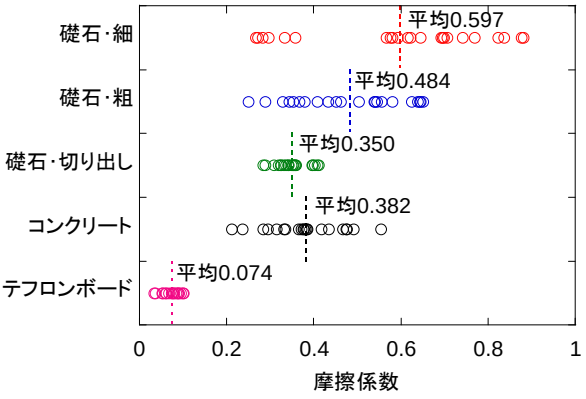
礎石の種類	平均値	最大値	最小値	変動係数
礎石･細	0.387	0.878	0.076	0.549
礎石･粗	0.446	0.539	0.338	0.160
礎石･切り出し	0.357	0.458	0.084	0.176
コンクリート	0.368	0.539	0.213	0.232
テフロン	0.104	0.130	0.068	0.174



摩擦係数の分布（正弦波 1Hz 加振）

摩擦係数（正弦波 2Hz 加振）

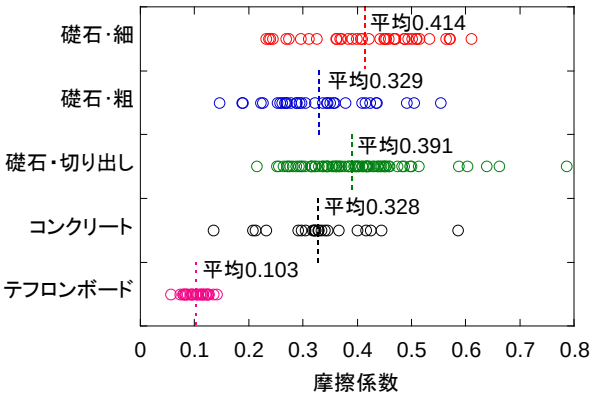
礎石の種類	平均値	最大値	最小値	変動係数
礎石･細	0.597	0.882	0.268	0.338
礎石･粗	0.484	0.651	0.251	0.259
礎石･切り出し	0.350	0.412	0.285	0.112
コンクリート	0.382	0.555	0.213	0.216
テフロン	0.074	0.102	0.034	0.246



摩擦係数の分布（正弦波 2Hz 加振）

摩擦係数（BCJ-L2 波加振）

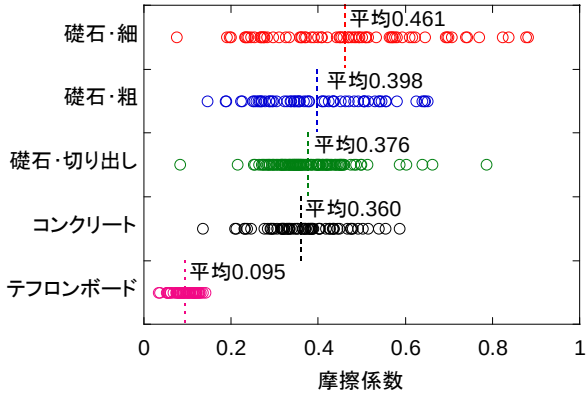
礎石の種類	平均値	最大値	最小値	変動係数
礎石･細	0.414	0.610	0.233	0.251
礎石･粗	0.329	0.555	0.147	0.274
礎石･切り出し	0.391	0.786	0.215	0.238
コンクリート	0.328	0.586	0.136	0.267
テフロン	0.103	0.142	0.056	0.205



摩擦係数の分布（BCJ-L2 波加振）

摩擦係数（全加振）

礎石の種類	平均値	最大値	最小値	変動係数
礎石･細	0.461	0.882	0.076	0.394
礎石･粗	0.398	0.651	0.147	0.307
礎石･切り出し	0.376	0.786	0.084	0.216
コンクリート	0.360	0.586	0.136	0.241
テフロン	0.095	0.142	0.034	0.246



摩擦係数の分布（全加振）

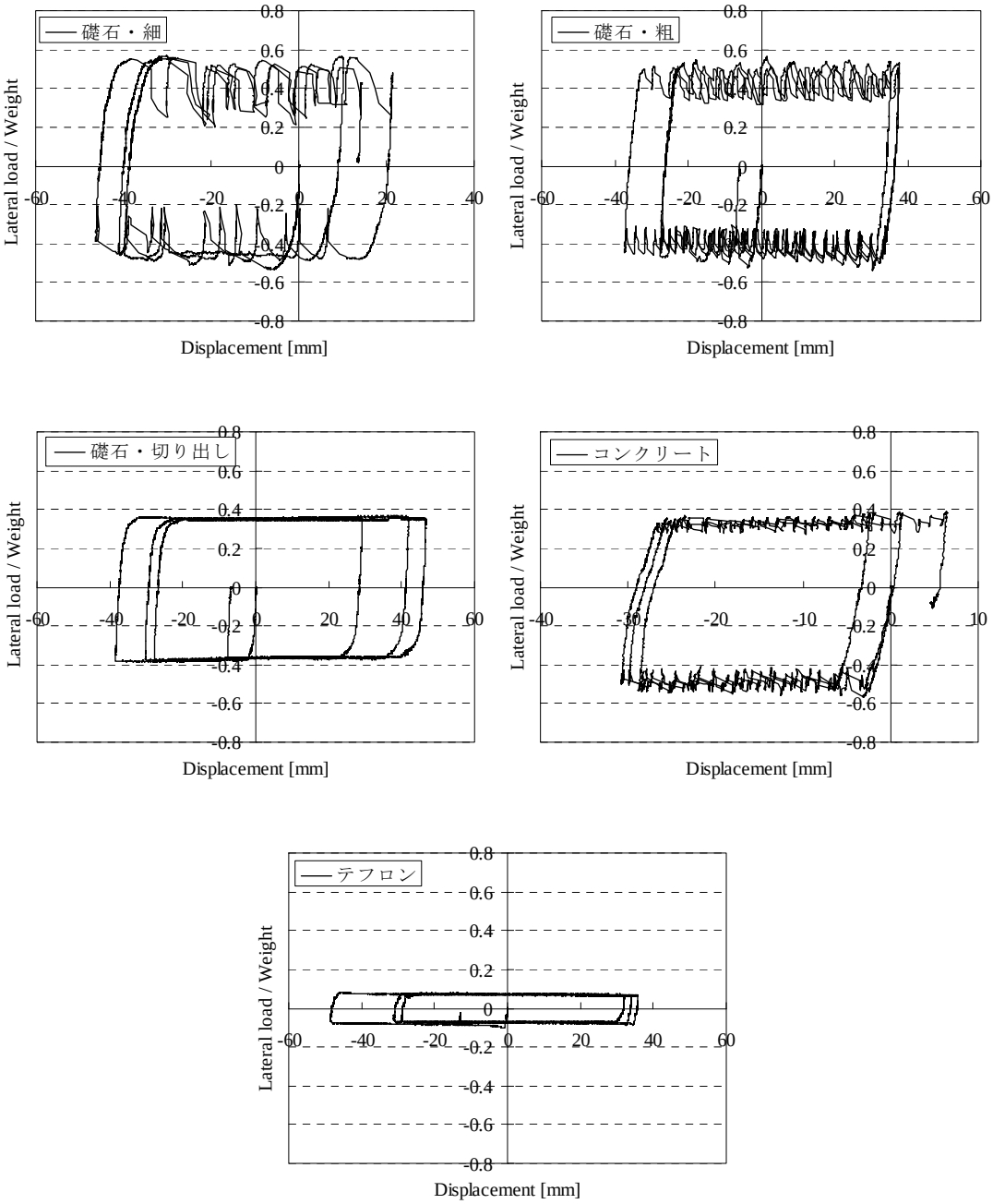
摩擦係数の平均値は 0.35～0.6 程度、変動係数は 15～30%程度とばらつきが大きい。設計にあたっては、ばらつきが大きいことに留意して、安全側の評価となるよう配慮すること。

静的加力実験から求めた摩擦係数

水平力を試験体重量で除して摩擦係数を求めた。加力は手動で制御し、すべり速度は概ね 3～6mm/s である。

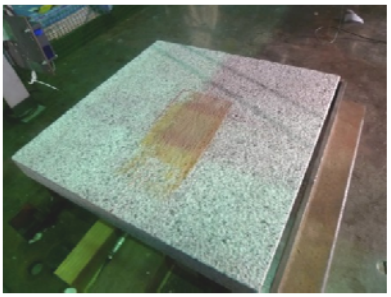
静的加力実験における摩擦係数

	礎石･細	礎石･粗	礎石･切り出し	コンクリート	テフロン
最大値	0.569	0.567	0.370	0.388	0.084
最小値	-0.535	-0.539	-0.389	-0.567	-0.103
平均値	0.552	0.553	0.380	0.478	0.093



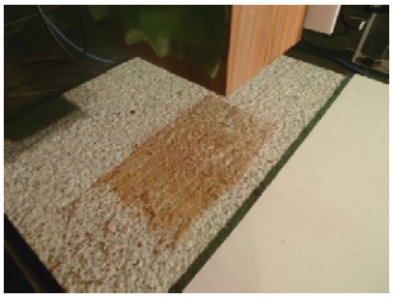
静的水平加力実験結果　荷重－変位関係

●破壊性状

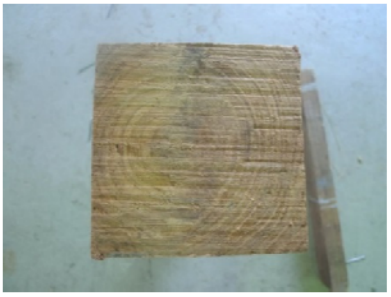


礎石･細　磨耗粉

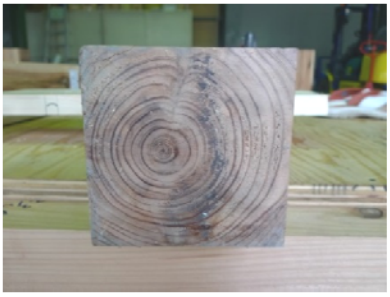
礎石･細　柱底面



礎石･粗　磨耗粉



礎石･粗　柱底面



コンクリート　柱底面

礎石･切り出し　柱底面

実験③

●姿図・寸法

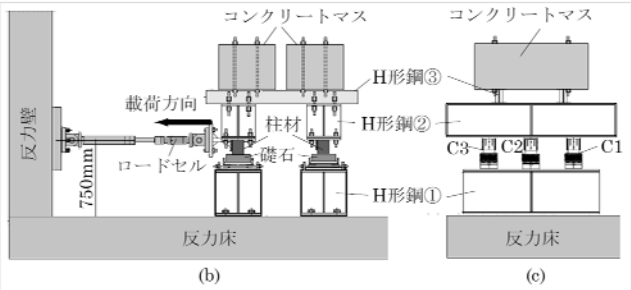


図１　実験システムの概要：(a)平面，(b)東立面，(c)北立面

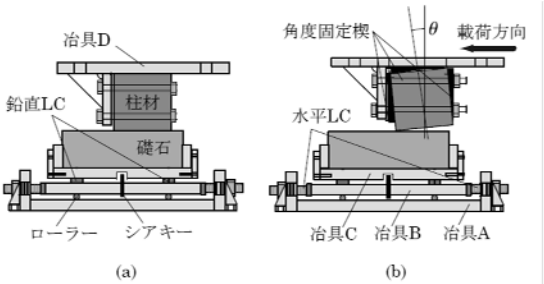


図２　礎石と柱材の固定方法

【使用材料】

木材：　100mm 角およびϕ100 柱、心持ちヒノキ（縦ヤング係数 ave. 10.4kN/mm^2、密度 ave. 470kg/m^3、含水率 ave. 11%）

礎石：　花崗岩（びしゃん仕上げ、平面 210×150 厚さ 65）、コンクリートブロック（市販品、平面 210×100 厚さ 60）

●適用条件

ヒノキ柱－びしゃん仕上げ礎石およびヒノキ柱－コンクリートブロックの組み合わせを用いた柱脚部の静摩擦係数として参照可能である。本実験では、柱底面の垂直応力度は傾斜角がゼロの状態において概ね 0.4～0.7N/mm^2 となる。柱が傾斜すると接触面積が減少するため、垂直応力度は上記より高い数値と考えられる。ジャッキによる加力は、手動制御のため載荷速度は一定ではないが、20～30mm の滑り量を目標に加力開始から終了まで 60 秒程度としていることから、おおよそ 0.3～0.5mm/s である。

●概要

本実験は、丸柱（CaseA）、角柱（CaseB）、角柱 45 度方向（CaseC）、丸柱－ｺﾝｸﾘｰﾄﾌﾞﾛｯｸ（CaseD）の４種類の滑り実験である。各ケースにおいて柱の傾斜角 θ ＝0、1/60、1/30、1/10 とした状態でジャッキにより加力を行っている。

●文献・参照先

1）荒木慶一，李東潤，遠藤俊貴，吉田亘利，上谷宏二: 伝統木造柱脚－礎石間の静摩擦係数，日本建築学会技術報告集, Vol. 15, No. 30, pp. 405-409, Jun. 2009.

●最大摩擦係数に関する実験式

花崗岩の礎石に関して、

$\mu_{0\max}^{(1)} = 0.81, \sigma^{(1)} = 0.04, \mu_{0\max}^{(2)} = 0.77 - 1.23\theta, \sigma^{(2)} = 0.04$

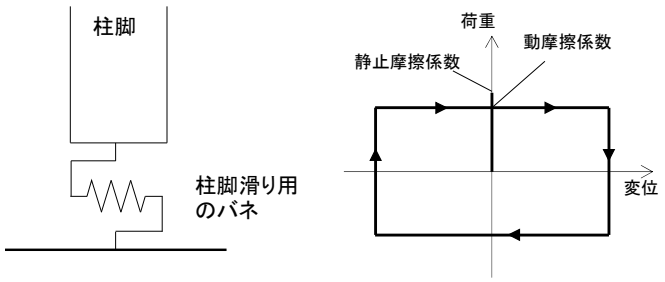
ここで、$\mu_{0\max}^{(1)}, \mu_{0\max}^{(2)}$はそれぞれ１回目、２回目の最大摩擦係数、$\sigma^{(1)}, \sigma^{(2)}$は標準偏差、$\theta$は柱の傾斜角[rad]

コンクリートブロックに関して、

$\mu_{0\max}^{(1)} = 0.88, \sigma^{(1)} = 0.03, \mu_{0\max}^{(2)} = 0.61, \sigma^{(2)} = 0.01$

●モデル化

要素モデルの例:



剛性∞の完全弾塑性またはクーロン摩擦バネとしてモデル化が可能である。ただし、摩擦係数の設定にあたっては、現象のばらつきを考慮し、安全側の評価となるよう配慮すること。

●特性値

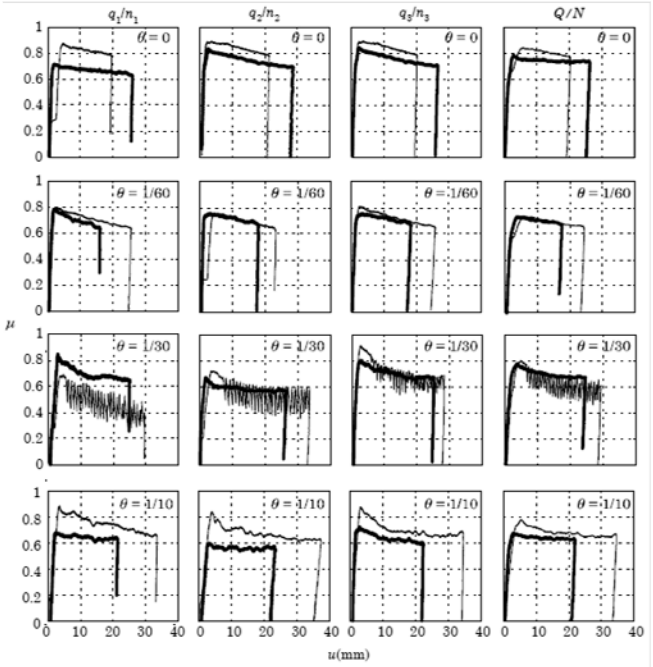


図６　Case A（円柱・礎石）の摩擦係数

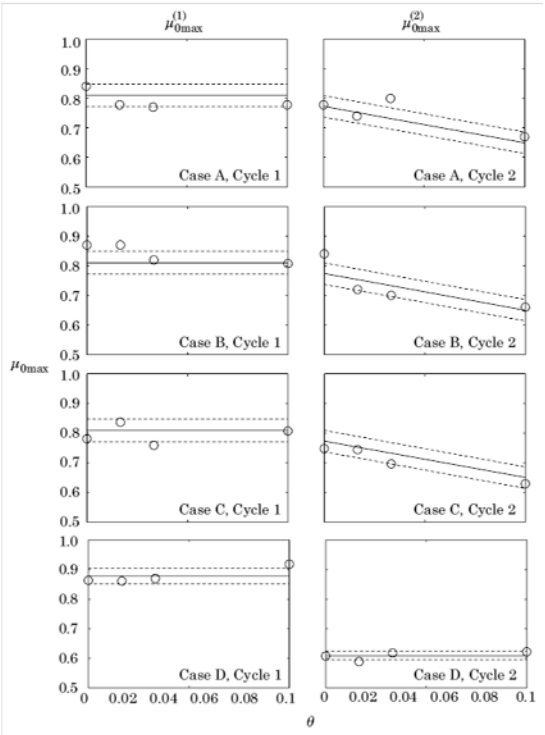


図１０　全体の最大摩擦係数の変化

●破壊性状

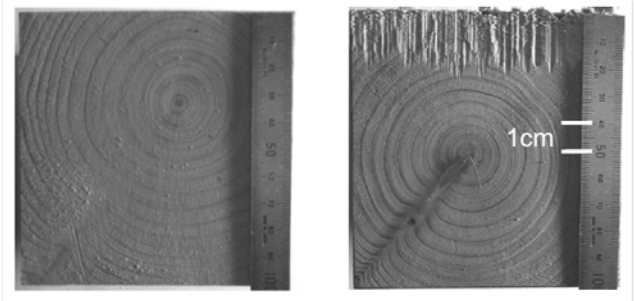
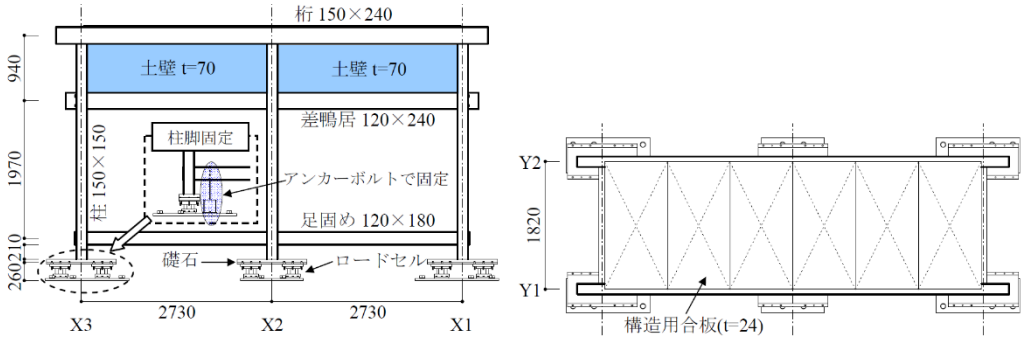


図１１　(a)摩擦を与えていない角柱底面表面, (b)礎石との摩擦を与えた角柱底面表面（θ=1/10）

実験④

●姿図・寸法



試験体図（左：立面図、右：天井伏図）

【使用材料】

木材： 柱 150×150、樹種スギ

礎石： 花崗岩（サンドブラスト処理仕上げ　平面 400×1000mm　厚さ 50mm）

●適用条件

スギ柱－サンドブラスト処理仕上げ礎石の組み合わせの柱脚部の動摩擦係数として参照可能である。1 構面当たりの上部構造と錘の重量は 19.03kN であることから、柱底面の垂直応力度は 0.2～0.4N/mm^2 程度と考えられる。

●概要

土塗り垂れ壁と柱からなる軸組の振動台実験である。礎石下に設置したロードセルによって水平せん断力を計測している。入力波は 1995 年兵庫県南部地震時の神戸海洋気象台記録（JMA 神戸 NS）、日本建築センター模擬波（BCJ レベル 2）を振幅調整したものである。

●文献・参照先

1）和田幸子，中川貴文，五十田博，岡部実，河合直人，箕輪親宏：伝統的木造住宅の垂れ壁付き壁構面振動台実験 その 1～3，日本建築学会大会学術講演梗概集，2008.9

2）和田幸子，中川貴文，五十田博，岡部実，河合直人，箕輪親宏：伝統的木造住宅の垂れ壁付き構面振動台実験，日本建築学会北陸支部研究報告集（51），pp. 113-116，2008. 7

●理論式の例

摩擦力 F は以下の式によって表される。

$F = \mu N$

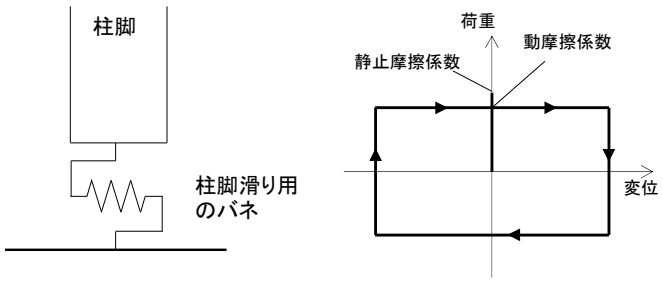
μ: 静止摩擦係数または動摩擦係数

N: 柱底面が受ける垂直抗力、柱軸力

静止状態において、柱脚部の水平せん断力が摩擦力 F を超えると滑り始める。また、滑り挙動中は、柱脚部の移動方向と逆向きに摩擦力 F が作用し続ける。

●モデル化

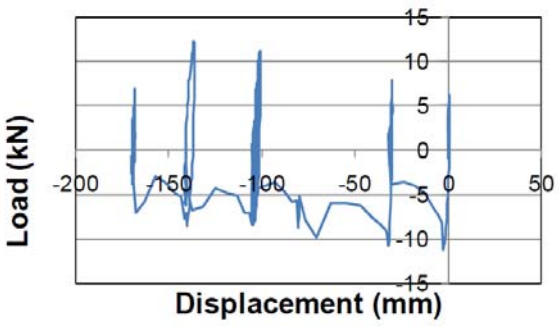
要素モデルの例:



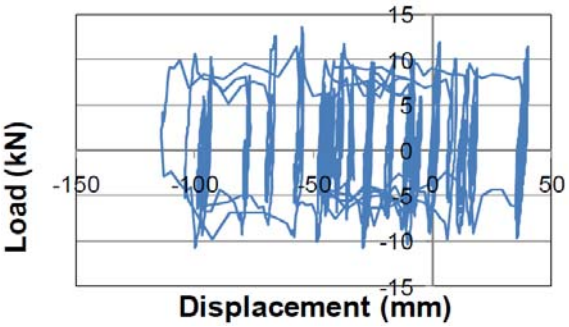
剛性∞の完全弾塑性またはクーロン摩擦バネとしてモデル化が可能である。ただし、摩擦係数の設定にあたっては、現象のばらつきを考慮し、安全側の評価となるよう配慮すること。

●特性値

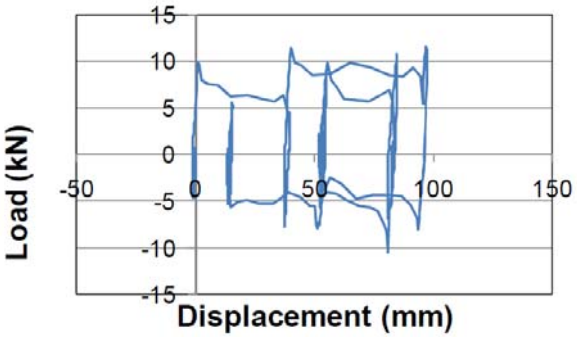
摩擦力は、静止から移動に移る時で 9～15kN 程度、移動時には正側 6～9kN 程度、負側 4～6kN 程度である。1 構面当たりの上部構造と錘の重量は 19.03kN である。これから、平均的な摩擦力を静止時 10kN、移動時正側 7.5kN、負側 5.5kN 程度として摩擦係数を算出すると、静止摩擦係数約 0.53、動摩擦係数正側約 0.39、同、負側約 0.29 と算出される。



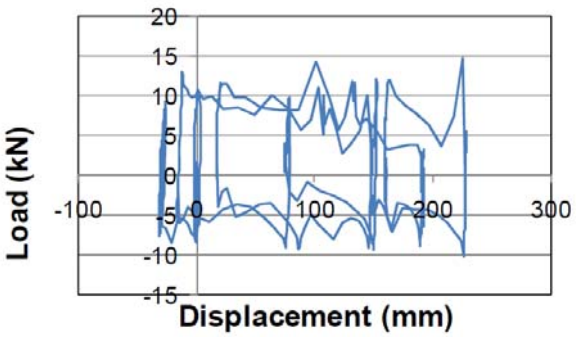
a） JMA 神戸 NS 50%



b） BCJ レベル 2



c） JMA 神戸 NS 50% R



d） JMA 神戸 NS 100% R

柱脚部の荷重－変位関係

●破壊性状

上部構造は JMA 神戸 100%R の加振でも土壁周囲等のわずかな損傷のみで、ほぼ弾性応答であった。

実験⑤

●姿図・寸法

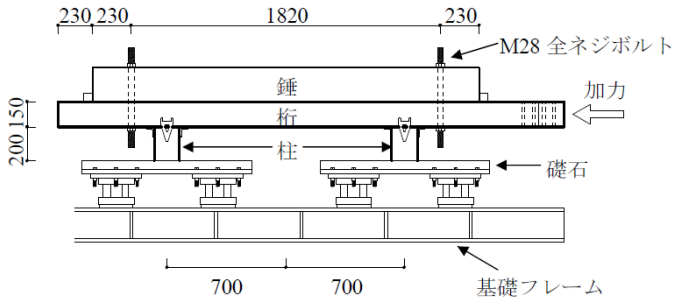


図 1　試験体図

【使用材料】

木材：　柱 150×150、樹種スギ

礎石：　花崗岩（サンドブラスト処理仕上げ　平面 400×1000mm　厚さ 50mm）

●適用条件

スギ柱－サンドブラスト処理仕上げ礎石の組み合わせの柱脚部の動摩擦係数として参照可能である。錘重量が 6kN～18kN であることから、柱底面の垂直応力度は 0.15～0.40N/mm^2 程度である。また、滑り速度は、載荷速度と同等と考えると 10～80cm/s である。

●概要

長さ 200mm の柱脚部のみを抽出し、桁および錘を設置した上で、動的アクチュエータを用いて加振を行った。加振波、載荷速度、錘重量を実験パラメータとしている。

●文献・参照先

1）和田幸子，中川貴文，五十田博，岡部実，河合直人，桂川晋：伝統的木造住宅の垂れ壁付き壁構面振動台実験 その 6，日本建築学会大会学術講演梗概集，2009.8

2）和田幸子，中川貴文，五十田博，岡部実，河合直人，箕輪親宏：伝統的木造住宅の垂れ壁付き構面振動台実験，日本建築学会北陸支部研究報告集（51），pp. 113-116，2008. 7

●理論式の例

摩擦力 F は以下の式によって表される。

$$F = \mu N$$

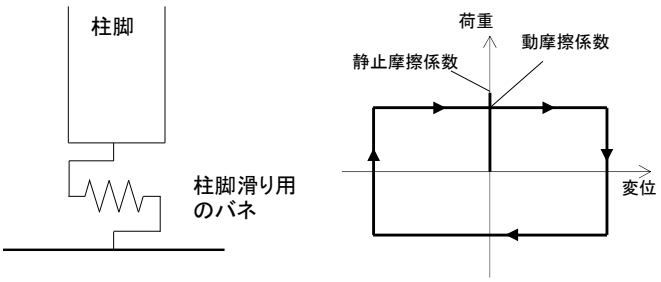
μ: **静止摩擦係数または動摩擦係数**

N: **柱底面が受ける垂直抗力、柱軸力**

静止状態において、柱脚部の水平せん断力が摩擦力 F を超えると滑り始める。また、滑り挙動中は、柱脚部の移動方向と逆向きに摩擦力 F が作用し続ける。

●モデル化

要素モデルの例：



剛性∞の完全弾塑性またはクーロン摩擦バネとしてモデル化が可能である。ただし、摩擦係数の設定にあたっては、現象のばらつきを考慮し、安全側の評価となるよう配慮すること。

●特性値

各加振で得られた水平力／鉛直荷重より、滑動中（下図の矢印部分）の平均値を動摩擦係数として評価した。動摩擦係数は、0.3 から 0.5 程度までばらついている。定性的には、速度が速いほど、また錘が重いほど、動摩擦係数は小さくなる傾向が見られた。

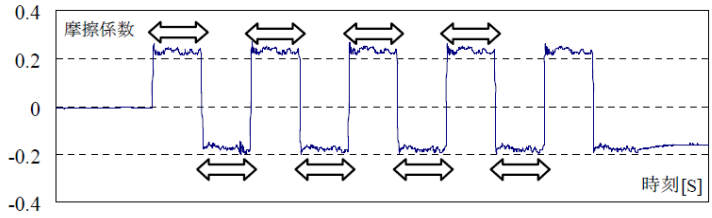


図 4　動摩擦係数算出方法

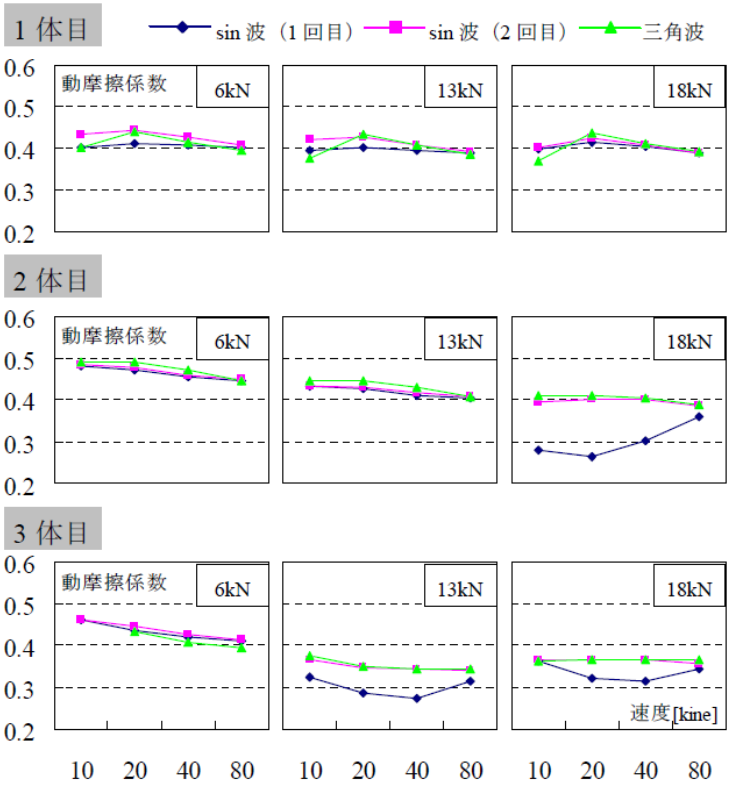


図 5　各加振における動摩擦係数

【解説】

建築物を基礎に緊結しない場合、特に境界条件 3）となる場合、建築物の移動量を推定する必要があり、推定にあたっては、上部構造の特性、建築物と基礎の境界条件を適切に評価する必要がある。以下、設計に際して留意すべき点について示す（文献 1）に加筆・修正した部分を含む)。

〇上部構造のモデル化

(1)　建築物の立体的挙動

建築物の立体的挙動が、柱脚の移動量に大きな影響を及ぼすため、下記のような点が検証可能な適切なモデル化が必要である。

・上部構造耐力および剛性（荷重－変形関係）
・軸力変動
・建築物全体のロッキング挙動（塔状比）
・各構面の挙動（構面ごとの挙動）
・偏心（剛性偏心、重量偏心）
・水平構面（柔床、レベル）

柱脚の水平移動を推定するためには、上部構造の性能と境界条件の適切な設定が重要となる。特に、摩擦による滑り量を推定するためには、動的効果、立体的挙動も考慮しなければならない。

摩擦力は、摩擦力=摩擦係数×軸力で算出されるため、1 階下半分質量 M0（1 階壁下半分重量＋1 階床の重量＋1 階床下重量）による軸力の増加（M0 効果）も考慮しながら、1 階床の応答に影響を及ぼす 1 階床下の性能も考慮する必要があり、足固めや束を適切にモデル化する必要がある。また、建築物内の軸力の変動に応じて摩擦力は変動すると考えられる。一般的な重量配置による軸力分布や壁のせん断抵抗による軸力変動だけでなく、塔状比が大きい場合には建築物全体のロッキング挙動、偏心による各構面の応答差も検証可能なモデル化が必要となる。

建築物全体の立体的挙動を評価するためには、水平構面のモデル化も重要である。伝統木造建築物では、梁、桁、床のレベルが同一ではないために水平構面が明確ではなく、剛床仮定も成立しない場合が多いため、上屋、下屋の関係も考慮しながら、拘束条件を適切に評価する必要がある。同様に 1 階の屋根と 2 階の屋根が連続する葺き下ろしの屋根では、層（階）の概念も適用しにくいので注意が必要である。

(2)　摩擦力

摩擦力の設定にあたっては、摩擦係数（静止摩擦係数、動摩擦係数)、軸力を適切に評価する。摩擦力は、(摩擦力）=（摩擦係数）×（軸力）で現される。各柱の軸力は、上部構造のモデル化が適切であれば解析モデルから算定することができるが、1 階床重量については、柱だけでなく束などによって支持される場合もあるので注意が必要である。

柱と基礎の摩擦係数については、静止摩擦係数と動摩擦係数を適切に設定する必要がある。まだ、繰り返し入力による摩擦係数の変化も考えられるが、その傾向は明らかにされていないため注意が必要である。

〇入力地震動の影響

境界条件 3）として、水平移動の拘束を摩擦力にのみ期待する場合には、柱脚の移動は、柱に生じるせん断力（水平 2 方向の合成成分）と軸力に大きな影響を受けるため、方向ごとの 1 次元入力による検討だけでなく、平面 2 次元入力や上下動との組み合わせについても適切に検討する必要がある。また、1 回の滑りによる移動量と累積移動量、残留移動量をそれぞれ適切に評価する必要があるが、これらは入力地震動の位相特性に大きく影響されることが判っており、原則として時刻歴応答解析によることが望ましい。

〇ばらつきの考慮

上部構造と摩擦力を適切に評価することにより、建築物の移動量を算定することが出来るが、木、土、石といった自然材料を多く用いた伝統構法では、材料特性のばらつきが大きいため、次のようなばらつきを考慮した性能検証も必要となる。

1）上部構造の性能のばらつき

2）摩擦係数のばらつき

柱脚の移動量の算定にあたっては、建築物全体での滑り量を算定するとともに局部的に大きな移動が生じることにより上部構造に大きな損傷を生じることがないように、各要素の性能のばらつきとを考慮した検討も併せて行う。

1）上部構造性能のばらつき

一般に､上部構造の耐力が大きくなると柱脚の水平移動量は大きくなる傾向にある。このため、上部構造の性能評価においては、耐力の下限値だけでなく上限値についても検討を行う必要がある。

一般に構造計算にあたって、建築物の重量は安全のためやや大きめに算定されることが多いが、柱脚の滑りを時刻歴応答解析で推定する場合には、大きめの重量算定が必ずしも安全側にならないことに注意する。1F 床レベルの応答加速度が柱脚の水平移動に直接関係することから､1 階下半分質量 M0 を適切に評価することが必要である。また、積載重量については不確定な要素と考えて、必要に応じて複数のパターンで検討を行うことが望ましい。

2） 摩擦係数のばらつき

柱脚と礎石の動摩擦係数は一般に、μ = 0.3～0.4 程度といわれているが、自然材料であるため材料自体のばらつき、移動方向、施工誤差（傾斜など）によるばらつきがある。摩擦係数のばらつきについては、建築物全体での摩擦係数のばらつきによる挙動の違いと、建築物内での摩擦係数のばらつきについて検討する必要がある。特に、建築物内での摩擦係数のばらつきは、上部構造の耐力要素が偏心していなくても、構面ごとの移動量が異なることによるねじれ挙動などが生じるため注意が必要である。一般に、建築物内で摩擦係数のばらつきがあると、摩擦係数の小さい柱脚が動きやすい傾向にある。

〇摩擦係数の実験値

本 DB で示した実験から得られた摩擦係数の一覧を実験パラメータとともに下表に示す。実験結果からも摩擦係数あるいは滑り摩擦現象はばらつきの大きいことが示唆され

る。さらに、各実験パラメータが摩擦係数に及ぼす影響も明らかになっておらず、現時点での摩擦係数の値としては一定の幅を持つことを許容せざるを得ない。

データシートに示した実験の実験パラメーター一覧

#	実験方法		柱樹種	柱寸法	基礎	柱底面の垂直応力度[N/mm^2]	すべり速度[mm/s]	摩擦係数
	静的	動的						
①		○	スギ	120mm 角	びしゃん仕上げ花崗岩	0.5～0.85	-	0.3～0.5
②	○	○	スギ	120mm 角	びしゃん仕上げ花崗岩、コンクリート、テフロン	0.7	動的：- 静的：3～6	0.35～0.6、 テフロン：0.1
③	○		ヒノキ	100mm 角、 φ100mm 丸柱	びしゃん仕上げ花崗岩、コンクリート	0.4～0.7	0.3～0.5	静止摩擦係数 0.6～0.9
④		○	スギ	150mm 角	サンドブラスト処理仕上げ花崗岩	0.2～0.4	-	静止摩擦係数 約 0.53、 動摩擦係数： 0.3～0.4
⑤		○	スギ	150mm 角	サンドブラスト処理仕上げ花崗岩	0.15～0.4	100～800	0.3～0.5

文献

1）日本建築学会: 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, 丸善, 2013

3.2.4　今後の DB 充実のための提案

境界条件 3）となる場合の、注脚の移動量を推定する際に必要となる柱底面－礎石またはコンクリート間の摩擦係数に関する実験データは十分とは言えず、今後も蓄積が必要である。柱樹種、柱寸法および断面形状、礎石の仕上げについて、まだ検証されていない組み合わせの実験が求められる。特に、これまでの実験データは柱小口面の摩擦係数のみであり、土台を用いた上で水平移動を拘束しない場合の土台側面の摩擦係数についての実験が求められる。また、柱底面の垂直応力度やすべり速度等が摩擦係数に及ぼす影響を明らかにすることが必要である。加えて、将来的に設計自由度を向上させるためには、木材との組み合わせで摩擦係数の高低を調整可能な基礎用材料あるいは仕上げ工法を模索する努力も必要と思われる。

境界条件 2）となる場合については、水平せん断力に対する安全性は柱およびダボのせん断耐力で評価することになるが、実験的に検証が必要である。また、浮き上がった場合に抜け出さないために必要なダボの高さを決定する手法が無いため、今後、実験的・解析的な検討が求められる。

3.3　軸組 - 通し柱

3.3.1　概要

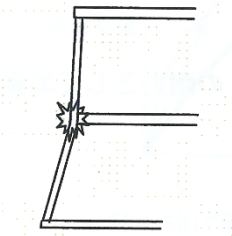
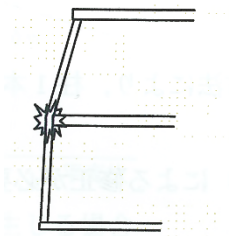
木造戸建て住宅において、通し柱は隅角部等によく用いられる。住宅金融公庫『木造住宅工事共通仕様書』においては、120 mm×120 mm を標準としている。小断面の通し柱では、ほとんど曲げ抵抗を負担できないが、大断面になれば 2 階耐力とのバランスで曲げ戻し効果が期待できる。そのため、1 階に壁が少ない状況でも耐力を有する設計が期待できる。

一方、通し柱の折損が生じる変形角が明らかではなく、耐震診断などでは通常評価に加えられていない。また断面欠損の影響が大きい。

【破壊モードと被害写真】

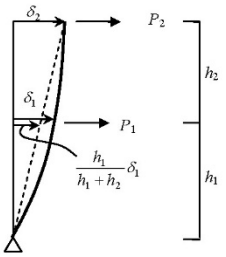
通し柱の破壊モードは、通常以下の 2 通りが考えられるが、上階の変形による折損は地震被害および実験時の写真で確認されていない。柱の曲げ破壊が生じると鉛直荷重支持能力を失う、致命的な被害となる可能性がある。そのほか、通し柱頭頂部が曲げ変形によって振られ、柱頭だけ飛んでしまう破壊も起こりうる。

表 3.3.1-1　破壊モードと被害写真 [1)]

破壊モード	地震被害写真	実験写真
 下階の変形による折損	 柱の折損 詳細 中二階風の柱の折損 詳細	 通し柱の折損 通し柱の折損
 上階の変形による折損		

【力の伝達方法】

通し柱の曲げ抵抗は、1-2 階の変形角の差によって水平抵抗力となる。通し柱に作用する外力と変形の関係は次の通りである。



$$\begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} cK & -\gamma cK \\ -\gamma cK & \gamma^2 cK \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \end{Bmatrix}$$

ただし、$cK = \dfrac{3EI(h_1+h_2)}{h_1^2 h_2^2}$、$\gamma = \dfrac{h_1}{h_1+h_2}$

図 3.3.1-1　通し柱の外力と変形の関係 [1)]

【構造性能に影響を与える要因】

柱の特性を決定する項目に小径、樹種、断面欠損などが挙げられる。一方、1-2 階の変形角の差を生じる要因として 2 階耐力が挙げられる。特に断面欠損が大きければ柱小径が大きくても破壊が生じやすくなるため、柱要素の因子の中では特に断面欠損の影響が重要であると考えられる。

表 3.3.1-2　構造性能に影響を与える要因

柱小径	柱樹種	断面欠損	2 階構造要素（耐力）	階高		そのほか
				1 階	2 階	
120 mm	スギ	なし	土塗壁			節の影響
135 mm	ヒノキ	ほぞ穴	構造用合板			1 階構造要素
150 mm	ケヤキ	1/4	垂れ壁・腰壁			
180 mm	…	…	…			
…						

文献

1）耐震診断法の高度化に関する検討、平成 24 年度報告書

3.3.2　データ収集リスト他

3.3 で対象とした文献と、それに掲載されていた実験の一覧を以下に示す。架構実験（平面フレーム、立体フレーム）による通し柱架構の構造性能を検証するものと、要素実験による通し柱への断面欠損や節塔の影響を検証するものがあげられる。

表 3.3.2-1　文献一覧（通し柱）　長さ単位：mm

No.	試験体名	試験体数	試験体種類	柱			試験体長さ		階高		柱	2F 構造性能	実験方式	文献
				小径	樹種	断面欠損	X	Y	1F	2F	本数			No.
1	F（節あり）	3	架構-平面	150×150	スギ	あり	1820		2850	2400	2	構造用合板	足固め固定	1
2	C（節なし）	3	架構-平面	150×150	スギ	あり	1820		2850	2400	2	構造用合板	足固め固定	
3	M1		要素	120×120	スギ	胴差	2000						曲げ試験	2
4	M2		要素	120×120	スギ	二方差し	2000						曲げ試験	
5	M3		要素	120×120	スギ	三方差し	2000						曲げ試験	
6	M4		要素	120×120	スギ	四方差し	2000						曲げ試験	
7	120-0	3	要素	120×120	アカマツ集成材	なし	2000						曲げ試験	3
8	120-T0.1	3	要素	120×120	アカマツ集成材	1/4 長さ比 0.1	2000						曲げ試験	
9	120-T0.2	3	要素	120×120	アカマツ集成材	1/4 長さ比 0.2	2000						曲げ試験	
10	120-T0.3	3	要素	120×120	アカマツ集成材	1/4 長さ比 0.3	2000						曲げ試験	
11	120-T0.4	3	要素	120×120	アカマツ集成材	1/4 長さ比 0.4	2000						曲げ試験	
12	120-T0.5	3	要素	120×120	アカマツ集成材	1/4 長さ比 0.5	2000						曲げ試験	
13	120-Y0.1	3	要素	120×120	アカマツ集成材	1/4 長さ比 0.1	2000						曲げ試験	

14	120-Y0.2	3	要素	120×120	アカマツ集成材	1/4 長さ比 0.2	2000						曲げ試験	
15	120-Y0.3	3	要素	120×120	アカマツ集成材	1/4 長さ比 0.3	2000						曲げ試験	
16	120-Y0.4	3	要素	120×120	アカマツ集成材	1/4 長さ比 0.4	2000						曲げ試験	
17	120-Y0.5	3	要素	120×120	アカマツ集成材	1/4 長さ比 0.5	2000						曲げ試験	
18	150-0	3	要素	150×150	アカマツ集成材	なし	2000						曲げ試験	
19	150-T0.1	3	要素	150×150	アカマツ集成材	1/4 長さ比 0.1	2000						曲げ試験	
20	150-T0.2	3	要素	150×150	アカマツ集成材	1/4 長さ比 0.2	2000						曲げ試験	
21	150-T0.3	3	要素	150×150	アカマツ集成材	1/4 長さ比 0.3	2000						曲げ試験	
22	150-T0.4	3	要素	150×150	アカマツ集成材	1/4 長さ比 0.4	2000						曲げ試験	
23	150-T0.5	3	要素	150×150	アカマツ集成材	1/4 長さ比 0.5	2000						曲げ試験	
24	150-Y0.1	3	要素	150×150	アカマツ集成材	1/4 長さ比 0.1	2000						曲げ試験	
25	150-Y0.2	3	要素	150×150	アカマツ集成材	1/4 長さ比 0.2	2000						曲げ試験	
26	150-Y0.3	3	要素	150×150	アカマツ	1/4	2000						曲げ試験	

					集成材	長さ比 0.3								
27	150-Y0.4	3	要素	150×150	アカマツ集成材	1/4 長さ比 0.4	2000						曲げ試験	
28	150-Y0.5	3	要素	150×150	アカマツ集成材	1/4 長さ比 0.5	2000						曲げ試験	
29	180-0	3	要素	180×180	アカマツ集成材	なし	2000						曲げ試験	
30	180-T0.1	3	要素	180×180	アカマツ集成材	1/4 長さ比 0.1	2000						曲げ試験	
31	180-T0.3	3	要素	180×180	アカマツ集成材	1/4 長さ比 0.3	2000						曲げ試験	
32	180-T0.5	3	要素	180×180	アカマツ集成材	1/4 長さ比 0.5	2000						曲げ試験	
33	180-Y0.1	3	要素	180×180	アカマツ集成材	1/4 長さ比 0.1	2000						曲げ試験	
34	180-Y0.3	3	要素	180×180	アカマツ集成材	1/4 長さ比 0.3	2000						曲げ試験	
35	180-Y0.5	3	要素	180×180	アカマツ集成材	1/4 長さ比 0.5	2000						曲げ試験	
36	A-1～3	3	架構-平面	180×150	スギ	ほぞ穴	3640		2600	1350	2	ブレース	タイロッド式	4
37	B-1～3	3	架構-平面	150×165	スギ	ほぞ穴	3640		2600	1350	2	ブレース	タイロッド式	
38	C-1～3	3	架構-平面	150×165	ケヤキ	ほぞ穴	3640		2600	1350	2	ブレース	タイロッド式	5
39	4 寸角(6 本、バランス良)	1	架構-立体	120×120		ほぞ穴	5460	3640	2880	2550	6	乾式土壁パネル	振動台実験	6
40	4 寸角(6 本、	1	架構-立体	120×120		ほぞ穴	5460	3640	2880	2550	6	乾式土壁	振動台実験	

	バランス悪)											パネル		
41	4 寸角(4 本、バランス良)	1	架構-立体	120×120		ほぞ穴	5460	3640	2880	2550	4	乾式土壁パネル	振動台実験	
42	4 寸角(4 本、バランス悪)	1	架構-立体	120×120		ほぞ穴	5460	3640	2880	2550	4	乾式土壁パネル	振動台実験	
43	6 寸角(6 本、バランス良)	1	架構-立体	180×180		ほぞ穴	5460	3640	2880	2550	6	乾式土壁パネル	振動台実験	
44	6 寸角(6 本、バランス悪)	1	架構-立体	180×180		ほぞ穴	5460	3640	2880	2550	6	乾式土壁パネル	振動台実験	
45	6 寸角(4 本、バランス良)	1	架構-立体	180×180		ほぞ穴	5460	3640	2880	2550	4	乾式土壁パネル	振動台実験	
46	6 寸角(4 本、バランス悪)	1	架構-立体	180×180		ほぞ穴	5460	3640	2880	2550	4	乾式土壁パネル	振動台実験	
47	Cn(1 階壁なし)	1	架構-立体	120×120	ヒノキ	ほぞ穴	3640	1820	3055	2520	4	荒壁パネル	振動台実験	7
48	Cw（1 階壁あり)	1	架構-立体	120×120	ヒノキ	ほぞ穴	3640	1820	3055	2520	4	荒壁パネル	振動台実験	

文献

1）一般社団法人　木を活かす建築推進協議会、長期有料住宅等実現のための技術基盤強化を行う事業　伝統的構法の設計法作成および性能検証報告書、2010.3

2）Yin Wang and　Masamitsu Ohta、Analysis of Bending Strength of Continuous Column with Various Mortise-Tenon Joints、 IAWPS2008

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 74(635)、 pp.97-103、 2009.1

4）佐藤弘美、腰原幹雄、通し柱をもつ差鴨居架構の水平抵抗力、日本建築学会学術講演梗概集、 pp.569-570、2010.7

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　その 2　2 階の耐震性能が通し柱に及ぼす影響、日本建築学会学術講演梗概集、pp. 461-462、2012.9

6）向坊恭介、 須田達、 山田耕司、 鈴木祥之、通し柱を有する伝統木造軸組の地震応答に関する研究、日本建築学会学術講演梗概集、pp.423-424、2012.9

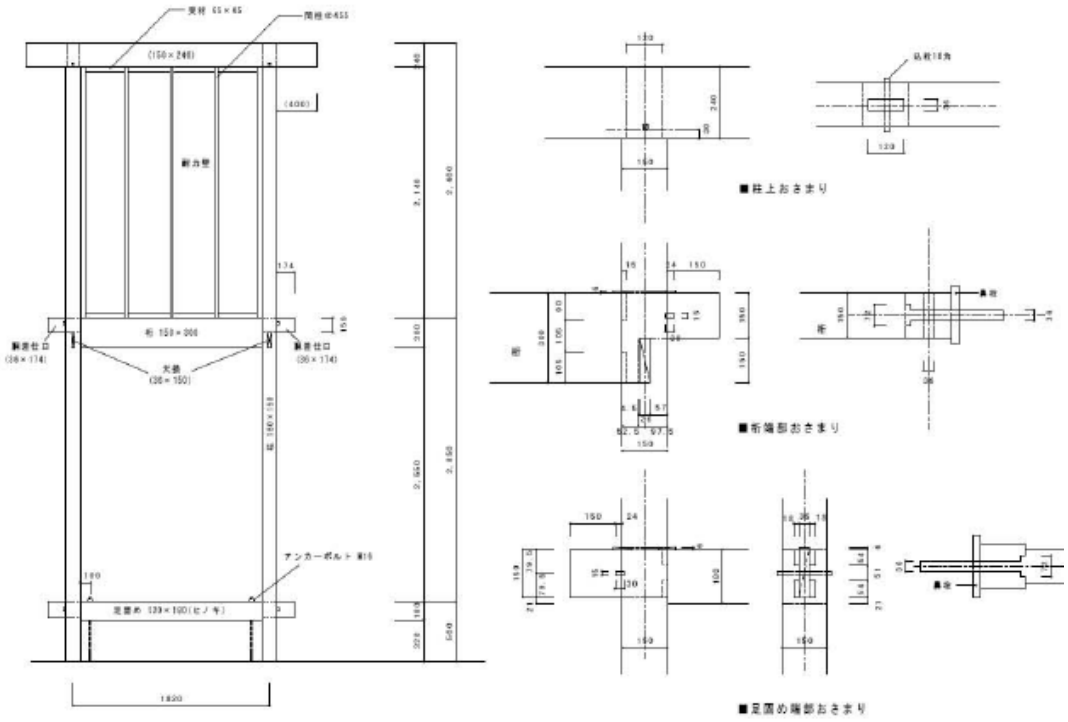
7）杉野未奈、中西統也、守屋友貴、多幾山法子、林康裕、パルス波を用いた 2 層伝統木造軸組架構の振動台実験 ： その 1 実験計画と結果の概要、日本建築学会学術講演梗概集、pp.547-548、2013.8

3.3.3　選別したデータより作成した DB

作成したデータシートと解説を示す。

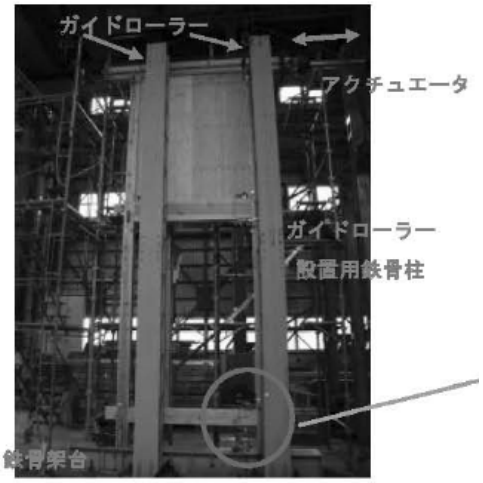
No.1

●姿図･寸法



【使用材料】

通し柱　：スギ（無等級）、150mm×150mm
桁　　：スギ（無等級）、150mm×240mm
胴差　　：北総産天然乾燥材、スギ（無等級）、
　　150mm×300mm
足固め　：スギ（無等級）、120mm×180mm
鼻栓　　：カシ（無等級）、10mm×30mm
込み栓　：カシ（無等級）、18mm×18mm
構造用合板：カラマツ（3 層）、JAS 特類 2 級、9mm 厚



●適用条件

2 階に全面壁を有する通し柱架構の設計に用いる。2 階に壁を持ち、胴差接合部の通し柱部材に欠点がある場合について検証する。

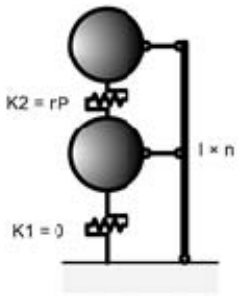
●概要

胴差接合部の通し柱部材の欠点有無が起因する試験体耐力性状への影響を確認する。

●理論式

2 階の全面壁によるせん断剛性と通し柱の材料特性値による曲げ剛性から算定することが可能である。ただし、断面欠損の影響や壁配置の影響などがまだ十分に定まっていないため、具体的な計算結果については記載しないこととする。

●モデル化

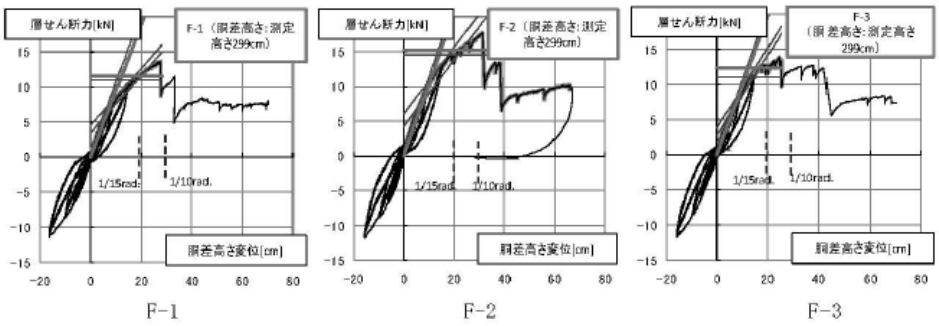
要素モデルの例:	等価モデル: 2 階全面壁のせん断剛性を等価なせん断剛性に置換し、通し柱の曲げ剛性を付加させる。 

●特性値

	K (kN/mm)	Py (kN)	Pmax (kN)	Pu (kN)	γv ($\times10^{-2}$rad)	γu ($\times10^{-2}$rad)
F-1	9.4	7.19	13.59	11.53	2.7	9
F-2	10.3	10.30	17.64	15.26	3.5	11
F-3	9.8	7.98	13.89	12.34	2.9	9

注：K剛性、Py 降伏耐力、Pmax 最大耐力、Pu 終局耐力、γv 降伏点変形角、γu 終局変形角

●荷重変形



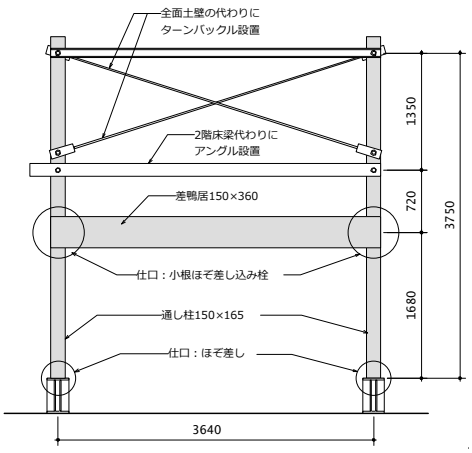
実験値の荷重 - 変形関係と特性値データ

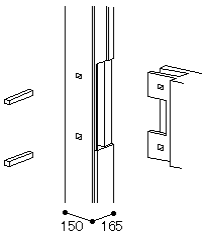
●破壊性状

柱の折損（試験後）

No.37

●姿図･寸法





通し柱 - 差鴨居
接合部

【使用材料】

木材：

柱材：	北総産天然乾燥材、スギ、	断面寸法：見付 150×奥行 165mm
横架材（差鴨居）：	北総産天然乾燥材、スギ、	断面寸法：成 360　×奥行 150mm
込み栓：	北総産天然乾燥材、シラカシ、	断面寸法：成 21　×奥行 21mm

仕口接合金物：

アングル、ターンバックル設置の際にボルトナットを使用。

●適用条件

2 階に全面壁を有する通し柱架構の設計に用いるため、2 階に壁を持たない通し柱架構については新たに検証が必要。

●概要

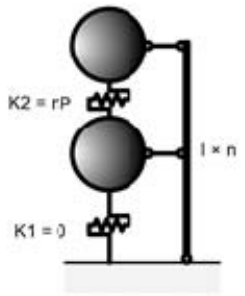
1 階に壁がなく 2 階にのみ壁を持つ通し柱架構の面内せん断性能を求める試験である。本仕様では、2 階に全面壁（実験ではブレースで代用）を有する場合の面内せん断性能を検証している。

●理論式

2 階の全面壁によるせん断剛性と通し柱の材料特性値による曲げ剛性から算定することが可能である。ただし、断面欠損の影響や壁配置の影響などがまだ十分に定まっていないため、具体的な計算結果については記載しないこととする。

●モデル化

要素モデルの例:	等価モデル: 2 階全面壁のせん断剛性を等価なせん断剛性に置換し、通し柱の曲げ剛性を付加させる。

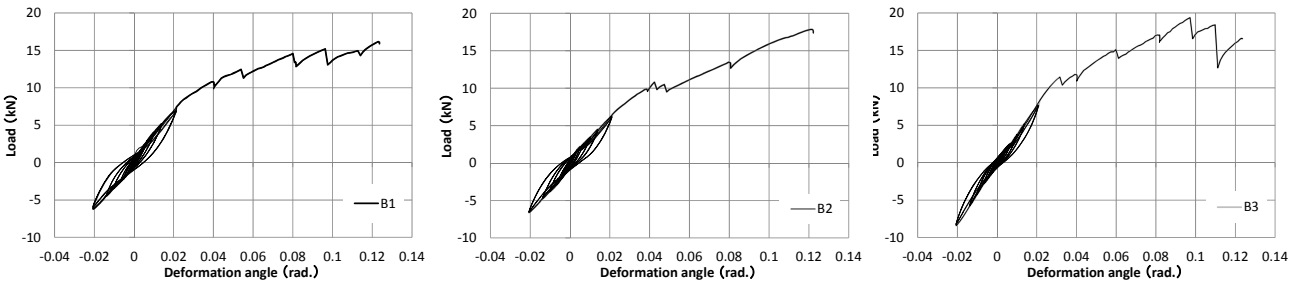


●特性値

	K (kN/mm)	Py (kN)	Pmax (kN)	Pu (kN)	γv (×10^{-2}rad)	γu (×10^{-2}rad)
B-1	346.2	7.6	16.2	11.5	2.1	3.3
B-2	303.6	8.0	17.9	10.6	2.6	3.5
B-3	368.8	11.2	19.4	13.3	3.0	3.6

注： K剛性、Py 降伏耐力、Pmax 最大耐力、Pu 終局耐力、γv 降伏点変形角、γu 終局変形角

●荷重変形

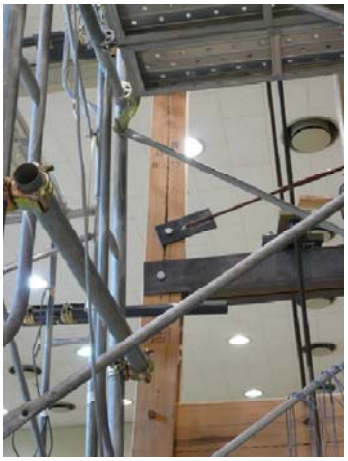


実験値の荷重 - 変形関係と特性値データ

●破壊性状

差鴨居の端抜けと栓の破壊

ほぞの端抜け



柱の割れ（ブレース位置）

3.4　壁－板壁：全面・腰壁・垂れ壁

3.4.1　板壁の種類と特徴

3.4 で取り扱う伝統的構法の建物に用いられる板壁は、軸組構法で用いられる板壁とする。あぜ倉・せいろう組のように直交する板端部の仕口の嵌合で自立する、柱を有しない「板倉」構法もあるが、これらはログハウスと同様な、基本的に鉛直力による摩擦に期待した構造であり、本稿の対象外とする。さて、文献 1）によると、伝統的に板壁には大きく 2 種類あり、ひとつは古代板倉の流れを組み和様の建築に取り入れられたような、柱間に横はめ板を落とし込む仕様と、ひとつは禅宗様の寺院等に見られる柱と貫で構成される軸組に板材を打ち付ける仕様である。前者は 1 寸以上の比較的厚い板をはめ込みによって用いるのに対し、後者は専ら数分の薄い縦貼り板を用い、釘止めによって構成する。神社建築では伊勢神宮の神明造りの例をみるまでもなく、横はめ板壁が主体である。文献 2）では横はめ板方式を「落とし板」、縦貼り板横桟方式を「羽目板」と分類しており、本稿もこれに従うものとする。落とし板壁は神殿造、書院造等の上層住宅にも用いられたが、民家ではあまりみられないようである。文献 2）におけるクラヤ調査では、最も多くみられた形式は縦羽目板方式であった。

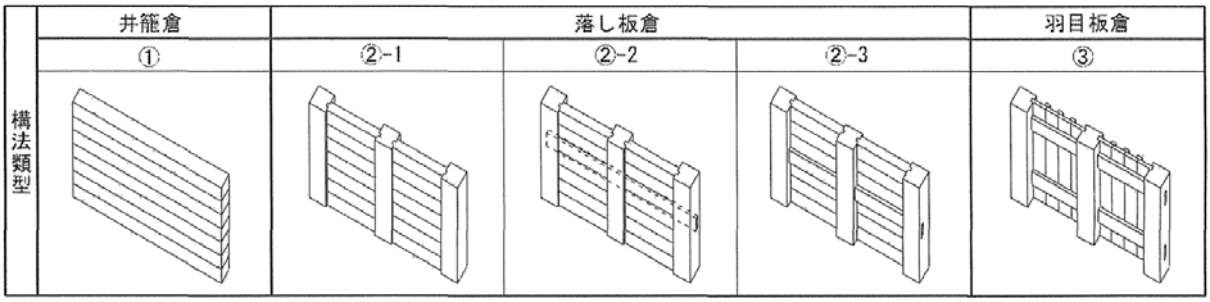


図 3.4.1-1　伝統的板壁形式の分類（※文献 [2)] より引用）

これら板壁の構造的な特徴は、おおむね下記の様に説明できる。

- せいろう造では上部自重の押さえ込みによって板間に生じる摩擦が主体的な抵抗要素である。浮き上がりに対しては自重以外の抵抗要素を持たない。
- 落とし板形式では軸組の中に壁体が納められる真壁形式である。軸組のせん断変形に対して壁体が突っ張り抵抗することによりせん断抵抗要素となるが、壁体の板間にせん断抵抗接合具を持たないため、板は自由に相対すべりを生じ、大きなせん断力は期待できない。板幅が十分大きく、柱が十分に太く剛であれば、板単体で柱間で突っ張り抵抗要素となるため、終局耐力に寄与する。なお、左の効果はわずかな隙間の存在で初期には全く効かなくなる。軸組のせん断変形が大きいとき、全体の沈み込みによって軸組高さが壁体高さを下回ると壁体が圧縮されて板間摩擦が生じるため、大変形時の耐力性能に寄与する。
- 羽目板造は、構造を柱貫の軸組に専ら頼ることで板を薄くしている。壁板は釘止めされており、個々の釘接合モーメントの総和が壁体せん断抵抗要素となるが、その効果はあまり高く無い。一方、釘接合は板のあそびにかかわらず初期から抵抗要素として働く機

構である。板幅が薄いため、面外へ座屈しやすい。板の圧縮束としての抵抗機構は座屈防止の機構の有無に左右される。

なお、伝統的構法タイプの板壁には、全面壁だけでなく腰壁・垂れ壁の仕様もあり、全面壁部に縦羽目板、小壁部に落とし板といったように、両者を併用する事例もみられる。

一方、板壁部の面内せん断性能を向上させることで建築基準法で壁倍率が与えられている板壁は、板材を柱に設けた溝に落とし込み、板材間にダボ接合具を設ける仕様である。板間接合具はダボに限らず、性能向上を目的として吸い付き桟等を設けることも考えられる。これらを本稿ではダボ入り板壁と呼ぶ。これらの力学特性は 3.4.2 において詳述するが、おおむね下記の様にあらわすことができる。

・ダボ入り板壁形式は軸組の中にせん断接合具によって緊結された壁体が納められる真壁形式であり、軸組のせん断変形に対して壁体が突っ張り抵抗することによりせん断抵抗要素となる。軸組から壁体へのせん断力伝達は、壁体角部と軸組の接触による圧縮抵抗である。壁体は圧縮束として荷重伝達するが、壁体板間接合具のせん断変形、壁体の繊維直交方向の圧縮変形、壁板自体のせん断変形等が変形要素となる。板間のせん断抵抗には、接合具のせん断抵抗と、圧縮力に応じた摩擦抵抗が働く。その他、壁体と軸組の間に隙間が存在すると初期あそび変形を生じる。

表 3.4.1-1　板壁の分類と耐力要素、変形成分

--：考慮する必要がない、△：余り影響が無い、○：考慮する、◎：影響が大きい

	耐力要素					変形成分					
	A			B	C	初期すべり	壁板パネルのせん断			岡部板パネルの剛体回転	
	板の圧縮筋かい	ダボのせん断	圧縮束に起因する板間摩擦	その他	大変形時の板間摩擦		板相互のずれ	板のせん断	板の対角方向の圧縮変形	柱へのめり込み	横架材へのめり込み
縦羽目板	--	--	--	釘のモーメント抵抗，貫要素の抵抗	--	--	○	--	--	--	--
落とし込み板	△	--	△	個々の板木口の柱へのめり込み突っ張り	○	◎	○	--	○	--	--
ダボあり板壁	○	◎	○	--	○	○	◎	○	◎	○	○

※耐力要素 A,B,C はそれぞれ並列、それ以外各項目は直列

※変形成分は全て直列

上記の様に、落とし込み板壁に、ダボ等の板間せん断接合具を加えた仕様が基本形である

が、その他、板壁部の面内せん断性能向上や経年変化による剛性低減を防止するために、様々な開発研究が行われている。例えば下記の様な検討事例が報告されている。

・斜め板釘止め、交差板釘止め
・金物せん断接合具
・通しボルト
・力板・貫との併用
・ほぞ付き板壁

これらはそれぞれ優れた性能を示すが、伝統構法板壁の基本形からやや遠いため、本稿における検討の対象外とした。

さらに、板壁ではないが板材を用いた壁仕様として、近代木造建築に用いられる木摺り壁、住宅の外壁仕上げに用いられる下見板壁が挙げられる。

文献

1) 富山博：日本古代正倉建築の研究、法政大学出版局、2004.2.
2) 安藤邦廣、黒坂貴裕、樋口貴彦:民家建築における板倉構法の変遷と地域特性に関する調査研究, 住宅総合研究財団研究論文集、pp. 343-354、2006.3.

3.4.2 データ収集リスト他

3.4 で対象とした文献と、それに掲載されていた実験の一覧を以下に示す。後述する DB の作成対象外となった縦羽目板壁及び木摺り壁・下見板壁については対象外とした理由等を記す。

3.4.2.1 縦羽目板壁

表 3.4.2-1 に示すように、伝統的構法タイプの羽目板壁の実験例は限られている。いずれの実験も特定の建物が想定されており、文献 1）は重要文化財に指定されている住宅系建築、文献 2）は重要伝統的建造物群保存地区美山町の茅葺民家、文献 3）は重要伝統的建造物群保存地区白川郷の合掌造り民家が対象である。そのため、部材寸法をパラメータとした体系的な実験的研究は行われておらず、理論式の構築にまで至っていない。また、住宅より部材寸法の大きい社寺建築を想定した実験例は今回見当たらなかった。今回収集したデータはすべて試験体数が 1 体のため、DB 作成の対象外とした。

表 3.4.2-1　伝統的構法板壁の実験の一覧

試験体名	試験体数	試験体長さ (mm)	試験体高さ (mm)	柱寸法 (mm)	板厚 (mm)	柱頭・柱脚	実験方法	引用文献
板壁	1	2000	2560	121×121	24	HD金物	振動実験（1t載荷）	1)
美山板壁	1	1820	2910	120×120	15	長ほぞ込栓（柱頭） 短ほぞ、礎石立ち（柱脚）	載荷式23.7kN	2)
美山板垂壁	1	1820	2910	120×120	15	長ほぞ込栓（柱頭） 短ほぞ、礎石立ち（柱脚）	載荷式23.7kN	
試験体A	1	1820	2997	180×180	12	不明（柱頭） 礎石立ち（柱脚）	載荷式20kN	3)
試験体B	1	1820	3397	180×180	12	不明（柱頭） 礎石立ち（柱脚）	載荷式20kN	
試験体C	1	1820	3397	180×180	12（垂れ壁） 15（内法）	不明（柱頭） 礎石立ち（柱脚）	載荷式20kN	
試験体D	1	3640	3830	180×180	12	不明（柱頭） 礎石立ち（柱脚）	載荷式25kN	
試験体E	1	3640	3830	180×180	12	不明（柱頭） 礎石立ち（柱脚）	載荷式25kN	

表 3.4.2-2　縦羽目板壁の実験の一覧（仕様詳細）

文献番号	試験体名	構法	板材				接合	
			張り方	樹種	厚み	板幅	板材間	軸組
1	板壁	縦板	縦	ヒノキ	24	200	なし	桟木に釘打ち
2	美山板壁	縦板	縦	スギ	15	170	なし	貫に釘打ち

文献

1) 木村正彦、藤田香織、大橋好光、坂本功：伝統的木造建築の壁体に関する振動台実験，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、pp.151-152、1997.9.
2) 多幾山法子、宮本慎宏、水谷友紀、松本拓也、渡辺千明、林康裕：京都府美山町における京都北山型住宅の構造調査と耐震性能評価、日本建築学会構造系論文集、第 76 巻、第 665 号、pp.1309-1318、2011.7.
3) 松田昌洋、腰原幹雄：白川郷合掌造り民家の垂れ壁付き独立柱の静加力実験、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、pp.443-444、2011.8.

3.4.2.2　落し板壁（ダボなし）

表 3.4.2-3　落とし込み板壁の実験の一覧（仕様詳細）

文献番号	試験体名	寸法	板材				接合	
			張り方	樹種	厚み	板幅	板材間	軸組
1	I1200S	w1820×h2730mm	横	スギ	18	138	なし	なし
1	I2300	w1820×h2730mm	横	スギ	27	283	なし	なし

文献

1) 長寿命木造住宅推進方策検討事業報告書（別冊２），（材）日本住宅・木材技術センター、平成１４年３月

3.4.2.3　ダボ入り板壁

表 3.4.2-4　ダボ入り板壁の実験の一覧（仕様詳細）

文献番号	試験体名	寸法	板材				接合	
			張り方	樹種	厚み	板幅	板材間	軸組
3	BYS2	w1820×h2730mm	横	スギ	27	135	ケヤキ丸ダボ Φ15mm L=120mm @300	板-軸接合あり
3	BYL2	w1820×h2730mm	横	スギ	27	270	ケヤキ丸ダボ Φ15mm L=120mm @300	板-軸接合あり
3	BYL1	W910×h2730mm	横	スギ	27	270	ケヤキ丸ダボ Φ15mm L=120mm @300	板-軸接合あり
3	BTL2	w1820×h2730mm	縦	スギ	27	270	ケヤキ丸ダボ Φ15mm L=120mm @300	板-軸接合あり
3	BTL1	W910×h2730mm	縦	スギ	27	270	ケヤキ丸ダボ Φ15mm L=120mm @300	板-軸接合あり
1	I1325	w1820×h2730mm	横	スギ	27	138	ケヤキ丸ダボ Φ15mm L=120mm @606	なし

文献

1) 長寿命木造住宅推進方策検討事業報告書（別冊２），（材）日本住宅・木材技術センター、平成１４年３月

2) 土塗壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁倍率み係る技術解説書，土塗壁等告示に係る技術解説書編集委員会（編），（材）日本住宅・木材技術センター、平成１６年２月

3) 稲山 正弘，青山 章一，村上 雅英：落とし込み板壁の面内せん断試験と力学的挙動の解析，日本建築学会構造系論文集 76(659), pp.97-104, 2011

3.4.2.4　吸い付き桟付き板壁

表 3.4.2-5　吸い付き桟付き板壁の実験の一覧（一例）

文献番号	仕様	試験体名	板			吸い付き桟					備考	試験体数
			樹種	厚(mm)	幅(mm)	樹種	片側長さ(mm)	埋め込み幅(mm)	埋め込み深さ(mm)	外断面（深さ×幅）(mm)		
1	A:吸い付き桟	A-150-21	スギ	24	105	ヒノキ	75	21	8	13×21		6
1	B:埋込み吸い付き桟	B-150-12	スギ	24	105	ヒノキ	75	12	8	×	幅違い	6
1		B-150-21	スギ	24	105	ヒノキ	75	21	8	×	標準	6
1		B-150-30	スギ	24	105	ヒノキ	75	30	8	×	幅違い	6
1		B-150-46	スギ	24	105	ヒノキ	75	46	8	×		6
1		B-120-21	スギ	24	105	ヒノキ	60	21	8	×	長さ違い	6
1		B-180-21	スギ	24	105	ヒノキ	90	21	8	×		6
1		B-210-21	スギ	24	105	ヒノキ	105	21	8	×		6
1		B-150-21-0.5	スギ	24	105	ヒノキ	75	21	12	×	埋め込み深さ違い	6
1		B-150-21-0.2	スギ	24	105	ヒノキ	75	21	6	×		6
1		B-150-21-カ	スギ	24	105	シラカシ	75	21	8	×	樹種違い	6
1		B-150-21-ケ	スギ	24	105	ケヤキ	75	21	8	×		6
1	C:吸付き蟻桟	C-150-15	スギ	24	105	ヒノキ	75	15(10)	8	36×45	幅違い	6
1		C-150-20	スギ	24	105	ヒノキ	75	20(15)	8	36×45		6
1		C-150-30	スギ	24	105	ヒノキ	75	30(25)	8	36×45		6
1	D:埋込み吸付き蟻桟	D-150-20	スギ	24	105	ヒノキ	75	20(15)	8	×		6

※吸い付き桟、吸い付き蟻桟の幅は外側(内側)を示す。

表 3.4.2-6　吸い付き桟付き板壁（ダボ仕様）の実験の一覧（一例）

文献番号	仕様	試験体名	板			ダボ					備考	試験体数
			樹種	厚(mm)	幅(mm)	樹種	片側長さ1(mm)	片側長さ2(mm)	断面（幅、高さ）(mm)	本数		
1	E:小径ダボ	E-15-15-8-1	スギ	24	105	シラカシ	15	15	8	1		6
1		E-30-30-8-1	スギ	24	105	シラカシ	30	30	8	1	標準	6
1		E-45-45-8-1	スギ	24	105	シラカシ	45	45	8	1		6
1		E-15-30-8-1	スギ	24	105	シラカシ	15	30	8	1	左右で埋め込み長さが違う	6
1		E-15-45-8-1	スギ	24	105	シラカシ	15	45	8	1		6
1		E-30-30-12-1	スギ	24	105	シラカシ	30	30	12	1		6
1		E-30-30-15-1	スギ	30	105	シラカシ	30	30	15	1		6
1		E-45-45-15-1	スギ	30	105	シラカシ	45	45	15	1		6
1		E-6d-1	スギ	24	105	シラカシ	30	30	8	3	ダボ間隔6d	6
1		E-4d-1	スギ	24	105	シラカシ	30	30	8	5	ダボ間隔4d	6
1		E-無-1	スギ	24	100	シラカシ	30	30	8	1	本実加工無し	6
1		E-無-6d-1	スギ	24	100	シラカシ	30	30	8	3	本実加工無し+ダボ間隔	6
1		E-無-4d-1	スギ	24	100	シラカシ	30	30	8	5		6
1		E-ス1-1	スギ	24	105	シラカシ	30	30	8	1	板間隙間1mm	6
1		E-ス3-1	スギ	24	105	シラカシ	30	30	8	1	板間隙間3mm	6
1		E-ス5-1	スギ	24	105	シラカシ	30	30	8	1	板間隙間5mm	6

文献

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 24 年度事業報告書、2013.3.

3.4.2.5　木摺り壁・下見板壁

木摺り壁・下見板壁のデータ収集リストは表 3.4.2-7 に示す通りである。下見板壁では、下見板のみの試験体に加え、下見板に斜め木摺、土壁、漆喰壁を組み合わせた試験体の実験例も存在する。各実験とも部材寸法は様々であり、体系的な研究は行われておらず、理論式の構築まで至っていない。木摺り壁では、文献 5）は重要文化財「旧伊達郡役所」の木摺り壁を想定した実験を行っており、その仕様は限定的である。文献 6）は部材寸法を統一して体系的に実験を行ったが、漆喰を塗った試験体 4 体が 1/100rad 程度で柱脚の引き抜き破壊により実験が終了しており、大変形時の復元力特性が得られていない。今回収集したデータは文献 2）を除いて試験体数が 1 体であり、文献 2）も実験の詳細が不明のため、DB 作成の対象外とした。

表 3.4.2-7　木摺り・下見板タイプ板壁の文献リスト

番号	試験体名	仕様	試験体数	試験体長さ (mm)	試験体高さ (mm)	柱寸法 (mm)	木摺寸法 (mm)	下見板寸法 (mm)	漆喰塗厚 (mm)	柱頭・柱脚	実験方法	引用文献
1	DS	下見板	1	1820	2730	105×105		10×164		短ほぞ	載荷式364kg	1)
2	下見板張	下見板	3	1820	2730	115×115		18×180		長ほぞ込栓	柱脚固定式	2)
3	斜め木摺り	両面斜め木摺り	1	1820	3360	135×135	12×105			HD金物	柱脚固定式	3)
4	木摺り横張り	両面水平木摺り	1	1820	3360	135×135	12×105			HD金物	柱脚固定式	
5	下見板試験体	下見板	1	1820	2730	105×105		15×180		山形プレート	載荷式24.55kN	4)
6	下見板付き土壁試験体	下見板＋土壁	1	1820	2730	105×105		15×180		山形プレート	載荷式24.55kN	
7	試験体1	斜め木摺・下見板	1	1820	2730	185×167	12×60	18×210		HD金物	柱脚固定式	5)
8	試験体2	斜め木摺・下見板	1	1820	2730	185×167	12×60	18×210		HD金物	柱脚固定式	
9	試験体3	斜め木摺	1	1820	2730	185×167	12×60			HD金物	柱脚固定式	
10	試験体4	斜め木摺・下見板漆喰仕上げ	1	1820	2730	185×167	12×60	18×210	19	HD金物	柱脚固定式	
11	LPW1-1	縦木摺り壁漆喰塗り無し	1	1820	2730	120×120	8×30			長ほぞ込栓	載荷式（各柱1t）	6)
12	LPW1-2	横木摺り壁漆喰塗り無し	1	1820	2730	120×120	8×30			長ほぞ込栓	載荷式（各柱1t）	
13	LPW2-1	縦木摺り壁片面漆喰塗り	1	1820	2730	120×120	8×30		12	長ほぞ込栓	載荷式（各柱1t）	
14	LPW2-2	横木摺り壁片面漆喰塗り	1	1820	2730	120×120	8×30		12	長ほぞ込栓	載荷式（各柱1t）	
15	LPW4-1	縦木摺り壁両面漆喰塗り	1	1820	2730	120×120	8×30		12	長ほぞ込栓	載荷式（各柱1t）	
16	LPW4-2	横木摺り壁両面漆喰塗り	1	1820	2730	120×120	8×30		12	長ほぞ込栓	載荷式（各柱1t）	

文献

1) 平嶋義彦、金谷紀行、畑山義男、神谷文夫：既存木造住宅の耐震補強に関する研究　第 2 報　壁体の水平剪断耐力試験、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、pp.1786-1787、1979.9.

2) 星野志保、若島嘉朗、鈴木有、飯島泰男：面内せん断試験による伝統構法型鉛直構面要素の耐震性能評価：木質軸組構法住宅の耐震性能に関する実験的検討(その 4)、日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）、pp.139-140、1999.9.

3) 朝倉均、鈴木秀三：木摺り両面張り真壁耐力壁の倍率評価に関する一考察、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、pp.321-322、2001.9.
4) 清水秀丸、森井雄史、工藤渉、林康裕：下見板仕上げされた木造軸組の静的加力実験による耐震性能評価、日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）、pp.423-424、2008.9.
5) 松本直之、藤田香織、佐藤利昭、朝光拓也：近代木造建築における洋風壁構法の研究、日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、pp.573-574、2011.8.
6) 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 24 年度事業報告書、2013.3.

3.4.3 選別したデータより作成した DB

作成したデータシートと解説を示す。

3.4.3.1 落し板壁（ダボなし）

【概要】

文献 1）にダボ入り板壁と同時に実施されたダボ無し板壁の試験結果が示されている。後述するダボあり板壁の理論式に照らせば、ダボ無しの落とし込み板壁では直列バネを構成する 1 要素である板間のせん断抵抗が 0 であるため、理論的には耐力は 0 となる。しかし 3.4.1 で述べたように、ダボ無し板壁では板個々の柱に対する突っ張り抵抗がわずかに働く。ただしその耐力性能は小さいものである。文献 2）には耐力壁としてはほとんど期待できないと述べられている。下記に示す実験結果は文献 1）中のものであるが、初期から立ち上がりがみられ、施行精度がかなり良好な条件での試験であったことがうかがえる。経年変化により隙間を生じた板壁ではさらに初期剛性が低下することを考慮する必要がある。試験体 I2300 では変形が大きくなると耐力性能が向上する様子が見られるが、せん断変形に伴う梁-土台間距離の減少によって板間摩擦が発生したためであると推定出来る。板間摩擦の発生メカニズムは文献 3）を参照できる。

落とし込み板壁（ダボなし）

●寸法

【使用材料】

落とし込み板壁の仕様詳細

文献番号	試験体名	寸法	板材				接合	
			張り方	樹種	厚み	板幅	板材間	軸組
1	I1200S	w1820×h2730mm	横	スギ	18	138	なし	なし
1	I2300	w1820×h2730mm	横	スギ	27	283	なし	なし

●荷重変形

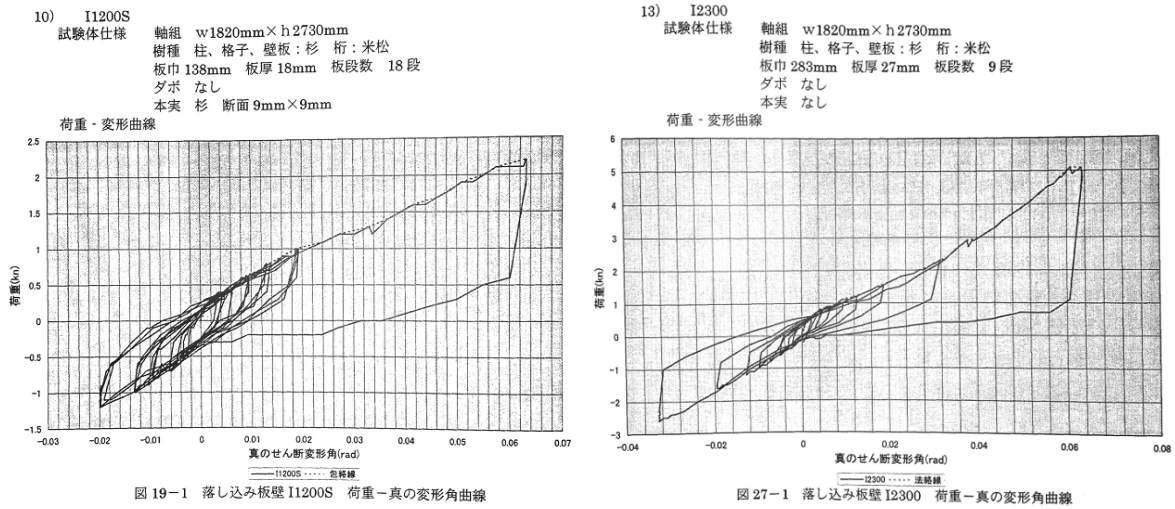


図 19−1 落し込み板壁 I1200S 荷重－真の変形角曲線

図 27−1 落し込み板壁 I2300 荷重－真の変形角曲線

図 落とし込み板壁の荷重-変形角関係（※文献[1)]より引用）

文献

1) 長寿命木造住宅推進方策検討事業報告書（別冊２），（材）日本住宅・木材技術センター、平成１４年３月

2) 土塗壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁倍率み係る技術解説書，土塗壁等告示に係る技術解説書編集委員会（編），（材）日本住宅・木材技術センター、平成１６年２月

3) 南 宗和 , 北守 顕久 , 鄭 基浩他：杉厚板を用いた「あらわし床」における床構面性能--H 型金物による面内剛性の向上, 日本建築学会構造系論文集, 74(644), pp.1785-1793, 2009-10

3.4.3.2　ダボ入り板壁

【概要】

板間のすべりを防ぐためのダボを併用した「落とし込み板壁」は厳密には伝統的耐力要素では無い。一方で、木材の嵌合に起因した変形特性や金物不使用の原則に従った構法特徴により、これからの伝統的建築において採用される可能性がある。本仕様の耐力壁は当初文献1）の枠内で検討が開始され、理論的検討が加えられて文献2）において特定仕様に対して壁倍率が与えられた。さらに文献 3）において縦板配置等の仕様を新たに増やし、また評価式に対してあらためて詳しい検討が行われている。

このような落とし込み板壁であるが､DB 作成に当たって信頼して参照出来る実験データの数は必ずしも多く無い。同条件の試験体数が少ないものや､「標準形」の仕様に追加の工夫が施された検討が多いためである。また、後述する力学モデルでも指摘されている、初期のあそびの影響について適切に考慮されていない事例が多い。本来、以下に精度良く壁体を作成しても長期的には変形初期に何らかのあそびが発生することが避けがたい特徴をもった壁である。ところが一方で、初期状態において剛性が高く、加工精度を高めるあまり板間に摩擦力が過度に存在するのでは無いかと考えられる既往研究データもあり、剛性の過大評価につながるため DB 作成からは除外した。

文献 1）～3）において力学モデルの検討が為され、評価式が適用可能な仕様の特徴を以下に述べる。

・厚さ 27mm、幅 130mm 以上の板材を用いる。
・板材は溝の設けられた柱の間に落とし込む。ガタが大きいと初期剛性が上がらない。
・板は十分に乾燥させないと収縮による剛性低下が生じる。初期含水率で 15%以下とする。
・板同士のせん断伝達は径 15mm 以上の堅木の木ダボ。断面径は角でも丸でも良いが、上下材がぴたりと一致する加工精度であそび無く打ち込まなくてはならない。

【力の伝達方法】

初期剛性の段階でのせん断抵抗要素として板間を繋ぐせん断要素であるダボのせん断抵抗が考慮されており、またこれに伴う変形要素として、ダボ接合部におけるせん断滑り（I）の他に、板自体のせん断変形（II)、板パネルの横圧縮つぶれ（III)、及び板パネルが周囲のフレーム（柱･梁）へとめり込むことによる剛体回転変形（IV、V）が考慮されている。さらに初期剛性を低減させる要素として板の乾燥収縮・施工誤差によるパネル上部の隙間を考慮した初期スリップ変形角を見込んでいる。終局耐力はダボの降伏せん断耐力または板の圧縮筋交いゾーンの全塑性圧縮によって決定され、ここにそのときの板間の摩擦抵抗成分を足し併せて決定する。

【使用する材料】

板壁部にはスギ・ヒノキ等の針葉樹が用いられることが多いが、初期の含水率管理が非常に重要であり、原則として人工乾燥材で含水率 15%以下のものを用いる事とする。長期的に

乾燥室内で使用し、含水率が 12%まで低下することを考慮すると、木材の 1%あたりの乾燥収縮率 0.0015 に壁高さ３m を考慮すると、収縮量(mm)=(15-12)×0.0015×3000=13.5mm もの隙間が生じる事になる。実際には壁施工後ある程度時間が経った後に隙間の埋め直しを行えるような工夫が必要である。

板間の見えがかり上の隙間を防ぐため、本実加工等を行う事があるが、板間のせん断力伝達や圧縮力伝達を行うために支障がないか確認する。

【設計における考え方と適用範囲】

適用範囲に関して、既往の実験により、理論式の妥当性が裏付けられたものと考える。従って、壁体の特性値は理論式による推定によるものとする。ただし、終局耐力の発現が座屈による場合など、理論式による予測が困難なモードがありうるため、試験体形状の適用範囲を下記の通りとする。

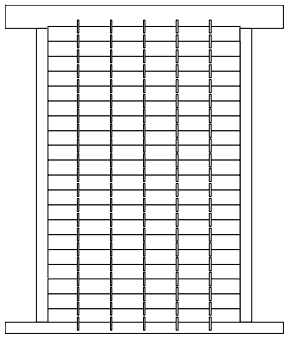
・厚さ 27mm、幅 130mm 以上の板材を用いる。
・板材は溝の設けられた柱の間に落とし込む。桁・土台の横架材にも板を嵌め込むための溝を加工する。ガタが大きいと初期剛性が上がらない。縦貼り、または横貼りを可とする。
・板は十分に乾燥させないと収縮による剛性低下が生じる。初期含水率で 15%以下とする。
・板同士のせん断伝達は任意の接合具とする。ただし、上下材がぴたりと一致する加工精度であそび無く打ち込まなくてはならない。また、接合具単体の荷重-変位曲線が既知で有り、初期剛性と降伏耐力を推定出来ること。
・接合具に 10mm 程度以上の変形性能が必要。
・周囲枠材との連結は任意とする。
・大変形時に大きな引き抜き荷重が発生する。柱脚・柱頭に適切な引張補強が必要である。また、実験において大変形時に壁板が面外に座屈する破壊性状が観察されることがある。座屈は板厚と面外拘束に影響を受ける。面外拘束に関して、変形を生じても落とし込みの溝から板が外れないような寸法条件に注意する。薄い板壁の場合には座屈を生じやすいため、後述するような吸い付き桟等で補剛すると良い。ダボのせん断で降伏する条件で設計すれば座屈破壊を生じる危険性が減じる。

ダボのせん断について、板壁に十分な変形性能を担保するためには、板幅の 1/15 程度の大きさのせん断変形性能が求められる。すなわち、板幅 240mm とすると、16mm となる。ダボの荷重変位関係を推定する為に、木質構造接合部設計マニュアルには剛性・耐力の推定式が示されているが、終局耐力と終局変位を推定する方法は現在のところ、実験から類推するしかない。

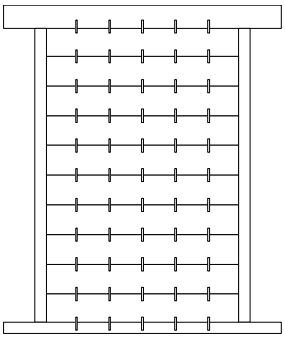
ダボ入り板壁

●姿図･寸法

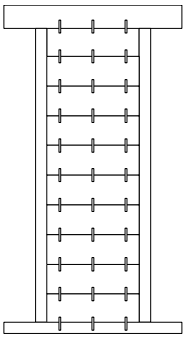
文献 3）で用いられた試験体を参照する。比較のため、参考に文献 1）中の試験体を 1 体示す。文献 3）の試験体は壁体部と梁･桁部をもダボで繋いだ特殊な仕様であり、初期すべり変形角が小さい。



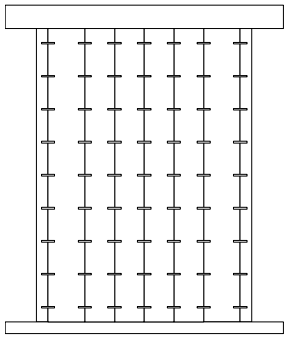
BYS2
板寸法:135×t=27
ダボ □15 L=120 @300



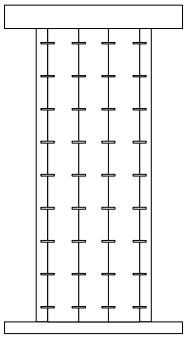
BYL2
板寸法:270×t=27
ダボ □15 L=120 @300



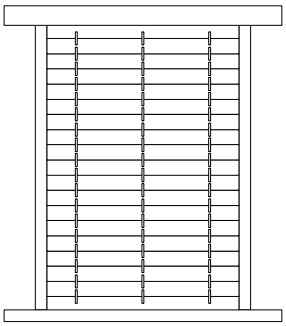
BYL1
板寸法:270×t=27
ダボ □15 L=120 @300



BTL2
板寸法:270×t=27　縦貼り
ダボ □15 L=120 @300



BTL1
板寸法:270×t=27　縦貼り
ダボ □15 L=120 @300



I1325
板寸法:138×t=27　上下横架材との連結無し
ダボ □15 L=120 @606

図　落とし込み板壁試験体（※文献[3)]より引用）

【使用材料】

柱・土台：スギ製材(E70)

梁：ベイマツ製材(E110)

落とし込み板：スギ材(含水率=15%以下）

●適用条件

設計における考え方と適用範囲を参照のこと。

●概要

文献 2）中の力学モデルと評価式の検証用に行われた実験結果を参照している。より効率的に壁板部にせん断力を伝達するために、横板壁では横架材まで、縦板壁では柱にまでせん断接合具を打ち込んでいる。よって施工誤差による初期あそび変形は無く、かつ組み立て直後に試験を行ったため、収縮による初期あそびも無い条件での試験である。柱頭・柱脚の浮き上がり変形の防止のために桁材から土台までタイロッドで引き寄せている。

●参照

仕様接合具　ケヤキ丸ダボΦ15mm L=120mm　(平均比重 0.67)

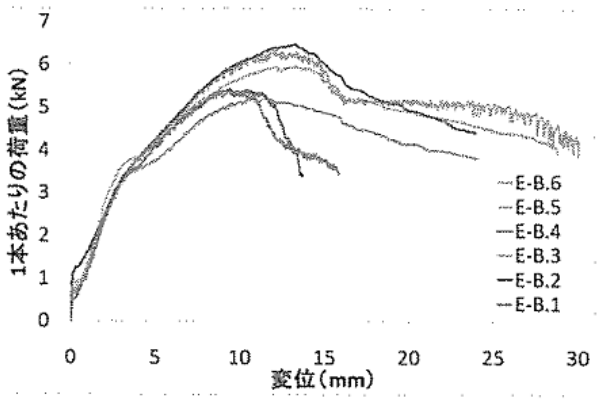


図　ダボ一本あたりの荷重-変位曲線(初期剛性 1.10kN/mm、降伏耐力 3.38kN)

●理論式

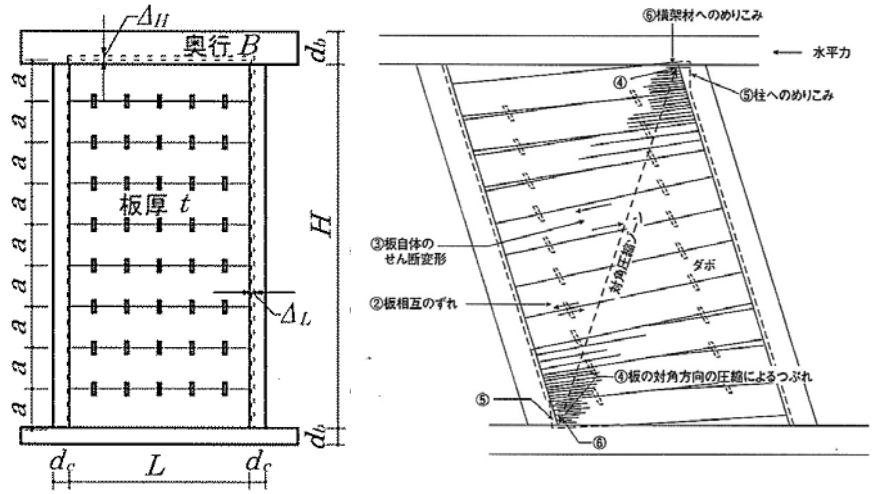


図　ダボ入り板壁の寸法条件と力学モデル（引用：文献 3)）

※板の繊維方向寸法を L とし、直交方向を H とする。

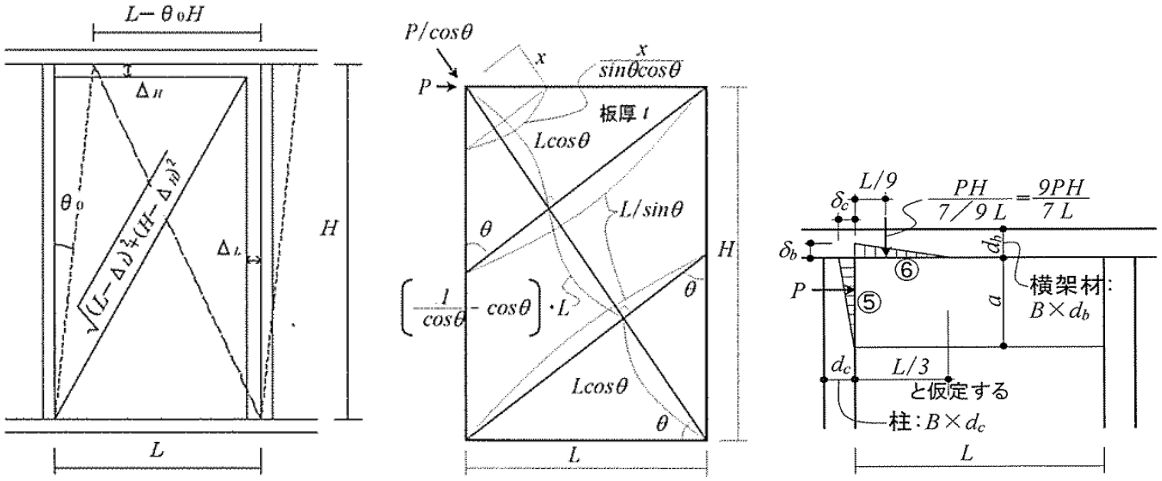


図　クリアランスによる初期すべり変形角(左)、圧縮対角方向の寸法(中)、柱と横架材の板単部によるめり込み(右)（引用：文献 3)）

○初期すべり変形角 R_0

$$R_0 = \frac{2\left(\Delta_L L + \Delta_H H\right) - \left(\Delta_L{}^2 + \Delta_H{}^2\right)}{2LH}$$

○板壁の剛性 K

$$K = 1 \Big/ \left(\frac{1}{K_d} + \frac{1}{K_S} + \frac{1}{K_a} + \frac{1}{K_b} + \frac{1}{K_c} \right)$$

I. せん断要素の剛性

$$\frac{1}{K_d} = \frac{(H/a)-1}{Hn_d k_d}$$ （板同士の摩擦を考慮する場合）：$$\frac{1}{K_d} = \frac{(H/a)-1}{Hn_d k_d}\left(1 - \frac{H}{L}\mu\right)$$

ただし、kd：ダボ一本あたりのせん断剛性, nd：1 列あたりのダボの本数

II. 板自体のせん断変形

$$\frac{1}{K_S} = \frac{1}{GLt}$$

III. 板の対角方向への圧縮つぶれ

$$\frac{1}{K_a} = \frac{1}{E_\theta tL}\left\{2\log\left(L\cos\theta\right) + \frac{1}{\cos^2\theta} - 2\right\}$$ ただし、 $$E_\theta = \frac{E_{\parallel}}{50\sin^2\theta + \cos^2\theta}$$

IV. パネルの横架材へのめり込み

$$\frac{1}{K_b} = \frac{108Hd_b}{7L^3 tC_{yb}E_{\perp b}} \approx \frac{15Hd_b}{L^3 tC_{yb}E_{\perp b}}$$ ただし、 $$C_{yb} = 1 + \frac{4d_b}{3nt}\left\{1 - e^{\frac{3n(B-t)}{4d_b}}\right\}$$

V. パネルの柱へのめり込み

$$\frac{1}{K_c} = \frac{4d_c}{aHtC_{yc}E_{\perp c}}$$ ただし、 $$C_{yc} = 1 + \frac{4d_c}{3nt}\left\{1 - e^{\frac{3n(B-t)}{4d_c}}\right\}$$

○終局耐力 P_u

$$P_u = \min.\left(P_{ud}, P_{ua}\right)$$

I. ダボのせん断降伏による耐力 P_{ud}

$$P_{ud} = n_d \Delta P_y$$ （板同士の摩擦を考慮する場合）：$$P_{ud} = n_d \Delta P_y \Big/ \left(1 - \frac{H}{L}\mu\right)$$

II. 圧縮筋交いゾーン上下端部 5%領域が全塑性圧縮に達する時の終局耐力 P_{ua}

$$P_{ua} = \frac{0.05HtF_{\theta}}{\sin^2\theta}$$

縦板壁の場合には、P_{ud}, P_{ua}の算定式右辺に(H/L)を乗じる。

●モデル化

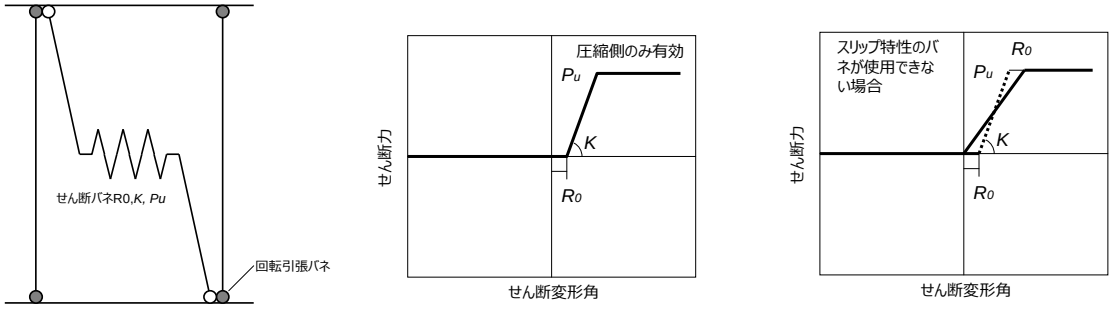
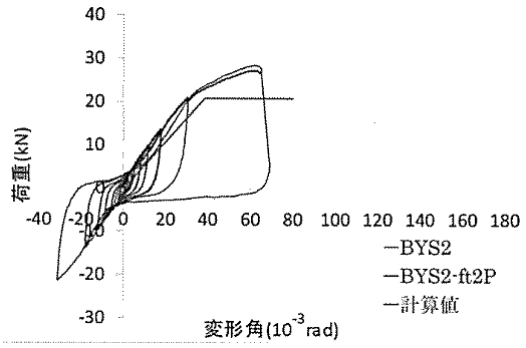


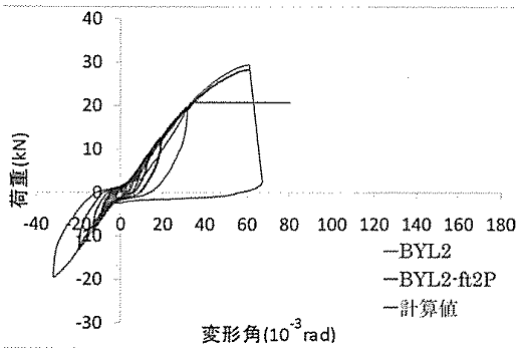
図　壁体荷重-変形角関係のモデル化の例

・軸組は柱-横架材仕口や柱-土台仕口に仕口の種類や寸法、樹種等に応じた曲げモーメント-回転角関係を有する適切な回転バネを配置する。
・板壁部は評価式に基づく初期剛性、降伏耐力、初期あそび変形角を有するせん断バネを配置する。せん断バネの履歴特性は、原則として部材のあそびによって生じる初期スリップ変形を考慮した線形スリップ型のものを用いる。
・スリップを考慮できない場合、初期すべり変形角 R_0 に応じて剛性の低減を行う。
・引張力を伝達できないため、せん断バネは圧縮対角側のみを有効とする。

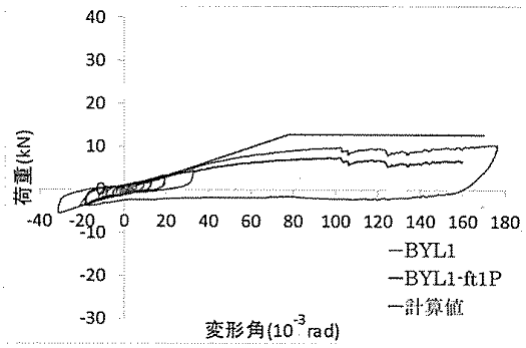
●荷重変形関係



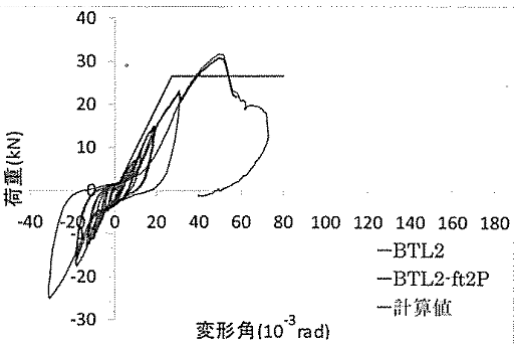
BYS2[3)]



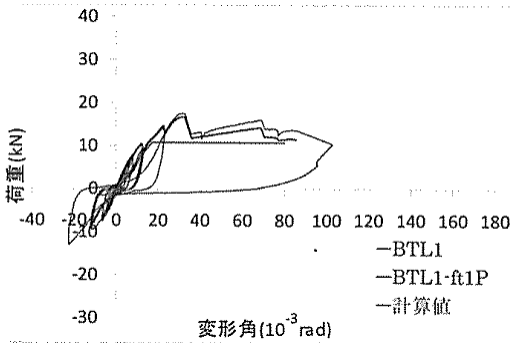
BYL2[3)]



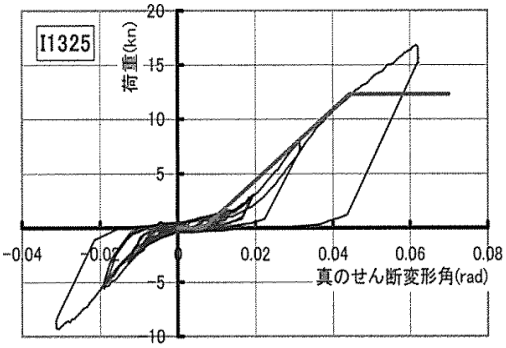
BYL1[3)]



BTL2[3)]



BTL1[3)]



I1325[1)]

図　落とし込み板壁の試験結果 [3)]

●破壊性状

せん断ダボが降伏後に粘り強い変形性能を有するものであれば、靭性の大きな壁となりうる。せん断ダボが曲げ折れ、脆性的破壊を生じるものであると急激な荷重低下を生じる場合がある。せん断ダボが十分に強く、壁板の端部圧縮で降伏が定まる場合でも、端部圧縮は荷重増加を続ける性質があるため、壁の荷重-変形性能は明確な塑性性状に至らず、終局的には壁板の面外への座屈で急激な荷重低下をもたらす場合がある。

変形能力の大きな壁とするためには、変形能力の大きなせん断ダボを用い、かつせん断ダボの降伏で耐力が決まる程度の強度に押さえることが肝要である。

【解説】

文献 3）にダボあり落とし込み板壁の詳しい評価式が提案されているため、基本的にはそれに従うものとする。実験による検証が十分ではなく、評価式の適用範囲には不明確な点が残る。特に耐力性能に関して、脆性破壊を避けるためには、破壊性状の項目で述べたような強度のバランスに注意した仕様とする必要がある。

文献

1) 長寿命木造住宅推進方策検討事業報告書（別冊２），（材）日本住宅・木材技術センター、平成１４年３月
2) 土塗壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁倍率み係る技術解説書，土塗壁等告示に係る技術解説書編集委員会（編），（材）日本住宅・木材技術センター、平成１６年２月
3) 稲山 正弘，青山 章一，村上 雅英：落とし込み板壁の面内せん断試験と力学的挙動の解析，日本建築学会構造系論文集 76(659), pp.97-104, 2011

3.4.3.3　吸い付き桟付き板壁

【概要】

比較的薄い板壁を指向する場合や、ダボ穴の加工手間を出来るだけ減らしたい場合などには告示の適用範囲に収まらない形状のせん断要素を用いる場合がある。例えば、写真 3.4.3-1 に示す吸い付き桟は、板に連続する溝を彫り、通し部材である吸い付き桟を挿入して、せん断要素とするものである。溝はカッターを用いて一括で加工でき、また板壁施工後の加工も可能であるなど利点がある。またダボについても、本実加工された厚板においては実幅より大きな角穴加工が精度を出すのが難しくなるなど、小さい径のダボが好まれる傾向にある。更にダボの曲げ破壊を嫌い、あえて告示のダボ長の範囲に収まらない短いダボを用いることもある。

このような板壁についても、板厚が影響する座屈破壊への検討を別にすれば、基本的には告示の設計式の考え方が適用出来るはずである。このとき不足するデータは接合具として用いられる吸い付き桟や小径ダボの一面せん断データである。そこで本 DB では、文献 1)を参照し、接合具のせん断挙動についてまとめた。

写真 3.4.3-1　板壁における吸い付き桟の施工

吸い付き桟付き板壁の接合具

●姿図

接合具の一面せん断試験方法について図に示す。

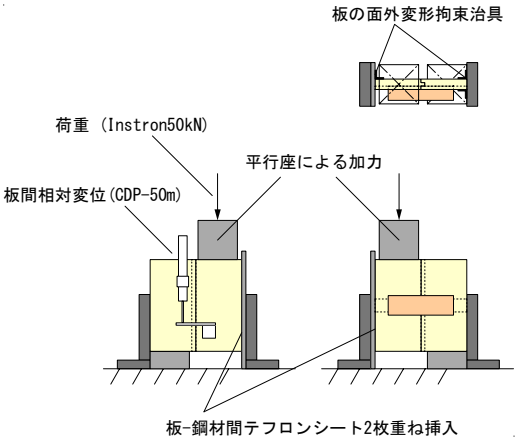


図　接合具一面せん断試験方法

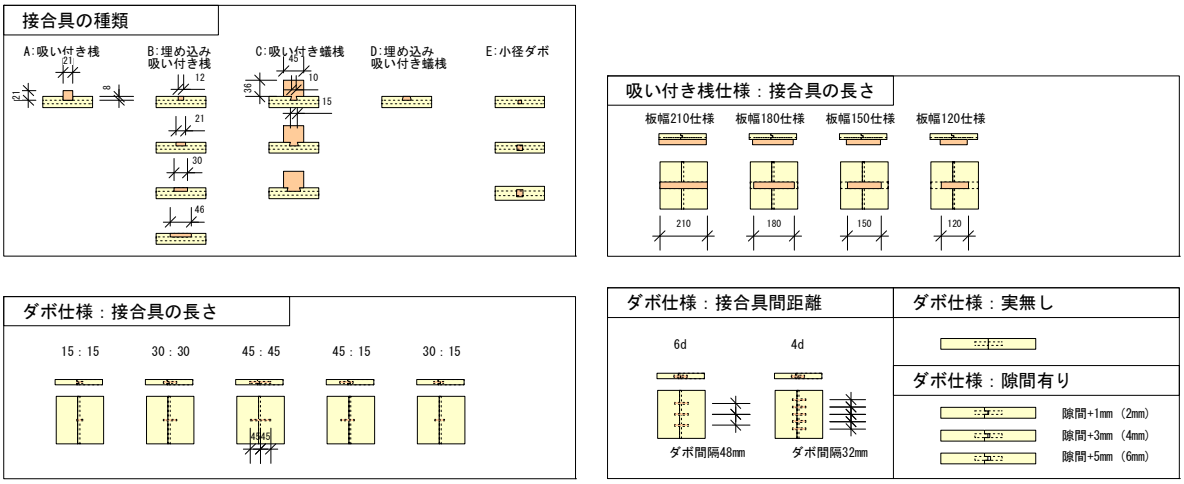
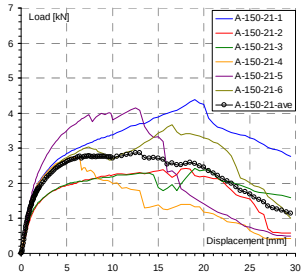
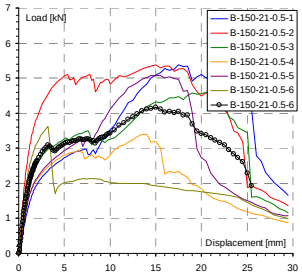


図　接合具パラメータ

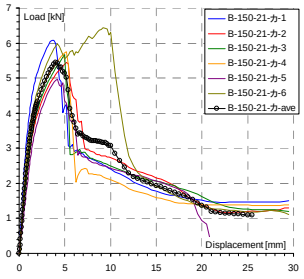
●結果の例



A-150-21



B-150-21-0.5



B-150-21-カ

図　試験結果の一例　縦軸：せん断荷重[kN]、横軸：すべり変位[mm]

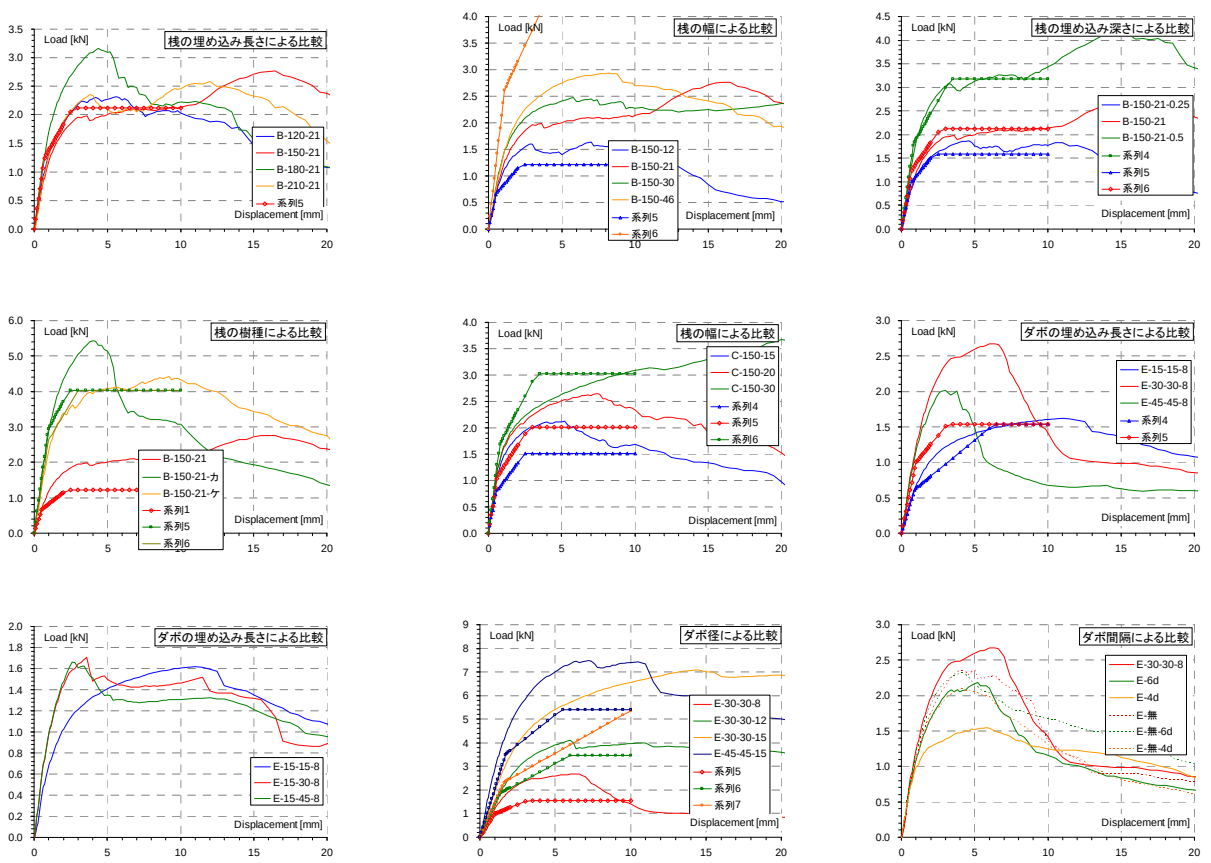


図　試験結果の一例　縦軸：せん断荷重[kN]、横軸：すべり変位[mm]

各線は各条件 6 体の試験体の平均包絡線、評価式による算定値との比較を示した。

文献

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 24 年度事業報告書、2013.3.

3.4.4　今後の DB 充実のための提案

本稿では、伝統的構法の建物に用いられる板壁として、(a)縦羽目板壁、(b)落し板壁（ダボなし）、(c)ダボ入り板壁、(c-2)吸い付き桟付き板壁、(d)木摺り壁・下見板壁を挙げ、それぞれの構法のデータを収集した。この中で(c)の構法では理論式が構築され、特定の仕様に対して壁倍率が与えられている。しかし、その他の構法にこの理論式が適用可能かは未検討であり、そもそも実験で 1 仕様につき 3 体セットで実施している例がほとんど見当たらなかった。今後、各構法の実験データが蓄積され、既往の理論式の適用範囲を検討することにより、データベースの充実化が実現できると考えられる。

3.5 壁－土塗壁

3.5.1 に土塗壁：全面を、3.5.2 に垂れ壁・腰壁を記す。

3.5.1　壁－土塗壁：全面

3.5.1.1 概要

土塗壁は、伝統的構法の木造建築物において、主要な耐力壁としての役割を果たしている。建築基準法・施行令第 46 条において、その壁倍率は 0.5 であるが、長寿命木造住宅推進プロジェクトの成果によって、昭和 56 年建設省告示第 1100 号に壁倍率 1.5 および 1.0 を与えることができる土塗壁の仕様が 2003 年 12 月に追加された。

既往の研究成果を概観すると、土塗壁の破壊モードは、壁長に大きく影響を受けることが分かる。壁長が半間程度の場合には、変形角の増加に伴って、壁土の隅角部が圧壊して生じて軸組内で回転し、ひび割れが生じることなく、面外に浮き上がりが生じ、1/15rad 程度以上の大変形に達すると、壁土が全体的に剥落する場合もある。壁長が 1 間程度の場合は、斜めのせん断ひび割れが生じ、大変形域では、壁土の部分的な剥落が生じる。概して、壁厚の小さい貫上からひび割れが生じることが多い。

土塗壁の耐力性状は、壁土の力学的特性や、水平断面積の大きさに大きく依存するが、壁内の横貫と柱の仕口の曲げモーメント抵抗も、土塗壁の水平耐力に加算されるものと考えられる。以下に詳細を記す。

近年、耐力壁としての土塗壁の研究成果が蓄積されつつあり、壁土の圧縮強度と土塗壁の耐力性状との関係が明らかになってきた。基本的に、壁土の圧縮強度が高いほど、土塗壁の耐力は高くなる傾向があるが、それ以外の様々な要因も存在する。

近年の研究成果からいえる土塗壁の耐力性状の特徴は、以下が挙げられる。

・壁土の圧縮強度が高いほど、土塗壁の耐力は高くなる傾向がある
・壁長や壁厚が大きくなるほど剛性や耐力が高くなる
・壁長が半間程度の場合の最大耐力は 1/50rad～1/30rad 時であり、1 間程度の場合はそれより小さい変形角である
・最大耐力後の耐力の低下は、半間程度のほうが 1 間程度より緩やかである

さらに、耐力を水平断面で除したせん断応力度でみると、破壊性状の違いから、壁長が半間程度の場合より 1 間程度の場合の方が高いことが分かっている。

小変形域では、軸組の対角方向に作用する圧縮力に壁土が抵抗することで、水平耐力が生じる。また、変形がやや大きくなって、軸組内の壁土に回転が生じると、回転に対する貫の抵抗も大きくなる。壁土の引張強度が高い場合や、壁厚が大きい場合には、ひび割れが生じ難い。ただし、それらの場合は、壁土と軸組の変形の差を吸収するために、壁土が下地から剥離して、面外に浮上りやすくなる。

ただし、土塗壁には自然の材料が用いられるため、実物大試験体によるせん断加力試験を行わずにせん断剛性や耐力を推定することは現在においても困難である。例えば、土塗壁の下地である小舞は、小幅の竹などを格子状に藁縄などで結わえてつくられ、地域により、小舞の材料は異なり、割竹、メダケ、木、ヨシなど様々である。壁土は、基本的に建設地の近辺で調達されるため、全国的にみて力学的特性のばらつきは大きく、その幅を特

定することも難しい。使用実績のない材料を用いる場合には、事前の確認が必要となる。特に壁土については、土塗壁の耐力性状に大きな影響を及ぼすため、圧縮強度は 0.5N/mm^2 以上とする必要がある。

以上が、近年明らかとなりつつある土塗壁の耐力性状の詳細である。

ここでは、既往の実験結果を工学的にみて設定した、特定変形角毎の設計用のせん断応力度を示したが、将来的には、使用される材料強度から計算で耐力を求めることも可能になると考えられる。

3.5.1.2　データ収集リスト他

後述する DB に挙げた実験の一覧および根拠となる文献を以下に示す。

表 3.5.1-1　収集した実験の一覧

文献	試験体数		下地	壁土	壁厚	軸組	試験法	比較用試験体
文献 1）	半間 ＊1	3	告示仕様竹小舞 小舞内法 21-25mm	香川 荒壁 0.60N/mm^2 中塗り 0.70N/mm^2	80mm	柱径 120mm 仕口はピン仕様 横貫は 4 段､厚さは 15mm	タイロッド式	木小舞 あし小舞 ススキ小舞
	1 間 ＊2	3						
文献 2）	半間 ＊3	4	竹小舞 小舞内法 45mm	京都 荒壁 0.45N/mm^2 中塗り 0.55N/mm^2	60mm	柱径 120mm 仕口は長ほぞ込栓 横貫は 3 段､厚さは 18mm	載荷式(柱 1 本あたり 10kN)	高さ概ね±30%(1 間試験体による) 小舞間隔±10mm ヨシ小舞 ススキ小舞
	1 間 ＊4	4						
文献 3）	半間 ＊5	3	竹小舞 小舞内法は告示仕様	徳島 荒壁 0.63N/mm^2 中塗り 0.66N/mm^2	70mm	柱径 135mm 柱頭仕口は長ほぞ込栓 柱脚仕口は D ボルト 横貫は 3 段､厚さは 15mm	柱脚固定式	―
	1 間 ＊6	3						

＊1　図 3.5.1-1 の左　試験体番号 基本 1P-1、基本 1P-2、基本 1P-3

＊2　図 3.5.1-1 の右　試験体番号 基本 1P-1、基本 1P-2、基本 1P-3

＊3　図 3.5.1-2 の左　試験体番号 MWD-1-1、MWD-1-2、MWD-1-3

＊4　図 3.5.1-2 の右　試験体番号 MWD-2-1、MWD-2-2、MWD-2-3

＊5　図 3.5.1-3 の左　試験体番号 5-1、5-2、5-3

＊6　図 3.5.1-3 の右　試験体番号 1-1、1-2、1-3

文献

1）一般社団法人　木を活かす建築推進協議会：長期優良住宅等実現のための技術基盤強化を行う事業　伝統的構法の設計法作成及び性能検証報告書、2010.3

2）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 22 年度事業報告書、4.3 土壁の静的繰返し加力実験、2011

3）株式会社ドット・コーポレーション：平成 26 年度 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 事業報告書、第 3 章 土壁を含む構面の水平加力実験、2015.3

なお、土塗壁の耐荷機構や破壊性状の理解に参考となる文献を以下に示す。

文献

1) 鈴木 祥之、中治 弘行：木造住宅土塗り壁の実大実験による耐震性能の再検討、日本建築学会構造系論文集、第 515 号、pp.115-122、1999.1
2) 中尾 方人、山崎　裕、田中　純：土塗り壁のせん断耐力の評価に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.49B、pp.573-578、2003.3
3) 大橋 好光、三芳 紀美子：伝統的構法を用いた木質構造の設計 土壁、建築技術、pp.130-133、2003.6
4) 村上 雅英、景山 誠、鈴木 有、稲山 正弘：静的水平加力実験に基づく土壁の耐荷機構の解明―せん断破壊が先行しない土壁の力学挙動―、日本建築学会構造系論文集、第 582 号、pp.103-108、2004.8
5) 村上 雅英、景山 誠、岡本 滋史、鈴木 有、稲山 正弘：要素試験による土壁の水平力耐荷機構の検証―せん断破壊が先行しない土壁の力学挙動（続）―、日本建築学会構造系論文集、第 594 号、pp.111-118、2005.8
6) 中尾 方人、一文字里紗、山崎　裕、石橋 庸子：土塗り壁のせん断抵抗機構およびせん断耐力の評価法に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文集、第 598 号、pp.109-116、2005.12
7) 村上 雅英、景山　誠、岡本 滋史、鈴木 有、稲山 正弘：水平力の耐荷機構に基づく土壁の剛性と耐力の算定法に関する提案と検証、日本建築学会構造系論文集、第 605 号、pp.119-126、2006.7
8) 田淵 敦士、北守 顕久、森 拓郎、小松 幸平：京町家型土壁の水平せん断性能、日本建築学会構造系論文集、第 605 号、pp.143-150、2006.7
9) 澤田 圭、岡本 滋史、村上 雅英、川鍋 亜衣子、鈴木 有：耐荷機構に基づく有開口土壁の剛性と耐力の推定、日本建築学会構造系論文集、第 620 号、pp.93-100、2007.10
10) 山田 耕司：壁土強度のばらつきの土壁耐力への影響，日本建築学会構造系論文集，第 620 号，pp.87-92，2007.10
11) 岡本 滋史、澤田 圭、村上 雅英、鈴木 有、稲山 正弘：部分壁体試験に基づく土壁のせん断力－変形角関係及び壁倍率の推定方法と検証、日本建築学会構造系論文集、第 621 号、pp.103-110、2007.11
12) 岡本滋史、村上雅英、稲山正弘：仕様の相違が土壁の構造性能に及ぼす影響に関する実験的調査、日本建築学会構造系論文集 第 74 巻 第 641 号、pp.1275-1283、2009.7
13) 宇都宮直樹、宮本 慎宏、山中　稔、松島 学、大橋 好光：下地構成材の仕様が土塗壁の耐震性能に及ぼす影響、構造工学論文集、Vol.58B、pp.287-292、2012.3
14) 宇都宮 直樹、宮本 慎宏、山中 稔、松島 学：土質力学に基づく土塗壁の耐力変形推定式の提案 −壁土のせん断破壊が卓越する場合−、日本建築学会構造系論文集、第 78 巻 第 684 号、pp.363-368、2013.2

3.5.1.3　選別したデータより作成した DB

作成したデータシートと解説を示す。

【適用範囲】

既往の実験[1)～3)]で用いられた試験体の仕様の範囲においては、大きく耐力性状が変化することはないと考えられる。従って、参照した実験の試験体の仕様の範囲に基づいて、適用範囲を以下に定める。

・壁長は半間および 1 間の全面真壁。
　　（垂壁や腰壁、上部や下部が塗られていない準耐力壁仕様は適用外。）
・壁高さ（横架材芯々）：2,100～3,600mm（耐力の増減なし。文献 4）にて確認。）
・中塗り仕上げとし、壁厚は 55mm～90mm（荒壁のみは不可）（参考データの範囲）
・壁土の圧縮強度：0.5N/mm^2 以上（荒壁土、中塗り土とも）
・竹小舞の内法：20～55mm（耐力の増減なし。文献 2)、5）にて確認。）
・間渡しは竹または木（小舞はすすき、あし可）
・横貫の段数および厚さ：3～5、15～20mm

ここでは、既往の実験データが充実している真壁を対象とし、大壁については対象としていない。壁高さについては、文献 4）にて、2,100mm と 3,600mm の試験体の実験を行っている。その結果、標準の 2,730mm とせん断力－変形角関係に大きな違いがないことから、適用範囲を 2,100mm～3,600mm とした。

壁厚の範囲は、参考データの試験体の範囲である。

壁土の圧縮強度については、対象データとした試験体を参考に下限値を設定した。

竹小舞の間隔については、文献 2)、5）にて、内法寸法が 20mm、45mm、55mm について実験が行われており、せん断力－変形角関係に大きな違いがなかったことから、適用範囲を 20～55mm とした。

下地の材料については、文献 1)、5）にて、竹以外の材料を用いた実験が行われている。間渡しが竹や木であれば、小舞がヨシやススキでも竹の場合との差が生じていない。

文献

1）一般社団法人　木を活かす建築推進協議会：長期優良住宅等実現のための技術基盤強化を行う事業　伝統的構法の設計法作成及び性能検証報告書、2010.3

2）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 22 年度事業報告書、4.3 土壁の静的繰返し加力実験、2011

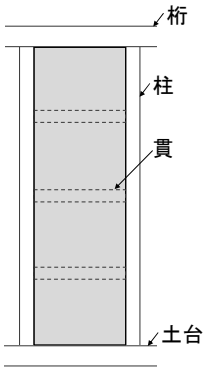
3）株式会社ドット・コーポレーション：平成 26 年度 垂れ壁付き独立柱、だぼ入れにより水平方向のみ拘束した柱脚等で構成された木造建築物の設計基準に関する検討 事業報告書、第 3 章 土壁を含む構面の水平加力実験、2015.3

4）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 24 年度事業報告書、3.5.1 2012 年度土壁要素実験、2013

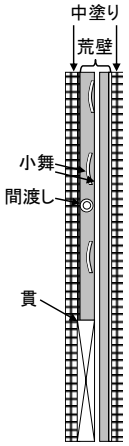
5）伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会：平成 23 年度事業報告書、3.5.2 土壁要素実験、2012

半間土塗壁

●姿図・寸法



全体概略図



断面図

【使用材料】

・圧縮強度が 0.5N/mm^2 以上の壁土（荒壁土、中塗り土とも）

・間渡しは竹または木（小舞はすすき、葦も可）

●適用条件

・壁長が半間程度の全面真壁（垂壁や腰壁、上部や下部が塗られていない準耐力壁仕様は適用外。）

・壁高さ（横架材芯々）は 2100～3600mm（耐力の増減なし。）

・中塗り仕上げとし、壁厚は 55mm～90mm（荒壁のみは不可）

・壁土の圧縮強度は 0.5N/mm^2 以上（荒壁土、中塗り土とも）

・竹小舞の内法は 20～55mm（耐力の増減なし。）

・間渡しは竹または木（小舞はすすき、葦も可）

・横貫の段数および厚さ：3～5、15～20mm

●概要

既往の実験結果 [1)~3)]から、壁長が半間の全面土塗壁の設計用のせん断応力度－変形角関係を提案している。

●材料（メーカー、入手方法等）に関する問い合わせ先

一般社団法人　日本左官業組合連合会　URL　http://www.nissaren.or.jp

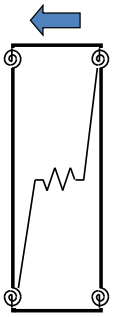
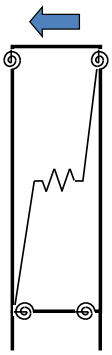
●データシートの内容に関する問い合わせ先

●設計用せん断応力度

変形角	(rad)	1/120	1/90	1/60	1/30	1/20	1/15
	(×1/1000rad)	8.33	16.67	25	33.33	50	66.67
せん断応力度	提案(N/mm^2)	50	65	60	55	45	35
	提案(上限)(N/mm^2)	75	97.5	90	82.5	67.5	52.5

※上限値は接合部の設計等に用いる値で、提案値の 1.5 倍としている。

●モデル化

土台仕様の例：	足固め仕様の例：
	

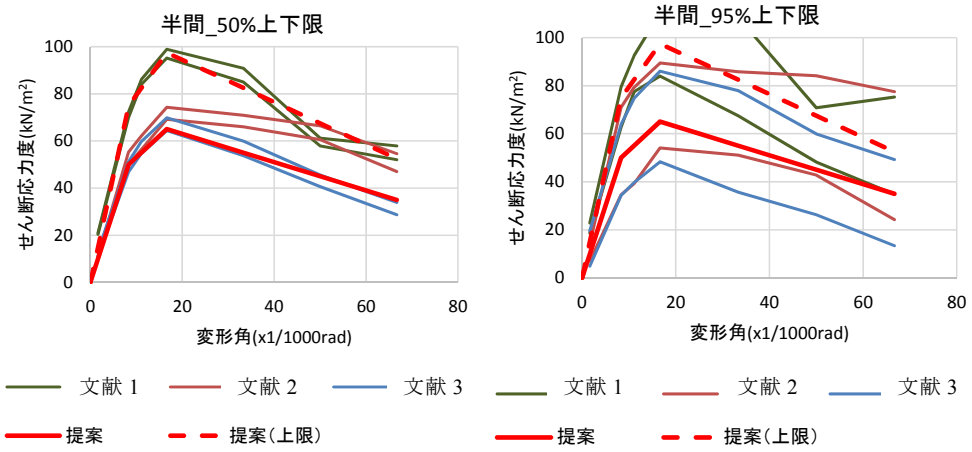
軸組部では、柱－横架材仕口や足固め－柱仕口に、仕口の種類や寸法、樹種などに応じた曲げモーメント－回転角関係を有する回転バネを配置する。

壁土部については、設計用せん断応力度に壁長と壁厚を乗じたせん断力－変形角関係を有するせん断バネを対角に配置する。壁土と軸組の境界では、引張力を伝達できないため、対角のバネは圧縮側のみを有効とする。

●許容変形角

	変形角(rad)
損傷限界	1/90rad
安全限界	1/20rad

●荷重変形



●破壊性状

壁土の面外への浮き上がりや剥落が生じている。

●文献

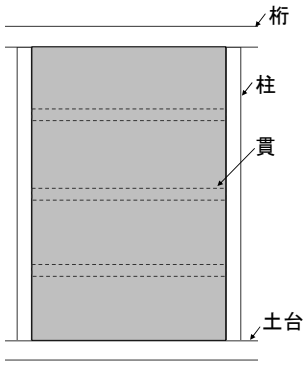
1) 鈴木 祥之、中治 弘行：木造住宅土塗り壁の実大実験による耐震性能の再検討、日本建築学会構造系論文集、第 515 号、pp.115-122、1999.1

2) 中尾 方人、山崎　裕、田中　純：土塗り壁のせん断耐力の評価に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.49B、pp.573-578、2003.3

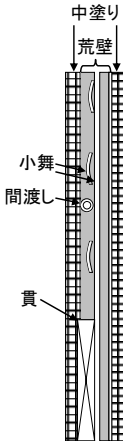
3) 大橋 好光、三芳 紀美子：伝統的構法を用いた木質構造の設計 土壁、建築技術、pp.130-133、2003.6

1 間土塗壁

●姿図・寸法



全体概略図



断面図

【使用材料】

・圧縮強度が 0.5N/mm^2 以上の壁土（荒壁土、中塗り土とも）

・間渡しは竹または木（小舞はすすき、葦も可）

●適用条件

・壁長 1 間程度の全面真壁（垂壁や腰壁、上部や下部が塗られていない準耐力壁仕様は適用外。）

・壁高さ（横架材芯々）は 2100～3600mm（耐力の増減なし。）

・中塗り仕上げとし、壁厚は 55mm～90mm（荒壁のみは不可）

・壁土の圧縮強度は 0.5N/mm^2 以上（荒壁土、中塗り土とも）

・竹小舞の内法は 20～55mm（耐力の増減なし。）

・間渡しは竹または木（小舞はすすき、葦も可）

・横貫の段数および厚さ：3～5、15～20mm

●概要

既往の実験結果 [1)~3)]から、壁長が 1 間の全面土塗壁の設計用のせん断応力度－変形角関係を提案している。

●材料（メーカー、入手方法等）に関する問い合わせ先

一般社団法人　日本左官業組合連合会　URL　http://www.nissaren.or.jp

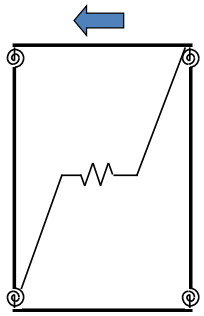
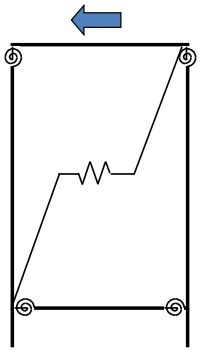
●データシートの内容に関する問い合わせ先 URL

●設計用せん断応力度

変形角	(rad)	1/120	1/90	1/60	1/30	1/20	1/15
	(×1/1000rad)	8.33	16.67	25	33.33	50	66.67
せん断応力度	提案(N/mm^2)	80	90	80	70	45	20
	提案(上限)(N/mm^2)	120	135	120	105	67.5	30

※上限値は接合部の設計等に用いる値で、提案値の 1.5 倍としている。

●モデル化

土台仕様の例：	足固め仕様の例：
	

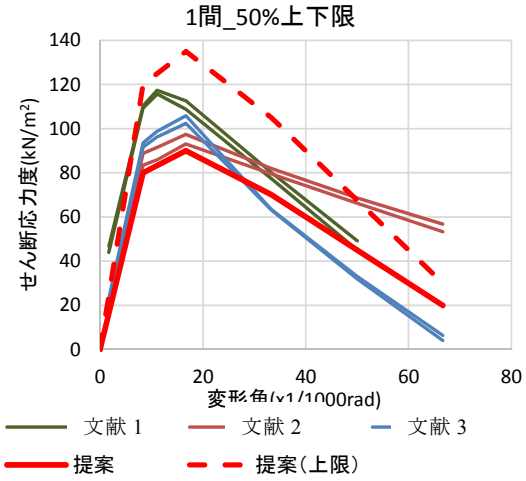
軸組部では、柱－横架材仕口や足固め－柱仕口に、仕口の種類や寸法、樹種などに応じた曲げモーメント－回転角関係を有する回転バネを配置する。

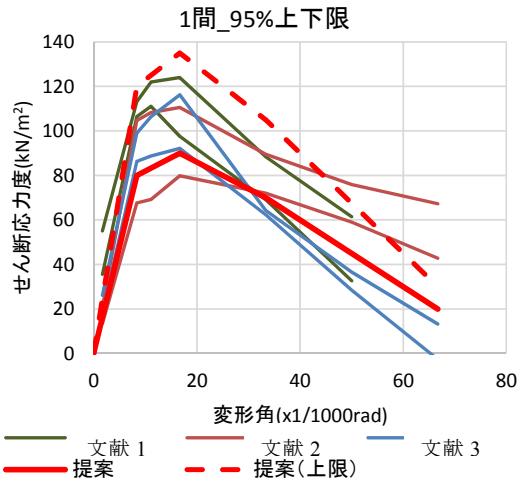
壁土部については、設計用せん断応力度に壁長と壁厚を乗じたせん断力－変形角関係を有するせん断バネを対角に配置する。壁土と軸組の境界では、引張力を伝達できないため、対角のバネは圧縮側のみを有効とする。

●許容変形角

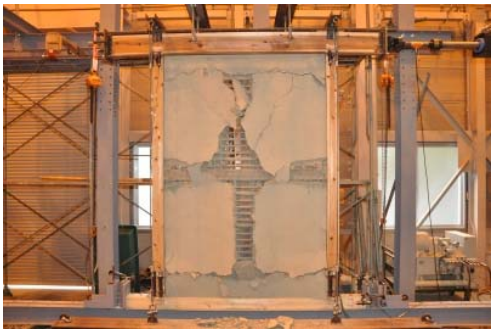
	変形角(rad)
損傷限界	1/100rad
安全限界	1/20rad

●荷重変形





●破壊性状



壁土のせん断破壊や部分的な壁土の剥落が生じている。

●文献

1) 鈴木 祥之、中治 弘行：木造住宅土塗り壁の実大実験による耐震性能の再検討、日本建築学会構造系論文集、第 515 号、pp.115-122、1999.1

2) 中尾 方人、山崎　裕、田中　純：土塗り壁のせん断耐力の評価に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.49B、pp.573-578、2003.3

3) 大橋 好光、三芳 紀美子：伝統的構法を用いた木質構造の設計 土壁、建築技術、pp.130-133、2003.6

【解説】

（1）データ処理の方法

各試験体の荷重－変形関係のデータは、以下の処理を行って、設計用せん断応力度を設定する参考とした。

手　順：

各試験体について、特定変形角時の耐力を求める

軸組負担力を差し引く

水平断面積で除し、せん断応力度を求める

特定変形角において、ばらつき（50%上下限、95%上下限）を求める（図 3.5.1-1～図 3.5.4.3）

設計用マルチリニア（下限）を設定。上限は、その 1.5 倍とした。

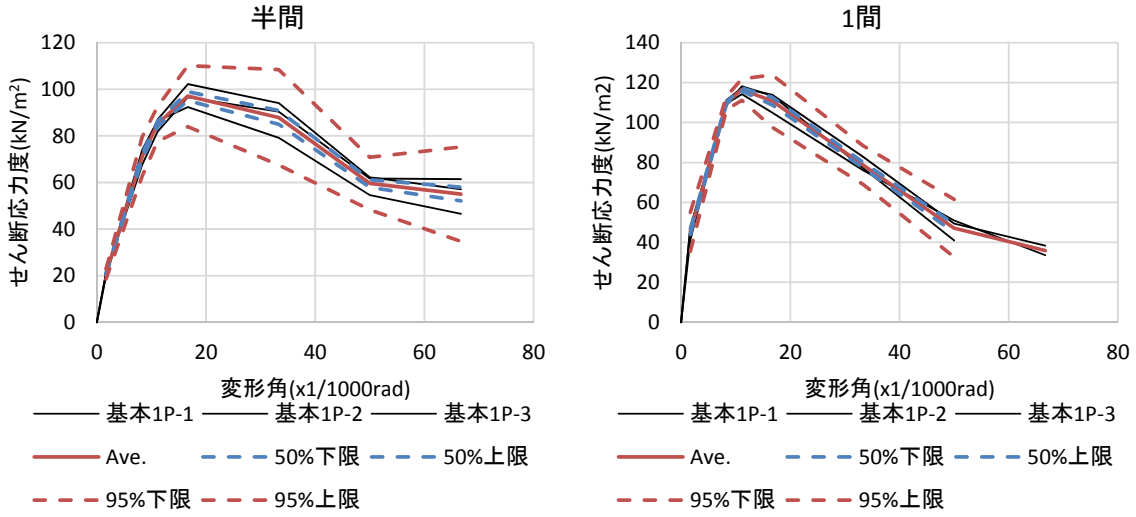


図 3.5.1-1　文献 1）の試験体の上限値と下限値

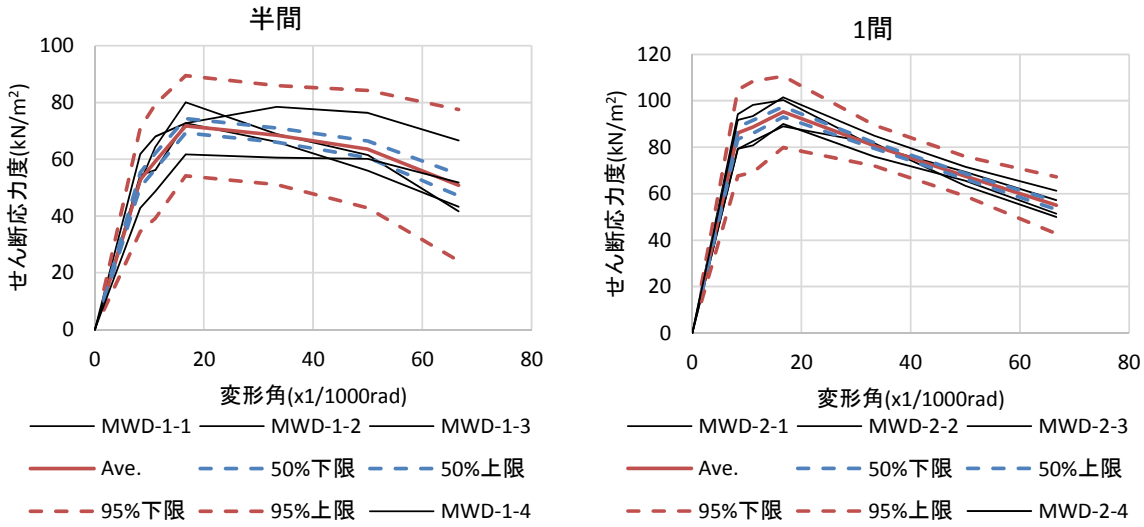


図 3.5.1-2　文献 2）の試験体の上限値と下限値

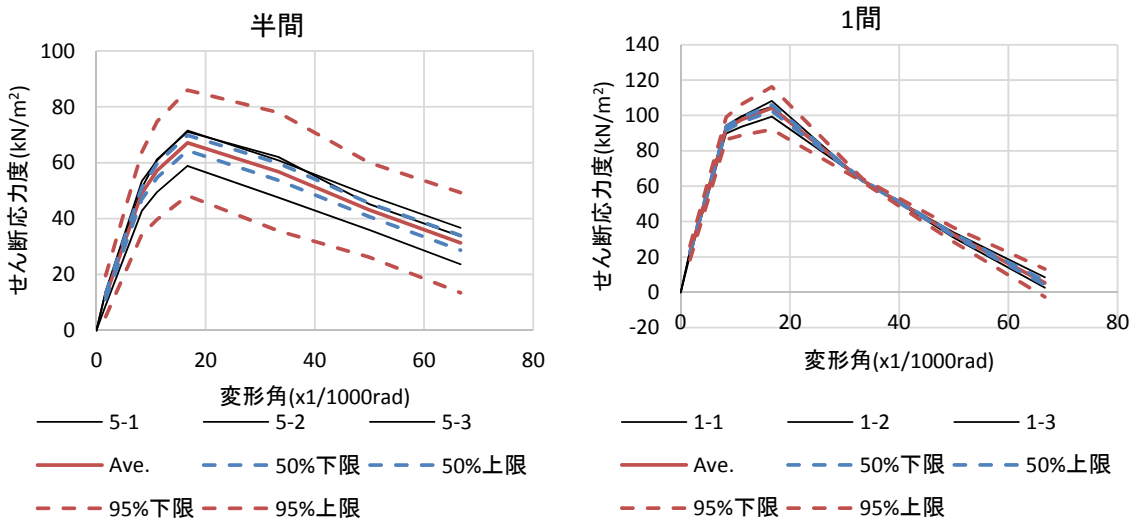


図 3.5.1-3　文献 3）の試験体の上限値と下限値

（2）損傷の状況

データシートの作成に用いた土塗壁試験体の損傷過程を表 3.5.1-2 に示す。いずれの実験でも概ね同じであるが、壁土の種類や壁厚などによって、やや異なっている。対象データの損傷状況を概観すると、損傷限界は 1/120rad～1/100rad 程度、安全限界は 1/30rad～1/20rad 程度とみることができる。

表 3.5.1-2　損傷過程

		隅角部の圧壊 (rad)	貫上のひび割れ (rad)	せん断ひび割れ (rad)	最大耐力 (rad)	
半間	文献 1）	1/200	1/50	―	1/50	1/20rad～壁土面外はらみ出し
	文献 2）		1/90		1/30	1/10rad で剥落
	文献 3）				1/50	1/15rad で剥落
一間	文献 1）	1/300	1/100	1/100	1/100 ～1/65	1/20rad～剥落
	文献 2）		1/90	1/60	1/60	1/20rad で剥落
	文献 3）			1/20	1/60	1/10rad で剥落

（3）既往の設計用せん断応力度と提案せん断応力度との比較

既往の設計用せん断応力度は、壁長の区別がなされていないものが多い。従って、本提案のせん断応力度は、壁長が半間ではやや小さめ、1 間ではやや大きめである。

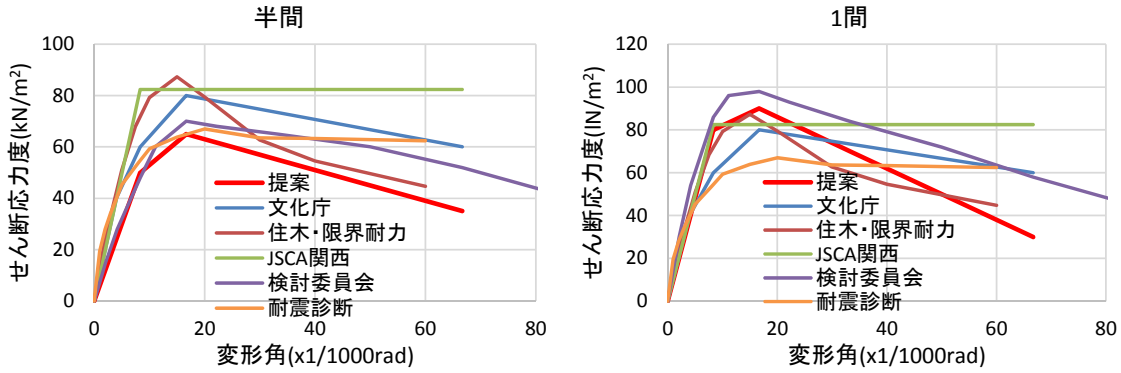


図 3.5.1-4　本提案と既往のせん断応力度－変形角関係（凡例の表示は表 3.5.1-3 参照）

表 3.5.1-3　既往の設計用せん断応力度の引用文献

図 3.5.1-4 の凡例の表示	引用文献
文化庁	文化庁：重要文化財（建造物）耐震基礎診断実施要領、p.13、2012.6
住木・限界耐力	（財）日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の限界耐力計算による設計の手引き、p.2-15、2005.3
JSCA 関西	（社）日本建築構造技術者協会 関西支部：木造各種耐震要素の基本耐力 http://jscakansai.com/info/mokuzou_taishin_kihon_tairyoku_0804.pdf
検討委員会	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 24 年度事業報告書、3.5.1 2012 年度土壁要素実験、2013
耐震診断	（一財）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、2012 年

（4）構造システムと施工の注意点

土塗壁の耐力性状に大きな影響を及ぼすのは、壁土の力学的特性である。壁土は、大きく分けて、下塗りである「荒壁」、「中塗り」、「上塗り」で構成され、荒壁の厚さは通常 30～40mm 程度、中塗りの厚さは片面 15mm 程度、上塗りは数 mm 程度である。荒壁は、粘土分を多く含んだ土を用い、ワラすさなどと水を混ぜ合わせて屋外で養生し、ワラなどの腐敗によって、さらに粘性を高めた状態で小舞下地に施工される。この荒壁塗りまでの状態では、土塗壁が負担できるせん断力は大きくない。さらにその上に中塗りを施工することで、土塗壁の剛性や耐力は向上する。中塗りは、荒壁土などに砂を加えて粘性を低下させ、細かく砕いたワラすさを加えたもので、乾燥後の密度が高く、土塗壁の剛性や耐力の向上に寄与している。従って、ここでは、中塗りまで行った土塗壁を対象としている。

壁土の圧縮試験法については、次項に示す。実物大の土塗壁試験体で耐力性状を確認していない構法や材料の場合には、壁土の圧縮強度を把握しておく必要がある。壁土の産地や砂等の入手先が変更になった場合にも圧縮試験の実施が必要である。

壁土の圧縮強度のほか、荒壁層と中塗り層が確実に接着されていることも確認しておく必要がある。中塗りは荒壁と一体となってはじめて効果を発揮するものであるので、中塗り土が荒壁に十分な強度で接着されることが必要である。実績のない配合で施工する場合には、見本を作成して、接着性を確認しておくことが重要である。

（5）壁土の圧縮試験

壁土の圧縮試験のための供試体は、製作のしやすさ、扱いやすさ、また、得られる圧縮強度の妥当性等を考慮すると、直径と高さの比が 1:2 の円柱状のものが適切である。既往の研究では、内径が 50mm や 100mm、125mm の型枠が用いられているが、用いる壁土に含まれるすさの長さに応じた径のものを選択する必要がある。壁土は、保持している水分が蒸発し、乾燥することで強度が発現される。従って、供試体は中心部まで十分に乾燥していることを確認してから試験を実施する必要がある。具体的には、供試体の重量を継続して測定し、変化がなくなった時点で、十分乾燥したものとみなすことができる。供試体を乾燥させるためには、型枠に水抜きのための小さな穴を開け、型枠の内側に濾紙を巻いておく、また、型枠を厚紙で製作するなどの方法がある。1 種類の壁土に対する供試体の数は、供試体の寸法安定性や得られる強度のばらつき等を考慮して決定する。土塗壁の壁土の場合は、コンクリートなどに対して、得られる圧縮強度のばらつきが大きいことから、5 体程度が適切である。供試体の加力に際しては、石膏等を用いて、加力面を平滑にする必要がある。壁土の圧縮試験の方法は、下記文献 1）や 2）などが参考になる。

文献

1) 山田耕司、中治弘行、鈴木祥之：壁土材料試験体の定温乾燥機による乾燥、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.459-460、2009 年 8 月

2) 宇都宮直樹、山中稔、松島学：藁スサを混合した壁土の新しい供試体の提案、日本建築学会構造系論文集、第 76 巻、第 664 号、pp.1119-1124、2011 年 6 月

（6）解析モデル

土塗壁は、軸組と壁土とが一体となったものであるが、解析モデルの作成においては、軸組と壁土とは別々にモデル化する。軸組については、柱－土台、柱－桁（梁）、柱－足固め仕口などを回転バネでモデル化する。壁土は、圧縮力にのみ有効なブレースでモデル化する。壁土と軸組とは接着された状態ではないので、ブレースに引張力は負担させない。ブレースの復元力特性は、モデル化の対象とする土塗壁の壁長に応じて半間用、1 間用のいずれかのせん断応力度を選択する。下記文献 1）によると、壁長が 1,365mm 程度以上の場合は、1 間用のせん断応力度を用いても差し支えないと考えられる。壁長が 910mm～1,365mm については、半間のものを用いるか、線形補間して用いる。せん断応力度に壁長と壁土の厚さを乗じたものが、当該土塗壁の壁土の設計用せん断力となる。

土塗壁の性能を担保するためには、周辺の軸組の破壊が先行しないことを確認する必要がある。土塗壁の耐力のばらつきは大きいことから、設計用せん断応力度の 1.5 倍の上限値を用いて、周辺の接合部に生じる応力を求め、チェックを行う必要がある。

文献

1) 岡本 滋史、村上 雅英、稲山 正弘：破壊モードの異なる 2 種類の土壁の包絡線から任意壁長の土壁の包絡線を推定する方法とその検証、日本建築学会、日本建築学会構造系論文集、第 74 巻、第 639 号、pp.881-888、2009.5

（7）バリエーション

土塗壁の壁長のバリエーションとして、半間より小さいものや 1 間を超えるものも考えられる。半間より小さいものについては、軸組の対角線の角度が大きくなることから、建物の水平耐力への寄与は小さくなるため、算入しないことが適切である。1 間を超えるものについては、現状では十分な実験データが存在しない。壁長の大きな土塗壁は、乾燥の過程でひび割れが生じる可能性が高く、また、面外への剛性が不足し、わずかな振動でひび割れが生じる懸念があるため、最大でも 1 間程度とすることが望ましい。

3.5.1.4 今後の DB 充実のための提案

土塗壁の耐力性状に大きな影響を及ぼす因子としては、壁土の圧縮強度、壁長および壁厚である。また、壁内の横貫と柱の仕口の曲げモーメント抵抗も、土塗壁の水平耐力に加算されるため、貫の厚さや段数を大きくするほど、土塗壁の耐力の増加に寄与する。貫による曲げモーメントは、初期剛性は比較的低いが、変形が大きくなるにつれて増加し続けため、1/100rad～1/30rad で最大耐力となり、その後、耐力が低下する土塗壁の靭性を改善することができる。しかしながら、段数が 5 より多い場合や、逆に 3 より少ない場合、また、壁厚に対して貫の厚さが大きい場合の土塗壁の実験は数が少なく、壁土の負担力との単純な加算が成り立たない可能性もあるため、注意が必要である。表 3.5.1-4 に土塗壁の耐力性状に大きな影響を及ぼす因子の一覧と本データシートの範囲を示す。

現在では、設計用せん断応力度は、既往の実験結果に基づいたものである。しかし、土塗壁の耐荷機構は概ね明らかになっていることから､実験データがさらに充実することで、壁土の材料強度や貫の仕様を考慮した計算によって、土塗壁の設計用せん断応力度を導くことが可能になるものと考えられる。

土塗壁は、荒壁、中塗りなど複数の層で構成されているため、土塗壁のせん断加力実験の際には、各層の壁土の圧縮試験も実施し、強度を把握しておく必要がある。また、壁土の施工後には、乾燥後の壁厚も実測しておくことが望ましい。

表 3.5.1-4　土塗壁の耐力性状に影響を及ぼすパラメータと本データシートの適用範囲

（太線内が本データシートの適用範囲）

<table>
<tr><th>壁長</th><th>壁高さ</th><th>壁厚</th><th>壁土の圧縮強度
（荒壁､中塗とも）</th><th>貫の
段数</th><th>貫の
厚さ</th></tr>
<tr><td>～半間(3 尺)</td><td>～2100mm</td><td>～55mm</td><td>～0.5N/mm^2</td><td>～3 段</td><td>～15mm</td></tr>
<tr><td>半間(3 尺)～
4.5 尺</td><td rowspan="2">2100mm～
3600mm</td><td rowspan="2">55mm～
90mm</td><td rowspan="3">0.5N/mm^2～</td><td rowspan="2">3 段～
5 段</td><td rowspan="2">15mm～
20mm</td></tr>
<tr><td>4.5 尺～
1 間(6 尺)</td></tr>
<tr><td>1 間(6 尺)～</td><td>3600mm～</td><td>90mm～</td><td>5 段～</td><td>20mm～</td></tr>
</table>

3.5.2　壁 - 土塗壁：垂れ壁・腰壁

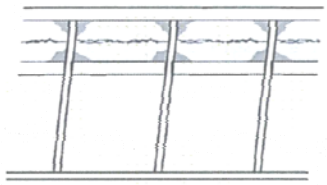
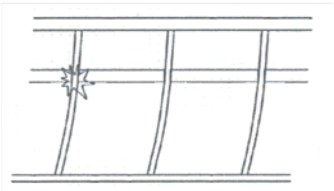
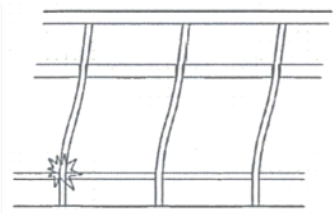
3.5.2.1　概要

全面壁以外の耐力要素として、掃き出し開口や窓開口の上部に設けられる垂れ壁や、窓開口の下部に設けられる腰壁がある。壁倍率は与えられていないが、建物内でその数が多いため、建物の耐震性能への寄与は比較的大きい。しかし、垂れ壁や腰壁部分の構造性能が直接建物の耐震性能に寄与するわけではなく、柱の曲げ剛性や鴨居・窓台の端部と柱との接合方法などの影響も受けるため、注意が必要である。

【破壊モードと被害写真】

垂れ壁・腰壁の破壊モードは表に示す 4 通りが考えられる。垂れ壁の破壊が先行する破壊モードと垂れ壁下端（差鴨居等横架材との仕口）で柱が曲げ破壊する破壊モードは地震被害、実験ともによく確認されている。また、変形により差鴨居等垂れ壁下端を支える横架材が引き抜ける場合も、垂れ壁の支持能力が急に失われるため注意が必要である。

表 3.5.2-1　破壊モードと被害写真 [1)]

破壊モード	地震被害写真	実験写真
 垂れ壁の先行破壊	 垂れ壁の損傷	 垂れ壁の破壊
 柱の折損（１）	 柱の折損と差鴨居	 柱の折損 柱の折損
 柱の折損（２）		
 横架材の抜け出し		 横架材の引き抜け

【力の伝達方法】

垂れ壁や腰壁は、鴨居や窓台の端部と柱との仕口の接合方法により、力の伝達方法が異なる。図は、垂れ壁が土塗壁の場合、その仕口の接合耐力が十分大きく、垂れ壁が負担する圧縮力の反力としての引張力を伝達できる場合とそうでない場合の柱の曲げモーメント分布の違いである。接合耐力が十分である場合には、垂れ壁の両側の柱に均等にせん断力が伝達されるが、そうでない場合には、片側の柱のみでせん断力を負担することになる。垂れ壁と同じ高さの柱には、逆せん断力が生じ、図のモデルで負担できるせん断力 Q は Q_w・Q_c となる。ここで $Q_c = Q_w \times h_1 \div H$ である。

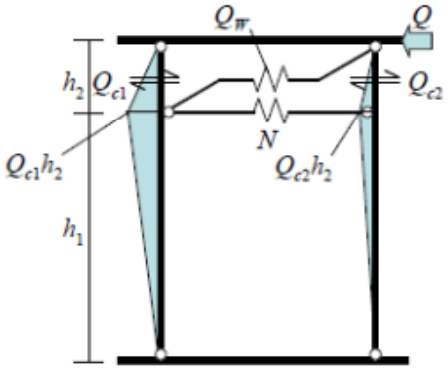


図 3.5.2-1　土塗垂れ壁のモデル化の例 [2)]

この場合の水平変位については、以下のように求めることができる。

$$\delta = \delta_w + \delta_c$$

$$\delta_w = \gamma(h_1 + h_2)$$

$$\delta_c = \frac{\frac{Q_w}{2} h_1^{\,2} h_2^{\,2}}{3E_c I_c (h_1 + h_2)} \cdot \frac{h_1 + h_2}{h_2} = \frac{\frac{Q_w}{2} h_1^{\,2} h_2}{3E_c I_c}$$

δ_w：柱を剛体とみなしたときの層間変位（mm）
γ：小壁のせん断変形角（rad）
δ_c：柱の曲げ変形による層間変位の増分（mm）
Q_w：小壁の負担せん断力（kN）
E_c：柱のヤング係数（kN/mm^2）
I_c：柱の断面二次モーメント（mm^4）

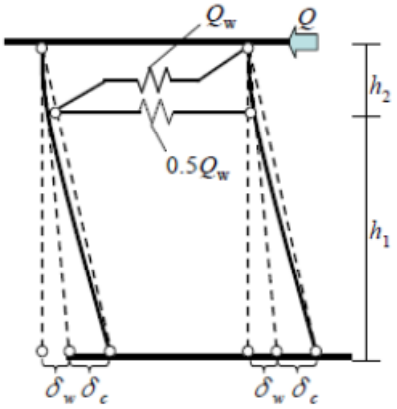


図 3.5.2-2　土塗小壁付き軸組の変形

【構造性能に影響を与える要因】

垂れ壁・腰壁の場合、壁部分の性能と柱の性能が影響を及ぼす。そのため、土壁全面壁で挙げられる項目と併せて、柱小径や樹種の影響が考えられる。また、壁部分は壁の形状

によって破壊性状が変わることから壁部分の高さ幅から縦横比も影響を与える要因となる。さらに垂れ壁などには欄間付きなどの場合も含まれることから垂れ壁・腰壁への付加要素等も要因として挙げる。

表 3.5.2-2　構造性能に影響を与える要因

土の圧縮強度		塗り厚	貫	塗り方	縦横比	柱小径	柱樹種	その他
荒壁	中塗り							
		40 mm	3 段	荒壁仕上げ	0.1	120	スギ	欄間付
		70 mm	5 段	片面中塗り仕上	0.2	135	ヒノキ	…
		90 mm	…	げ	0.4	150	ケヤキ	
		…		…	0.5	…	クリ	
					…		…	

文献

1）耐震診断法の高度化に関する検討、平成 24 年度報告書

2）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 24 年度　事業報告書

3.5.2.2　データ収集リスト他

3.5.2 で対象とした文献と、それに掲載されていた実験の一覧を以下に示す。以下の一覧のうち試験体数 3 体以上のものをデータシート作成の対象とした。

表 3.5.2-3　収集した実験の一覧（垂れ壁・腰壁）　単位：mm

No.	試験体名	試験体数	試験体長さ	試験体高さ	垂れ壁高さ	腰壁高さ	縦横比*		柱小径	土壁塗厚	柱頭・柱脚	実験方式	文献No.
							垂れ壁	腰壁					
1	MWA-4	3	1820	3175	785		0.4		120×120	60	長ほぞ込栓	載荷式（各柱 1t）	1
2	MWA-5	3	1820	3175		552.5		0.3	120×120	60	長ほぞ込栓	載荷式（各柱 1t）	
3	MWA-6	3	1820	3175	785	552.5	0.4	0.3	120×120	60	長ほぞ込栓	載荷式（各柱 1t）	
4	MWD-4	3	1820	2730	475		0.3		120×120	60	長ほぞ込栓	載荷式（各柱 1t）	
5	MWD-5	3	1820	2730		695		0.4	120×120	60	長ほぞ込栓	載荷式（各柱 1t）	
6	MWD-6	3	1820	2730	475	695	0.3	0.4	120×120	60	長ほぞ込栓	載荷式（各柱 1t）	
7	MWA-9	1	3640	3175	785	552.5	0.2	0.2	120×120	60	長ほぞ込栓	載荷式（各柱 1t）	
8	MWA-12	1	3640	3175	785		0.2		120×120	60	長ほぞ込栓	載荷式（各柱 1t）	
9	MWD-9	1	3640	2730	475	695	0.1	0.2	120×120	60	長ほぞ込栓	載荷式（各柱 1t）	
10	MWD-12	1	3640	2730	475		0.1		120×120	60	長ほぞ込栓	載荷式（各柱 1t）	
11	試験体 2	3	1820	2730	750	830	0.4	0.5	135×135	70	長ほぞ込栓	柱脚固定式	2
12	試験体 4	3	1820	2730	750		0.4		135×135	70	長ほぞ込栓	柱脚固定式	
13	試験体 C	3	1960	2500	527.5		0.3		105×105	60	長ほぞ込栓	タイロッド式	3
14	2PW	3	1820	2730	768.5	716.5	0.4	0.4	118×118	90	長ほぞ込栓	タイロッド式	4
15	2PD	3	1820	2730	768.5		0.4		118×118	90	長ほぞ込栓	タイロッド式	
16	試験体 A	3	5460	3210	990		0.2		135×135	70	長ほぞ込栓	載荷式 1t	5
17	試験体 1	1	1820	2730	910		0.5		120×120	60	長ほぞ込栓	載荷式（各柱 3.92kN）	6
18	試験体 2	1	1820	2730	910		0.5		105×105	60	長ほぞ込栓	載荷式（各柱 3.92kN）	
19	試験体 3	1	1820	2730	910		0.5		150×150	60	長ほぞ込栓	載荷式（各柱 3.92kN）	

20	半間幅試験体	1	910	2730	910		1		120×120	60	長ほぞ込栓	載荷式（各柱3.92kN）	7
21	一間幅試験体	1	1820	2730	910		0.5		120×120	60	長ほぞ込栓	載荷式（各柱3.92kN）	
22	二間幅試験体	1	3640	2730	910		0.3		120×120	60	長ほぞ込栓	載荷式（各柱3.92kN）	
23	一間幅二連試験体	1	3640	2730	910		0.3		120×120	60	長ほぞ込栓	載荷式（各柱3.92kN）	
24	試験体1	1	1820	2730	910		0.5		120×120	60	長ほぞ込栓	載荷式（各柱3.92kN）	8
25	試験体2	1	1820	2730	1820		1		120×120	60	長ほぞ込栓	載荷式（各柱3.92kN）	
26	試験体3	1	1820	2730	2275		1.3		120×120	60	長ほぞ込栓	載荷式（各柱3.92kN）	
27	試験体4	1	1820	2730	910		0.5		120×120	60	長ほぞ込栓	載荷式（各柱3.92kN）	

＊縦横比は壁の長さに対する壁の高さの比率で示した。

文献

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 24 年度　事業報告書

2）株式会社ドット・コーポレーション、平成 26 年度 国土交通省 基準整備促進事業報告書

3）田淵敦士、北守顕久、森拓郎、小松幸平：京町家における小壁の水平せん断性能、構造工学論文集、Vol.51B、pp.497-502、2005.3

4）澤田圭、岡本滋史、村上雅英、川鍋亜衣子、鈴木有：耐荷機構に基づく有開口土壁の剛性と耐力の推定、日本建築学会構造系論文集、第 620 号、pp.93-100、2007.10

5）丹下耕助、五十田博、河合直人、岡部実、中川貴文：伝統的木造建築物の垂れ壁付き壁構面に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.445-446、2011.8

6）伊藤淳、中治弘行、清水秀丸、鈴木祥之：土塗り小壁を持つ木造軸組の耐震性能評価に関する実験的研究－柱太さをパラメータとした静的実験－、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.371-372、2005.9

7）三谷隆之、鎌田輝男、清水秀丸、鈴木祥之：土塗り小壁を持つ木造軸組の耐震性能評価に関する実験的研究－柱間距離をパラメータとした静的実験－、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.369-370、2005.9

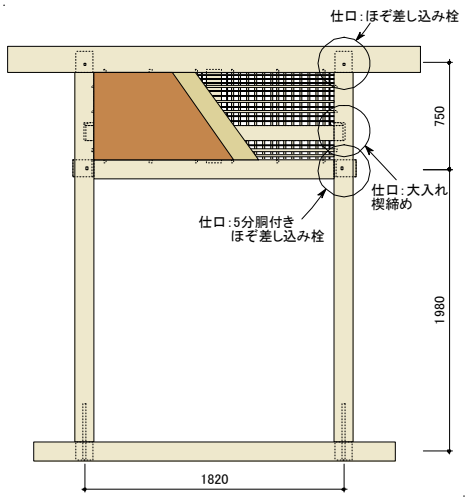
8）村西進也、岡村雅克、後藤正美、清水秀丸、鈴木祥之：土塗り小壁を持つ木造軸組の耐震性能評価に関する実験的研究－鴨居下長さをパラメータとした静的実験－、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.375-376、2005.9

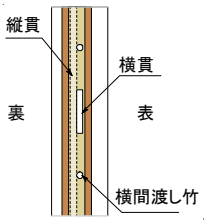
3.5.2.3　選別したデータより作成した DB

作成したデータシートと解説を示す。

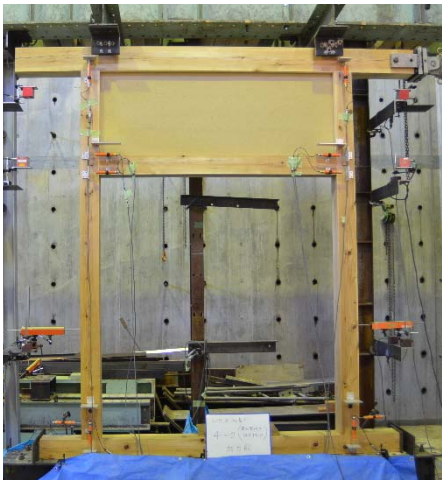
No.11

●姿図・寸法





構面試験体



【使用材料】

木材：吉野産スギ（目視等級・特選一等）を使用　桁材：見付 180×奥行 135mm、柱、土台
差鴨居材：見付 135×奥行 135mm

土塗壁：徳島産の土を使用　荒壁：厚さ 40mm、貫伏せ　スサ
中塗り：厚さ 30mm、貫伏せ　トリネオ（ユニチカ、三軸ビニロンメッシュ）
木舞下地：告示仕様

仕口：柱頭の仕口はほぞ差し込み栓、差鴨居と柱の仕口は 5 分胴付きほぞ差し込み栓
柱脚の仕口はほぞ差しに D ボルトシステムの接合金物を使用。

●適用条件

垂れ壁付き独立柱を含む構面の設計に用いる。壁長や壁の高さ、壁土の圧縮強度が異なる場合には、このまま適用することはできない。軸組の折損を考慮することが必要である。

●概要

垂れ壁付き独立柱の構造性能を求めるための試験である。壁長 2 P（1820 mm）、壁高さ 750 mm の垂れ壁仕様としている。本仕様では、柱の曲げ破壊が先行しないように小径 135mm の柱、差鴨居を用いている。土塗壁の厚さは合計 70 mm、荒壁土の圧縮強度は 0.63 N/mm^2、中塗り土の圧縮強度は 0.66 N/mm^2 である。土塗壁柱脚固定式で実験を実施することで、構面そのものの性能を安全側で評価できているものと考える。

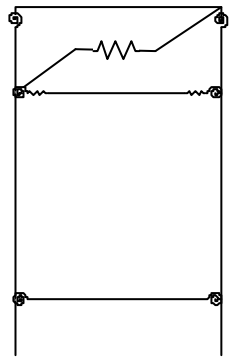
●理論式

独立柱 1 本あたりの耐力として考える。柱脚はピン接合と仮定し、垂れ壁のせん断変形と柱の曲げ変形の足し合わせで考える。なお、理論式の中で柱の断面欠損による低減は考慮されていないため、曲げ耐力の値を 0.75 乗じて使用している。

計算方法については(社)日本建築学会の「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」を参照のこと。

●モデル化

要素モデルの例:

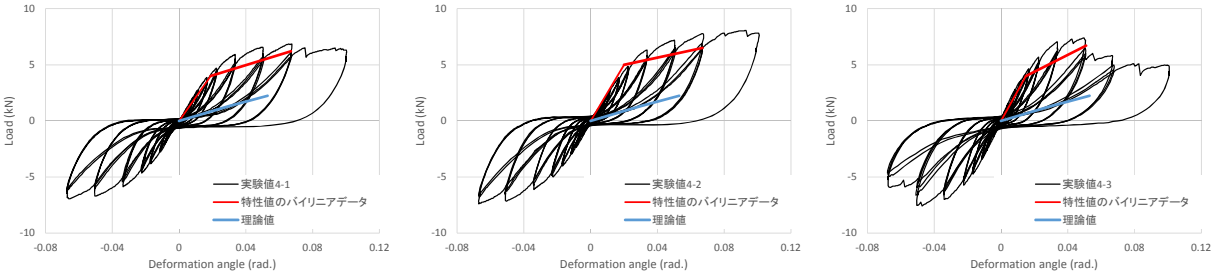


●特性値

	K (kN/mm)	Py (kN)	Pmax (kN)	Pu (kN)	γv (×10^{-2}rad)	γu (×10^{-2}rad)
試験体 4-1	218.4	4	6.9	6.2	1.9	6.7
試験体 4-2	218.4	5	7.4	6.5	2	6.7
試験体 4-3	300.3	4	7.6	6.7	1.5	5.1
理論値	157	1.3	2.5	2.2	3	5.3

注：K剛性、Py 降伏耐力、Pmax 最大耐力、Pu 終局耐力、γv 降伏点変形角、γu 終局変形角

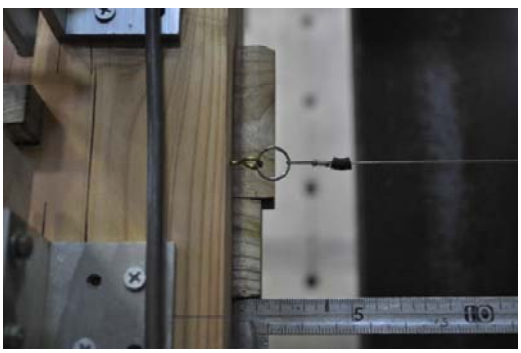
●荷重変形



実験値の荷重 - 変形関係と特性値データ

●破壊性状

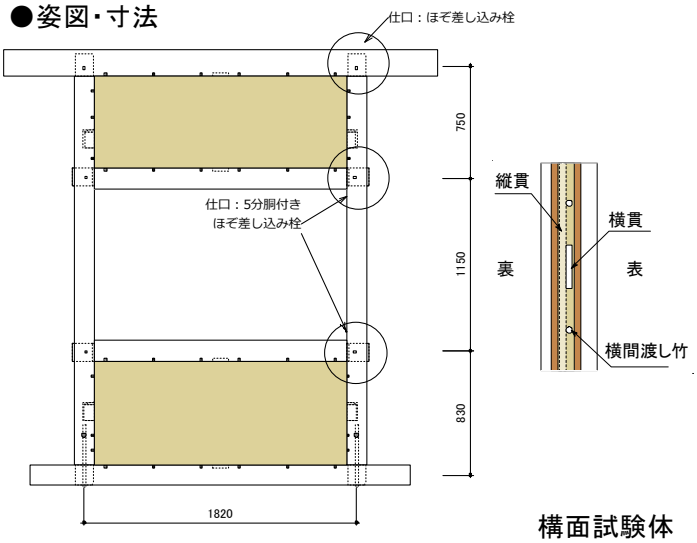
垂れ壁部分の割れおよびはらみだし



差鴨居ほぞの割裂

No.12

●姿図・寸法



構面試験体

【使用材料】

木材：吉野産スギ（目視等級・特選一等）を使用　桁材：見付 180×奥行 135mm、柱、土台
差鴨居材：見付 135×奥行 135mm

土塗壁：徳島産の土を使用　荒壁：厚さ 40mm、貫伏せ　スサ
中塗り：厚さ 30mm、貫伏せ　トリネオ（ユニチカ、三軸ビニロンメッシュ）
木舞下地：告示仕様

仕口：柱頭の仕口はほぞ差し込み栓、差鴨居と柱の仕口は 5 分胴付きほぞ差し込み栓
柱脚の仕口はほぞ差しに D ボルトシステムの接合金物を使用

●適用条件

垂れ壁腰壁付き独立柱を含む構面の設計に用いる。壁長や壁の高さ、壁土の圧縮強度が異なる場合には、このまま適用することはできない。軸組の折損を考慮することが必要である。

●概要

垂れ壁付き独立柱の構造性能を求めるための試験である。壁長 2 P（1820 mm）、垂れ壁高さ 750 mm、腰壁高さ 830 mm の壁仕様としている。本仕様では、柱の曲げ破壊が先行しないように小径 135mm の柱、差鴨居を用いている。土塗壁の厚さは合計 70 mm、荒壁土の圧縮強度は 0.63 N/mm^2、中塗り土の圧縮強度は 0.66 N/mm^2 である。土塗壁柱脚固定式で実験を実施することで、構面そのものの性能を安全側で評価できているものと考える。

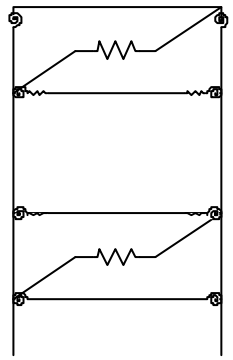
●理論式

独立柱 1 本あたりの耐力として考える。柱脚はピン接合と仮定し、垂れ壁のせん断変形と柱の曲げ変形の足し合わせで考える。なお、理論式の中で柱の断面欠損による低減は考慮されていないため、曲げ耐力の値を 0.75 乗じて使用している。

計算方法については(社)日本建築学会の「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」を参照のこと。

●モデル化

要素モデルの例:

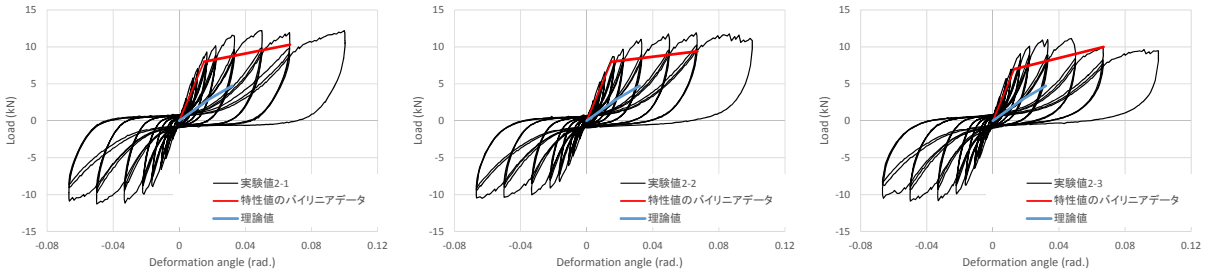


●特性値

	K (kN/mm)	Py (kN)	Pmax (kN)	Pu (kN)	γv (×10^{-2}rad)	γu (×10^{-2}rad)
試験体 2-1	546	8	11.3	10.3	1.5	6.7
試験体 2-2	491.4	8	10.5	9.4	1.5	6.7
試験体 2-3	546	7	10.9	10.0	1.3	6.7
理論値	540	2.9	5.3	4.7	1.8	3.2

注：K剛性、Py 降伏耐力、Pmax 最大耐力、Pu 終局耐力、γv 降伏点変形角、γu 終局変形角

●荷重変形



実験値の荷重 - 変形関係と特性値データ

●破壊性状

垂れ壁部分の割れはらみだしと腰壁の剥落

壁隅角部の損傷

3.6　水平構面等−床・野地板

3.6.1　床構面の種類

伝統的構法に用いられる床構面として、板幅が 120〜300mm 程度の小幅板を下地材に用いた床構面を対象とし、構造用合板を用いた水平構面は対象外とした。一般的には小幅板を斜め釘打ちとしたものや、釘脳天打ちとしたものが考えられる。ただし、このような水平構面は初期剛性や耐力が非常に低いことがわかっているため、性能改善を目的としてダボなどによるずれ止めを併用したような床構面の実験実施例もいくつか挙げられる。また、根太を有する仕様についても、対象とした。

さらに、ここでは屋根面に用いる野地板張りの実験についても同様にまとめることとした。野地板張りの屋根面の抵抗機構は、基本的には床構面と同様であり、小屋組の破壊モードが卓越しなければ、床構面のせん断性能に傾斜角度を考慮すれば、野地板張りのせん断性能を求めることができると考えられる。

表 3.6.1-1 に想定される床構面の仕様一覧を示す。図 3.6.1-1 に示したように床板に打ち付けた釘に梁などの下地材とのずれ変形によりせん断力が生じ、この釘に生じたせん断力が偶力としてモーメント抵抗することとなる。そのため、板の中心軸に対して両側に釘を打ち付けなければ抵抗モーメントが生じないため、仕上げ用に片側から斜め打ちした床構面はほとんど耐力が生じないため、ここでは対象とする仕様から除外した。

床構面のせん断性能を求めるためには釘の一面せん断性能が必須となるが、この釘の一面せん断性能は釘の種類だけでなく、板材と下地材（梁桁・根太・垂木）の樹種やサイズにも影響を受けることになる。

表 3.6.1-1　床構面の仕様一覧

梁桁・根太・垂木の樹種	板材				釘		根太・垂木	床板間のずれ止め	理論式
	樹種	板幅	長さ	板厚	仕様	打ち留め方			
スギ ヒノキ ベイマツ	スギ ヒノキ	120 150 180 210 240 270 300	1820 2730 3640	15	N45	脳天打ち	ありなし	ずれ止めなし	○−①
				24	N75			ジベル金物	○−②
				30	N90			ダボ 仕上げ床用根太の落とし込み	△−②
				38	N125				

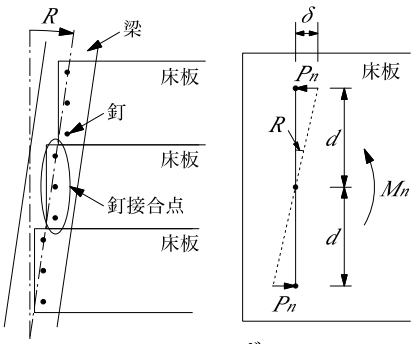


図 3.6.1-1　釘接合部の抵抗メカニズム

3.6.1.1　理論式

①面材張り床水平構面の詳細計算法

木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2008 年版）[1] に記載されている面材張り床水平構面の詳細計算法による考え方で理論式を誘導することが可能である。ただし、伝統的構法に用いられる小幅板を用いた床構面においては、構造用合板とは異なり板材の縦横比が大きいことから、板 1 枚あたりの Ix<<Iy であるため、一方向のずれ変形が支配的となり、簡易な評価法 [2] によって設計式を誘導することができる。

また、この理論式では、釘 1 本あたりの一面せん断性能（剛性と耐力）が必要不可欠であり、これは実験によって得られる値である。実施済みの実験については、3.6.4 に記載した。

②面材の継ぎ目に沿ってせん断キーで補強した水平構面のせん断剛性と降伏耐力の予測式

村上らによって面材の継ぎ目に沿ってせん断キーで補強した水平構面のせん断剛性と降伏耐力の予測式 [3] が提案されている。実験値として、釘 1 本あたりの一面せん断性能とせん断キー1 ヶ所あたりの一面せん断性能が必要となる。ジベル金物を用いた実験は既往文献に掲載されているため要素実験が実施されているが、ダボや根太の落とし込みのタイプについては要素実験データがないため、評価できない現状である。

文献

1）木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2008 年版）：（財）日本住宅・木材技術センター

2）瀧野敦夫、安曇良治、岡本滋史、中川岳士、渋谷朋典、村上雅英：摩擦による耐力上昇を考慮した伝統的構法に用いる床構面の面内せん断性状の予測式、日本建築学会構造系論文集、No.703、pp.1329-1336、2014.9

3）村上雅英、安曇良治、瀧野敦夫、岡本滋史、中川岳士、車田慎介：面材の継ぎ目に沿ってせん断キーで補強した水平構面のせん断剛性と降伏耐力、日本建築学会構造系論文集、Vol.79、No.702、pp.1137-1146、2014.8

3.6.2　データ収集リスト他

3.6 で対象とした文献と、それに掲載されていた実験の一覧を以下に示す。

表 3.6.2-1　収集した実験の一覧

DB番号	仕様	試験体数	試験体高さ mm	試験体長さ mm	板材			梁・桁		根太			引用文献
					樹種	厚みx幅(mm)	釘	樹種	断面(mm)	樹種	断面(mm)	釘	
①	小幅板直貼り	3	2730	1820	スギ	30x190	N90-3本	スギ	120x240				1) 2)
②	床板+大入れ根太	3	2730	1820	スギ	30x190	N90-3本	スギ	120x240	ヒノキ	45x105@455	N125-1本	2) 3)
③	野地板直貼り	3	2730	1820	スギ	15x240	N45-3本	スギ	120x240				2) 3)
④	床板+大入れ根太	3	2730	1820	スギ	30x190	N90-3本	スギ	120x240	ヒノキ	45x105@455	N125-1本	4)
⑤	床板+大入れ根太	3	2730	1820	スギ	30x190	N90-3本	スギ	120x240	ヒノキ	45x105@455	N125-1本	4)
⑥	根太+床板	3	2730	1820	スギ	30x190	N90-3本	スギ	120x240	スギ	60x90@606	N150-1本	2)
⑦	垂木+野地板	3	2730	1820	スギ	15x240	N45-3本	スギ	120x240	スギ	60x60@455	N125-1本	2)
⑧	仕上げ床用根太による拘束型	3	2730	1820	スギ	30x190	N90-3本	スギ	120x240	ヒノキ	90x30@303	N65-2本	2)
⑨	仕上げ床用根太による拘束型（落とし込み）	3	2730	3640	スギ	30x190	N90-3本	スギ	120x240	ヒノキ	60x60@910	N125-3本	2)
⑩	ダボによる拘束型	3	2730	3640	スギ	30x190	N90-3本	スギ	120x240	ダボ：カシ（φ30）			2)

文献

1）瀧野敦夫、安曇良治、岡本滋史、中川岳士、渋谷朋典、村上雅英：摩擦による耐力上昇を考慮した伝統的構法に用いる床構面の面内せん断性状の予測式、日本建築学会構造系論文集、No.703、pp.1329-1336、2014.9

2）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）瀧野敦夫、中川岳士、村上雅英：伝統的構法に用いる床構面の面内せん断性能に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.69-70、2012.9

4）澤田紗代子、山崎義弘、國分直輝、坂田弘安、五十田博、中川貴文、荒木康弘：様々な荷重分布下における板張り水平構面の面内せん断挙動、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.411-412、2015.9

3.6.3　選別したデータより作成した DB

作成したデータシートと解説を示す。

3.6.3.1　小幅板直貼り仕様

【概要】

板幅が 120～300mm 程度の小幅板を下地材として梁桁材に釘脳天打ちした床構面である。仕上げ用の床のように実部分から釘を斜め打ちして留め付けるような仕上げ用の床構面は、対象外である。また、床構面は壁などの鉛直構面と異なり建物により大きさが異なるため、壁のように実験結果を直接設計用データとして用いることができない。よって、要素試験結果から力学モデルを介して設計で対象とする床構面の性能を推定することができる計算モデルが必要となる。さらに、小幅板を用いた床構面の面内せん断耐力は構造用合板を用いた床構面などと比べて非常に低いため、床板の抵抗耐力に比べて周辺軸組の抵抗モーメントが無視できないほど大きくなる。そのため、実験結果はできる限り周辺軸組のみの実験結果を踏まえて軸組の影響を除去した結果を示すようにしている。

【力の伝達方法】

小幅板を用いた床構面では板幅が非常に小さいことから、板の長手方向へのずれ変形が支配的となり、釘接合点においての主として長手方向への釘のせん断力による偶力によって抵抗モーメントが生じる。大変形領域では板間の摩擦力が増大し、摩擦力による耐力上昇が見られるが、乾燥収縮により板間に隙間が生じやすいこと、床構面には大変形領域の性能が特に必要ではないことから摩擦力による耐力上昇はここでは考慮しない。

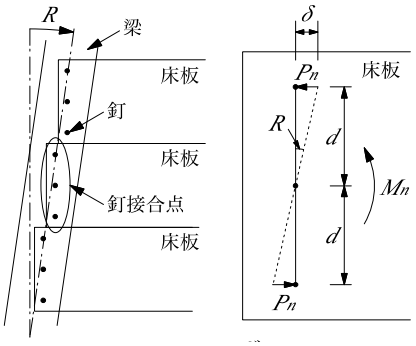


図 3.6.3-1　小幅板直貼り仕様の床構面のモデル化の例

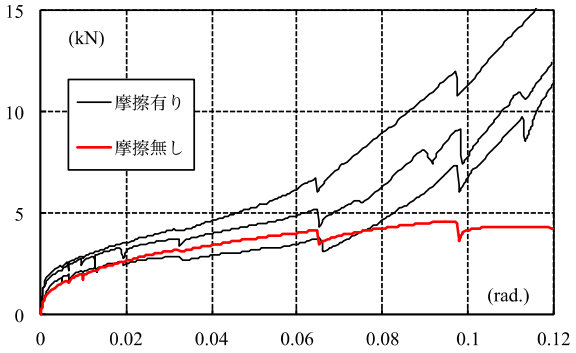


図 3.6.3-2　床構面のせん断性能における摩擦の有無による比較

【設計における考え方と適用範囲】

小幅板を用いる床構面の初期剛性と降伏耐力は非常に小さい。そのため、板材の抵抗モーメントに対して周辺軸組の抵抗モーメントも無視できない程度の剛性と耐力を有しているが、軸組の実験データ（特に弱軸方向の実験データ）は現時点でほとんど存在していないことから、設計値からは除外している。

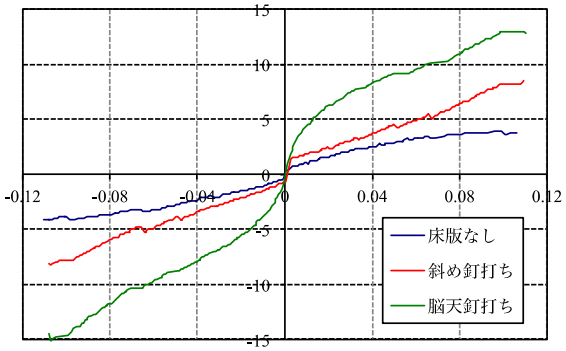


図 3.6.3-3　床構面（床版なし・斜め釘打ち・脳天釘打ち）のせん断加力試験の比較

①小幅板直張り

●姿図･寸法

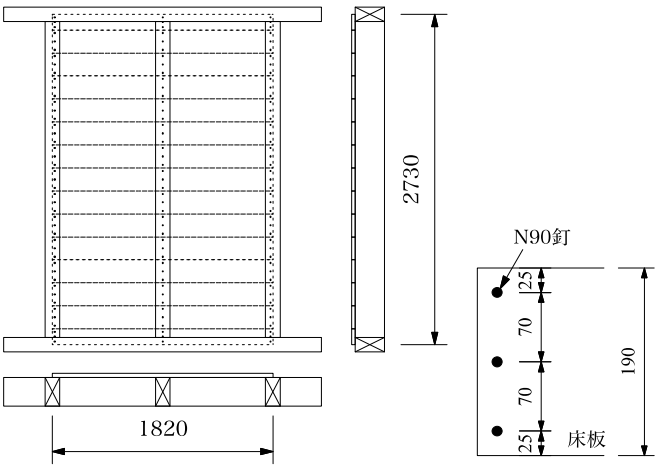


図　床構面試験体

【使用材料】

木材：　梁桁材：スギ、断面寸法 120×240mm

　　板材：t=30mm、働き巾 190mm、長さ 1820mm、本実加工有り（スギ）

接合具：釘は、N90 釘を 1 箇所あたり 3 本用いている（釘ピッチは 70mm）。

仕口接合：仕口は腰掛け蟻継ぎとし、四隅の仕口にはビス留めホールダウン金物を使用。

●適用条件

板幅が 120～300mm 程度の小幅板を床下地材として梁桁材に釘を脳天打ちした床構面の設計に用いる。板幅が大きくなり、いずれかの釘配列 2 次モーメント（（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」参照）が無視できない程度に大きくなる場合には適用できない。なお、釘は板の幅方向に対して対称となるように配置する。

●概要

スギ小幅板を梁桁材に釘で脳天打ちした床構面の面内せん断性能を求める試験である。本仕様では、床板を梁桁材に直貼りした場合の面内せん断性能を検証している。

●接合具

N90・・・JIS A 5508　鉄丸くぎ

●理論式

＜1. 完全バイリニア型＞

床面全体の回転剛性と回転モーメントは次式により評価することができる[1)]。

床面全体の回転剛性(kNm/rad.)　$$K_{F\theta} = 2 \cdot k_n \cdot d^2 \cdot N \tag{1}$$

床面全体の回転モーメント(kNm)　$$M_{Fa} = 2 \cdot P_{na} \cdot d \cdot N \tag{2}$$

ここで、kn：床板−梁桁間の釘接合部 1 本当たりの初期剛性

Pna：床板−梁桁間の釘接合部 1 本当たりのせん断耐力

N：床面全体の床板と根太・梁との釘接合点の総数（釘接合点：下図に示すように床板と根太・梁との交差部で釘により接合されている部位を表し、偶力モーメントが生じる釘の組み合わせとなる接合点の個数とする。）

$$N = \left(\frac{L_y}{p} + 1 \right) \left(\frac{L_x}{w} \right) \tag{3}$$

d ：釘接合点の釘の間隔（下図参照）

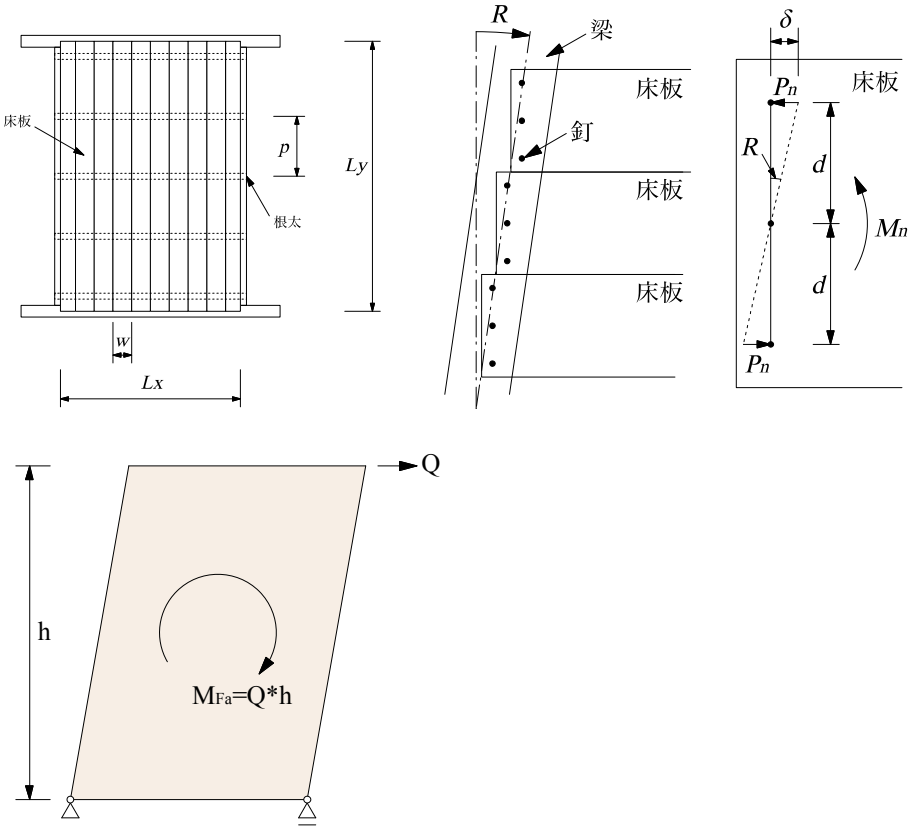


図　記号の定義および抵抗メカニズム

文献

1）摩擦による耐力上昇を考慮した伝統的構法に用いる床構面の面内せん断性状の予測式：瀧野敦夫、安曇良治、岡本滋史、中川岳士、渋谷朋典、村上雅英、日本建築学会構造系論文集、No.703、pp.1329-1336、2014.9

表 1　床板−梁桁間の釘接合部 1 本当たりの初期剛性およびせん断耐力

床板・野地板の種類	梁・桁・根太・垂木の種類	釘の種類	初期剛性 kn（ｋＮ／ｍ）	せん断耐力 Pna（ｋＮ）
スギ／厚み 15mm	スギ	N45	837.8	0.44
スギ／厚み 24mm	スギ	Ｎ75	689.1	0.67
スギ／厚み 30mm	スギ	Ｎ90	1251.1	0.80
スギ／厚み 38mm	スギ	Ｎ125	1332.6	1.07
スギ／厚み 24mm	ベイマツ	Ｎ75	786.6	0.97
スギ／厚み 30mm	ベイマツ	Ｎ90	1066.0	1.06
スギ／厚み 38mm	ベイマツ	Ｎ125	1492.9	1.39
ヒノキ／厚み 30mm	スギ	Ｎ90	1668.7	0.94
ヒノキ／厚み 30mm	ベイマツ	Ｎ90	1786.5	1.39

＜2. 包絡線型＞

＜1. 完全バイリニア型＞と考え方は全く同様で、用いる床板−梁桁間の釘接合部 1 本当たりの特性値を生の実験データを用いることで床面全体の特性値を推定することができる。具体的には、式（2）の Pna に表 2 の値を用い、対応するせん断変形角は釘のせん断変形量を釘間距離 d で除して求める（式（4）参照）。

$$R=\frac{\delta}{d} \tag{4}$$

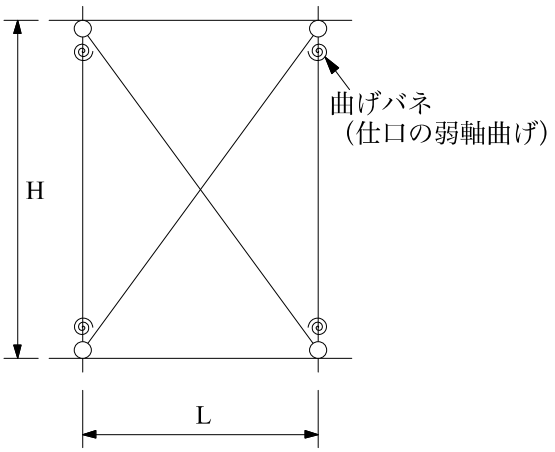
表 2　床板－根太･野地板－垂木間の釘接合部 1 本当たりのたりのせん断力－滑り関係の包絡線データ

釘の種類	N45	N75	N90	N125	N75	N90	N125	N90	N90
板樹種 厚さ	スギ 15mm	スギ 24mm	スギ 30mm	スギ 38mm	スギ 24mm	スギ 30mm	スギ 38mm	ヒノキ 30mm	ヒノキ 30mm
根太・垂木 樹種	スギ	スギ	スギ	スギ	ベイマツ	ベイマツ	ベイマツ	スギ	ベイマツ
変位 mm	荷重 N	荷重 N	荷重 N	荷重 N	荷重 N	荷重 N	荷重 N	荷重 N	荷重 N
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.2	330.1	300.8	514.8	479.1	430.9	592.1	657.3	563.5	874.6
0.4	411.2	461.4	701.8	819.8	623.3	793.2	1002.6	834.2	1144.0
0.6	450.9	535.1	769.8	944.2	739.6	905.4	1168.1	954.5	1308.5
0.8	486.0	608.7	837.8	1068.5	831.3	997.3	1331.1	1056.5	1428.3
1	504.9	675.8	905.2	1158.8	898.5	1066.0	1428.6	1112.5	1517.1
1.2	523.8	718.0	937.1	1224.2	949.0	1121.1	1517.2	1166.5	1588.1
1.4	542.7	760.3	969.0	1289.5	999.5	1176.2	1605.8	1200.9	1659.1
1.6	556.4	801.0	1000.9	1332.2	1042.8	1220.2	1645.3	1235.2	1707.8
1.8	566.6	834.1	1032.8	1371.2	1069.8	1248.5	1684.9	1261.4	1750.4
2	576.8	867.3	1064.7	1398.9	1096.1	1275.8	1724.4	1279.4	1792.8
3	627.8	955.2	1144.8	1531.2	1215.3	1412.3	1898.1	1369.4	2004.9
4	659.1	1043.1	1224.8	1611.8	1307.7	1521.6	2071.8	1421.2	2151.3
6	702.3	1090.2	1301.4	1692.5	1478.9	1703.1	2243.4	1524.8	2391.0
8	700.5	1137.3	1374.2	1737.1	1586.8	1836.4	2415.0	1494.8	2484.0
10	689.7	1142.9	1389.3	1744.2	1693.2	1925.7	2410.3	1458.7	2500.5
12	679.0	1148.5	1404.4	1751.3	1799.7	2015.0	2405.6	1422.7	2517.0

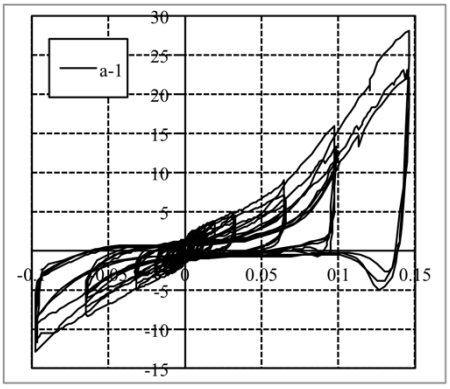
●モデル化

等価モデル:

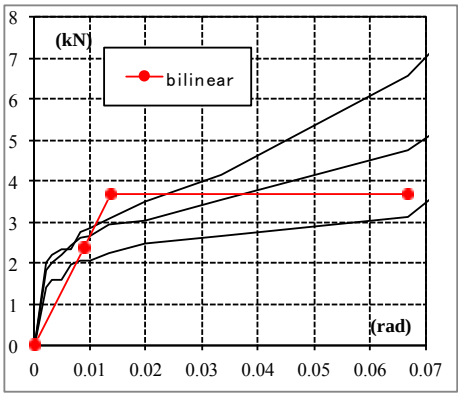
床構面のせん断剛性を等価たすきブレースの軸剛性に置換する



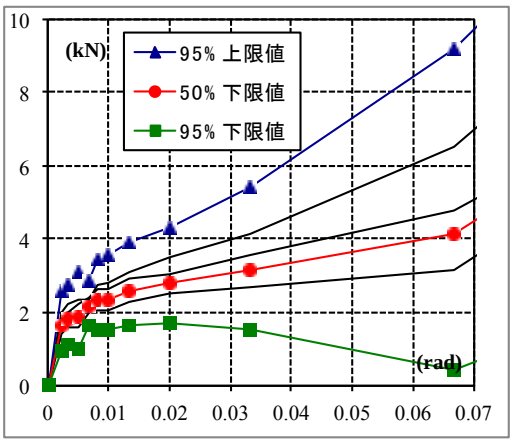
●荷重変形



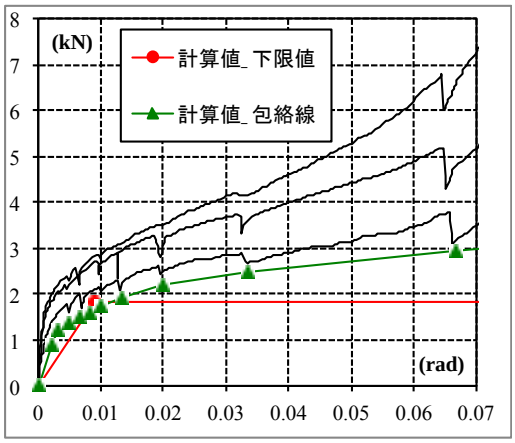
【全データ】



【正側包絡線（軸組の結果を除去）】



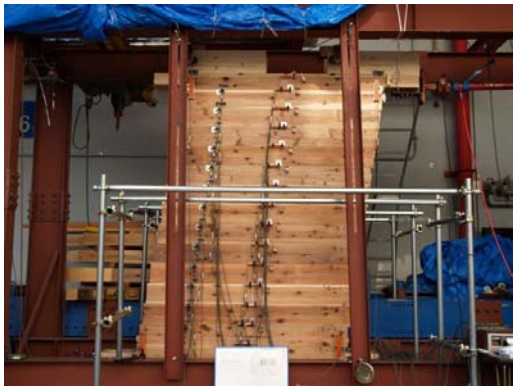
【代表点（軸組の結果を除去）】



【理論値との比較（軸組の結果を除去）】

●破壊性状

載荷の早い段階から板と板とのずれ変形が生じ始め、ずれ変形の増大に伴い荷重が緩やかに上昇する。また、1/15rad 以降の荷重増大は板間の摩擦が原因である。



●特性値（軸組の結果を除去して算出）

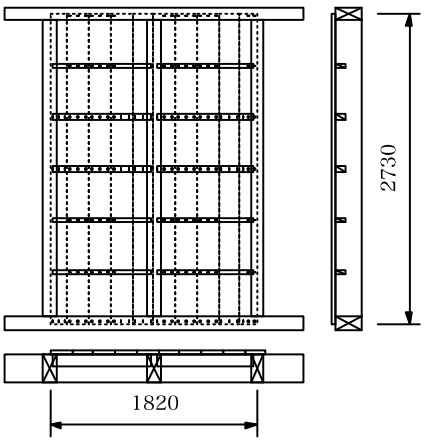
試験体名称	Py (kN)	0.2Pu/Ds (kN)	2/3Pmax (kN)	P(1/120) (kN)	K (kN/rad)	Pu (kN)	Pmax (kN)	γ y (rad)	γ v (rad)	γ u (rad)	μ	Ds
a-1-1	2.09	1.87	2.52	2.06	238.9	3.03	3.78	0.009	0.013	0.067	5.27	0.32
a-1-2	3.19	2.25	4.55	2.75	221.8	5.20	6.82	0.014	0.023	0.067	2.84	0.46
a-1-3	2.58	2.52	3.44	2.62	325.0	4.05	5.17	0.008	0.012	0.067	5.35	0.32
試験体数	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
平均値	2.62	2.22	3.50	2.48	261.9	4.09	5.25	0.010	0.016	0.067	4.49	0.37
最大値	3.19	2.52	4.55	2.75	325.0	5.20	6.82	0.014	0.023	0.067	5.35	0.46
最小値	2.09	1.87	2.52	2.06	221.8	3.03	3.78	0.008	0.012	0.067	2.84	0.32
変動係数	0.17	0.12	0.24	0.12	0.17	0.22	0.24	0.28	0.32	0.00	0.26	0.18
95%上限値	4.04	3.06	6.12	3.42	404.16	6.90	9.18	0.02	0.03	0.07	8.15	0.58
50%下限値	2.41	2.09	3.11	2.33	240.62	3.68	4.67	0.01	0.01	0.07	3.94	0.34
95%下限値	1.21	1.37	0.89	1.53	119.61	1.29	1.33	0.00	0.00	0.07	0.82	0.16

注：K剛性、Py 降伏耐力、Pmax 最大耐力、Pu 終局耐力、γv 降伏点変形角、γu 終局変形角

試験体名称	特定変形角時のP(kN)										
	450	300	200	150	120	100	75	50	30	15	10
	0.0022	0.0033	0.005	0.0067	0.0083	0.01	0.0133	0.02	0.0333	0.0667	0.1
a-1-1	1.40	1.61	1.59	1.99	2.06	2.08	2.26	2.50	2.68	3.13	6.75
a-1-2	2.02	2.22	2.34	2.34	2.75	2.83	3.10	3.50	4.17	6.55	11.25
a-1-3	1.82	2.01	2.22	2.42	2.62	2.66	2.94	3.06	3.56	4.77	7.82
試験体数	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
平均値	1.75	1.95	2.05	2.25	2.48	2.52	2.77	3.02	3.47	4.82	8.61
最大値	2.02	2.22	2.34	2.42	2.75	2.83	3.10	3.50	4.17	6.55	11.25
最小値	1.40	1.61	1.59	1.99	2.06	2.08	2.26	2.50	2.68	3.13	6.75
変動係数	0.147	0.131	0.161	0.083	0.121	0.127	0.131	0.137	0.176	0.289	0.223
95%上限値	2.56	2.75	3.09	2.84	3.42	3.54	3.91	4.32	5.39	9.22	14.65
50%下限値	1.63	1.83	1.90	2.16	2.33	2.37	2.60	2.82	3.18	4.16	7.70
95%下限値	0.94	1.15	1.01	1.66	1.53	1.51	1.62	1.72	1.55	0.42	2.56

②床板+大入れ根太（E-ディフェンス仕様）No.1

●姿図・寸法



【使用材料】

木材： 梁桁材：スギ、断面寸法 120×240mm

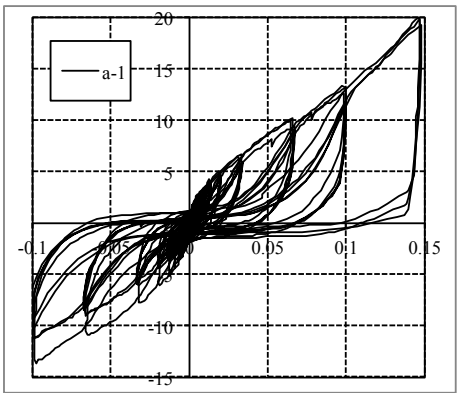
大入れ根太：ヒノキ、□-45×105mm@455mm、N125 の釘を脳天から斜め打ちにて梁に固定している。

板材：t=30mm、働き巾 190mm、長さ 2730、本実加工有り（スギ）

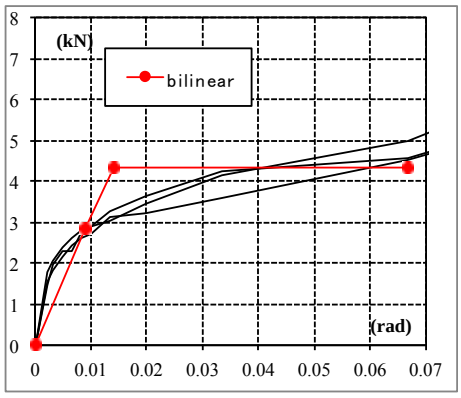
接合具：釘は、N90 釘を 1 箇所あたり 3 本用いている（釘ピッチは 70mm）。

仕口接合：仕口は腰掛け蟻継ぎとし、四隅の仕口にはビス留めホールダウン金物を使用。

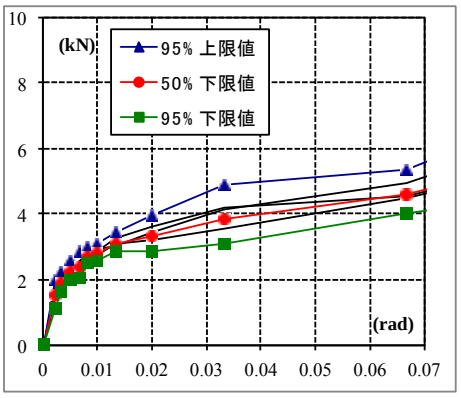
●荷重変形



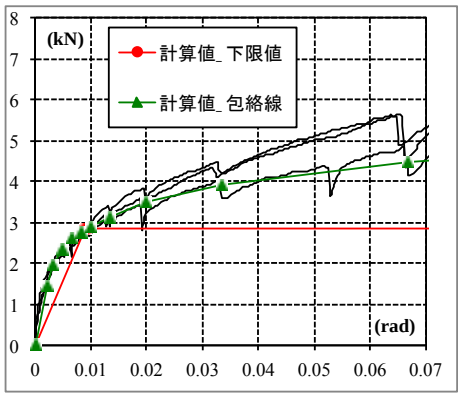
【全データ】



【正側包絡線（軸組の結果を除去）】



【代表点（軸組の結果を除去）】



【理論値との比較（軸組の結果を除去）】

●破壊性状

載荷の早い段階から板と板とのずれ変形が生じ始め、ずれ変形の増大に伴い荷重が緩やかに上昇する。また、1/15rad 以降の荷重増大は板間の摩擦が原因である。

●特性値（軸組の結果を除去して算出）

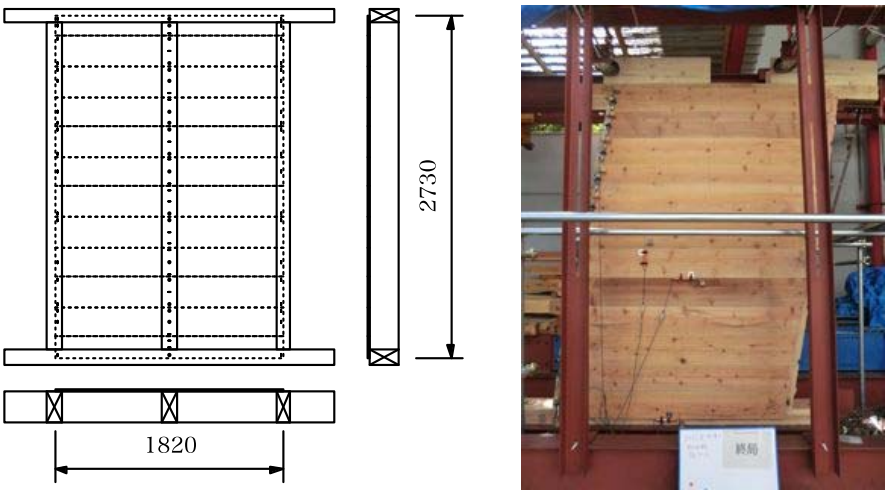
試験体名称	Py (kN)	0.2Pu/Ds (kN)	2/3Pmax (kN)	P(1/120) (kN)	K (kN/rad)	Pu (kN)	Pmax (kN)	γ y (rad)	γ v (rad)	γ u (rad)	μ	Ds
a-1-1	2.82	2.39	3.26	2.64	293.9	4.07	4.88	0.010	0.014	0.067	4.82	0.34
a-1-2	2.77	2.70	3.74	2.77	332.3	4.59	5.61	0.008	0.014	0.067	4.83	0.34
a-1-3	3.08	2.54	3.77	2.83	290.2	4.74	5.65	0.011	0.016	0.067	4.08	0.37
試験体数	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
平均値	2.89	2.54	3.59	2.74	305.5	4.46	5.38	0.010	0.015	0.067	4.58	0.35
最大値	3.08	2.70	3.77	2.83	332.3	4.74	5.65	0.011	0.016	0.067	4.83	0.37
最小値	2.77	2.39	3.26	2.64	290.2	4.07	4.88	0.008	0.014	0.067	4.08	0.34
変動係数	0.05	0.05	0.07	0.03	0.06	0.06	0.07	0.10	0.08	0.00	0.08	0.05
95%上限値	3.32	2.94	4.33	2.99	365.54	5.37	6.50	0.01	0.02	0.07	5.68	0.40
50%下限値	2.83	2.48	3.48	2.71	296.47	4.33	5.22	0.01	0.01	0.07	4.41	0.34
95%下限値	2.47	2.14	2.84	2.50	245.36	3.56	4.27	0.01	0.01	0.07	3.48	0.30

注：K剛性、Py 降伏耐力、Pmax 最大耐力、Pu 終局耐力、γv 降伏点変形角、γu 終局変形角

試験体名称	特定変形角時のP(kN)										
	450	300	200	150	120	100	75	50	30	15	10
	0.0022	0.0033	0.005	0.0067	0.0083	0.01	0.0133	0.02	0.0333	0.0667	0.1
a-1-1	1.53	1.84	2.17	2.44	2.64	2.73	3.12	3.20	3.59	4.52	5.84
a-1-2	1.45	1.95	2.31	2.30	2.77	2.92	3.05	3.47	4.16	4.98	6.82
a-1-3	1.77	2.07	2.39	2.61	2.83	2.89	3.26	3.62	4.22	4.56	5.93
試験体数	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
平均値	1.58	1.95	2.29	2.45	2.74	2.85	3.15	3.43	3.99	4.69	6.20
最大値	1.77	2.07	2.39	2.61	2.83	2.92	3.26	3.62	4.22	4.98	6.82
最小値	1.45	1.84	2.17	2.30	2.64	2.73	3.05	3.20	3.59	4.52	5.84
変動係数	0.086	0.048	0.040	0.051	0.028	0.029	0.028	0.050	0.072	0.045	0.071
95%上限値	2.01	2.24	2.58	2.84	2.99	3.10	3.42	3.97	4.89	5.35	7.58
50%下限値	1.52	1.91	2.24	2.39	2.71	2.81	3.10	3.35	3.86	4.59	5.99
95%下限値	1.15	1.66	2.00	2.06	2.50	2.59	2.87	2.89	3.09	4.02	4.81

③野地板直張り仕様＞

●姿図・寸法



【使用材料】

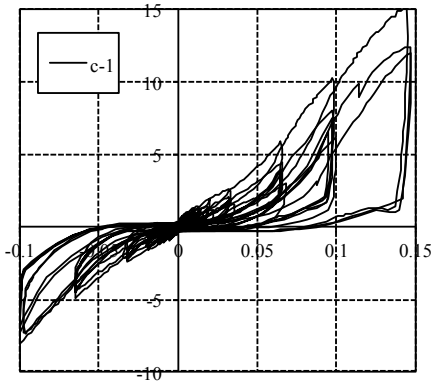
木材： 梁桁材：スギ、断面寸法 120×240mm

板材（野地板仕様）：t=15mm、巾 240mm、長さ 1820（スギ）

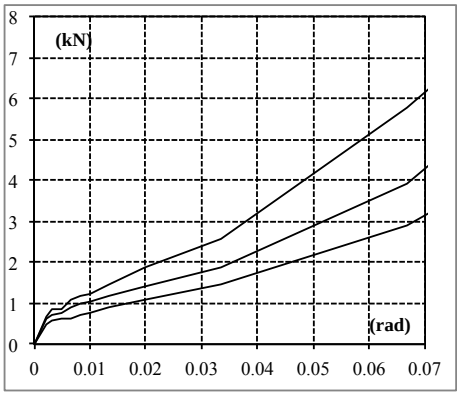
接合具：釘は、N45 釘を 1 箇所あたり 3 本用いている（釘ピッチは 95mm）。

仕口接合：仕口は腰掛け蟻継ぎとし、四隅の仕口にはビス留めホールダウン金物を使用。

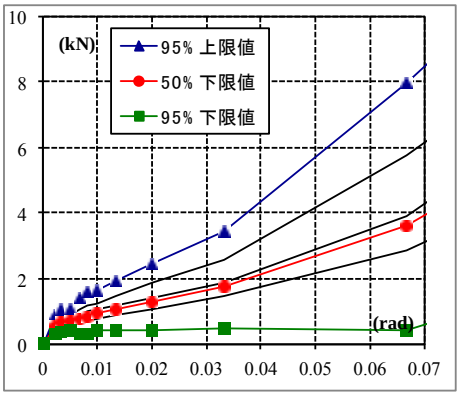
●荷重変形



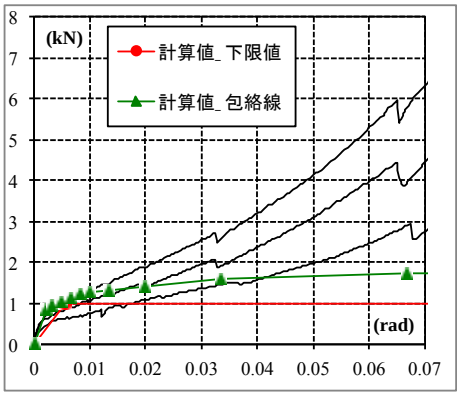
【全データ】



【正側包絡線（軸組の結果を除去）】



【代表点（軸組の結果を除去）】



【理論値との比較（軸組の結果を除去）】

●破壊性状

載荷の早い段階から板と板とのずれ変形が生じ始め、ずれ変形の増大に伴い荷重が緩やかに上昇する。また、1/15rad 以降の荷重増大は板間の摩擦が原因である。

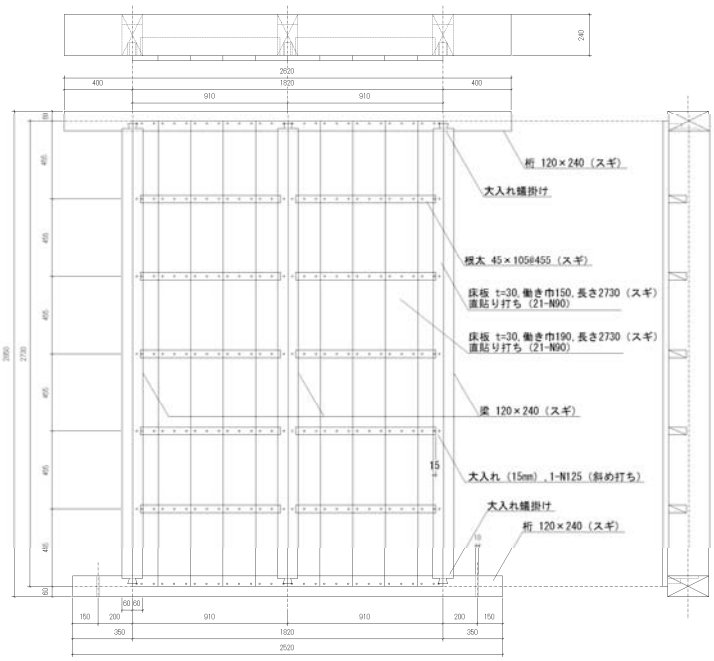
●特性値（軸組の結果を除去して算出）

※二次剛性の上昇により、完全弾塑性近似による特性値を計算できなかったため、割愛した。

	特定変形角時のP(kN)										
試験体名称	450	300	200	150	120	100	75	50	30	15	10
	0.0022	0.0033	0.005	0.0067	0.0083	0.01	0.0133	0.02	0.0333	0.0667	0.1
a-1-1	0.65	0.72	0.79	0.91	0.99	1.05	1.19	1.41	1.90	3.91	7.71
a-1-2	0.48	0.57	0.63	0.65	0.70	0.77	0.88	1.09	1.46	2.89	5.44
a-1-3	0.68	0.84	0.88	1.07	1.20	1.25	1.46	1.88	2.59	5.77	9.69
試験体数	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
平均値	0.60	0.71	0.77	0.88	0.96	1.02	1.18	1.46	1.98	4.19	7.61
最大値	0.68	0.84	0.88	1.07	1.20	1.25	1.46	1.88	2.59	5.77	9.69
最小値	0.48	0.57	0.63	0.65	0.70	0.77	0.88	1.09	1.46	2.89	5.44
変動係数	0.145	0.159	0.131	0.198	0.213	0.192	0.201	0.222	0.235	0.285	0.228
95%上限値	0.88	1.07	1.08	1.42	1.61	1.64	1.92	2.48	3.45	7.95	13.08
50%下限値	0.56	0.66	0.72	0.79	0.87	0.93	1.07	1.31	1.76	3.63	6.80
95%下限値	0.33	0.35	0.45	0.33	0.32	0.40	0.43	0.44	0.52	0.43	2.14

④床板+大入れ根太（E−ディフェンス仕様）No.2

●姿図・寸法



【使用材料】

木材： 梁桁材：スギ、断面寸法 120×240mm

大入れ根太：ヒノキ、□-45×105mm@455mm、N125 の釘を脳天から斜め打ちにて梁に固定している。

板材：t=30mm、働き巾 190mm、長さ 2730、本実加工有り（スギ）

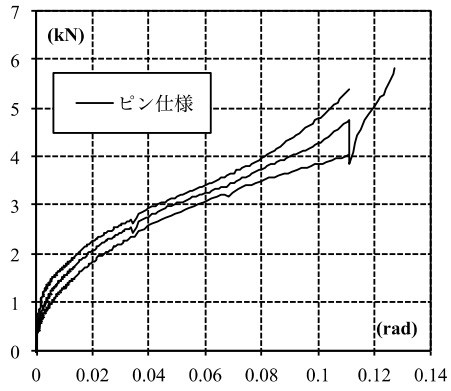
接合具：釘は、N90 釘を 1 箇所あたり 3 本用いている。

仕口接合：仕口には、下記文献を参考に作成した接合部に回転のみ生じるようにしたピン仕様金物を使用した。

文献

1）村上雅英、安曇良治、瀧野敦夫、岡本滋史、中川岳士、車田慎介：面材の継ぎ目に沿ってせん断キーで補強した水平構面のせん断剛性と降伏耐力、日本建築学会構造系論文集、Vol.79、No.702、pp.1137-1146、2014.8

●荷重変形



【全データ】

●破壊性状

変形とともに板間のずれが進行していった。

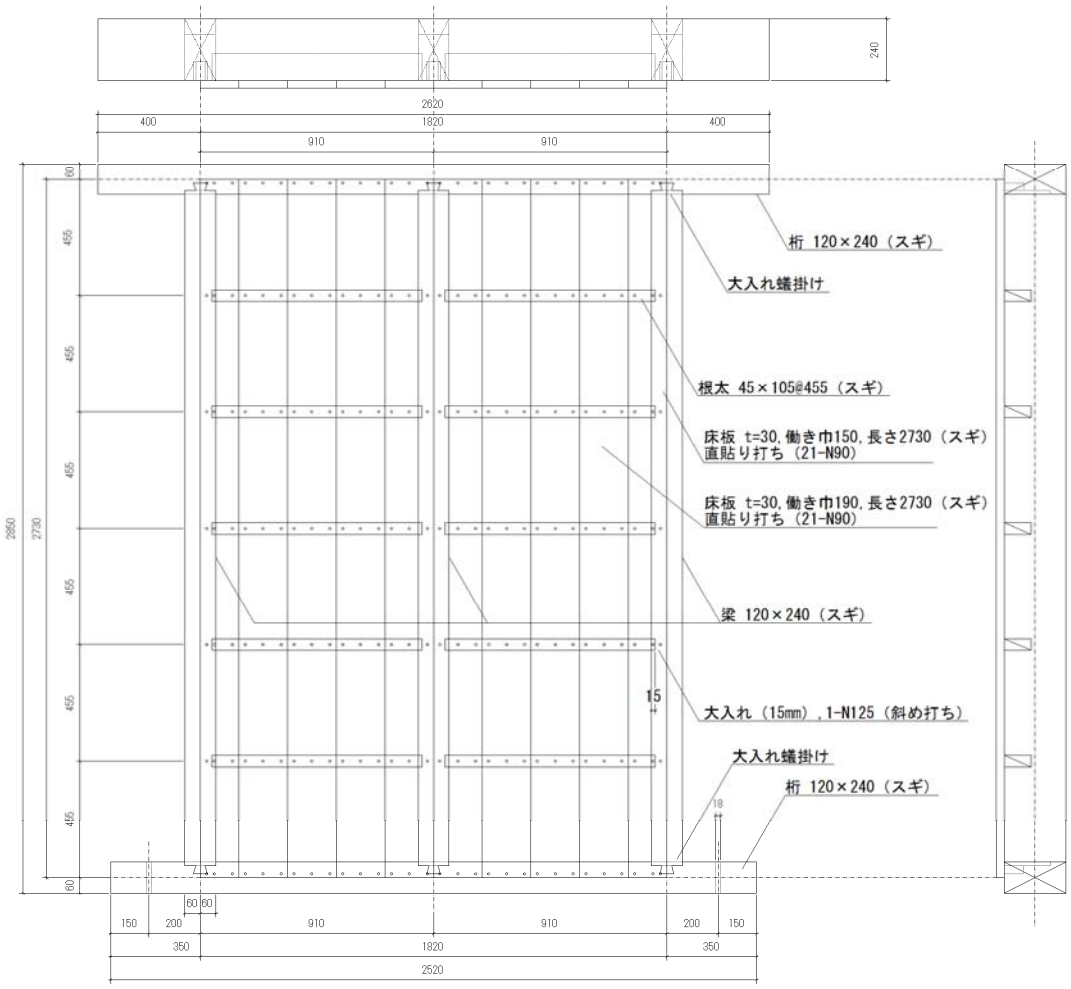
●特性値（軸組の結果を除去して算出）

	P_y	$0.2P_u/D_s$	$2/3\,P_{max}$	$P_{1/120}$	K	P_u	P_{max}	γ_y	γ_v	γ_u	μ	D_s	P_0	床倍率（平均）
	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/rad/m	kN/m	kN/m	rad	rad	rad	-	-	kN/m	-
ピン接合金物-1	0.86	0.62	1.18	0.66	59.9	1.49	1.77	0.012	0.025	0.067	2.69	0.48	0.62	0.32
ピン接合金物-2	0.95	0.86	1.31	0.91	97.3	1.62	1.97	0.006	0.017	0.067	4.01	0.38	0.86	0.44 (0.38)
ピン接合金物-3	0.91	0.73	1.24	0.79	75.1	1.56	1.86	0.009	0.021	0.067	3.20	0.43	0.73	0.37

注：K剛性、Py 降伏耐力、Pmax 最大耐力、Pu 終局耐力、γv 降伏点変形角、γu 終局変形角

⑤床板+大入れ根太（E-ディフェンス仕様）No.3

●姿図・寸法



【使用材料】

木材： 梁桁材：スギ、断面寸法：120×240mm

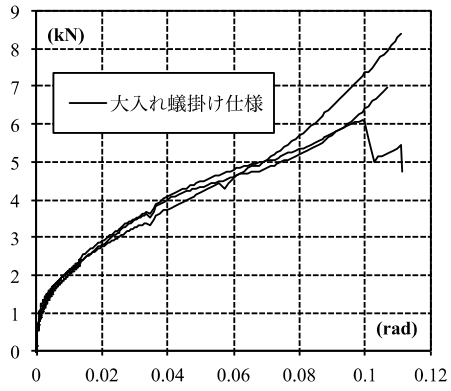
大入れ根太：ヒノキ、□-45×105mm@455mm、N125 の釘を脳天から斜め打ちにて梁に固定している。

板材：t=30mm、働き巾 190mm、長さ 2730、本実加工有り（スギ）

接合具：釘は、N90 釘を 1 箇所あたり 3 本用いている。

仕口接合：仕口は腰掛け蟻継ぎとしている。

●荷重変形



【全データ】

●破壊性状

変形とともに板間のずれが進行していった。

●特性値（軸組の結果を除去して算出）

	P_y kN/m	$0.2P_u/D_s$ kN/m	$2/3\,P_{max}$ kN/m	$P_{1/120}$ kN/m	K kN/rad/m	P_u kN/m	P_{max} kN/m	γ_y rad	γ_v rad	γ_u rad	μ -	D_s -	P_0 kN/m	床倍率（平均） -
蟻掛け仕口-1	1.22	1.00	1.80	1.09	104.2	2.14	2.70	0.010	0.021	0.067	3.91	0.38	1.00	0.51
蟻掛け仕口-2	1.26	0.96	1.74	1.03	93.4	2.26	2.60	0.011	0.024	0.067	3.91	0.38	0.96	0.49 (0.51)
蟻掛け仕口-3	1.27	1.03	1.81	1.10	102.9	2.30	2.72	0.010	0.022	0.067	3.91	0.38	1.03	0.52

注：K剛性、Py 降伏耐力、Pmax 最大耐力、Pu 終局耐力、γv 降伏点変形角、γu 終局変形角

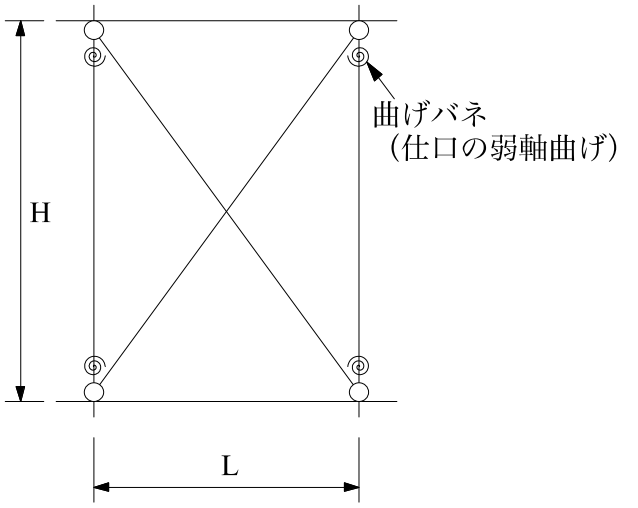
【解説】

○構造システムと施工の注意点

施工の際は、定められた釘のピッチを遵守すること、釘頭を過度にめり込ませないことが重要である。

○解析モデル

解析モデルとしては、軸組材接合部は梁桁仕口の弱軸曲げに対する曲げバネを考え、床板の剛性は等価軸剛性を持つブレースに置換することでモデル化が可能である。



床構面のモデル化

○設計用データ

設計値に用いる床板−根太・野地板−垂木間の釘接合部 1 本当たりの初期剛性とせん断耐力の詳細については、3.6.5 に示す。

3.6.3.2　小幅板+転ばし根太仕様

【概要】

板幅が 120～300mm 程度の小幅板を下地材として用い、梁桁材との間に根太を用いた床構面である。仕上げ用の床のように実部分から釘を斜め打ちして留め付けるような仕上げ用の床構面は、対象外である。また、床構面は壁などの鉛直構面と異なり建物により大きさが異なるため、壁のように実験結果を直接設計用データとして用いることができない。よって、要素試験結果から力学モデルを介して設計で対象とする床構面の性能を推定することができる計算モデルが必要となる。さらに、小幅板を用いた床構面の面内せん断耐力は構造用合板を用いた床構面などと比べて非常に低いため、床板の抵抗耐力に比べて周辺軸組の抵抗モーメントが無視できないほど大きくなる。そのため、実験結果はできる限り周辺軸組のみの実験結果を踏まえて軸組の影響を除去した結果を示すようにしている。

【力の伝達方法】

小幅板を用いた床構面では板幅が非常に小さいことから、板の長手方向へのずれ変形が支配的となり、釘接合点においての主として長手方向への釘のせん断力による偶力によって抵抗モーメントが生じる。大変形領域では板間の摩擦力が増大し、摩擦力による耐力上昇が見られるが、乾燥収縮により板間に隙間が生じやすいこと、床構面には大変形領域の性能が特に必要ではないことから摩擦力による耐力上昇はここでは考慮しない。

また、床板と根太と梁桁材とは直列的につながっているため、床構面全体の変形には転ばし根太のせん断変形が含まれる。転ばし根太のせん断変形を含んだ床構面のせん断変形については、「木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2008 年版）」の「4.4　面材張り床水平構面の詳細計算法」に準じて算出することができる。

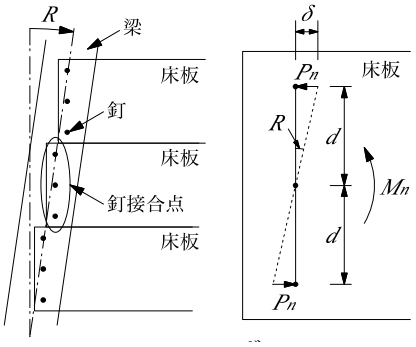


図 3.6.3-4　小幅板直貼り仕様の床構面のモデル化の例

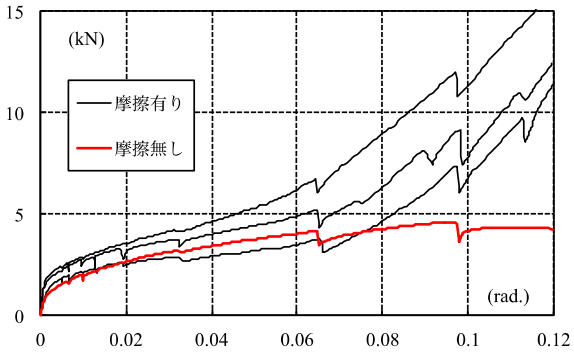


図 3.6.3-5　床構面のせん断性能における摩擦の有無による比較

【設計における考え方と適用範囲】

小幅板を用いる床構面の初期剛性と降伏耐力は非常に小さい。そのため、板材の抵抗モーメントに対して周辺軸組の抵抗モーメントも無視できない程度の剛性と耐力を有しているが、軸組の特に弱軸方向の実験データは現時点でほとんど存在していないことから、設計値からは除外している。

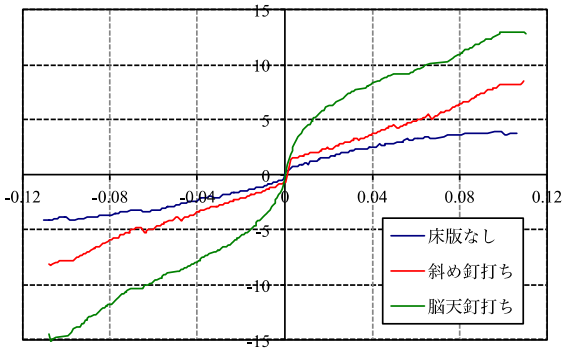


図 3.6.3-6　床構面（床版なし・斜め釘打ち・脳天釘打ち）のせん断加力試験の比較

⑥根太+床板仕様

●姿図･寸法

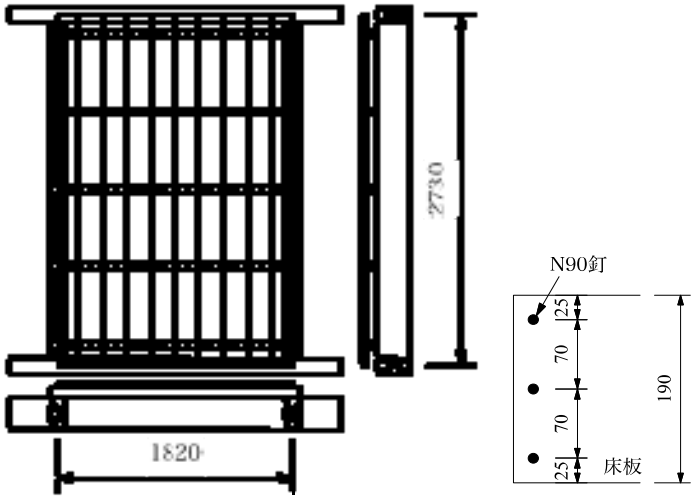


図　床構面試験体

【使用材料】

木材：　梁桁材：スギ、断面寸法 120×240mm

板材：t=30mm、働き巾 190mm、長さ 1820、本実加工有り（スギ）

根太：スギ、断面寸法：60×90@606（N150-1 本脳天打ち）

接合具：釘は、N90 釘を 1 箇所あたり 3 本用いている（釘ピッチは 70mm）。根太は両端の梁上に載せて、N150 釘を 1 本脳天打ちにより留めつけている。

仕口接合：仕口は腰掛け蟻継ぎとし、四隅の仕口にはビス留めホールダウン金物を使用。

●適用条件

板幅が 120～300mm 程度の小幅板を床下地材として梁桁材に釘を脳天打ちした床構面の設計に用いる。板幅が大きくなり、いずれかの釘配列 2 次モーメント（（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」参照）が無視できない程度に大きくなる場合には適用できない。なお、釘は板の幅方向に対して対称となるように配置する。

また、根太と梁との接合が弱いと梁−根太接合部で先に破壊するため、大変形に至るまで十分に耐えうる接合が必要となる。

●概要

梁桁材に根太を釘で脳天打ちし、その根太の上にスギ小幅板を留めつけた床構面の面内せん断性能を求める試験である。

●接合具

N90・・・JIS A 5508　鉄丸くぎ

N150・・・JIS A 5508　鉄丸くぎ

●理論式

床面全体の回転剛性と回転モーメントは次式により評価することができる[1)]。

床面全体の回転剛性(kNm/rad.)　$$K_{F\theta} = 2 \cdot \alpha \cdot k_n \cdot d^2 \cdot N \quad (1)$$

床面全体の回転モーメント(kNm)　$$M_{Fa} = 2 \cdot P_{na} \cdot d \cdot N \quad (2)$$

ここで、α：床水平構面全体の面内せん断変形に対する床板と根太の釘接合点間の回転による床板面全体の見かけのせん断変形の割合[2)]

床板直張りと床板＋落とし込み根太の場合はα=1.0

床板＋転ばし根太の場合はα=0.9（根太－桁接合部の変形が生じるため）

kn：床板−根太・野地板−垂木間の釘接合部 1 本当たりの初期剛性

Pna：床板−根太・野地板−垂木間の釘接合部 1 本当たりのせん断耐力

N：床面全体の床板と根太・梁との釘接合点の総数（釘接合点：下図に示すように床板と根太・梁との交差部で釘により接合されている部位を表し、偶力モーメントが生じる釘の組み合わせとなる接合点の個数とする。）

$$N = \left(\frac{L_y}{p} + 1\right)\left(\frac{L_x}{w}\right) \quad (3)$$

d：釘接合点の釘の間隔（下図参照）

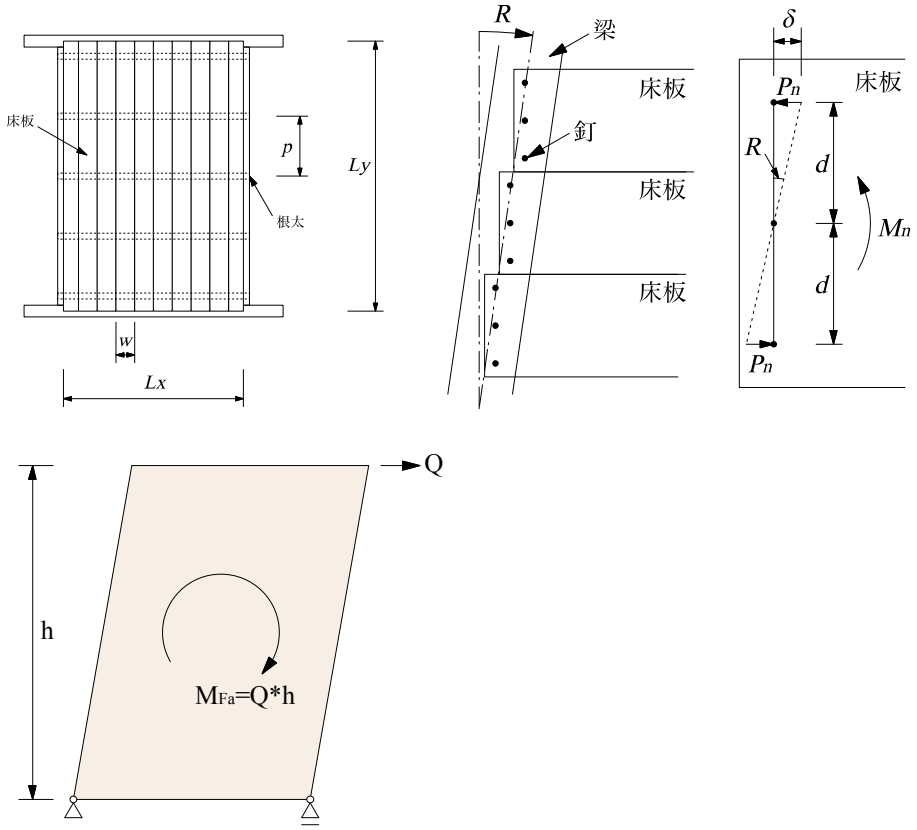


図　記号の定義および抵抗メカニズム

文献

1）摩擦による耐力上昇を考慮した伝統的構法に用いる床構面の面内せん断性状の予測式：瀧野敦夫、安曇良治、岡本滋史、中川岳士、渋谷朋典、村上雅英、日本建築学会構造系論文集、査読有、No.703、pp.1329-1336、2014.9

2）財団法人　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（2008 年版）、2009.6

表 1　床板–梁桁間の釘接合部 1 本当たりの初期剛性およびせん断耐力

床板・野地板の種類	梁・桁・根太・垂木の種類	釘の種類	初期剛性 kn（ｋＮ／ｍ）	せん断耐力 Pna（ｋＮ）
スギ／厚み 15mm	スギ	N45	837.8	0.44
スギ／厚み 24mm	スギ	Ｎ75	689.1	0.67
スギ／厚み 30mm	スギ	Ｎ90	1251.1	0.80
スギ／厚み 38mm	スギ	Ｎ125	1332.6	1.07
スギ／厚み 24mm	ベイマツ	Ｎ75	786.6	0.97
スギ／厚み 30mm	ベイマツ	Ｎ90	1066.0	1.06
スギ／厚み 38mm	ベイマツ	Ｎ125	1492.9	1.39
ヒノキ／厚み 30mm	スギ	Ｎ90	1668.7	0.94
ヒノキ／厚み 30mm	ベイマツ	Ｎ90	1786.5	1.39

＜2. 包絡線型＞

＜1. 完全バイリニア型＞と考え方は全く同様で、用いる床板–梁桁間の釘接合部 1 本当たりの特性値を生の実験データを用いることで床面全体の特性値を推定することができる。具体的には、式（2）の Pna に表 2 の値を用い、対応するせん断変形角は釘のせん断変形量を釘間距離 d で除して求める（式（4）参照）。

$$R=\frac{\delta}{d} \tag{4}$$

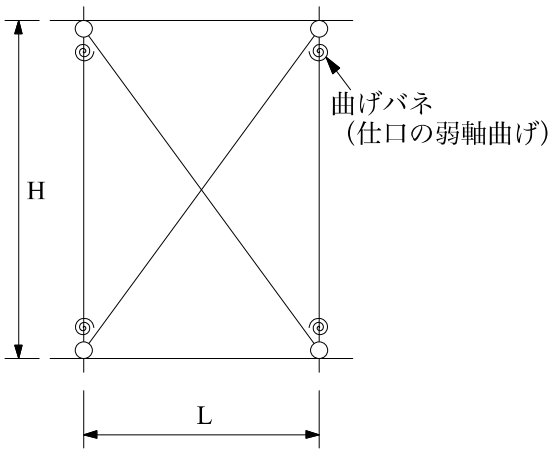
表２　床板－根太・野地板－垂木間の釘接合部１本当たりのたりのせん断力－滑り関係の包絡線データ

釘の種類	N45	N75	N90	N125	N75	N90	N125	N90	N90
板樹種 厚さ	スギ 15mm	スギ 24mm	スギ 30mm	スギ 38mm	スギ 24mm	スギ 30mm	スギ 38mm	ヒノキ 30mm	ヒノキ 30mm
根太・垂木 樹種	スギ	スギ	スギ	スギ	ベイマツ	ベイマツ	ベイマツ	スギ	ベイマツ
変位 mm	荷重 N	荷重 N	荷重 N	荷重 N	荷重 N	荷重 N	荷重 N	荷重 N	荷重 N
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.2	330.1	300.8	514.8	479.1	430.9	592.1	657.3	563.5	874.6
0.4	411.2	461.4	701.8	819.8	623.3	793.2	1002.6	834.2	1144.0
0.6	450.9	535.1	769.8	944.2	739.6	905.4	1168.1	954.5	1308.5
0.8	486.0	608.7	837.8	1068.5	831.3	997.3	1331.1	1056.5	1428.3
1	504.9	675.8	905.2	1158.8	898.5	1066.0	1428.6	1112.5	1517.1
1.2	523.8	718.0	937.1	1224.2	949.0	1121.1	1517.2	1166.5	1588.1
1.4	542.7	760.3	969.0	1289.5	999.5	1176.2	1605.8	1200.9	1659.1
1.6	556.4	801.0	1000.9	1332.2	1042.8	1220.2	1645.3	1235.2	1707.8
1.8	566.6	834.1	1032.8	1371.2	1069.8	1248.5	1684.9	1261.4	1750.4
2	576.8	867.3	1064.7	1398.9	1096.1	1275.8	1724.4	1279.4	1792.8
3	627.8	955.2	1144.8	1531.2	1215.3	1412.3	1898.1	1369.4	2004.9
4	659.1	1043.1	1224.8	1611.8	1307.7	1521.6	2071.8	1421.2	2151.3
6	702.3	1090.2	1301.4	1692.5	1478.9	1703.1	2243.4	1524.8	2391.0
8	700.5	1137.3	1374.2	1737.1	1586.8	1836.4	2415.0	1494.8	2484.0
10	689.7	1142.9	1389.3	1744.2	1693.2	1925.7	2410.3	1458.7	2500.5
12	679.0	1148.5	1404.4	1751.3	1799.7	2015.0	2405.6	1422.7	2517.0

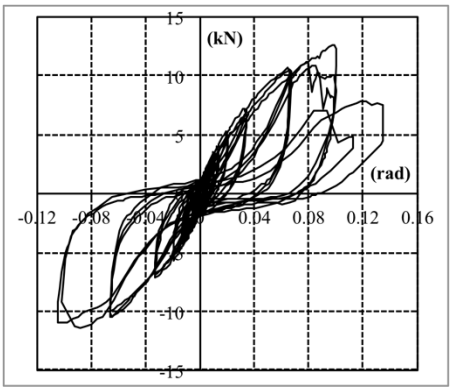
●モデル化

等価モデル:

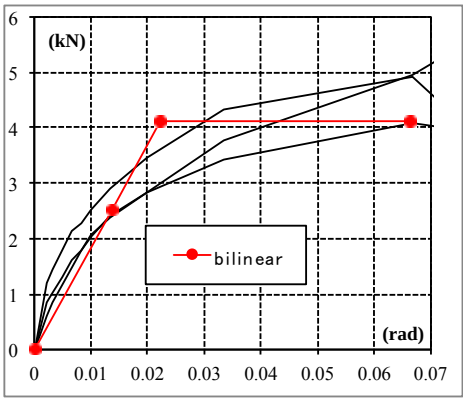
床構面のせん断剛性を等価たすきブレースの軸剛性に置換する



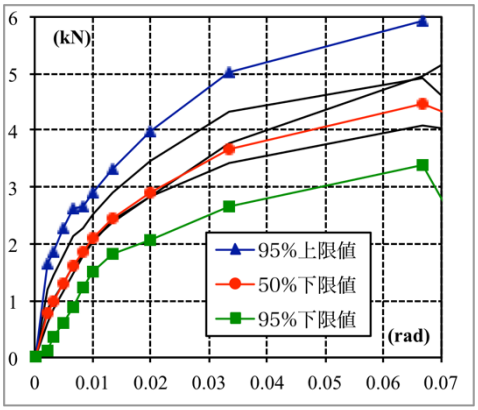
●荷重変形



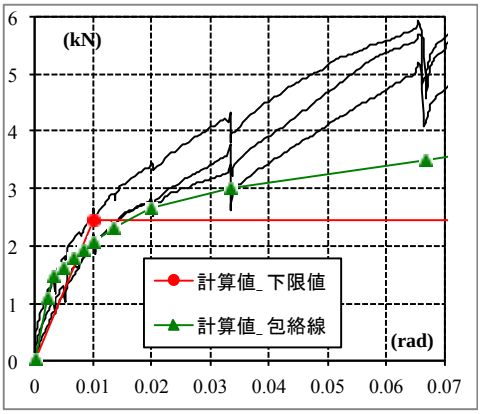
【全データ】



【正側包絡線(軸組の結果を除去)】



【代表点(軸組の結果を除去)】



【理論値との比較(軸組の結果を除去)】

●破壊性状

変形角の小さい段階では板のずれ変形が卓越し、根太のせん断変形はほとんど見られなかったが、変形が進むにつれて根太のせん断変形が大きくなり、写真に示すようように 1/10rad 前後で根太–桁接合部が完全に破壊し、終局状態を迎えた。

●特性値（軸組の結果を除去して算出）

試験体名称	Py (kN)	0.2Pu/Ds (kN)	2/3Pmax (kN)	P(1/120) (kN)	K (kN/rad)	Pu (kN)	Pmax (kN)	γy (rad)	γv (rad)	γu (rad)	μ	Ds
b-2-1	4.49	2.82	6.68	2.65	245.8	8.04	10.01	0.018	0.033	0.067	2.04	0.57
b-2-2	4.81	2.81	7.02	2.66	230.9	9.07	10.53	0.021	0.039	0.067	1.70	0.65
b-2-3	5.32	3.15	7.16	3.14	270.1	9.25	10.74	0.020	0.034	0.067	1.95	0.59
試験体数	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
平均値	4.87	2.93	6.95	2.82	248.9	8.79	10.43	0.020	0.035	0.067	1.89	0.60
最大値	5.32	3.15	7.16	3.14	270.1	9.25	10.74	0.021	0.039	0.067	2.04	0.65
最小値	4.49	2.81	6.68	2.65	230.9	8.04	10.01	0.018	0.033	0.067	1.70	0.57
変動係数	0.07	0.05	0.03	0.08	0.06	0.06	0.03	0.05	0.08	0.00	0.08	0.05
95%上限値	5.95	3.42	7.59	3.53	299.81	10.47	11.39	0.02	0.04	0.07	2.35	0.70
50%下限値	4.71	2.85	6.86	2.71	241.30	8.53	10.28	0.02	0.03	0.07	1.83	0.59
95%下限値	3.79	2.43	6.31	2.10	198.00	7.10	9.47	0.02	0.03	0.07	1.44	0.50

注：K剛性、Py 降伏耐力、Pmax 最大耐力、Pu 終局耐力、γv 降伏点変形角、γu 終局変形角

試験体名称	特定変形角時のP(kN)										
	450	300	200	150	120	100	75	50	30	15	10
	0.0022	0.0033	0.005	0.0067	0.0083	0.01	0.0133	0.02	0.0333	0.0667	0.1
b-2-1	1.07	1.42	1.84	2.24	2.65	3.01	3.64	4.72	6.32	9.00	6.91
b-2-2	1.31	1.58	1.99	2.37	2.66	3.03	3.63	4.73	6.69	9.86	11.67
b-2-3	1.66	1.98	2.46	2.88	3.14	3.49	4.14	5.37	7.23	9.84	7.38
試験体数	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
平均値	1.35	1.66	2.09	2.50	2.82	3.17	3.80	4.94	6.75	9.57	8.65
最大値	1.66	1.98	2.46	2.88	3.14	3.49	4.14	5.37	7.23	9.86	11.67
最小値	1.07	1.42	1.84	2.24	2.65	3.01	3.63	4.72	6.32	9.00	6.91
変動係数	0.180	0.143	0.127	0.111	0.081	0.070	0.062	0.062	0.055	0.042	0.248
95%上限値	2.11	2.41	2.93	3.37	3.53	3.87	4.55	5.90	7.92	10.84	15.41
50%下限値	1.23	1.55	1.97	2.37	2.71	3.07	3.69	4.80	6.57	9.38	7.64
95%下限値	0.58	0.92	1.26	1.62	2.10	2.48	3.06	3.98	5.57	8.30	1.90

⑦垂木+野地板仕様

●姿図・寸法

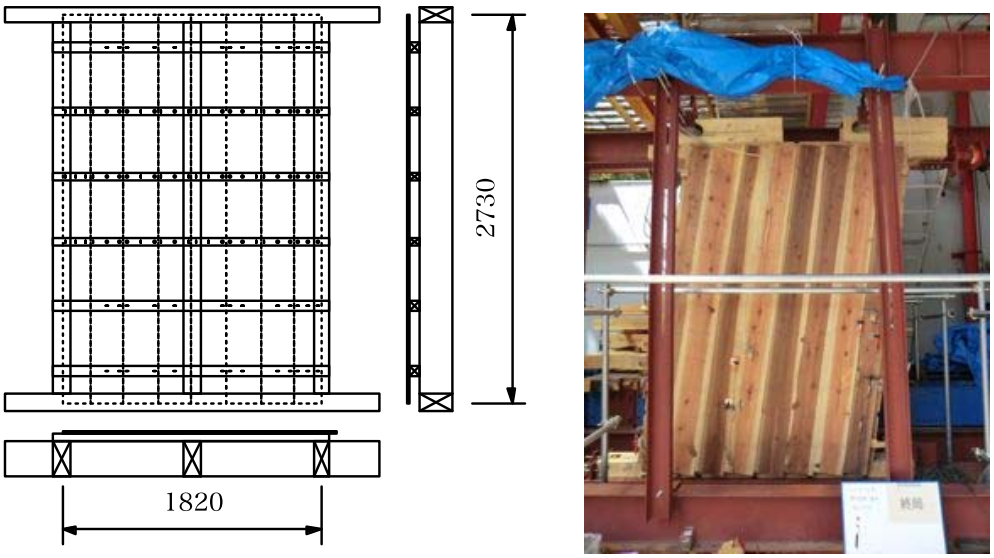


図　床構面試験体

【使用材料】

木材：　梁桁材：スギ、断面寸法 120×240mm

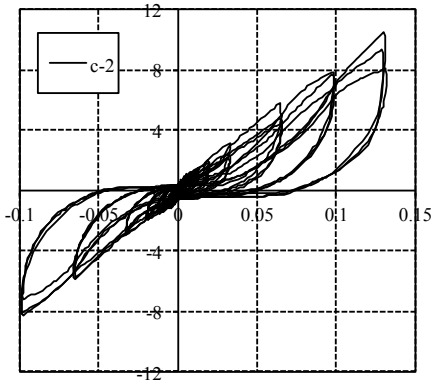
板材（野地板仕様）：t=15mm、巾 240mm、長さ 1820（スギ）

垂木：スギ、断面寸法 60×60@455（N125-1 本脳天打ち）

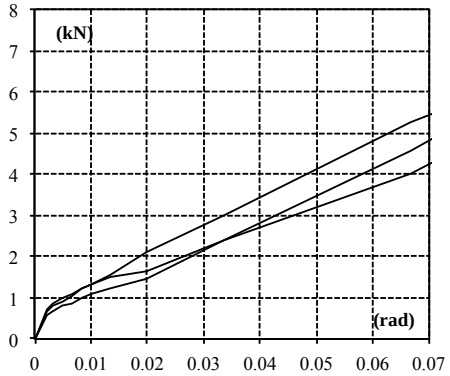
接合具：釘は、N45 釘を 1 箇所あたり 3 本用いている（釘ピッチは 95mm）。垂木は両端の梁上に載せて、N125 釘を 1 本脳天打ちにより留めつけている。

仕口接合：仕口は腰掛け蟻継ぎとし、四隅の仕口にはビス留めホールダウン金物を使用。

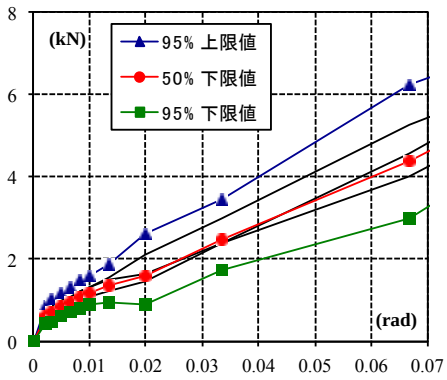
●荷重変形



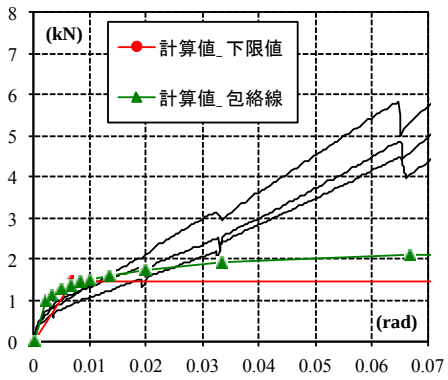
【全データ】



【正側包絡線（軸組の結果を除去）】



【代表点（軸組の結果を除去）】



【理論値との比較（軸組の結果を除去）】

●破壊性状

板と板とのずれ変形および垂木−桁接合部のせん断変形が見られたが、終局時まで垂木−桁接合部が完全に破壊することはなかった。

●特性値（軸組の結果を除去して算出）

※二次剛性の上昇により、完全弾塑性近似による特性値を計算できなかったため、割愛した。

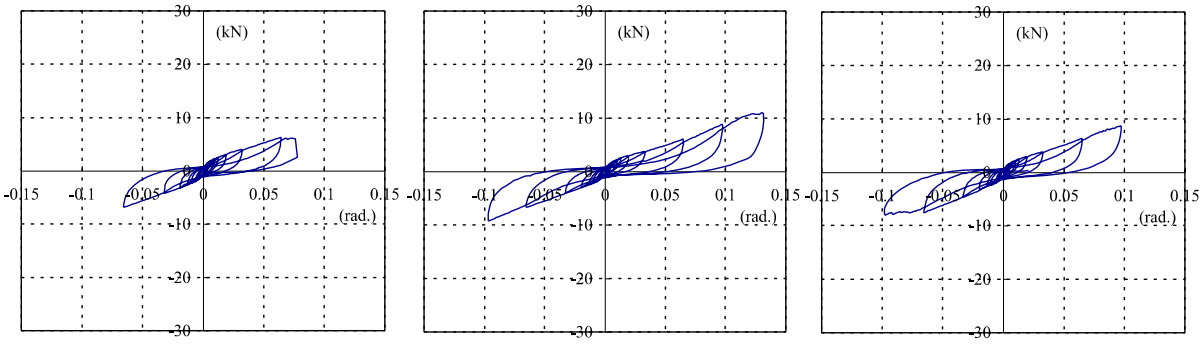
試験体名称	特定変形角時のP(kN)										
	450	300	200	150	120	100	75	50	30	15	10
	0.0022	0.0033	0.005	0.0067	0.0083	0.01	0.0133	0.02	0.0333	0.0667	0.1
a-1-1	0.67	0.81	0.92	1.06	1.21	1.32	1.57	2.12	2.97	5.28	7.01
a-1-2	0.56	0.66	0.79	0.88	0.99	1.08	1.22	1.48	2.39	4.01	6.38
a-1-3	0.73	0.87	1.00	1.11	1.24	1.31	1.49	1.65	2.41	4.56	7.11
試験体数	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
平均値	0.65	0.78	0.90	1.02	1.15	1.24	1.43	1.75	2.59	4.62	6.83
最大値	0.73	0.87	1.00	1.11	1.24	1.32	1.57	2.12	2.97	5.28	7.11
最小値	0.56	0.66	0.79	0.88	0.99	1.08	1.22	1.48	2.39	4.01	6.38
変動係数	0.109	0.114	0.097	0.099	0.097	0.090	0.103	0.156	0.104	0.113	0.047
95%上限値	0.88	1.06	1.18	1.33	1.50	1.59	1.89	2.60	3.44	6.26	7.85
50%下限値	0.62	0.74	0.86	0.97	1.10	1.18	1.36	1.62	2.46	4.37	6.68
95%下限値	0.43	0.50	0.63	0.70	0.80	0.89	0.96	0.89	1.74	2.98	5.82

【解説】

○構造システムと施工の注意点

施工の際は、定められた釘のピッチを遵守すること、釘頭を過度にめり込ませないことが重要である。

梁桁に根太を留めつけるための釘をパラメータにした実験では、釘接合が弱い場合に大変形に至る前に根太−梁桁接合部で先行破壊を起こすことがわかっているので、注意が必要である。下記に示した実験は、本 DB で掲載した床構面の試験体において、根太−梁桁接合部の釘を N150 脳天打ちに対して、N125 脳天打ち、N75-2 本斜め打ちにしたものを比較した結果である。



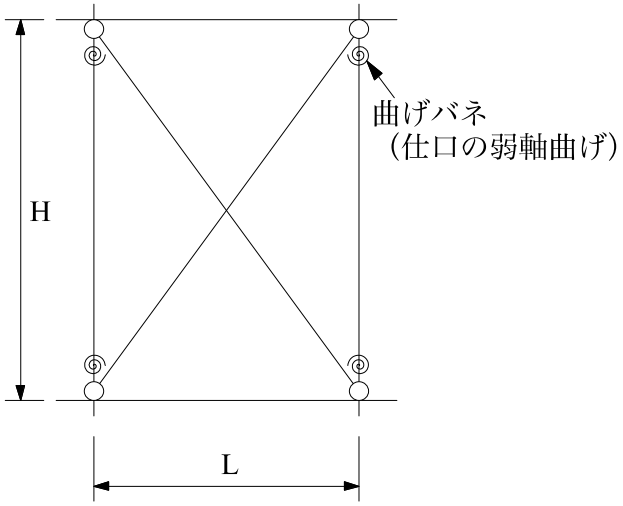
【(b)-1：N125-1】　【(b)-2：N150-1】　【(b)-3：N75-2】

【(b)-1：N125-1】　【(b)-2：N150-1】　【(b)-3：N75-2】

図 3.6.3-7　根太−梁桁接合における釘接合をパラメータとして実験

〇解析モデル

解析モデルとしては、軸組材接合部は回転抵抗不要なピン接合でよく、床板は等価軸剛性を持つブレースに置換することでモデル化が可能である。



床構面のモデル化

〇設計用データ

設計値に用いる床板–根太・野地板–垂木間の釘接合部 1 本当たりの初期剛性とせん断耐力の詳細については、3.6.5 に示す。

3.6.3.3　半剛床仕様

【概要】

板幅が 120～300mm 程度の小幅板を下地材として梁桁材に釘脳天打ちした床構面である。仕上げ用の床のように実部分から釘を斜め打ちして留め付けるような仕上げ用の床構面は、対象外である。また、床板間のずれ変形を拘束することで、拘束用の留め具のないタイプよりも初期剛性と耐力の向上を意図したものである。

【力の伝達方法】

小幅板を用いた床構面では板幅が非常に小さいことから、板の長手方向へのずれ変形が支配的となるが、このずれ変形を拘束するための留め具を併用した床構面試験体である。具体的には、仕上げ床用の根太を用いたものや、床板間にダボを用いた床構面である。

【設計における考え方と適用範囲】

現段階では床板間のせん断キーの一面せん断性能のデータがないため、理論式により算出することができない。そこで、実験データは床倍率換算して示す。

⑧仕上げ床用根太による拘束型

●姿図･寸法

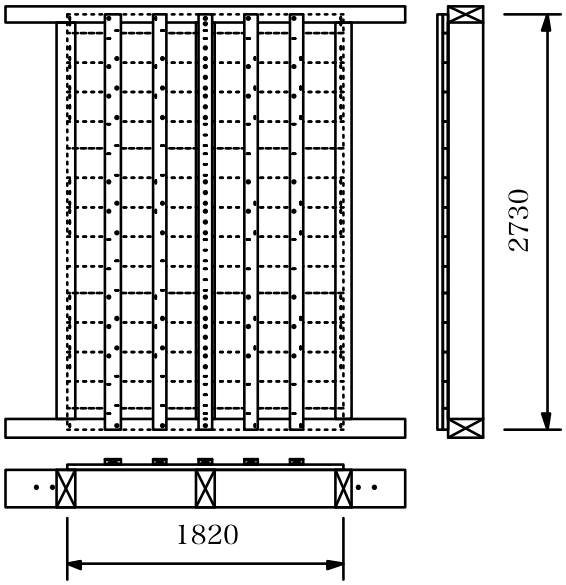


図　床構面試験体

【使用材料】

木材：　梁桁材：スギ、断面寸法：120×240mm

板材：t=30mm、働き巾 190mm、長さ 1820、本実加工有り（スギ）

仕上げ用根太：ヒノキ、□-90×30@303

接合具：床板に用いた釘は、N90 釘を 1 箇所あたり 3 本用いている（釘ピッチは 70mm）。

仕上げ用根太に用いた釘は、梁上では N125、その他では N65 を用いている。

仕口接合：仕口は腰掛け蟻継ぎとし、四隅の仕口にはビス留めホールダウン金物を使用。

●適用条件

板幅が 120～300mm 程度の小幅板を床下地材として梁桁材に釘を脳天打ちした床構面の設計に用いる。板幅が大きくなり、いずれかの釘配列 2 次モーメント（（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」参照）が無視できない程度に大きくなる場合には適用できない。なお、釘は板の幅方向に対して対称となるように配置する。

●概要

スギ小幅板を梁桁材に釘で脳天打ちし、床板のずれ止めに仕上げ用の根太を用いた床構面の面内せん断性能を求める試験である。

●接合具

N65、N90、N125・・・JIS A 5508　鉄丸くぎ

●**理論式** [1)]

全ての床板面材の釘配列は同じとした釘接合による抵抗と、目地のずれのみから算出されたせん断キー接合による抵抗をそれぞれ独立に考え、それらを並列和としたモデルを用いて、次式が導かれる。

$$M = Q \cdot H = \left(k_n \cdot \frac{L}{W} \cdot I_{xyo} + \frac{m \cdot k_s \cdot L^2}{\frac{L}{W} - 1} \right) \cdot R \tag{1}$$

ここで、Q：せん断外力、Ixyo：床板面材 1 枚あたりの釘の配列 2 次モーメント（Ixyo=Ixyo1=Ixyo2、釘の配列 2 次モーメント及び配列係数の添え字「o」は単位床板面材の、添え字「o」のないものは床面全体の諸定数を表す。また添え字 1 は側端部を、添え字 2 はそれ以外の床板面材を表す。）

釘接合点が降伏する時の変形角 Rny は、次式で表される。

$$R_{ny} = \frac{Z_{xyo} \cdot \Delta P_{nv}}{I_{xyo}} \tag{2}$$

ここで、ΔPny：釘の降伏耐力、Zxyo：釘配列係数（Zxyo=Zxyo1=Zxyo2）

各床板面材間のせん断キーに作用するせん断力は全て同じであるため、全てのせん断キーが同時に降伏する。その時の変形角 Rsy は次式で表される。

$$R_{sy} = \left(\frac{1}{W} - \frac{1}{L} \right) \frac{\Delta P_{sv}}{k_s} \tag{3}$$

ここで、ΔPxv：せん断キーの降伏耐力

釘とせん断キーのせん断性状を完全弾塑性とし、降伏耐力と降伏変位をそれぞれ下図のように仮定し、第 1 降伏点を降伏変形角 Ry と定義すると、Ry は次式で表され、Ry を式（1）の R に代入することで降伏耐力が決まる。

$$R_y = \min(R_{ny}, R_{sy}) \tag{4}$$

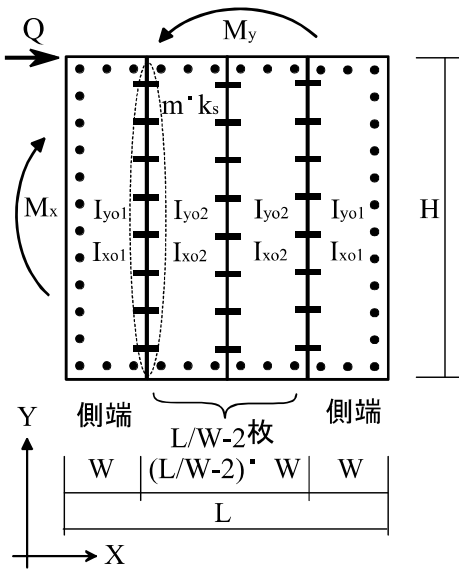


図　L×H の床

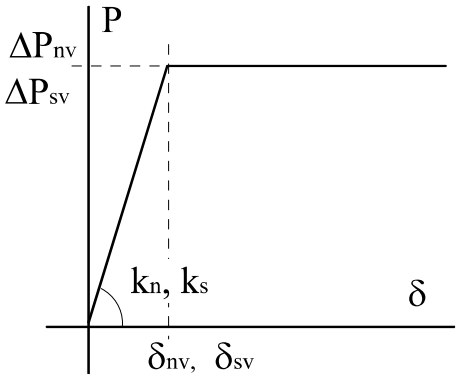


図　釘およびせん断キーのせん断性状

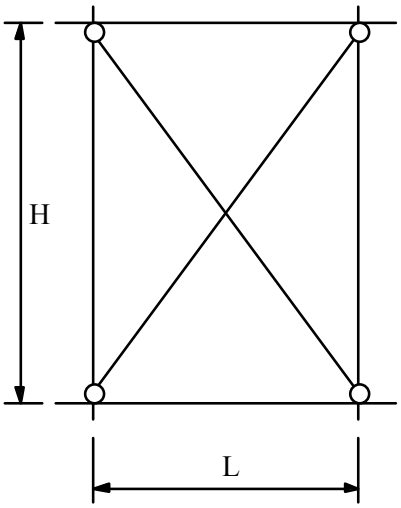
文献

1）村上雅英、安曇良治、瀧野敦夫、岡本滋史、中川岳士、車田慎介：面材の継ぎ目に沿ってせん断キーで補強した水平構面のせん断剛性と降伏耐力、日本建築学会構造系論文集、Vol.79、No.702、pp.1137-1146、2014.8

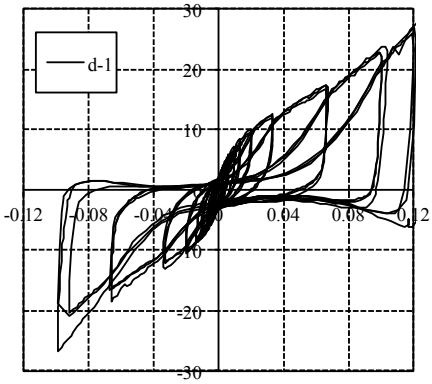
●モデル化

等価モデル:

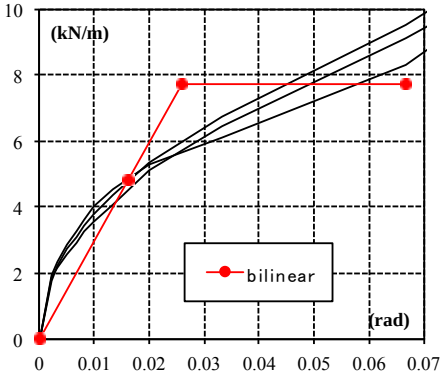
床構面のせん断剛性を等価たすきブレースの軸剛性に置換する



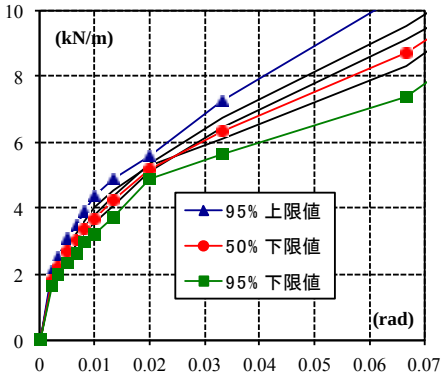
●荷重変形



【全データ】



【正側包絡線】



【代表点】

●破壊性状

1/30～1/15rad の間で、梁間で貫通して釘留めしている中央の仕上げ用根太が繊維方向に割裂破壊した。梁間に配置した仕上げ用根太は終局時まで亀裂が生じておらず、板のずれ止めとしての昨日はほとんど果たしていなかった。

写真　破壊性状

●特性値（軸組の結果を除去して算出）

試験体長さ	1.82	(m)

試験体名称	Py (kN/m)	0.2Pu/Ds (kN/m)	2/3Pmax (kN/m)	P(1/120) (kN/m)	K (kN/m/rad)	Pu (kN/m)	Pmax (kN/m)	γy (rad)	γv (rad)	γu (rad)	μ	Ds
d-1-1	5.02	3.09	6.40	3.42	285.3	7.90	9.60	0.018	0.028	0.067	2.41	0.51
d-1-2	4.77	3.30	6.36	3.63	321.8	7.73	9.54	0.015	0.024	0.067	2.77	0.47
d-1-3	4.82	2.96	6.11	3.28	270.9	7.67	9.16	0.018	0.028	0.067	2.36	0.52
試験体数	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
平均値	4.87	3.11	6.29	3.45	292.7	7.77	9.43	0.017	0.027	0.067	2.51	0.50
最大値	5.02	3.30	6.40	3.63	321.8	7.90	9.60	0.018	0.028	0.067	2.77	0.52
最小値	4.77	2.96	6.11	3.28	270.9	7.67	9.16	0.015	0.024	0.067	2.36	0.47
変動係数	0.02	0.05	0.02	0.04	0.07	0.01	0.02	0.08	0.07	0.00	0.07	0.04
95%上限値	5.22	3.56	6.69	3.90	360.12	8.08	10.04	0.02	0.03	0.07	3.10	0.57
50%下限値	4.82	3.05	6.23	3.38	282.57	7.72	9.34	0.02	0.03	0.07	2.43	0.49
95%下限値	4.52	2.67	5.89	3.00	225.19	7.46	8.83	0.01	0.02	0.07	1.93	0.43

最小値：P0	3.05	(kN/m)

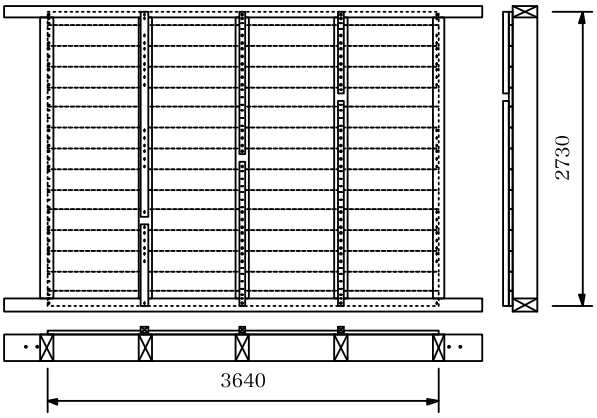
床倍率換算	1.6

注：K剛性、Py 降伏耐力、Pmax 最大耐力、Pu 終局耐力、γv 降伏点変形角、γu 終局変形角

試験体名称	特定変形角時のP(kN/m)										
	450	300	200	150	120	100	75	50	30	15	10
	0.0022	0.0033	0.005	0.0067	0.0083	0.01	0.0133	0.02	0.0333	0.0667	0.1
d-1-1	1.78	2.22	2.73	3.11	3.42	3.77	4.35	5.37	6.76	9.51	12.99
d-1-2	1.95	2.37	2.87	3.25	3.63	4.02	4.56	5.29	6.13	8.29	12.27
d-1-3	1.89	2.17	2.58	2.92	3.28	3.58	4.11	5.10	6.44	9.14	12.20
試験体数	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
平均値	1.87	2.25	2.73	3.09	3.45	3.79	4.34	5.26	6.44	8.98	12.49
最大値	1.95	2.37	2.87	3.25	3.63	4.02	4.56	5.37	6.76	9.51	12.99
最小値	1.78	2.17	2.58	2.92	3.28	3.58	4.11	5.10	6.13	8.29	12.20
変動係数	0.039	0.037	0.043	0.044	0.041	0.048	0.043	0.021	0.040	0.057	0.029
95%上限値	2.11	2.52	3.10	3.53	3.90	4.36	4.92	5.61	7.25	10.59	13.61
50%下限値	1.84	2.21	2.67	3.03	3.38	3.71	4.25	5.20	6.32	8.74	12.32
95%下限値	1.64	1.99	2.36	2.66	3.00	3.22	3.76	4.90	5.63	7.37	11.36

⑨仕上げ床用根太による拘束型（落とし込み）

●姿図・寸法



【使用材料】

木材： 梁桁材：スギ、断面寸法：120×240mm

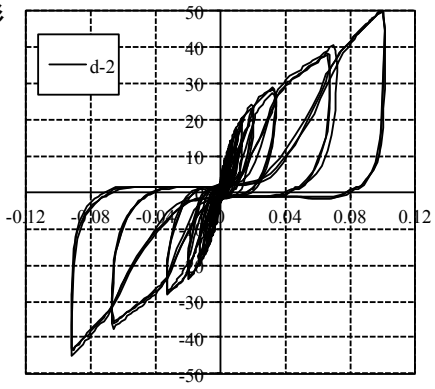
板材：t=30mm、働き巾 190mm、長さ 1820、本実加工有り（スギ）

仕上げ用根太：ヒノキ、□−60×60@910（床板に設けた 15mm の溝に落とし込み、床板を貫通して梁に N125 の釘を用いて留めつけている。）なお、仕上げ用根太には、配線用の通り穴を設けている。

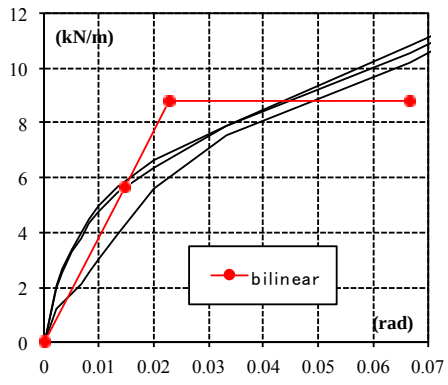
接合具：両端部の釘は、N90 釘を 1 箇所あたり 3 本用いている（釘ピッチは 70mm）。仕上げ用根太のある位置においては、N125 釘を 1 箇所あたり 3 本用いている。

仕口接合：仕口は腰掛け蟻継ぎとし、四隅の仕口にはビス留めホールダウン金物を使用。

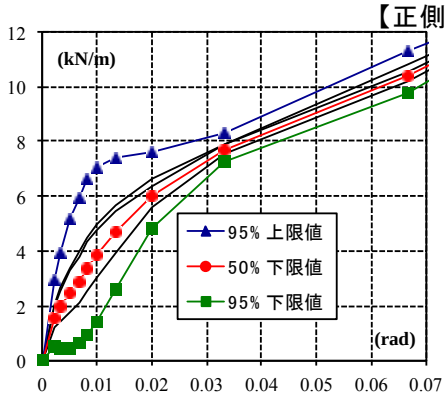
●荷重変形



【全データ】



【正側包絡線】



【代表点】

●破壊性状

変形の進行に伴い、板壁が仕上げ用根太にめり込み変形をしている様子が確認された。

●特性値（軸組の結果を除去して算出）

試験体長さ	3.64	(m)

試験体名称	Py (kN/m)	0.2Pu/Ds (kN/m)	2/3Pmax (kN/m)	P(1/120) (kN/m)	K (kN/m/rad)	Pu (kN/m)	Pmax (kN/m)	γ y (rad)	γ v (rad)	γ u (rad)	μ	Ds
d-1-1	5.48	3.86	7.05	4.32	385.6	8.73	10.57	0.014	0.023	0.067	2.95	0.45
d-1-2	5.68	4.16	7.20	4.51	434.0	8.83	10.80	0.013	0.020	0.067	3.28	0.42
d-1-3	6.17	3.08	6.96	2.52	264.9	9.01	10.44	0.023	0.034	0.067	1.96	0.59
試験体数	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
平均値	5.78	3.70	7.07	3.78	361.5	8.86	10.60	0.017	0.026	0.067	2.73	0.49
最大値	6.17	4.16	7.20	4.51	434.0	9.01	10.80	0.023	0.034	0.067	3.28	0.59
最小値	5.48	3.08	6.96	2.52	264.9	8.73	10.44	0.013	0.020	0.067	1.96	0.42
変動係数	0.05	0.12	0.01	0.24	0.20	0.01	0.01	0.27	0.23	0.00	0.21	0.14
95%上限値	6.69	5.14	7.38	6.61	585.66	9.22	11.08	0.03	0.04	0.07	4.49	0.71
50%下限値	5.64	3.49	7.02	3.36	328.02	8.80	10.53	0.01	0.02	0.07	2.46	0.45
95%下限値	4.87	2.26	6.75	0.95	137.36	8.49	10.13	0.00	0.01	0.07	0.96	0.27

最小値：P0	3.36	(kN/m)

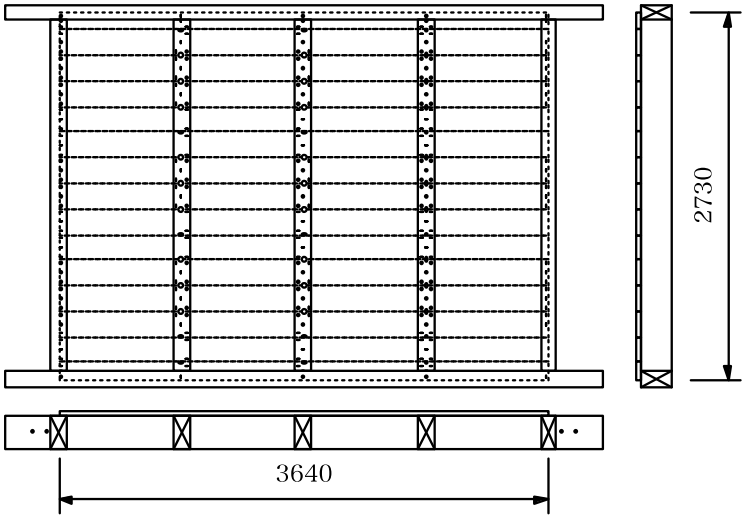
床倍率換算	1.7

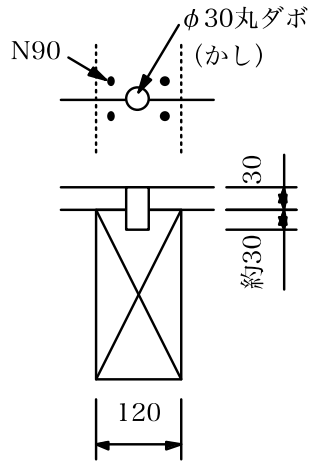
注：K剛性、Py 降伏耐力、Pmax 最大耐力、Pu 終局耐力、γv 降伏点変形角、γu 終局変形角

試験体名称	特定変形角時のP(kN/m)										
	450	300	200	150	120	100	75	50	30	15	10
	0.0022	0.0033	0.005	0.0067	0.0083	0.01	0.0133	0.02	0.0333	0.0667	0.1
d-1-1	1.96	2.55	3.30	3.81	4.32	4.79	5.45	6.37	7.89	10.57	13.80
d-1-2	2.07	2.65	3.38	4.00	4.51	4.97	5.65	6.66	7.93	10.80	13.83
d-1-3	1.20	1.44	1.77	2.13	2.52	3.00	3.96	5.61	7.57	10.22	13.72
試験体数	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
平均値	1.74	2.21	2.82	3.31	3.78	4.25	5.02	6.21	7.80	10.53	13.78
最大値	2.07	2.65	3.38	4.00	4.51	4.97	5.65	6.66	7.93	10.80	13.83
最小値	1.20	1.44	1.77	2.13	2.52	3.00	3.96	5.61	7.57	10.22	13.72
変動係数	0.223	0.248	0.263	0.253	0.237	0.209	0.150	0.071	0.021	0.023	0.003
95%上限値	2.97	3.94	5.15	5.95	6.61	7.05	7.40	7.61	8.31	11.29	13.92
50%下限値	1.56	1.95	2.47	2.92	3.36	3.83	4.66	6.00	7.72	10.42	13.76
95%下限値	0.52	0.48	0.48	0.67	0.95	1.46	2.64	4.81	7.29	9.77	13.65

⑩ダボによる拘束型

●姿図・寸法





【使用材料】

木材： 梁桁材：スギ、断面寸法：120×240mm

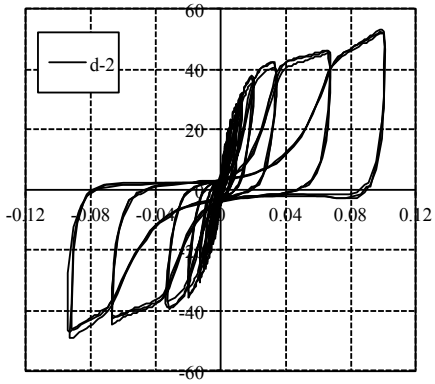
板材：t=30mm、働き巾 190mm、長さ 1820、本実加工有り（スギ）

丸ダボ：カシ、φ30（床板施工後に、所定の位置にドリルにより φ30 の穴あけ加工を施し、そこに丸ダボを打ち込む。丸ダボの長さは床板の厚みの 2 倍程度とし、丸ダボは床板を貫通して梁上部にも落とし込んでいる。）

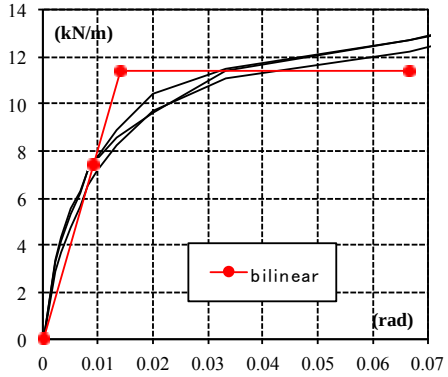
接合具：両端部の釘は、N90 釘を 1 箇所あたり 3 本用いている（釘ピッチは 70mm）。ただし、丸ダボの両側は、N90 の釘を 2 本にしている。

仕口接合：仕口は腰掛け蟻継ぎとし、四隅の仕口にはビス留めホールダウン金物を使用。

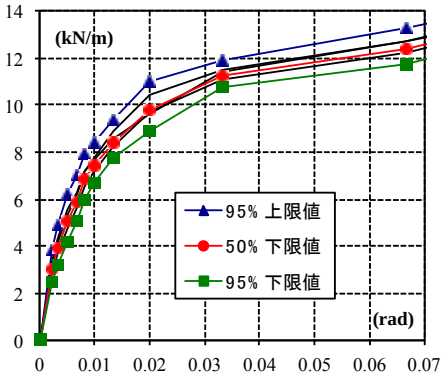
●荷重変形



【全データ】



【正側包絡線】



【代表点】

●破壊性状

変形の進行に伴い、板壁が局所的に圧縮破壊し、板のずれ変形が進行した。載荷終了後に試験体を解体し、ダボの損傷状況を確認したところ、ダボはほぼ無損傷であった。

●特性値（軸組の結果を除去して算出）

試験体長さ	3.64	(m)

試験体名称	Py (kN/m)	0.2Pu/Ds (kN/m)	2/3Pmax (kN/m)	P(1/120) (kN/m)	K (kN/m/rad)	Pu (kN/m)	Pmax (kN/m)	γy (rad)	γv (rad)	γu (rad)	μ	Ds
d-1-1	7.31	6.85	8.49	7.17	850.4	11.52	12.73	0.009	0.014	0.067	4.93	0.34
d-1-2	7.39	6.84	8.47	7.22	850.8	11.48	12.71	0.009	0.013	0.067	4.94	0.34
d-1-3	8.09	5.79	8.30	6.54	637.1	11.36	12.45	0.013	0.018	0.067	3.74	0.39
試験体数	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
平均値	7.60	6.49	8.42	6.98	779.4	11.45	12.63	0.010	0.015	0.067	4.54	0.35
最大値	8.09	6.85	8.49	7.22	850.8	11.52	12.73	0.013	0.018	0.067	4.94	0.39
最小値	7.31	5.79	8.30	6.54	637.1	11.36	12.45	0.009	0.013	0.067	3.74	0.34
変動係数	0.05	0.08	0.01	0.04	0.13	0.01	0.01	0.19	0.14	0.00	0.12	0.08
95%上限値	8.70	8.07	8.69	7.95	1096.66	11.66	13.04	0.02	0.02	0.07	6.31	0.44
50%下限値	7.44	6.26	8.38	6.83	732.03	11.42	12.57	0.01	0.01	0.07	4.27	0.34
95%下限値	6.50	4.91	8.15	6.00	462.20	11.25	12.22	0.00	0.01	0.07	2.76	0.27

最小値：P0	6.26	(kN/m)

床倍率換算	3.2

注：K剛性、Py 降伏耐力、Pmax 最大耐力、Pu 終局耐力、γv 降伏点変形角、γu 終局変形角

試験体名称	特定変形角時のP(kN/m)										
	450	300	200	150	120	100	75	50	30	15	10
	0.0022	0.0033	0.005	0.0067	0.0083	0.01	0.0133	0.02	0.0333	0.0667	0.1
d-1-1	3.27	4.17	5.29	6.24	7.17	7.70	8.57	9.64	11.44	12.68	14.22
d-1-2	3.35	4.35	5.53	6.29	7.22	7.76	8.87	10.40	11.49	12.70	14.60
d-1-3	2.86	3.70	4.75	5.62	6.54	7.16	8.22	9.72	11.09	12.18	14.20
試験体数	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
平均値	3.16	4.08	5.19	6.05	6.98	7.54	8.55	9.92	11.34	12.52	14.34
最大値	3.35	4.35	5.53	6.29	7.22	7.76	8.87	10.40	11.49	12.70	14.60
最小値	2.86	3.70	4.75	5.62	6.54	7.16	8.22	9.64	11.09	12.18	14.20
変動係数	0.067	0.067	0.063	0.050	0.044	0.036	0.031	0.034	0.016	0.019	0.013
95%上限値	3.83	4.94	6.22	7.01	7.95	8.40	9.40	10.99	11.90	13.28	14.92
50%下限値	3.06	3.95	5.04	5.91	6.83	7.41	8.43	9.76	11.26	12.41	14.25
95%下限値	2.49	3.21	4.16	5.09	6.00	6.68	7.71	8.85	10.78	11.76	13.75

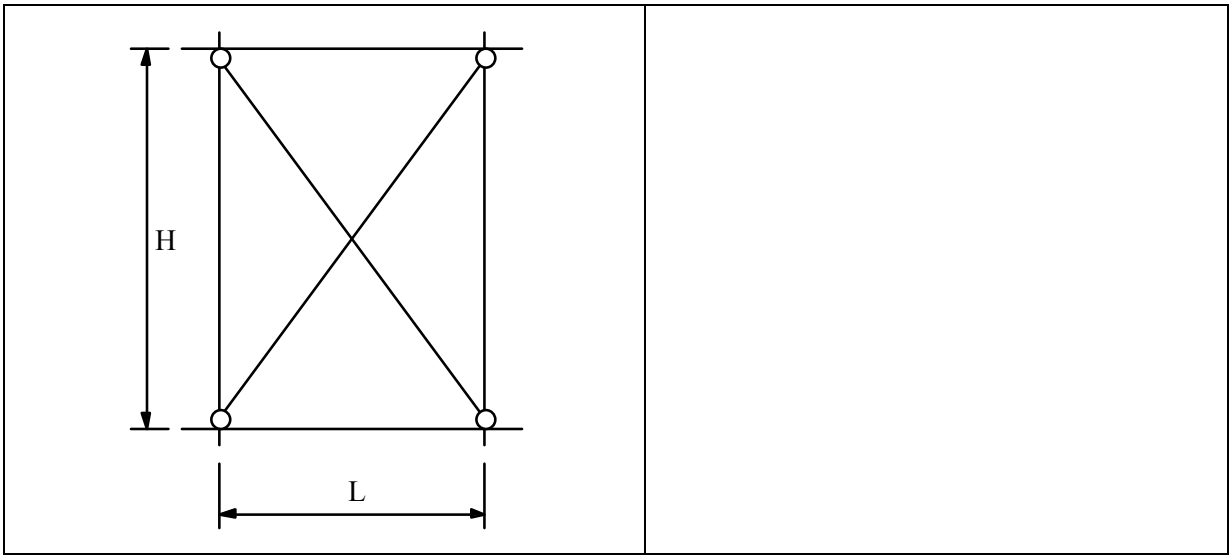
【解説】

〇構造システムと施工の注意点

施工の際は、定められた釘のピッチを遵守すること、釘頭を過度にめり込ませないことが重要である。

〇解析モデル

解析モデルとしては、床板の剛性を等価軸剛性を持つブレースに置換することでモデル化が可能である。



床構面のモデル化

3.6.4　今後の DB 充実のための提案

構造用合板を用いた場合と同じく、伝統的構法の床構面のせん断性能を推定するためには釘の一面せん断性能の実験データが必要不可欠であり、多様な床構面の特性値を得るために、これら釘の実験データを充実させていくことが重要である。

釘の一面せん断性能を求めるための実験として、木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2008 年版）（(財）日本住宅・木材技術センター）に「面材くぎ等 1 本あたりの一面せん断耐力様子を算定するための試験」方法が記載されており、原則はこの試験方法に従って実施すべきである。しかし、「3.6.1.1　理論式」でも述べたように、伝統的構法に用いられる小幅板を用いた床構面においては、一方向のずれ変形が支配的となるため、簡易な評価法によって設計式を誘導することが可能となる。この考え方に基づき、文献 1）では図 3.6.4.1 に示す小型の壁体試験体を用いて釘 1 本あたりのせん断性状を求めている。なお、この試験体では大変形域での床板間に生じる摩擦の影響を除外するために、板と板との間に試験時に接触しない程度の隙間を設けている。

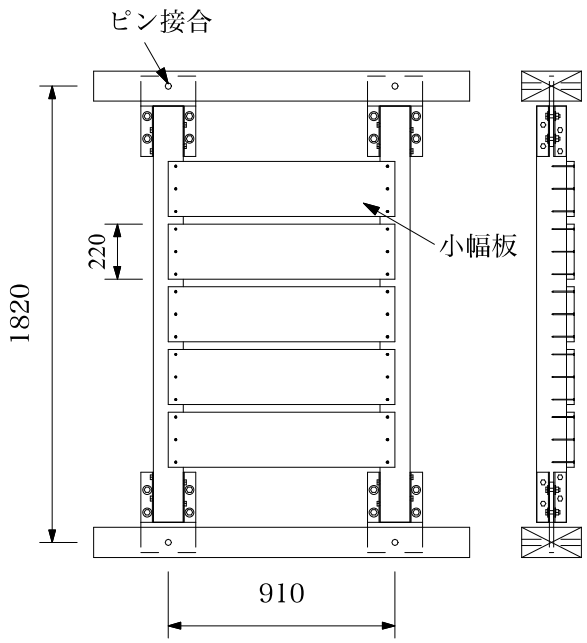


図 3.6.4-1　小型壁体試験体

文献

1）瀧野敦夫、安曇良治、岡本滋史、中川岳士、渋谷朋典、村上雅英：摩擦による耐力上昇を考慮した伝統的構法に用いる床構面の面内せん断性状の予測式、日本建築学会構造系論文集、No.703、pp.1329-1336、2014.9

3.6.5　理論値の比較に使用可能なデータ

3.6.4 で述べた実験方法から得られた釘単体の一面せん断性能の結果[1)]を示す。試験体は表 3.6.5-1 に示すように、板材の樹種および厚みと梁桁材の樹種の組み合わせをパラメータとした。図 3.6.5-1～図 3.6.5-3 に試験結果から次式により変換して得られた釘 1 本あたりのせん断力−滑り関係を示す。

$$P_{n(\delta)} = \frac{Q_{(R)} \cdot H}{2 \cdot d \cdot N}$$

$$\delta = d \cdot R$$

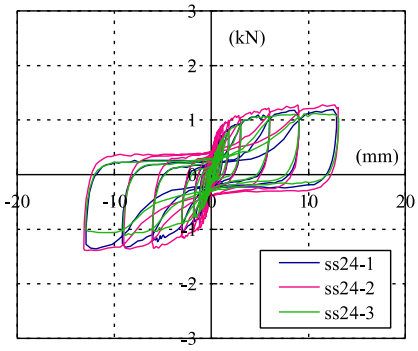
ここで、$Q_{(R)}$：試験体に作用したせん断力、R：真の変形角、H：試験体高さ、N：釘接合点数、d：釘間距離。

表 3.6.5-1　試験体一覧

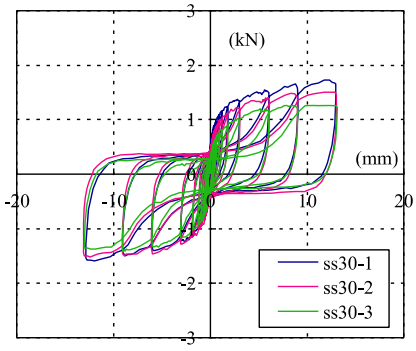
試験体名称	軸組	床板				試験体数
		樹種	厚み	釘		
ss38	スギ	スギ	38mm	N125	脳天打ち	3
ss30			30mm	N90	脳天打ち	3
ss24			24mm	N75	脳天打ち	3
sh30		ヒノキ	30mm	N90	脳天打ち	3
bs38	ベイマツ	スギ	38mm	N125	脳天打ち	3
bs30			30mm	N90	脳天打ち	3
bs24			24mm	N75	脳天打ち	3
bh30		ヒノキ	30mm	N90	脳天打ち	3

文献

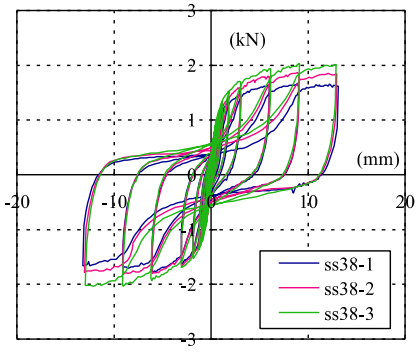
1）伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会　平成 24 年度事業報告書



【床板スギ(t=24mm)・軸組スギ】

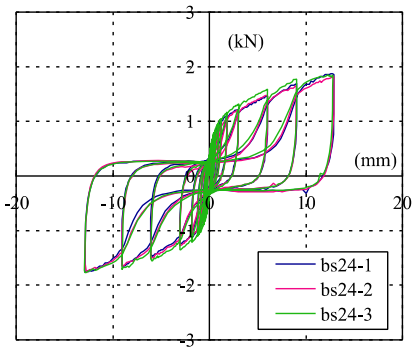


【床板スギ(t=30mm)・軸組スギ】

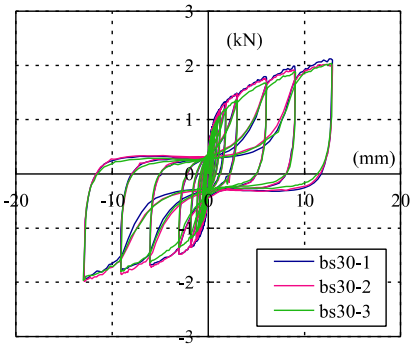


【床板スギ(t=38mm)・軸組スギ】

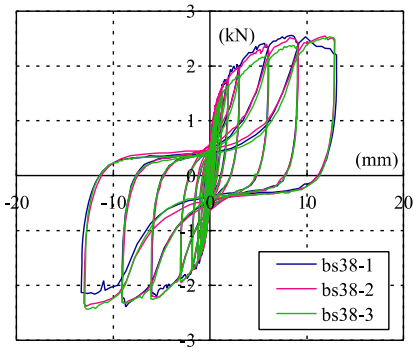
図 3.6.5-1　釘 1 本あたりのせん断力−滑り関係（ss シリーズ）



【床板スギ(t=24mm)・軸組ベイマツ】

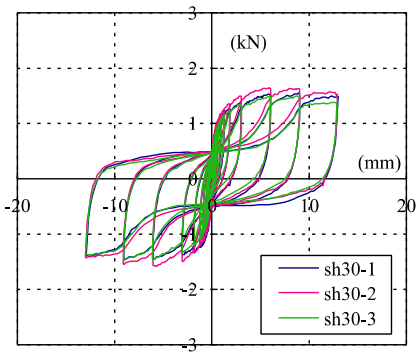


【床板スギ(t=30mm)・軸組ベイマツ】

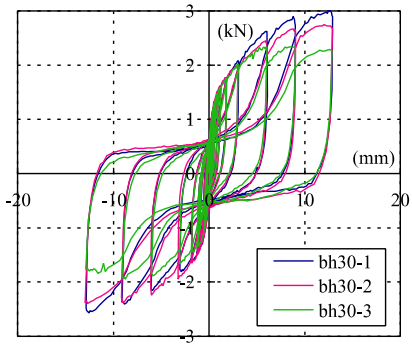


【床板スギ(t=38mm)・軸組ベイマツ】

図 3.6.5-2　釘 1 本あたりのせん断力−滑り関係（bs シリーズ）



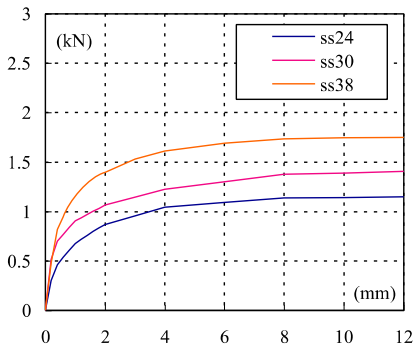
【床板ヒノキ(t=30mm)・軸組スギ】



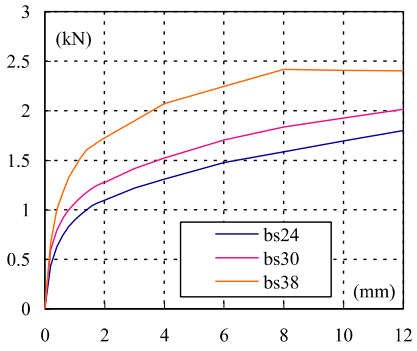
【床板ヒノキ(t=30mm)・軸組ベイマツ】

図 3.6.5-3　釘 1 本あたりのせん断力−滑り関係（h シリーズ）

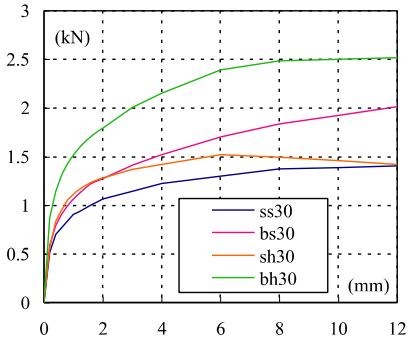
図 3.6.5-4 に釘 1 本あたりのせん断力−滑り関係の包絡線の 50%下限値を比較した結果を示す。床板と軸組とを固定した場合（ss シリーズ、bs シリーズ)、板厚が大きくなるにつれて降伏点近傍から耐力が上昇する傾向が見られる。しかし、初期剛性については、板厚の差による初期剛性の差はほとんど出なかった。板厚が全て 30mm の結果で比較すると、最も耐力が大きかった試験体は bh30（床板ヒノキ・軸組ベイマツ）で、ss30（床板スギ・軸組スギ）試験体の 2 倍ほどの耐力が得られた。bs30（床板スギ・軸組ベイマツ）と sh30（床板ヒノキ・軸組スギ）試験体は、降伏点付近まではほぼ同様の性能を示したが、降伏点以降においては bs30（床板スギ・軸組ベイマツ）の方が耐力が上昇する結果となった。また、全てのシリーズにおいて、初期剛性の差は小さかった。



【床板スギ・軸組スギ(ss)シリーズ】



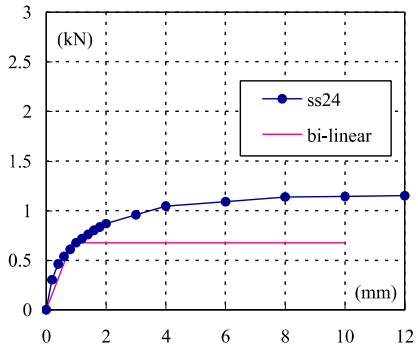
【床板スギ・軸組ベイマツ(bs)シリーズ】



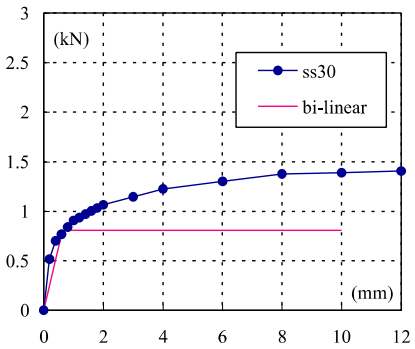
【床板厚 30mm】

図 3.6.5-4　釘 1 本あたりのせん断力−滑り関係の包絡線 50%下限値の比較

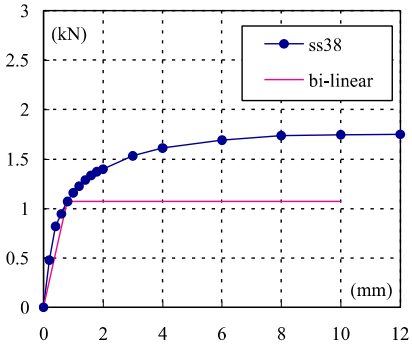
以上の結果を用いて、釘 1 本あたりのせん断力−滑り関係の包絡線データを完全弾塑性近似した結果を図 3.6.5-5〜図 3.6.5-7、表 3.6.5-2 に示す。ここで、「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」に記載される方法を用いて、10mm までのデータにより完全弾塑性近似を行い、完全弾塑性近似の初期剛性と降伏耐力の 2 つの指標を表 3.6.5-3 にまとめる。安全側の評価とするために、降伏耐力を釘 1 本あたりのせん断耐力とした。



【床板スギ(t=24mm)・軸組スギ】

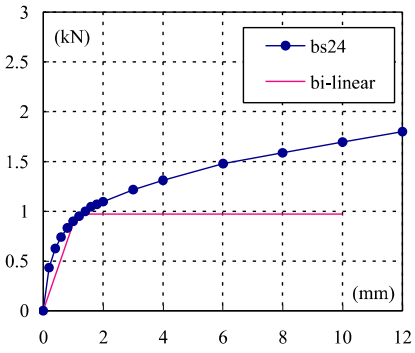


【床板スギ(=30mm)・軸組スギ】

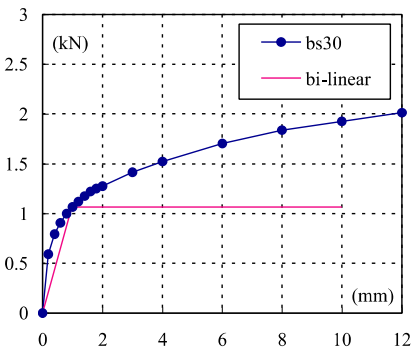


【床板スギ(t=38mm)・軸組スギ】

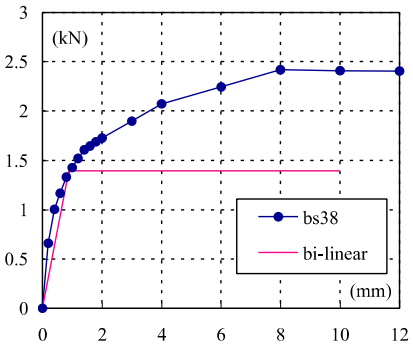
図 3.6.5.5　釘 1 本あたりのせん断力−滑り関係の完全弾塑性近似結果（ss シリーズ）



【床板スギ(t=24mm)・軸組ベイマツ】

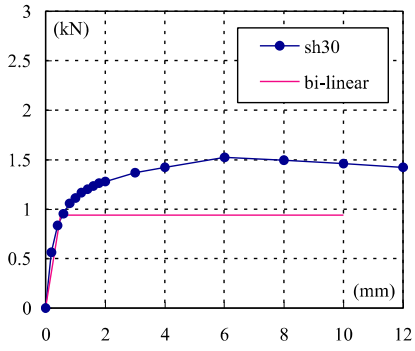


【床板スギ(t=30mm)・軸組ベイマツ】

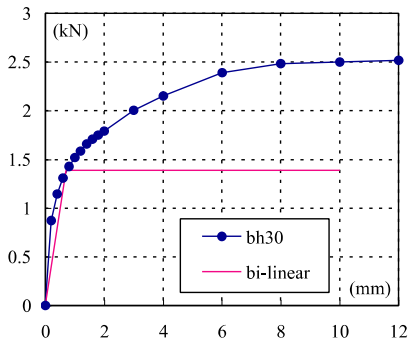


【床板スギ(t=38mm)・軸組ベイマツ】

図 3.6.5-6　釘 1 本あたりのせん断力−滑り関係の完全弾塑性近似結果（bs シリーズ）



【床板ヒノキ(t=30mm)・軸組スギ】



【床板ヒノキ(t=30mm)・軸組ベイマツ】

図 3.6.5-7　釘 1 本あたりのせん断力−滑り関係の完全弾塑性近似結果（h シリーズ）

表 3.6.5-2　床板－根太・野地板－垂木間の釘接合部１本当たりのたりのせん断力－滑り関係の包絡線データ

釘の種類	N75	N90	N125	N75	N90	N125	N90	N90
板樹種 厚さ	スギ 24mm	スギ 30mm	スギ 38mm	スギ 24mm	スギ 30mm	スギ 38mm	ヒノキ 30mm	ヒノキ 30mm
根太・垂木 樹種	スギ	スギ	スギ	ベイマツ	ベイマツ	ベイマツ	スギ	ベイマツ
変位 mm	荷重 N	荷重 N	荷重 N	荷重 N	荷重 N	荷重 N	荷重 N	荷重 N
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.2	300.8	514.8	479.1	430.9	592.1	657.3	563.5	874.6
0.4	461.4	701.8	819.8	623.3	793.2	1002.6	834.2	1144.0
0.6	535.1	769.8	944.2	739.6	905.4	1168.1	954.5	1308.5
0.8	608.7	837.8	1068.5	831.3	997.3	1331.1	1056.5	1428.3
1	675.8	905.2	1158.8	898.5	1066.0	1428.6	1112.5	1517.1
1.2	718.0	937.1	1224.2	949.0	1121.1	1517.2	1166.5	1588.1
1.4	760.3	969.0	1289.5	999.5	1176.2	1605.8	1200.9	1659.1
1.6	801.0	1000.9	1332.2	1042.8	1220.2	1645.3	1235.2	1707.8
1.8	834.1	1032.8	1371.2	1069.8	1248.5	1684.9	1261.4	1750.4
2	867.3	1064.7	1398.9	1096.1	1275.8	1724.4	1279.4	1792.8
3	955.2	1144.8	1531.2	1215.3	1412.3	1898.1	1369.4	2004.9
4	1043.1	1224.8	1611.8	1307.7	1521.6	2071.8	1421.2	2151.3
6	1090.2	1301.4	1692.5	1478.9	1703.1	2243.4	1524.8	2391.0
8	1137.3	1374.2	1737.1	1586.8	1836.4	2415.0	1494.8	2484.0
10	1142.9	1389.3	1744.2	1693.2	1925.7	2410.3	1458.7	2500.5
12	1148.5	1404.4	1751.3	1799.7	2015.0	2405.6	1422.7	2517.0

表 3.6.5-3　床板−梁桁間の釘接合部１本当たりの初期剛性およびせん断耐力

床板・野地板の種類	梁・桁・根太・垂木の種類	釘の種類	初期剛性 kn （ｋＮ／ｍ）	せん断耐力 Pna （ｋＮ）
スギ／厚み 15mm	スギ	N45	837.8	0.44
スギ／厚み 24mm	スギ	Ｎ75	689.1	0.67
スギ／厚み 30mm	スギ	Ｎ90	1251.1	0.80
スギ／厚み 38mm	スギ	Ｎ125	1332.6	1.07
スギ／厚み 24mm	ベイマツ	Ｎ75	786.6	0.97
スギ／厚み 30mm	ベイマツ	Ｎ90	1066.0	1.06
スギ／厚み 38mm	ベイマツ	Ｎ125	1492.9	1.39
ヒノキ／厚み 30mm	スギ	Ｎ90	1668.7	0.94
ヒノキ／厚み 30mm	ベイマツ	Ｎ90	1786.5	1.39

3.7　水平構面等−小屋組

3.7.1　小屋組の種類

「図説　木造建築辞典［基礎編］」[1] を参照し、小屋組の種類を下記にまとめる。

- 和小屋：柱の上に桁や小屋梁をのせて軸組を固め、小屋梁の上に多数の小屋束をたてて屋根の勾配を作る小屋組のこと。
- 洋小屋：トラスの原理で造られた小屋組のこと。
- 扠首（さす）構造：斜めの財で屋根荷重を負担する小屋組のこと。
- 垂木構造：母屋を用いず、屋根面の荷重を垂木によって桁に伝える小屋組のこと。
- 登り梁構造：屋根勾配にそって傾斜した登り梁による屋根構造のこと。

また、屋根の形状として、切妻、寄棟、入母屋、方形等が挙げられる。さらに、屋根葺き材として、瓦葺き、檜皮葺、杉皮葺、茅葺き、金属板葺き、石屋根等が挙げられる。小屋組のせん断性能を決定づける要因としては、野地板のせん断性能や小屋組全体の骨組の立体抵抗の影響が大きいと考えられるが、屋根葺き材の種類をパラメータにした実験例が非常に少ないことや、既往文献[2] では杉皮葺があることで野地板を拘束して屋根構面の面内剛性が大きくなったとの報告もあるため、想定されるパラメータに取り入れることとした。

表 3.7.1-1　小屋組・屋根・野地板の形状と仕様の一覧

小屋組		屋根		野地板
形状	樹種	形状	葺き材	樹種・サイズ・留めつけ方
和小屋 洋小屋 扠首（さす）構造 垂木構造 登り梁構造	スギ カラマツ ベイマツ ヒノキ	切妻 寄棟 入母屋 方形	瓦葺き 檜皮葺 杉皮葺 茅葺き 金属板葺き 石屋根	水平構面の仕様を参照

文献

1）木造建築研究フォラム編：図説　木造建築辞典［基礎編］、学芸出版社、1995.3

2）松田昌洋、宮原作太、秋元星、五十田博：伝統構法による屋根構面の面内せん断性能に関する振動台実験　その 1-2、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.435-438、2013.8

3.7.2　データ収集リスト他

伝統的構法に限らず小屋組の実験実施例は非常に少ないのが現状である。その原因としては部分要素実験をするのが難しいため、試験体の規模が大きくなり、費用や労力の負担が非常に大きくなることに起因している。このような状況の中、数少ない既往の小屋組を含んだ屋根構面の実験実施例がいくつか見られ、それらを表 3.7.2-1 および表 3.7.2-2 にま

とめた。なお、基本的に全ての実験の試験体数が 1 体であるため DB からは除外対象となるが、小屋組を含む実験例は貴重なデータあるとともに、今後も試験体数を 3 体で実施することが困難であると思われるため、静的実験の結果については参考データとして 3.7.3 に掲載した。

表 3.7.2-1　収集した実験の一覧

DB番号	屋根形状	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	引用文献
①	切妻	スギ板 15×240×2000mm	N45@90	スギ 60×60mm	N125 脳天打ち	N125 脳天打ち	×	×	1) 2)
②							○	×	1) 2)
③							○	○	1) 2)
④					2-N75 斜め打ち	2-N75 斜め打ち	×	×	1) 2)
⑤		構造用合板 9×910×1820mm	N50@150				×	×	1) 2)
⑥							×	○	1) 2)
⑦	寄棟	スギ板 15×240×2000mm	N45@90	スギ 42×75mm	N125 脳天打ち	N125 脳天打ち	×	×	1) 2)
⑧							×	×	1) 2)
⑨							×	○	1) 2)
⑩		構造用合板 9×910×1820mm	N50@150				×	×	1) 2)
⑪							×	○	1) 2)
⑫	方形	スギ板 15×240×2000mm	N45@90	スギ 42×75mm	N125 脳天打ち	N125 脳天打ち	×	×	1) 2)
⑬							×	○	1) 2)
⑭		構造用合板 9×910×1820mm	N50@150				×	○	1) 2)

表 3.7.2-2　収集した実験の一覧（振動台実験）

DB番号	想定建物	仕様	勾配	高さ mm	重量 kN	屋根単位重量 N/m2	引用文献
	在来軸組構法の木造住宅	桟瓦葺	4/10	1850	8.19	404	3)
		小屋組	4/10		4.13	-	3)
	社寺	桟瓦葺	7/10	2700	9.61	422	3)
		杉皮葺	7/10		14.36	727	3)
		錘	7/10		16.65	901	3)
	農家型民家	茅葺	10/10	3790	9.68	377	3)
		小屋組	10/10		4.01	-	3)

文献

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）岡本滋史、中川岳士、村上雅英、安曇良治、瀧野敦夫、稲山正弘：各種屋根構面のせん断性状に関する実験研究　その 1-2、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.77-80、2012.9

3）松田昌洋、宮原作太、秋元星、五十田博：伝統構法による屋根構面の面内せん断性能に関する振動台実験　その 1-2、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.435-438、2013.8

3.7.3　選別したデータより作成した DB

作成したデータシートと解説を示す。

3.7.3.1　切妻屋根

【概要・力の伝達方法】

切妻屋根の桁に面内せん断力が作用して桁を平行四辺形に変形させようとすると、垂木−桁接合部を介して屋根勾配面により抵抗する。面内せん断力が作用した切妻屋根の主な変形成分は、軸組を剛体と仮定すると、図 3.7.3-1 に示すような成分に分解することができる[1)]。また、既往文献内の検討結果では、伝統的構法仕様である小幅板を野地板に用いた屋根構面では、野地板−垂木接合部の面材釘のせん断すべりによる面材のずれ変形が支配的であるという結果を得ている。これは、つまり野地板の面内せん断試験結果に屋根勾配を掛け合わせることで、小屋組のせん断性能を大まかに推定可能であるということを述べている。

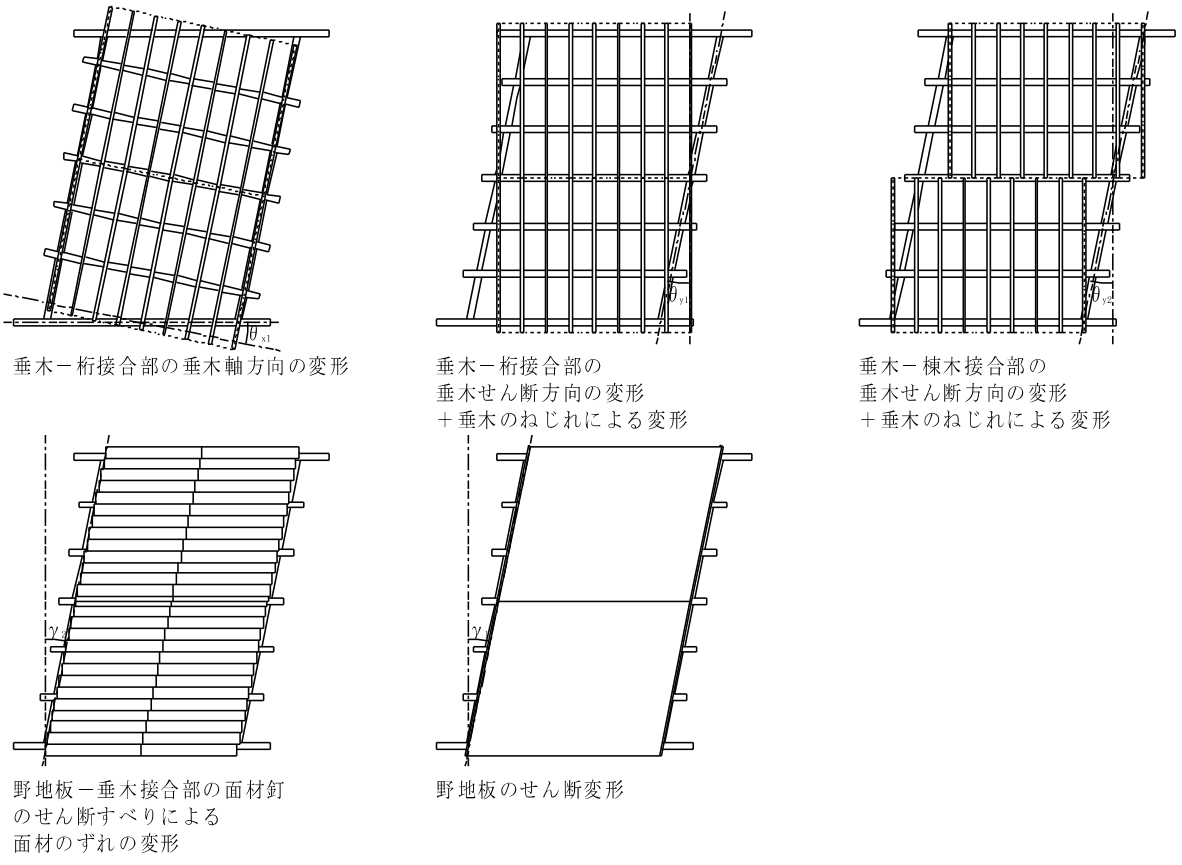


図 3.7.3-1　切妻屋根の変形成分（文献 1 より参照）

文献

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

①切妻−伝統仕様 1

●姿図・寸法

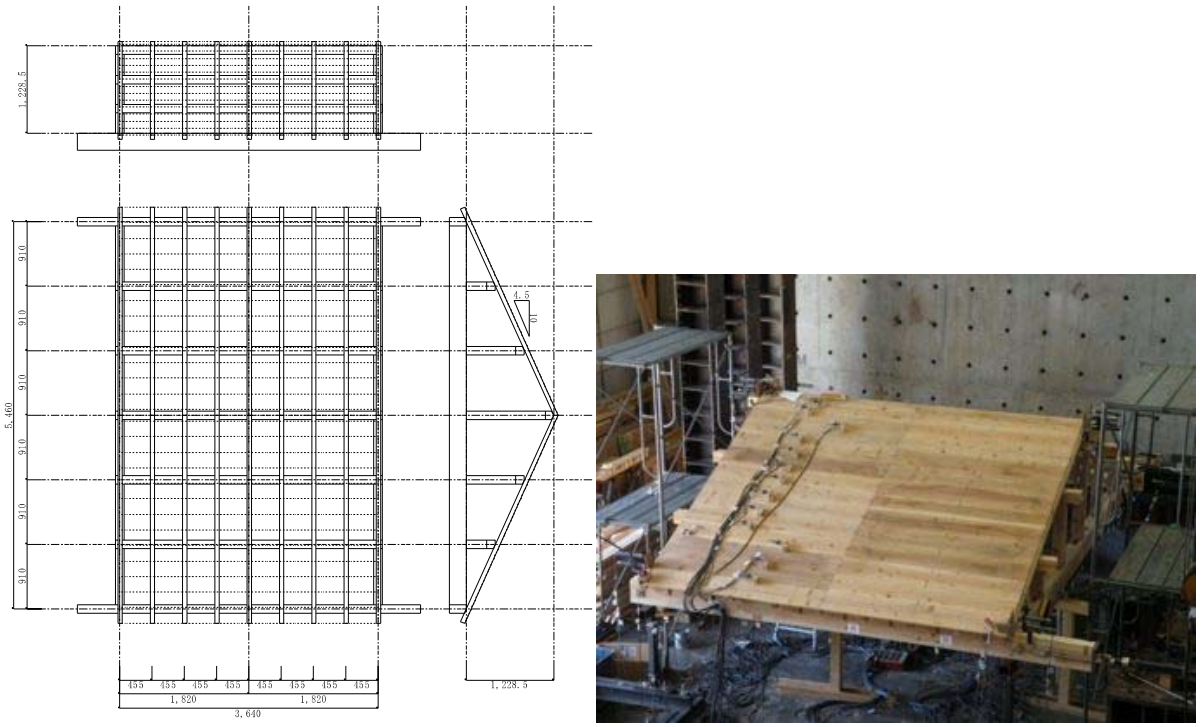
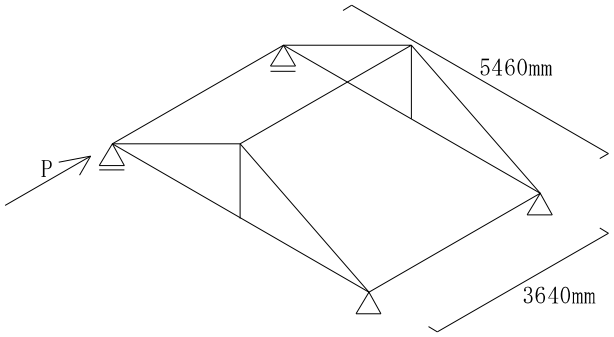


図　試験体



切妻屋根

加力方法

【使用材料】

木材：　梁桁材：スギ、断面寸法 120×240mm

棟木・母屋・束：スギ、断面寸法 120×120mm

貫：なし

垂木：スギ、断面寸法 60×60mm

野地板：15×240×2000mm（スギ）、N45@90

垂木−桁接合、垂木−棟木接合：N125 脳天打ち

屋根勾配：4.5 寸勾配

●荷重変形

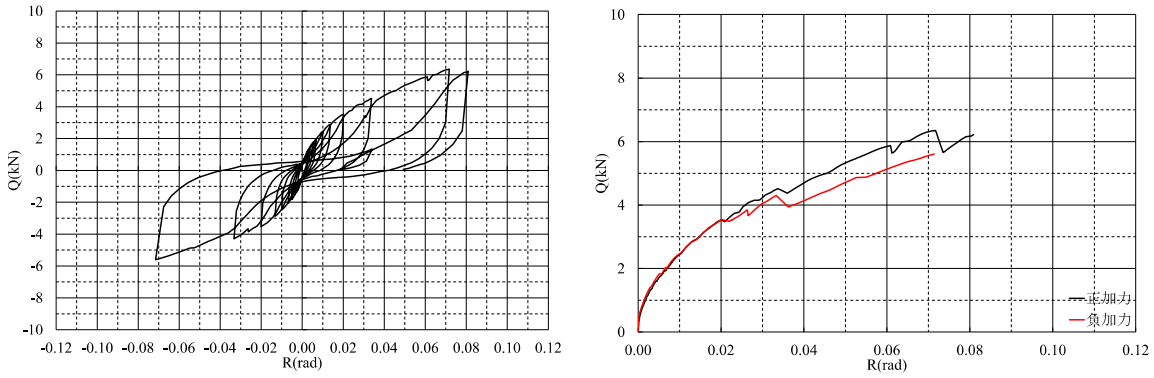


図　せん断力−変形角関係

●破壊性状

垂木ー桁接合部

野地板のズレ

●特性値一覧

K kN/rad	Qy kN	Qu kN	Qmax kN	Ry rad	Rv rad	Ru rad	μ -	Ds -
197	3.16	5.13	6.12	0.016	0.026	0.00667	2.57	0.49

特定変形角時のせん断力（kN）										
1/600	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/100	1/75	1/50	1/30	1/15
0.97	1.14	1.36	1.71	1.93	2.22	2.45	2.87	3.52	4.49	6.11

②切妻−伝統仕様 2

●姿図・寸法

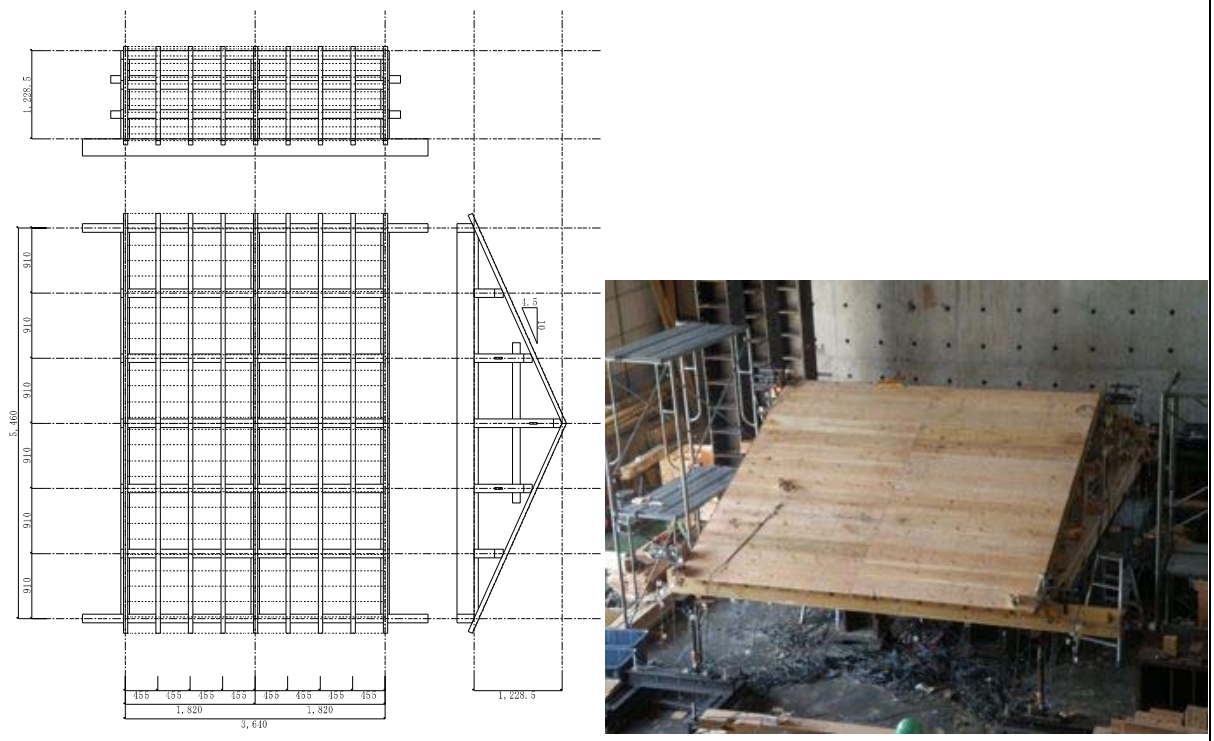
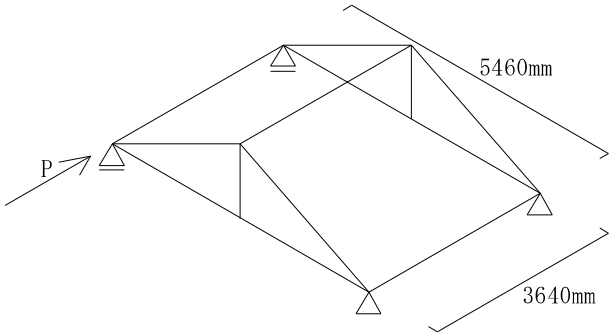


図　試験体



切妻屋根

加力方法

【使用材料】

木材：　梁桁材：スギ、断面寸法 120×240mm

棟木・母屋・束：スギ、断面寸法 120×120mm

貫：スギ、断面寸法 27×105mm

垂木：スギ、断面寸法 60×60mm

野地板：15×240×2000mm（スギ）、N45@90

垂木−桁接合、垂木−棟木接合：N125 脳天打ち

屋根勾配：4.5 寸勾配

●荷重変形

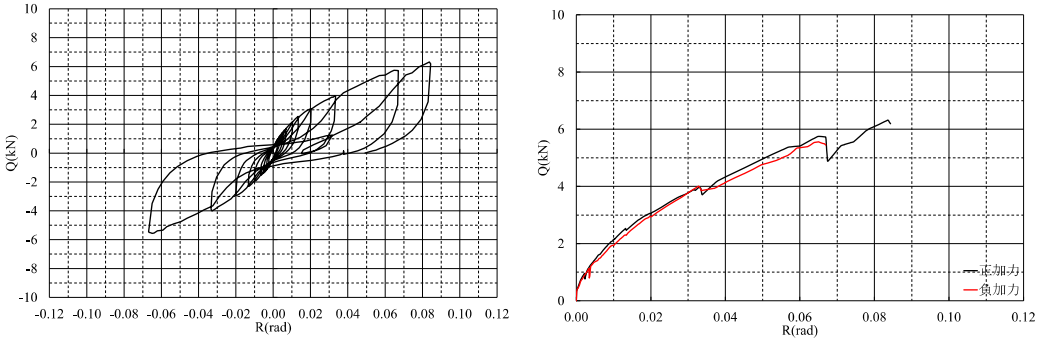


図　せん断力−変形角関係

●破壊性状

垂木ー桁接合部

野地板のズレ

●特性値一覧

K kN/rad	Qy kN	Qu kN	Qmax kN	Ry rad	Rv rad	Ru rad	μ -	Ds -
175	2.70	4.72	5.75	0.0154	0.0270	0.0667	2.47	0.50

特定変形角時のせん断力（kN）										
1/600	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/100	1/75	1/50	1/30	1/15
0.84	0.91	1.16	1.44	1.67	1.93	2.14	2.50	3.05	3.94	5.73

③切妻−伝統仕様 3

●姿図・寸法

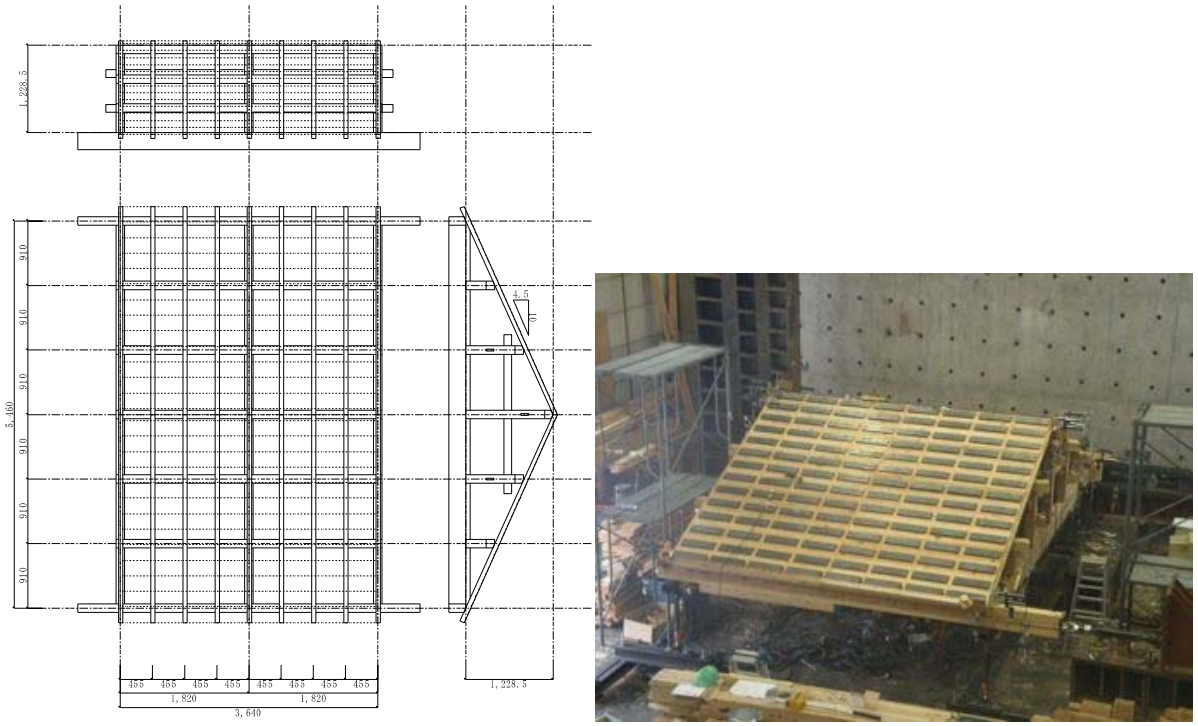
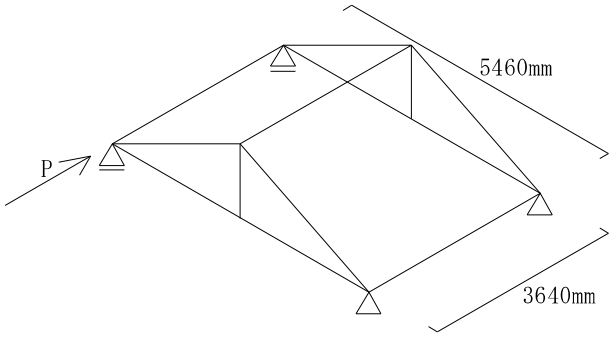


図　試験体



切妻屋根

加力方法

【使用材料】

木材：　梁桁材：スギ、断面寸法 120×240mm

棟木・母屋・束：スギ、断面寸法 120×120mm

貫：スギ、断面寸法 27×105mm

垂木：スギ、断面寸法：60×60mm

野地板：15×240×2000mm（スギ）、N45@90

垂木−桁接合、垂木−棟木接合：N125 脳天打ち

積載荷重有り：総重量 1484.8kg、屋根面単位面積あたり 63.59kg/m^2

屋根勾配：4.5 寸勾配

●荷重変形

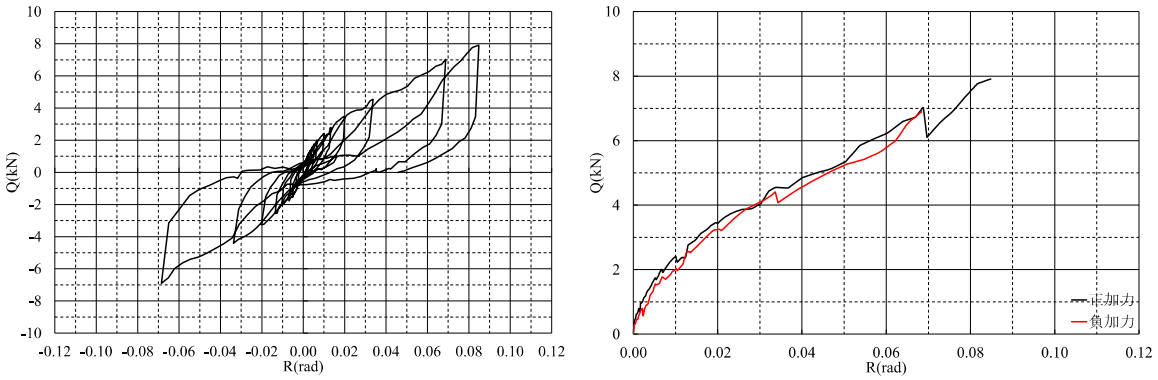


図　せん断力−変形角関係

●破壊性状

垂木ー桁接合部

野地板のズレ

●特性値一覧

K kN/rad	Qy kN	Qu kN	Qmax kN	Ry rad	Rv rad	Ru rad	μ -	Ds -
189	3.20	5.33	6.71	0.0169	0.0281	0.0667	2.37	0.52

特定変形角時のせん断力（kN）										
1/600	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/100	1/75	1/50	1/30	1/15
0.90	1.03	1.34	1.71	2.00	2.19	2.41	2.80	3.44	4.52	6.71

④切妻−伝統仕様 4

●姿図・寸法

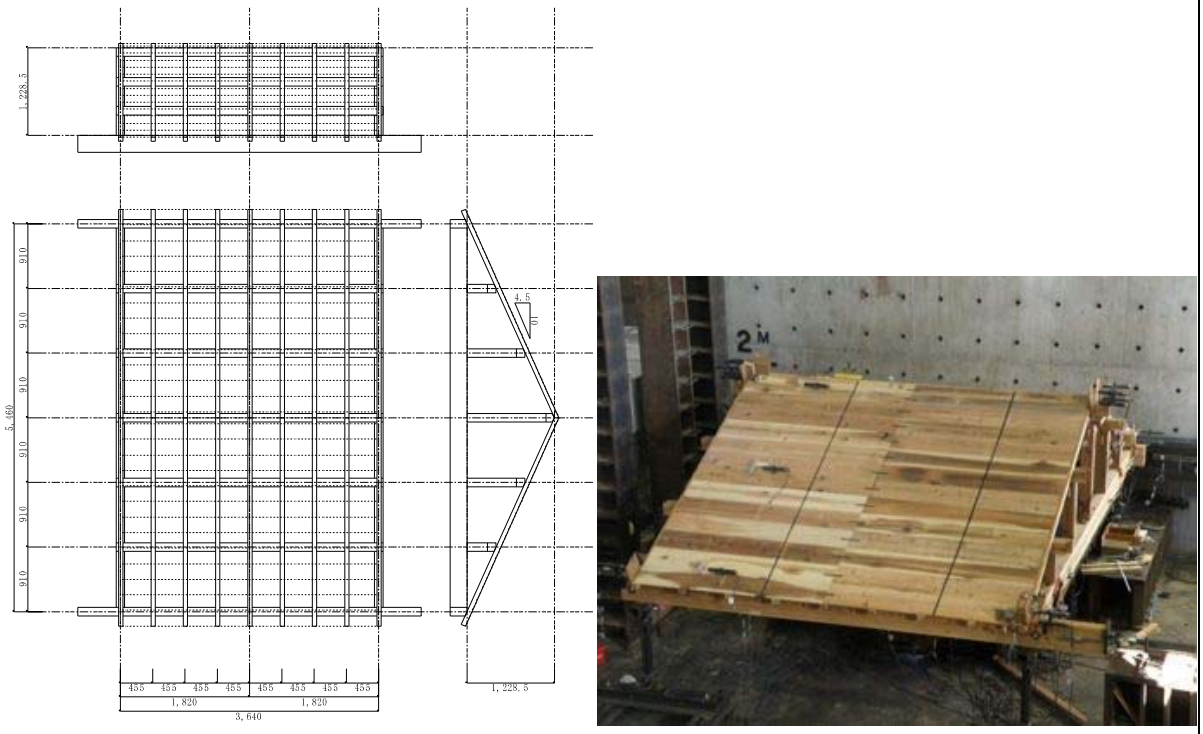
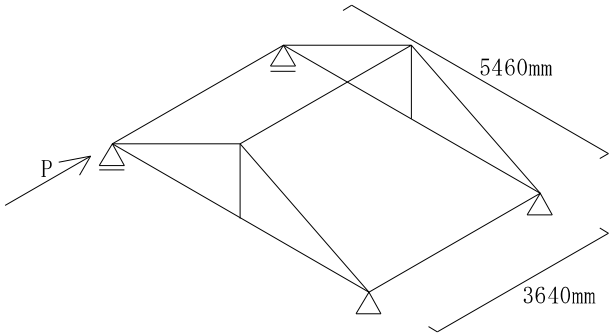


図　試験体



切妻屋根

加力方法

【使用材料】

木材：　梁桁材：スギ、断面寸法 120×240mm

棟木・母屋・束：スギ、断面寸法 120×120mm

貫：なし

垂木：スギ、断面寸法 60×60mm

野地板：15×240×2000mm（スギ）、N45@90

垂木−桁接合、垂木−棟木接合：2-N75 斜め打ち

屋根勾配：4.5 寸勾配

●荷重変形

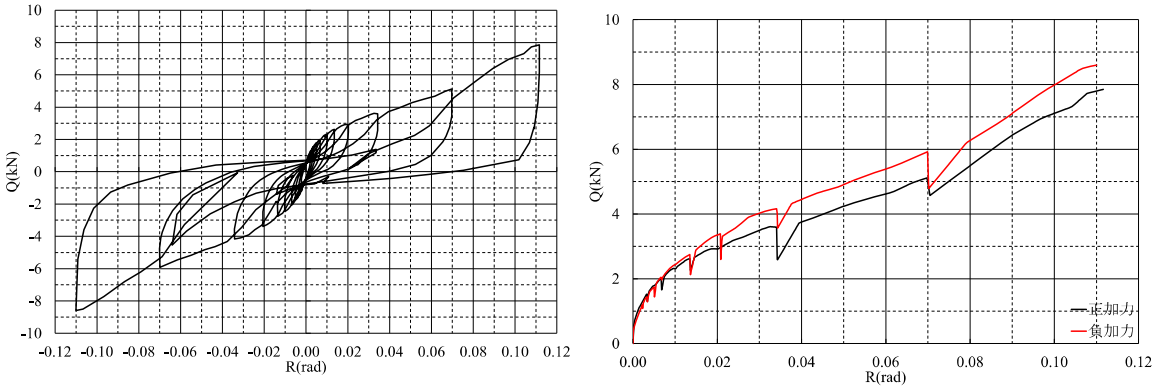


図　せん断力−変形角関係

●破壊性状

垂木ー桁接合部

野地板のズレ

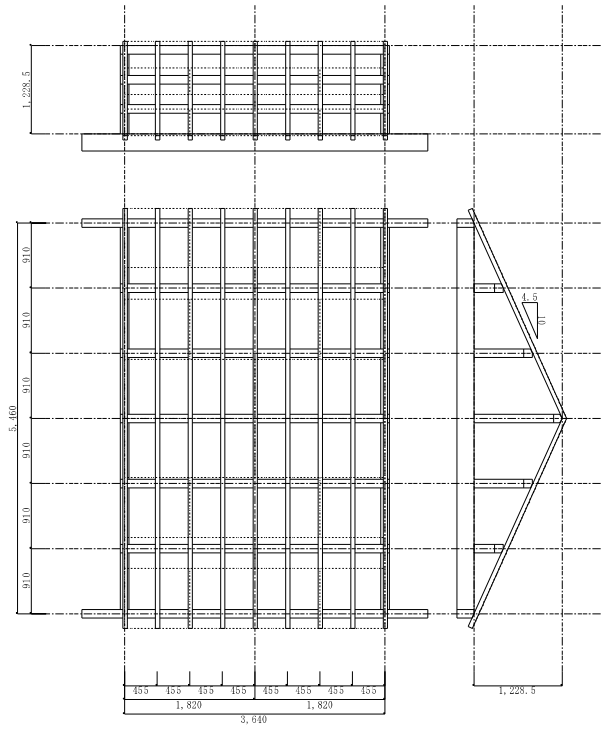
●特性値一覧

K kN/rad	Qy kN	Qu kN	Qmax kN	Ry rad	Rv rad	Ru rad	μ -	Ds -
215	2.47	3.92	4.98	0.0115	0.0182	0.0667	3.66	0.40

特定変形角時のせん断力（kN）										
1/600	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/100	1/75	1/50	1/30	1/15
1.16	1.29	1.45	1.79	1.99	2.20	2.30	2.62	2.93	3.60	4.98

⑤切妻−合板仕様 1

●姿図・寸法



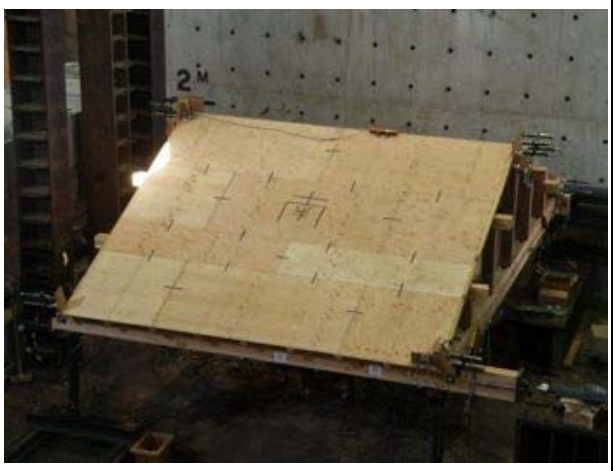
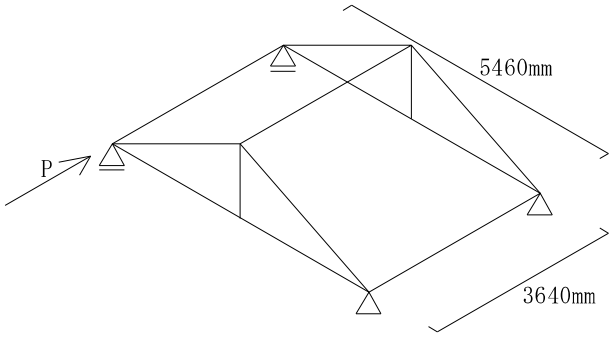


図　試験体



切妻屋根

加力方法

【使用材料】

木材：　梁桁材：スギ、断面寸法 120×240mm

棟木・母屋・束：スギ、断面寸法 120×120mm

貫：なし

垂木：スギ、断面寸法 60×60mm

構造用合板：9×910×1820mm、N50@150

垂木−桁接合、垂木−棟木接合：2-N75 斜め打ち

屋根勾配：4.5 寸勾配

●荷重変形

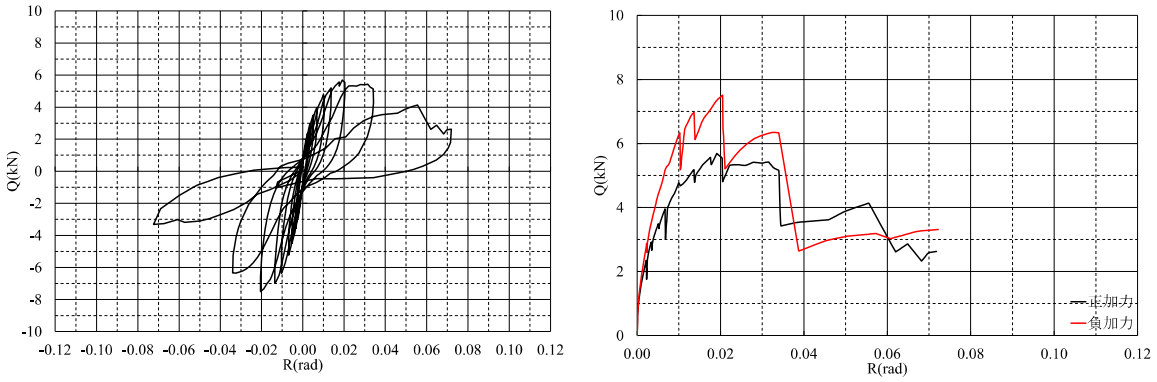
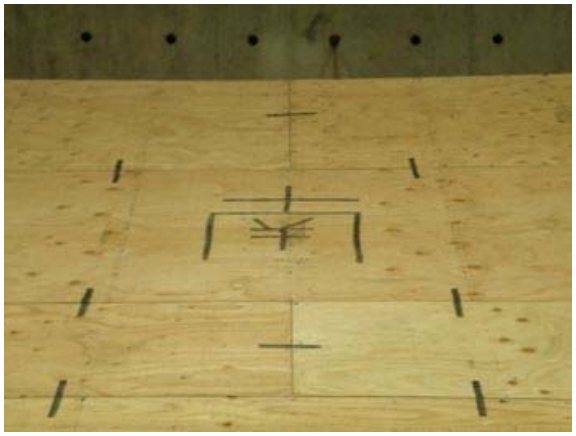


図　せん断力−変形角関係

●破壊性状

垂木ー桁接合部



野地板のズレ

●特性値一覧

K kN/rad	Qy kN	Qu kN	Qmax kN	Ry rad	Rv rad	Ru rad	μ -	Ds -
783	2.99	5.15	5.69	0.0038	0.0066	0.0341	5.18	0.33

特定変形角時のせん断力（kN）										
1/600	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/100	1/75	1/50	1/30	1/15
2.05	2.21	2.89	3.46	3.94	4.30	4.77	5.13	5.59	5.20	-

⑥切妻−合板仕様 2

●姿図・寸法

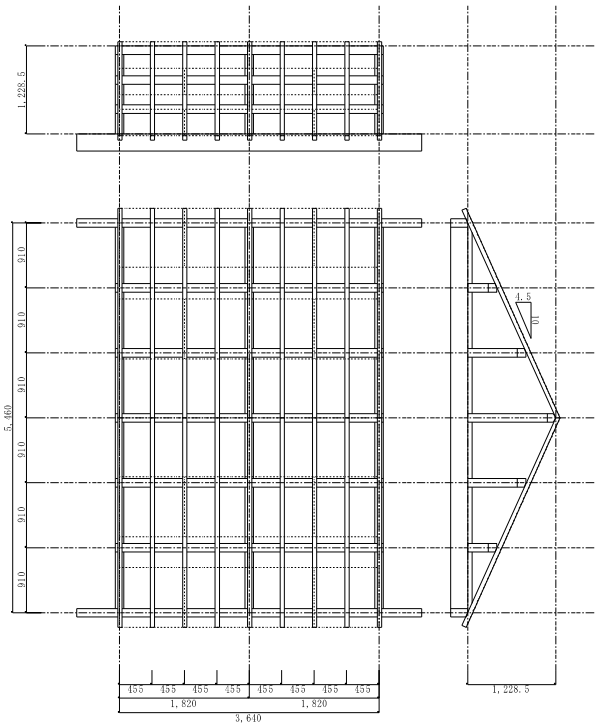
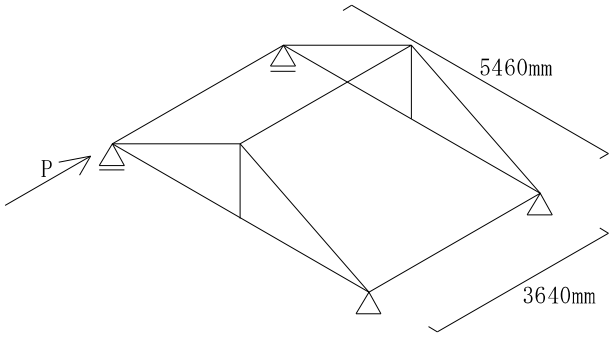


図　試験体



切妻屋根

加力方法

【使用材料】

木材：　梁桁材：スギ、断面寸法 120×240mm

棟木・母屋・束：スギ、断面寸法 120×120mm

貫：なし

垂木：スギ、断面寸法 60×60mm

構造用合板：9×910×1820mm、N50@150

垂木−桁接合、垂木−棟木接合：2-N75 斜め打ち

積載荷重有り：総重量 1484.8kg、屋根面単位面積あたり 63.59kg/m^2

屋根勾配：4.5 寸勾配

●荷重変形

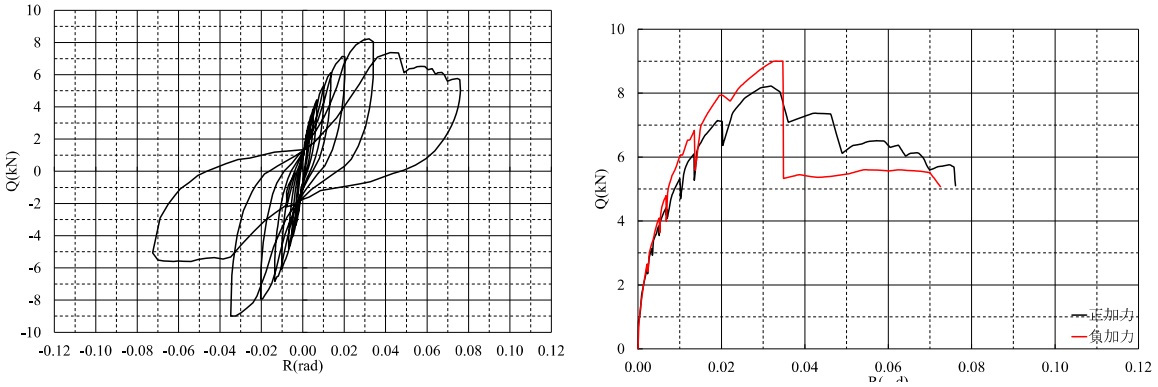


図　せん断力−変形角関係

●破壊性状

垂木ー桁接合部

野地板のズレ

●特性値一覧

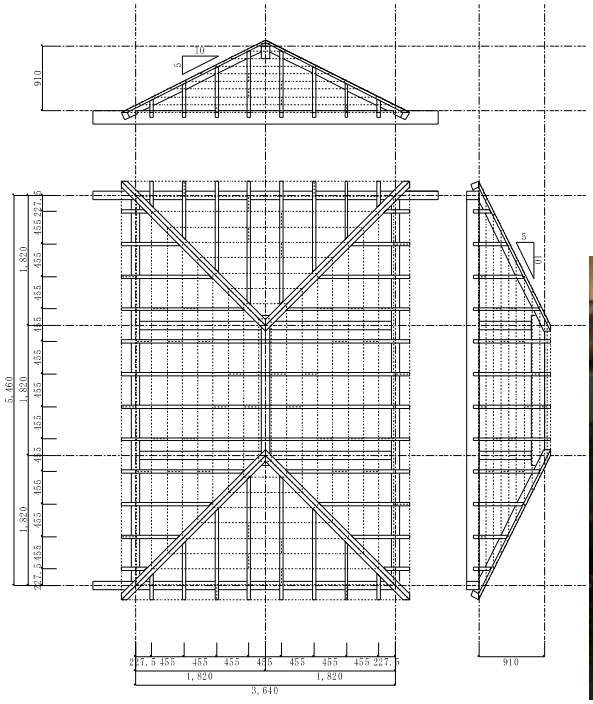
K kN/rad	Qy kN	Qu kN	Qmax kN	Ry rad	Rv rad	Ru rad	μ -	Ds -
590	4.41	7.45	8.22	0.0075	0.0126	0.0479	3.79	0.39

特定変形角時のせん断力（kN）										
1/600	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/100	1/75	1/50	1/30	1/15
2.19	2.48	3.06	3.85	4.40	4.87	5.32	6.09	7.12	8.10	6.13

3.7.3.2　寄棟屋根

⑦寄棟−伝統仕様 1

●姿図・寸法



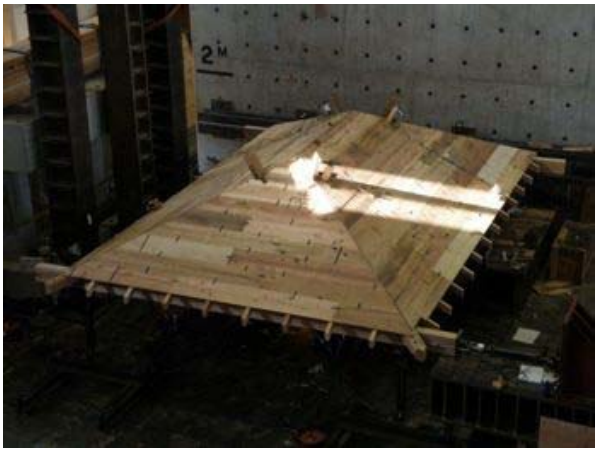
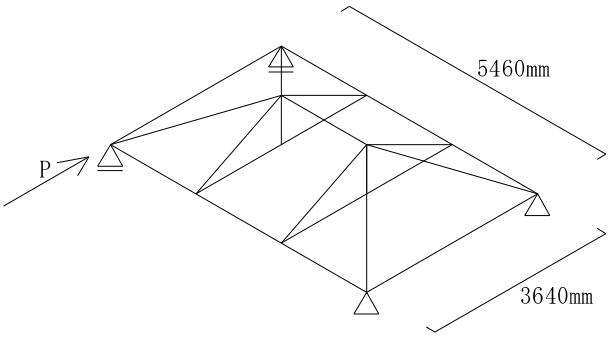


図　試験体



加力方法

【使用材料】

木材：桁材：スギ、断面寸法 105×180mm

棟木：スギ、断面寸法 105×120mm

束：スギ、断面寸法 105×105mm

隅木：スギ、断面寸法 120×120mm

垂木：スギ、断面寸法 42×75mm

野地板：15×240×2000mm（スギ）、N45@90

垂木−桁接合、垂木−棟木接合：N125 脳天打ち

垂木−隅木接合：2-N75、隅木−桁接合、隅木−棟木接合：2-N90

屋根勾配：5 寸勾配

●荷重変形

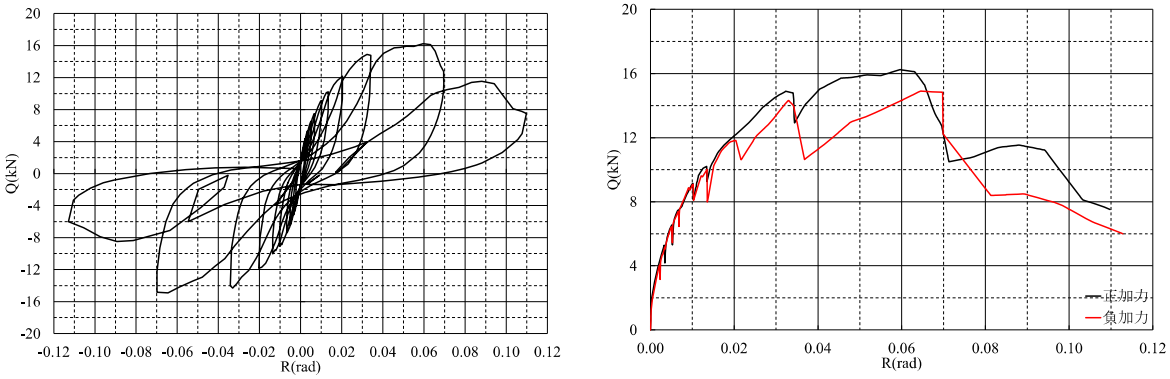


図　せん断力−変形角関係

●破壊性状

大平面　　野地板の隅木、棟木の継ぎ目

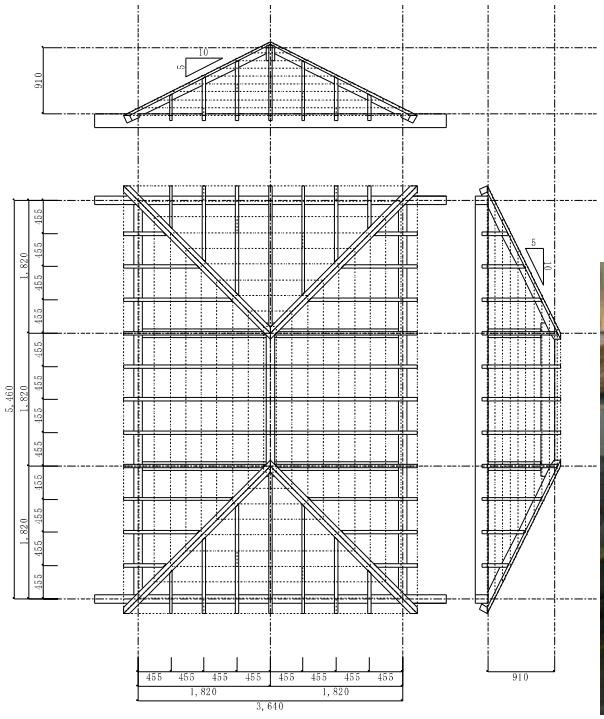
●特性値一覧

K kN/rad	Qy kN	Qu kN	Qmax kN	Ry rad	Rv rad	Ru rad	μ -	Ds -
992	8.24	14.55	16.24	0.0083	0.0147	0.0667	4.55	0.35

特定変形角時のせん断力（kN）										
1/600	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/100	1/75	1/50	1/30	1/15
3.80	4.34	4.92	6.50	7.48	8.26	9.11	10.19	12.11	14.83	14.42

⑧寄棟−伝統仕様 2

●姿図・寸法



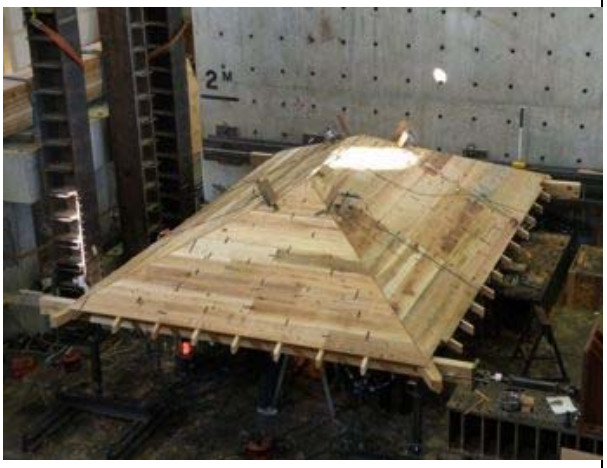
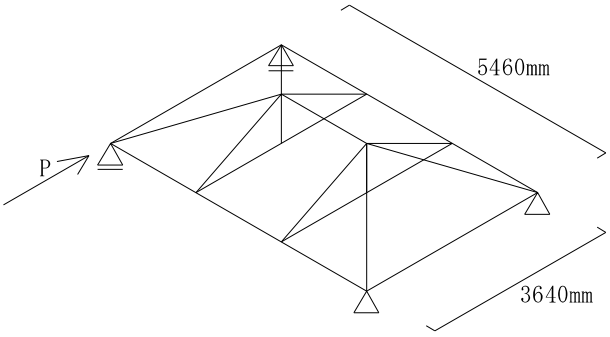


図　試験体



加力方法

【使用材料】

木材：桁材：スギ、断面寸法 105×180mm

棟木：スギ、断面寸法 105×120mm

束：スギ、断面寸法 105×105mm

隅木：スギ、断面寸法 120×120mm

垂木：スギ、断面寸法 42×75mm

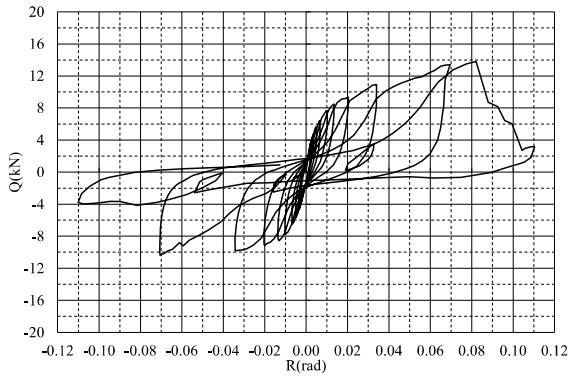
野地板：15×240×2000mm（スギ）、N45@90（垂木をずらして野地板が千鳥配置にならない仕様）

垂木−桁接合、垂木−棟木接合：N125 脳天打ち

垂木−隅木接合：2-N75、隅木−桁接合、隅木−棟木接合：2-N90

屋根勾配：5 寸勾配

●荷重変形



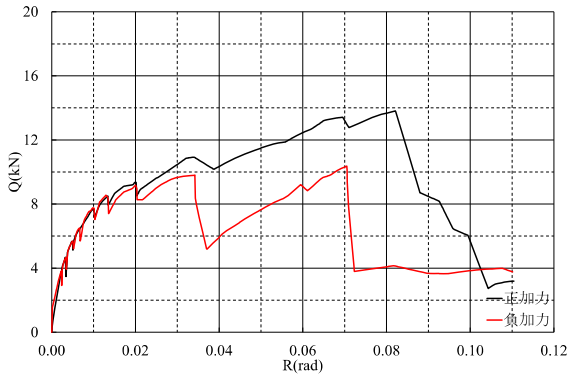


図　せん断力−変形角関係

●破壊性状

大平面

野地板の隅木、棟木の継ぎ目

●特性値一覧

K kN/rad	Qy kN	Qu kN	Qmax kN	Ry rad	Rv rad	Ru rad	μ -	Ds -
696	7.73	11.14	13.30	0.0111	0.0160	0.0667	4.16	0.37

特定変形角時のせん断力（kN）										
1/600	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/100	1/75	1/50	1/30	1/15
2.85	3.67	4.27	5.64	6.43	7.08	7.67	8.48	9.34	10.90	13.30

⑨寄棟−伝統仕様 3

●姿図・寸法

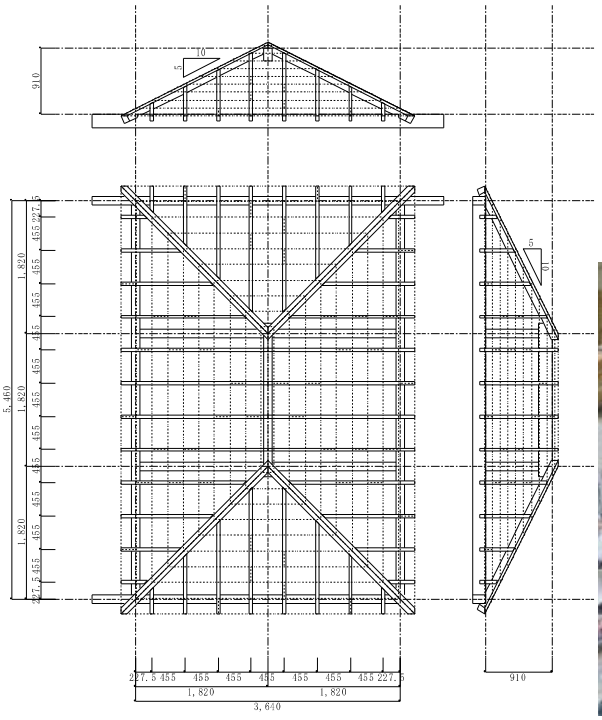
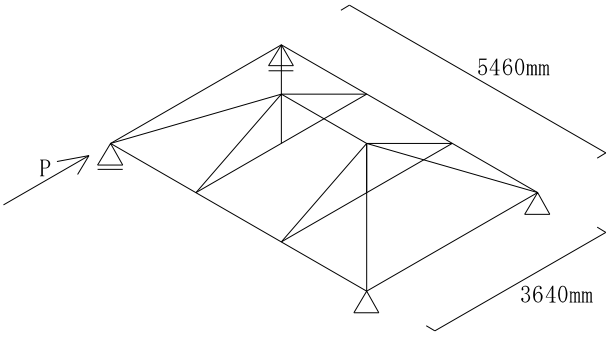


図　試験体



加力方法

【使用材料】

木材：桁材：スギ、断面寸法 105×180mm

棟木：スギ、断面寸法 105×120mm

束：スギ、断面寸法 105×105mm

隅木：スギ、断面寸法 120×120mm

垂木：スギ、断面寸法 42×75mm

野地板：15×240×2000mm（スギ）、N45@90

垂木−桁接合、垂木−棟木接合：N125 脳天打ち

垂木−隅木接合：2-N75、隅木−桁接合、隅木−棟木接合：2-N90

積載荷重有り：総重量 1821.2kg、屋根面単位面積あたり 69.53kg/m^2

屋根勾配：5 寸勾配

●荷重変形

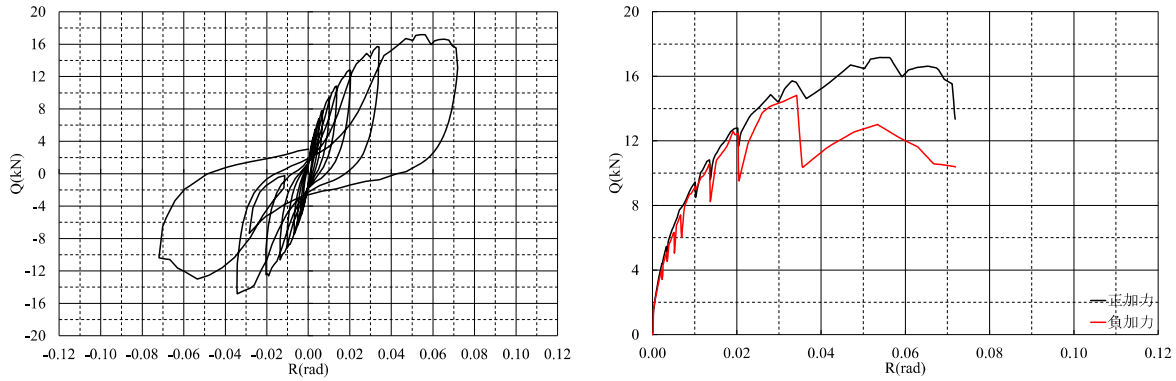


図　せん断力−変形角関係

●破壊性状

大平面　　野地板の隅木、棟木の継ぎ目

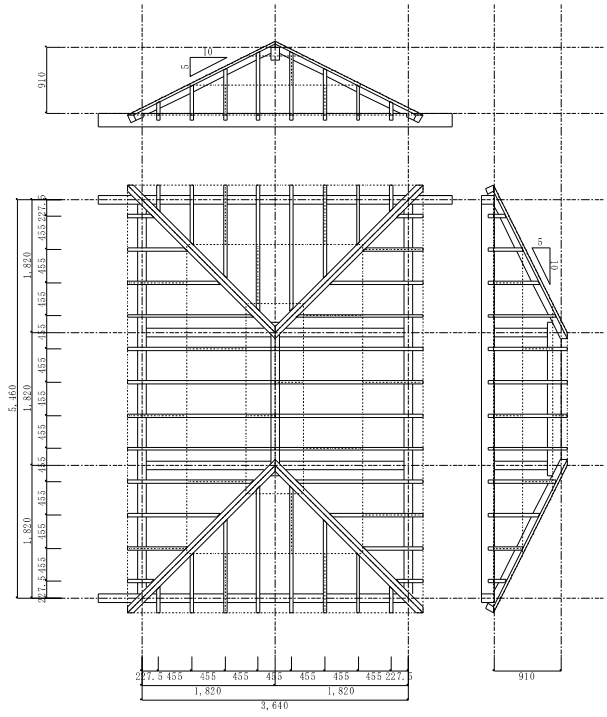
●特性値一覧

K kN/rad	Qy kN	Qu kN	Qmax kN	Ry rad	Rv rad	Ru rad	μ -	Ds -
1005	8.96	15.33	17.16	0.0089	0.0152	0.0667	4.37	0.36

特定変形角時のせん断力（kN）										
1/600	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/100	1/75	1/50	1/30	1/15
3.77	4.38	5.21	6.72	7.80	8.64	9.42	10.80	12.78	15.69	16.55

⑩寄棟−合板仕様 1

●姿図・寸法



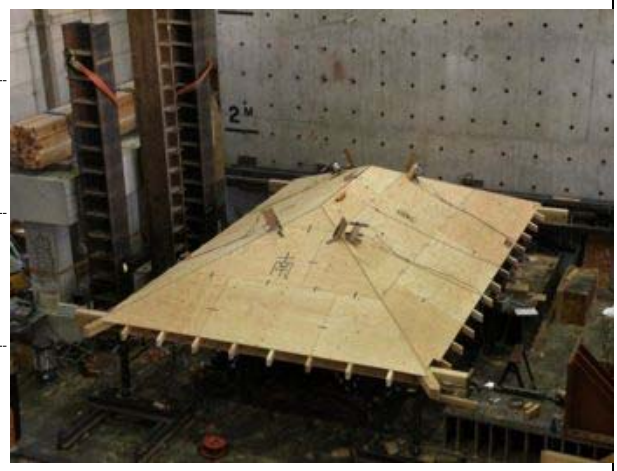
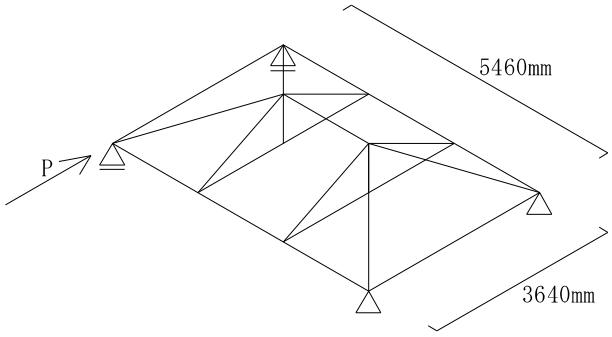


図　試験体



加力方法

【使用材料】

木材：桁材：スギ、断面寸法 105×180mm

棟木：スギ、断面寸法 105×120mm

束：スギ、断面寸法 105×105mm

隅木：スギ、断面寸法 120×120mm

垂木：スギ、断面寸法 42×75mm

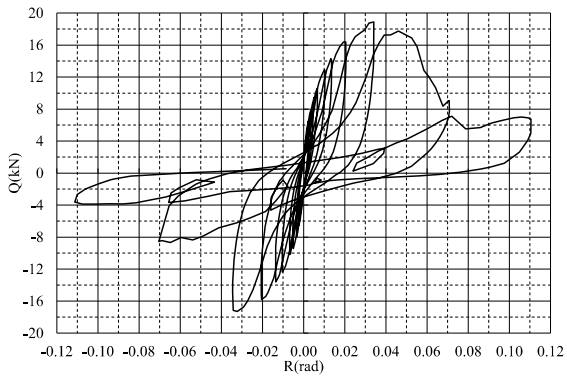
構造用合板：9×910×1820mm、N50@150

垂木−桁接合、垂木−棟木接合：N125 脳天打ち

垂木−隅木接合：2-N75、隅木−桁接合、隅木−棟木接合：2-N90

屋根勾配：5 寸勾配

●荷重変形



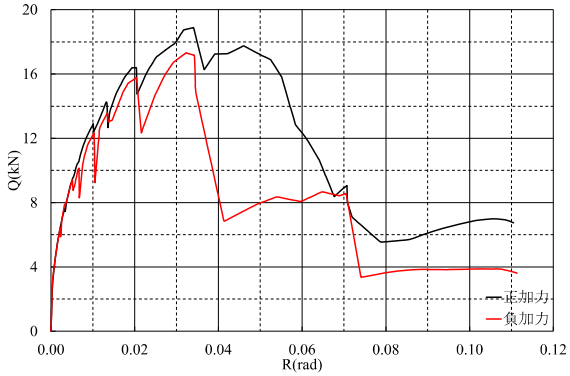


図　せん断力−変形角関係

●破壊性状

大平面

野地板の隅木、棟木の継ぎ目

●特性値一覧

K kN/rad	Qy kN	Qu kN	Qmax kN	Ry rad	Rv rad	Ru rad	μ -	Ds -
1572	10.65	16.96	18.88	0.0068	0.0108	0.0558	5.17	0.33

特定変形角時のせん断力（kN）										
1/600	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/100	1/75	1/50	1/30	1/15
5.68	6.47	7.59	9.39	10.56	11.97	12.86	14.22	16.39	18.84	-

⑪寄棟−合板仕様 2

●姿図・寸法

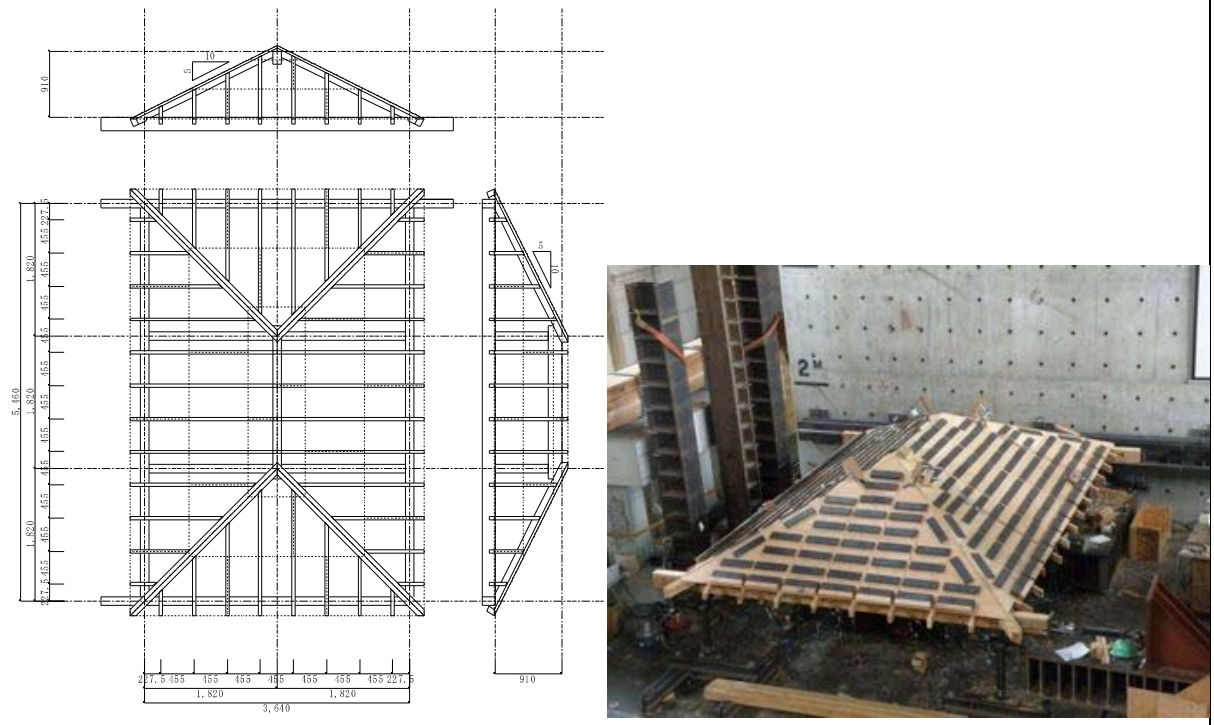
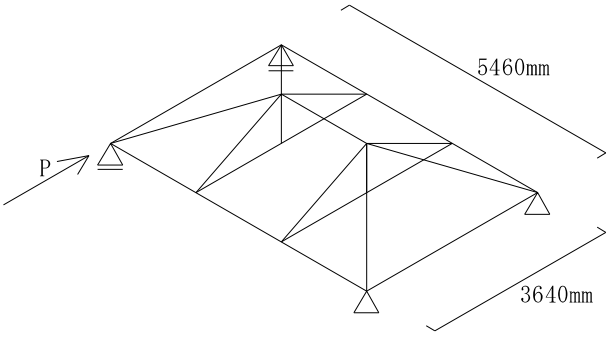


図　試験体



加力方法

【使用材料】

木材：桁材：スギ、断面寸法 105×180mm

棟木：スギ、断面寸法 105×120mm

束：スギ、断面寸法 105×105mm

隅木：スギ、断面寸法 120×120mm

垂木：スギ、断面寸法 42×75mm

構造用合板：9×910×1820mm、N50@150

垂木−桁接合、垂木−棟木接合：N125 脳天打ち

垂木−隅木接合：2-N75、隅木−桁接合、隅木−棟木接合：2-N90

積載荷重有り：総重量 1821.2kg、屋根面単位面積あたり 69.53kg/m^2

屋根勾配：5 寸勾配

●荷重変形

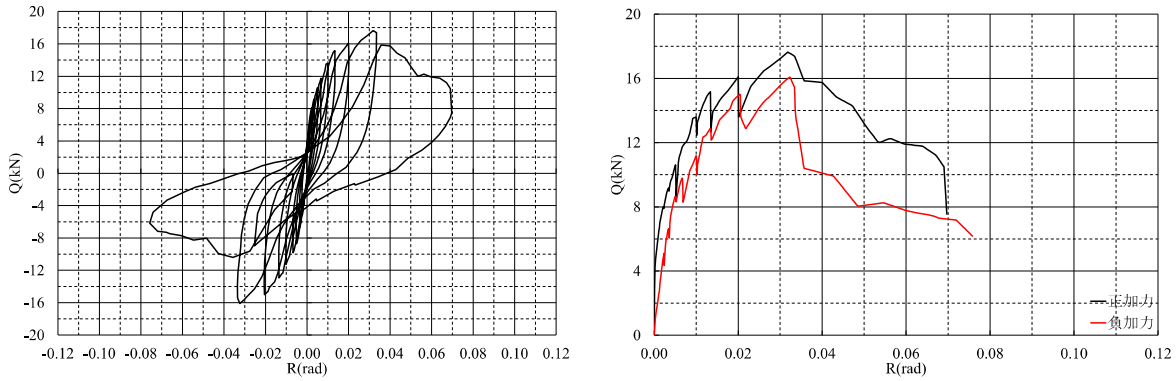


図　せん断力−変形角関係

●破壊性状

大平面　　野地板の隅木、棟木の継ぎ目

●特性値一覧

K kN/rad	Qy kN	Qu kN	Qmax kN	Ry rad	Rv rad	Ru rad	μ -	Ds -
2244	10.01	15.49	17.63	0.0045	0.0069	0.0476	6.9	0.28

特定変形角時のせん断力（kN）										
1/600	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/100	1/75	1/50	1/30	1/15
7.43	7.99	9.13	10.53	11.71	12.48	13.60	15.16	16.09	17.41	-

3.7.3.3　方形屋根

⑫方形−伝統仕様 1

●姿図・寸法

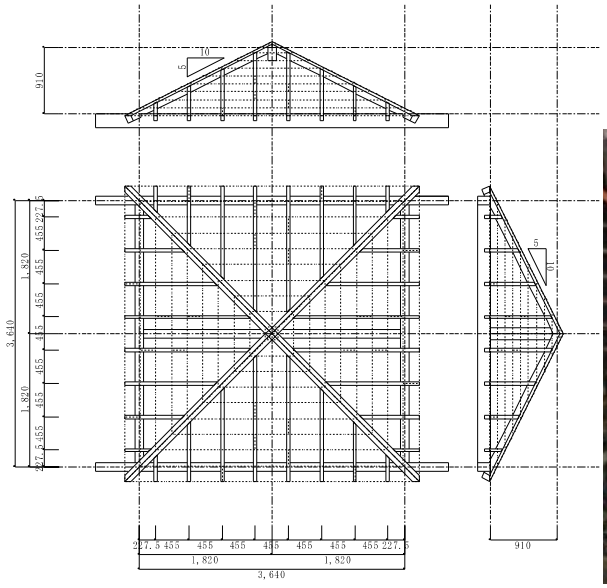
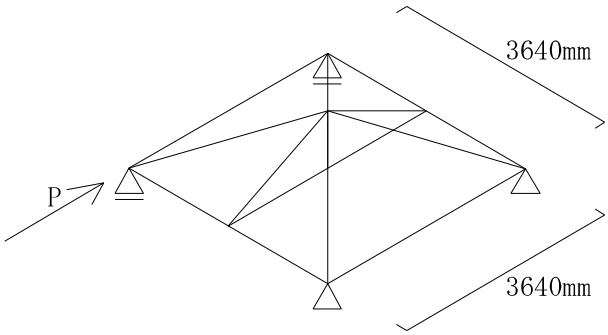


図　試験体



加力方法

【使用材料】

木材：桁材：スギ、断面寸法 105×180mm

束：スギ、断面寸法 105×105mm

隅木：スギ、断面寸法 120×120mm

垂木：スギ、断面寸法 42×75mm

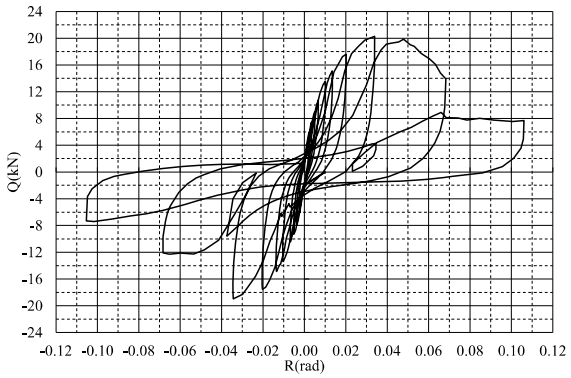
野地板：15×240×2000mm（スギ）、N45@90

垂木−桁接合：N125 脳天打ち

垂木−隅木接合：2-N75、隅木−桁接合：2-N90、隅木−束接合：ほぞ差しのみ

屋根勾配：5 寸勾配

●荷重変形



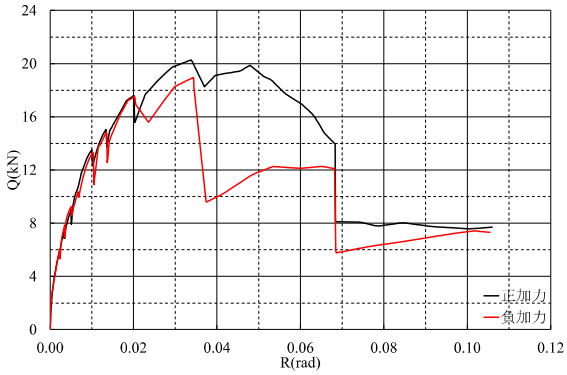
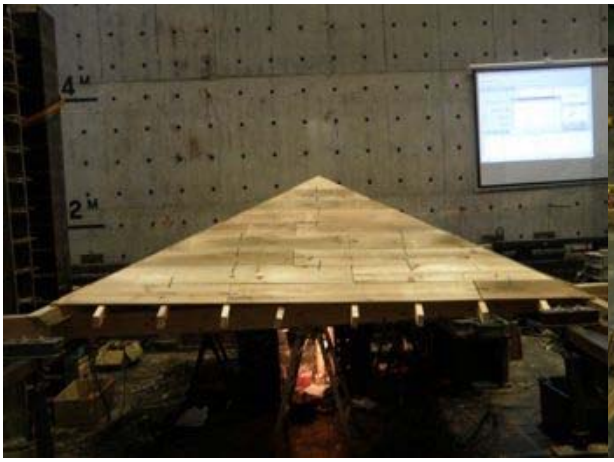


図　せん断力−変形角関係

●破壊性状



野地板

野地板

●特性値一覧

K kN/rad	Qy kN	Qu kN	Qmax kN	Ry rad	Rv rad	Ru rad	μ -	Ds -
1568	11.78	18.42	20.28	0.0075	0.0117	0.0628	5.35	0.32

特定変形角時のせん断力（kN）										
1/600	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/100	1/75	1/50	1/30	1/15
5.09	5.76	7.17	8.99	10.66	12.49	13.53	15.01	17.58	20.22	14.48

⑬方形−伝統仕様 2

●姿図・寸法

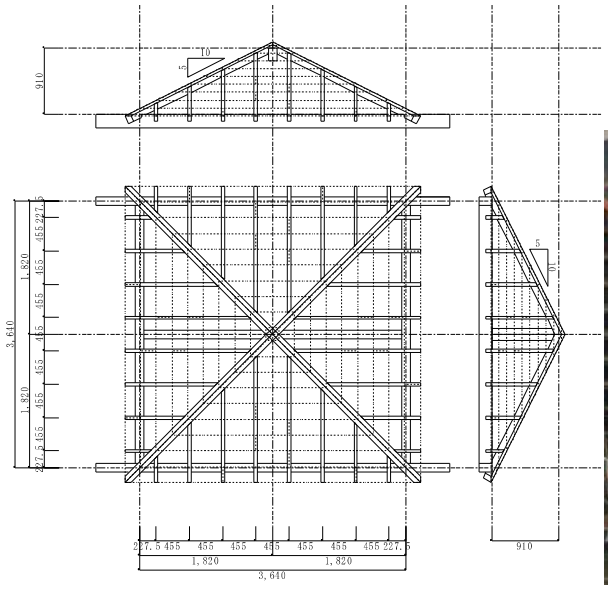
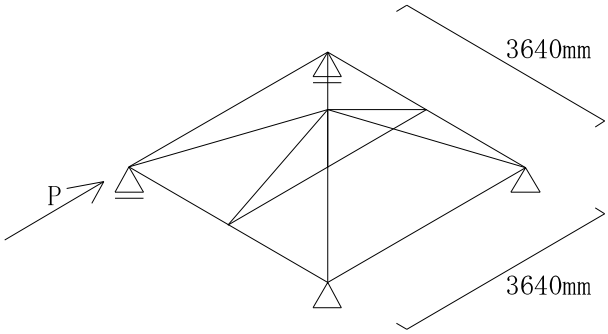


図　試験体



加力方法

【使用材料】

木材：桁材：スギ、断面寸法 105×180mm

束：スギ、断面寸法 105×105mm

隅木：スギ、断面寸法 120×120mm

垂木：スギ、断面寸法 42×75mm

野地板：15×240×2000mm（スギ）、N45@90

垂木−桁接合：N125 脳天打ち

垂木−隅木接合：2-N75、隅木−桁接合：2-N90、隅木−束接合：ほぞ差しのみ

積載荷重有り：総重量 1276kg、屋根面単位面積あたり 70.8kg/m^2

屋根勾配：5 寸勾配

●荷重変形

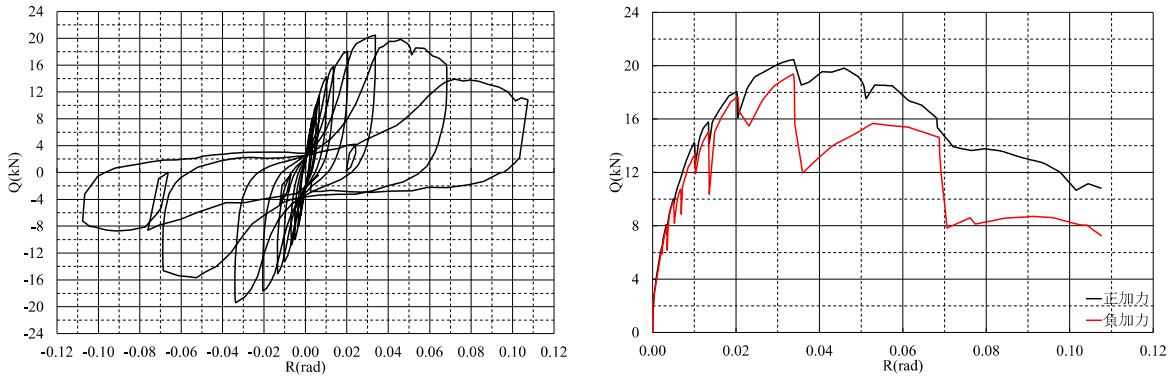


図　せん断力−変形角関係

●破壊性状

野地板　　野地板

●特性値一覧

K kN/rad	Qy kN	Qu kN	Qmax kN	Ry rad	Rv rad	Ru rad	μ -	Ds -
1682	12.00	18.62	20.46	0.0071	0.0111	0.0667	6.02	0.30

特定変形角時のせん断力（kN）										
1/600	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/100	1/75	1/50	1/30	1/15
5.51	6.39	7.84	10.02	11.45	13.10	14.23	15.75	18.02	20.44	16.46

⑬方形−合板仕様 1

●姿図・寸法

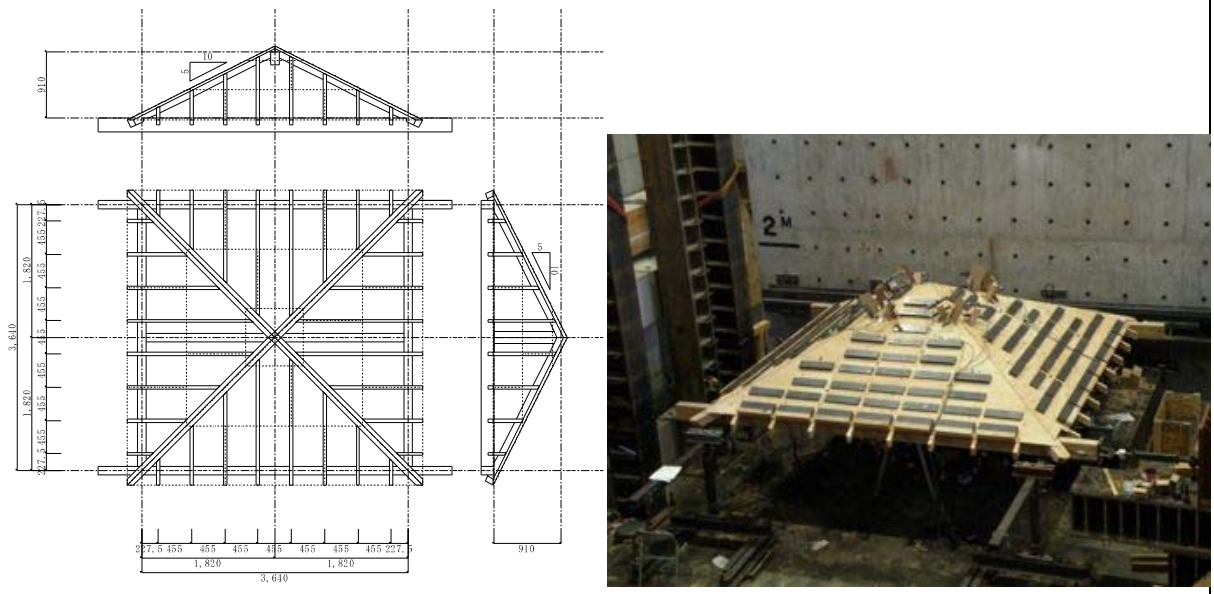
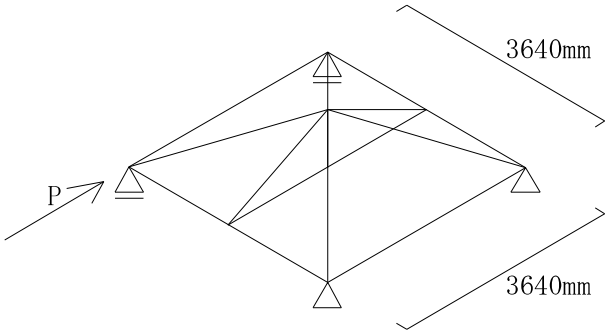


図　試験体



加力方法

【使用材料】

木材：桁材：スギ、断面寸法 105×180mm

束：スギ、断面寸法 105×105mm

隅木：スギ、断面寸法 120×120mm

垂木：スギ、断面寸法 42×75mm

構造用合板：9×910×1820mm、N50@150

垂木−桁接合：N125 脳天打ち

垂木−隅木接合：2-N75、隅木−桁接合：2-N90、隅木−束接合：ほぞ差しのみ

積載荷重有り：総重量 1276kg、屋根面単位面積あたり 70.8kg/m^2

屋根勾配：5 寸勾配

●荷重変形

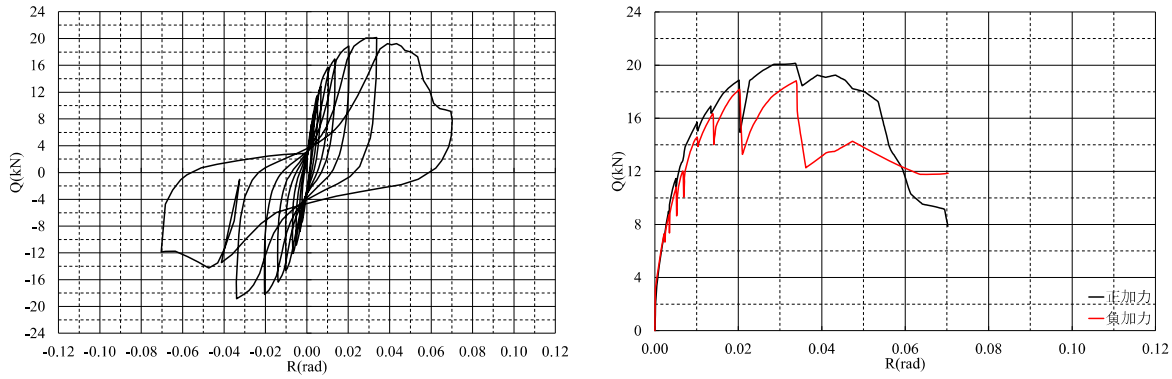


図　せん断力−変形角関係

●破壊性状

野地板　　野地板

●特性値一覧

K kN/rad	Qy kN	Qu kN	Qmax kN	Ry rad	Rv rad	Ru rad	μ -	Ds -
2114	11.78	18.54	20.14	0.0056	0.0088	0.0544	6.2	0.30

特定変形角時のせん断力（kN）										
1/600	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/100	1/75	1/50	1/30	1/15
6.20	7.23	8.83	11.45	12.80	14.57	15.63	16.89	18.82	20.12	-

3.7.4　今後の DB 充実のための提案

先述したように、小屋組を含む屋根構面の実験は、費用、労力ともに負荷が大きいため、実験が実施されにくい現状がある。また、壁構面とは異なり部分的な単位要素を取り出すことも難しく、形状や寸法が異なる際の性能を推定できる理論式の構築が望まれる。また、小屋組全体の挙動を解析的に検証するためには、立体フレーム解析モデルを作成すればよいが、そのためには各仕口の接合部バネの特性値をどのように決めるかなど、課題は山積している。これらの課題については、実大実験を実施した際に解析的な検討も同時に行うことが望まれる。また、吹き抜けを有する町家に見られるような小屋組を含んだ屋根構面や、斗栱などを含んだ社寺建築物の小屋組などについても、実験や解析による検討が今後行われることが望まれる。

3.8　伝統木造データベースにおける樹種の取扱について

3.8.1　接合耐力の計算における樹種の取扱い

（1）下限値を導出する場合

1）スギで実施された耐力要素試験のデータ（スギの基準比重に近い比重を有するものに対して実施されたデータに限る）を他の樹種に準用することができる。

2）スギ以外の樹種で行った耐力要素試験のデータ（当該樹種の基準比重に近い比重を有するものに対して実施されたデータに限る、以下同じ）は、当該樹種又は同一樹種グループには適用することができる。

3）スギ以外の樹種で行った耐力要素試験のデータを当該樹種以外の場合に適用するためには、基準比重がより大きな樹種グループには適用することができる

表 3.8.1-1　木質構造設計規準・同解説（日本建築学会）における樹種グループと気乾比重

樹種グループ	樹種	基準比重*
J1	アカマツ、カラマツ、ベイマツ、クロマツ、ツガ等（比重が 0.50 程度**のもの）	0.42
J2	ヒノキ、ヒバ、ベイツガ、ベイヒ、モミ等（比重が 0.44 程度**のもの）	0.37
J3	スギ、ベイスギ、トドマツ、エゾマツ、スプルース、ベニマツ等（比重が 0.38 程度**のもの）	0.32

*　：樹種グループ内の気乾比重（含水率 15 %）の下限値

**　：樹種グループの平均的比重

（2）上限値が大きすぎると不都合が生じる場合

1）耐力要素試験のデータ（当該樹種の平均的比重に近い比重を有するものに対して実施されたデータに限る）を当該樹種又は同一樹種グループの樹種には適用することができる。

以上（1)、(2）について、破壊モードがめり込み系、せん断系の場合に限る。曲げ系の破壊の場合は弾性係数なども考慮する必要がある。

3.8.2　材料特性値の適用に関する樹種の取扱い

（1）限界耐力計算による場合

限界耐力計算においては、建築基準関係法令により材料強度、許容応力度が定められている、若しくは平成 12 年建設省告示（以下、「建告」と称する）第 1452 号第７号に基づいて国土交通大臣が材料強度、許容応力度を与えた樹種の全てが使用できる。参考までに平同告示第６号で与えられている無等級材の基準強度を表 3.8.2-1 に示す。材料強度、許容応力度が法令で与えられていない、若しくは大臣に指定されていない樹種については、使用できない。

表 3.8.2-1　平成 12 年建告第 1452 号第 6 号に規定される無等級材の基準強度

樹種		基準強度　（単位 N/mm^2）			
		圧縮 Fc	引張り Ft	曲げ Fb	せん断 Fs
針葉樹	あかまつ、くろまつ及びべいまつ	22.2	17.7	28.2	2.4
	からまつ、ひば、ひのき及びべいひ	20.7	16.2	26.7	2.1
	つが及びべいつが	19.2	14.7	25.2	2.1
	もみ、えぞまつ、とどまつ、べにまつ、すぎ、べいすぎ及びスプルース	17.7	13.5	22.2	1.8
広葉樹	かし	27.0	24.0	38.4	4.2
	くり、なら、ぶな、けやき	21.0	18.0	29.4	3.0

このうち、針葉樹については、製材の日本農林規格（H19 農林水産省告示第 1083 号、以下、「製材の JAS」と称する）第 5 条に規定する目視等級区分製材又は同告示第 6 条に規定する機械等級区分構造用製材の規格に適合し、かつ含水率の基準が 15%以下（乾燥割れにより耐力が低下するおそれの少ない構造の接合とした場合は 20%以下）のものは、政令第 46 条第 2 項を適用して許容応力度計算が実施できる。

しかし、広葉樹については構造用製材の規格そのものがなく、製材の JAS 第 8 条に適合する広葉樹であっても、広葉樹として構造用の品質が担保されているわけではない。

また、表 3.8.2-1 の基準強度は、どのような材質のものであっても法令上は適用可能であるが、実際には旧製材の JAS（昭和 42 年農林水産省告示第 1842 号）において一等に格付けされる木材の強度に基づいた数値であるので、無闇矢鱈と適用するのは技術的に齟齬がある。

一方、めり込みの基準強度 Fcv は、表 3.8.2-2 の通りである。限界耐力計算において、極めて稀に発生する地震、極めて稀な風圧力、極めて稀な積雪荷重に対して、安全確認を行うのは、圧縮、引張り、曲げ、せん断の材料強度に対して、その荷重継続期間の調整係数を乗じた数値で検定する必要がある。荷重継続時間の調整係数は、50 年に対して 0.55、3 カ月に対してはその 1.3 倍の数値、3 日間については、0.8 を用いることになっている（表 3.8.2-3）。しかし、めり込みについては、使用部位に応じて表 3.8.2-4 の数値でよいこととなっている。

表 3.8.2-2　平成 13 年国交告第 1024 号第 3 第 1 号表 1 に示されるめり込みの基準強度

樹種		基準強度 Fcv（N/mm²）
針葉樹	あかまつ、くろまつ及びべいまつ	9.0
	からまつ、ひば、ひのき及びべいひ	7.8
	つが、べいつが、もみ、えぞまつ、とどまつ、べにまつ、すぎ、べいすぎ及びスプルース	6.0
広葉樹	かし	12.0
	くり、なら、ぶな及びけやき	10.8

表 3.8.2-3　圧縮、引張り、曲げ、せん断の許容応力度

	圧縮	引張り	曲げ	せん断
長期許容応力度（N/mm²）	$\frac{1.1Fc}{}$	$\frac{1.1Ft}{3}$	$\frac{1.1\ Fb}{3}$	$\frac{1.1Fs}{3}$
短期許容応力度（N/mm²）	$\frac{2\ Fc}{3}$	$\frac{2\ Ft}{3}$	$\frac{2\ Fb}{3}$	$\frac{2\ Fs}{3}$

ここで、Fc：圧縮の基準強度、Ft：引張りの基準強度、Fb：曲げの基準強度、Fs：せん断の基準強度（いずれも単位は N/mm²）

表 3.8.2-4　めり込みの許容応力度

荷重方向と木材の繊維方向がなす角度		使用部位	長期許容応力度(N/mm²)		短期許容応力度(N/mm²)	
			積雪時	積雪時以外	積雪時	積雪時以外
(1)	10° 以下	すべて	$\frac{1.43\ Fc}{3}$	$\frac{1.1\ Fc}{3}$	$\frac{1.6\ Fc}{3}$	$\frac{2\ Fc}{3}$
(2)	10° 超～70° 未満	すべて	(1)と(3)の数値を角度に応じて直線的に補間した数値			
(3)	70° 以上	①土台等の横架材（当該部材のめりこみによって他の部材の応力に変化が生じない場合に限る）	$\frac{1.5\ Fcv}{3}$	$\frac{1.5\ Fcv}{3}$	$\frac{2\ Fcv}{3}$	$\frac{2\ Fcv}{3}$
		②①の場合以外	$\frac{1.43\ Fcv}{3}$	$\frac{1.1\ Fcv}{3}$	$\frac{1.6\ Fcv}{3}$	$\frac{2\ Fcv}{3}$

ただし、基礎ぐい、浴室等常時湿潤状態の環境下で使用する場合は 70%に低減する。

Fc：圧縮の基準強度、Fcv：めり込みの基準強度

一方、座屈の許容応力度は、表 3.8.2-5 の通りである。

表 3.8.2-5　座屈の許容応力度

有効細長比 λ	長期許容応力度（N/mm²）	短期許容応力度（N/mm²）
λ ≦30 の場合	$\frac{1.1}{3}$ Fc	$\frac{2}{3}$ Fc
30＜λ ≦100 の場合	$\frac{1.1}{3}$（1.3－0.01λ）Fc	$\frac{2}{3}$（1.3－0.01λ）Fc
λ ＞100 の場合	$\frac{1.1}{3}\cdot\frac{3000}{\lambda^2}$ Fc	$\frac{2}{3}\cdot\frac{3000}{\lambda^2}$ Fc

ただし、Fc：圧縮の基準強度（N/mm²）、$\lambda = l_e\sqrt{A/I}$（le：有効座屈長さ(mm)、A：断面積(mm²)、I：断面二次モーメント(mm⁴)）

また、繊維方向の強度は表 3.8.2-1 の Fc、繊維直交方向の部分圧縮（めり込み）は表 3.8.2-2 の Fcv であるが、繊維直交方向の全面圧縮は、建築基準関係法令では定められていない。繊維直交方向の応力に対する木材は、部分圧縮でも全面圧縮でも明確な破断に到るケースは少ない。応力ひずみ曲線は、初期剛性から一次降伏に到り、その後右肩上がりでほぼ無限に応力が上昇するが、無欠点小試験片による横圧縮の比例限度応力は、表 3.8.2-6 のような特性値[1)]が知られている。針葉樹では半径方向＞接線方向＞45° 方向でいずれも縦方向の 10%未満であり、縦圧縮強さに対する比は樹種間の差はさほど大きくない。広葉樹では、半径方向＞接線方向≒45° 方向であり、樹種間の差は大きい。なお、いずれもめり込みの比例限度応力よりも小さい。

表 3.8.2-6　全面横圧縮の比例限度応力とその縦圧縮強さに対する比

樹種	縦圧縮強さ (N/mm²)	全面横圧縮の比例限度応力（N/mm²）／（縦圧縮強さに対する比（%））			部分圧縮（めり込み）の比例限度応力（N/mm²）		
		半径方向	接線方向	45° 方向	半径方向	接線方向	45° 方向
スギ	27.9	2.5 (9.0)	1.7 (6.1)	1.0 (3.6)	3.5	2.8	2.1
エゾマツ	28.5	2.6 (9.1)	2.0 (7.0)	0.7 (2.5)	3.4	2.8	2.0
アカマツ	40.3	3.7 (9.2)	2.8 (6.9)	1.7 (4.2)	5.8	5.1	3.7
ブナ	47.4	7.6 (16.0)	4.7 (9.9)	4.4 (9.3)	11.3	7.7	7.6
アピトン	55.1	4.4 (8.0)	3.1 (5.6)	2.9 (5.3)	8.4	5.6	5.0

一方、無欠点小試験片の縦圧縮強さが 40 N/mm² 程度[2)]のヒノキについて行われた全面横圧縮試験の結果[3)]によれば、比例限度応力は概ね 3～5 N/mm² であり、試験体

の形状や寸法に依存して数値が異なることが示されている。縦圧縮強さが 50 N/mm^2 程度[2)]のヒノキについて行われた全面横圧縮試験[4)]によれば、比例限度応力は概ね 7～8 N/mm^2 というデータもある。

(2) 時刻歴応答計算を行う場合

法令等により材料強度、許容応力度が定められていない樹種についても、実験データや社会的に信頼性のある既往の文献等に基づいて材料強度や許容応力度を設定して、使用することができる。

実験方法として、参考になるのは以下の 2 つが考えられる。

- 1998 年 12 月 1 日建設省住宅局建築指導課国際基準調査官事務連絡のうち、「一枠組材又は面材の許容応力度、材料強度及び弾性係数」
- 構造用木材の強度試験マニュアル（(公財)日本住宅・木材技術センター、平成 23 年 3 月）

実験による際、若しくは既往のデータを参考にする際には以下の条件に適合している必要がある。

1) 試験を行う標本の数

（ｉ）試験を行う標本は、材料の生産、加工、流通及び施工のすべての段階で同定可能な母集団から、当該母集団の材料特性を適切に表すものとなるように収集するものとし、その数は 2) による。なお、95%下側許容限界を求めるための標本の数については 3) によってもよい。

（ⅱ）標本数はそれぞれの材料強度に係る試験結果の母平均の区間推定において、信頼率 95%の信頼区間が標本平均の±5%以内に収まるように定める。特に母平均の分布形を正規分布と見なすことができる場合においては、収集する標本の数は次式によることができる。

$$n \geqq 0.1537 \cdot Cv^2$$

ここで、n：標本の数、Cv：変動係数（%）である。

（ⅲ）標本数は、順序統計量仮定に基づいて信頼水準 75%における 95%下側許容限界を求めるのに必要な数量とする。

2) 試験体の形状及び寸法

試験体の寸法は原則として、実際に建築物内で使用する部材の寸法、若しくはこれと同等以上に評価できる寸法とする。

例えば、図 3.8.2-1 に示すように曲げ試験についてはモーメント(せん断一定)区間のスパンを梁せいの 5～7 倍とし、せん断区間のスパンを梁せいの 4.5～7.5 倍とするか、これに依らない場合は、せん断の影響を考慮して曲げ特性値を測定するものとする。

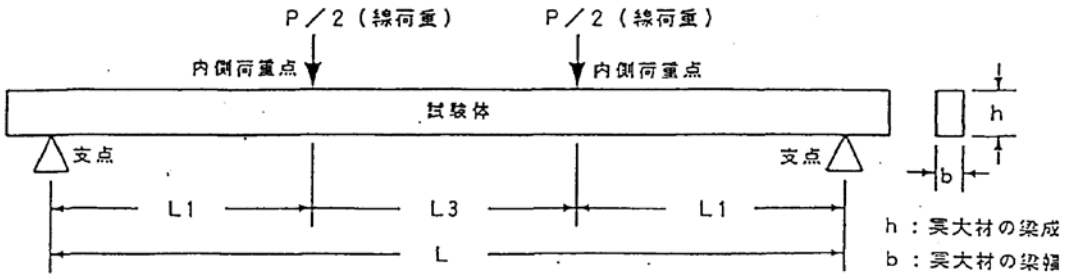


図 3.8.2-1　曲げ試験方法の一例

3）試験体の作成

試験体は、標本から次の(ⅰ)～(ⅲ)に従って作成する。

（ⅰ）曲げ試験においては、標本の最大の欠点がモーメント（せん断一定）区間に位置するものとする。

（ⅱ）圧縮、引張り試験においては、標本の最大の欠点を含むように試験体を製作する。

（ⅲ）せん断、及びめり込み試験においては、欠点の有無は任意とすることができる。

4）試験体の養生方法

試験体は、気温 20±2℃、かつ相対湿度 65±5%の環境下で、24 時間の試験体の重量変化が、0.1 %以内となるまで養生する。

5）試験方法

監修荷重は、荷重点の移動速度がほぼ一定となるように加え、荷重の最大値に達するまで（めり込みの場合は、試験体のめり込み量が荷重ブロックの長さの 5%に達するまで）の時間が 5±2 分（せん断にあっては 1 分以上）となるように試験を行うこととする。

文献

1）森林総合研究所：木材工業ハンドブック（改訂 4 版）、p.137、丸善、2004

2）同、p.194

3）的野博訓、前川秀幸、松留愼一郎、末松充彦、大橋好光：“木材の繊維に直交方向圧縮に関する実験的研究”、職業能力開発総合大学校紀要、No.42、pp.94-97、2013

4）青木ゆい、讃岐将嗣、辛 殷美、藤田香織：日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1,pp. 307-308、2013