地震力により部分圧縮を受ける土台の抵抗能力と破壊性状

RESISTING PERFORMANCE AND FRACTURAL BEHAVIOR
BY SILL EMBEDMENT DURING EARTHQUAKES

秋元 星*, 五十田 博**, 松田 昌洋***, 槌本 敬大****

Sho AKIMOTO, Hiroshi ISODA, Masahiro MATSUDA
and Takahiro TSUCHIMOTO

In this study, many partial compression tests under large deformation were conducted to grasp the damage and safety limit and to evaluate the strength value. The specimen consists of full surface, edge part and center part compression of the sill with/without column and so on. The shaking table tests were also conducted to confirm the damage and safety limit. Results of these static and dynamic loading tests are summarized as follows:

- 1) The strength obtained from all material tests is satisfied with the strength value in accordance with Japanese Building Standard Law, but the strength in a few of full surface compression dropped the load after the given deformation of 60mm.
- 2) Safety capacity for supporting vertical load is confirmed under more than strength value in the shaking test. Safety limit deformation is proposed around 20mm and it is 1.16-1.82 time of timber and 1.40 to 2.34 times of glulam in the current strength.

Keywords : Embedment, Standard strength, Partial compression, shaking table test, Column-sill joint, Laminated timber

めり込み, 基準強度, 部分圧縮, 振動台実験, 土台, 集成材

1. はじめに

木材の引っ張りや曲げといった基本的な材料の力学的挙動は、塑性化に至らず急激に荷重が低下するか、塑性化したとしても靱性はさほど大きくなく、脆性的に破壊にいたる場合が多い。一方で、繊維直角方向の部分圧縮である、いわゆる、めり込み挙動は、降伏応力度（以下、比例限度応力度とする）を超えた後も、耐力低下することなく変形が進行する靱性のある挙動を呈する。この優れた靱性を設計に活かすことを目的に、これまでいくつかの研究がなされており、その代表的なものは、稲山による実験に基づきバイリニア特性を定式化した研究¹⁾など、野口による有限要素法を用いた許容耐力に関する研究²⁾など、棚橋による解析的な研究³⁾など、などである。

ここで、典型的なめり込みの荷重変形関係を図1に示す。めり込み挙動は、降伏の後再び荷重が上昇する（以後この現象をハードニングと称する）パターン①と考えられている。また、めり込みの基準強度についてその背景を確認すると、文献⁴⁾では、「(前略) 許容応力度は気乾状態の無欠点小試験体による比例限度応力度に基づき(後略)」とある。比例限度応力度を短期許容応力度とみなせば、基準強度はその1.5倍であり、文献⁵⁾では次の式で説明している。

$$\text{めり込み基準強度} : F_{cv} = \sigma F_{cv} \times 1.00(\alpha) \times 1.5$$

ここで、 σF_{cv} は比例限度応力度の平均値、 α は欠点による低減係数である。つまり、基準強度は直接的に実験で得られた値ではなく、短期許容応力度に相当する比例限度応力度を実験で得て、基準強度と比例限度応力度の比率 1.5 : 1.0 をあてはめたものである。これは、前述した図1のパターン①のようにバイリニア挙動の後に荷重が上昇しつづけるのであれば問題はないが、パターン③となると、実際には基準強度に対応する値が存在しないことも考えられ、比例限度を1.5倍した基準強度の状態は明確ではない。

図1 典型的なめり込みの荷重変形関係

* 信州大学大学院 修士課程(当時)

** 京都大学生存圏研究所 教授

建築研究所 客員研究員・博士(工学)

*** 信州大学工学部 助教・博士(工学)

**** 建築研究所材料研究グループ 上席研究員・博士(農学)

(Former) Grad. Stud., Graduate School of Engineering, Shinshu University
Prof., RISH, Kyoto University

Visiting Researcher, BRI, Dr.Eng.

Assist. Prof., Faculty of Eng., Shinshu University, Dr.Eng.

Chief Research Engineer, Dept. of Building Materials and Components, Building Research Institute, Dr.Agr.

また、木造軸組工法住宅の許容応力度計算法⁶⁾では、「降伏点を少し超えた程度では材に損傷は生じず、材表面の繊維が損傷して凹んだ跡が残るのは、圧縮応力が材料強度（基準強度と同意と考えられる）を超えてめり込み変位が 5mm から 10mm に達した後である。（中略）土台のめり込みに対する検定は、短期水平力に対する損傷限界や大地震に対する安全限界についてはクリティカルな要因とはなり得ず、（後略）」としている。仮に基準強度を超えた後に材に損傷が起こるとしても、大地震時の変形制限や短期時の検定において何らかの措置が必要ではないか、と疑問に思うところもある。

そこで本研究は、材料実験と振動台実験を実施し、土台のめり込みについて比例限度を超え基準強度に至り、さらにそれを超えた後の挙動を明らかにするものである。材料実験はこれまで実施していない大変形時のめり込み挙動を得ることを目的に実施した。振動台実験は、基準強度を超える衝撃的な応力が作用した際、鉛直支持能力に支障をきたすことがないか、を確認することを目的に実施した。

2. 材料実験

2.1 実験概要

土台に用いる 105mm×105mm×3,915mm の製材と集成材を 50 本ずつ用意し、それを切り出し、試験体を製作した。樹種は、製材がベイヒ、集成材がオウシュウアカマツであり、等級は製材が E90、集成材は同一等級構成集成材 E105-F300 である。図 2 に試験体の切り出し方法を示した。1 本の材から全面圧縮試験体、圧縮治具に鋼板を用いて圧縮する鋼板圧縮試験体、木材の柱を加力治具に用いて材端部、そして中間部を圧縮する試験体、それぞれ 3 体、2 体、2 体、2 体を採取した。その結果、試験体総数は 900 体となり、その内訳は製材と集成材でそれぞれ、全面圧縮試験体 150 体、鋼板圧縮試験体を材端、中間圧縮用に分け、それぞれ 50 体、柱を圧縮する試験体が端部と中間で、それぞれ 100 体である。図 3 に試験体の形状を示す。ここで、柱を加力する圧縮試験の端部の試験体（以降、材端柱圧縮試験体）は断面 57mm×30mm 長さ 40mm の寄ほぞ、土台の中間部を圧縮する試験体（以降、中間柱圧縮試験体）は中柱を想定し断面 88mm×30mm 長さ 50mm の短ほぞとした。以降の考察において、柱を圧縮する試験体の応力度は土台のほぞ加工部分の面積を除外している。ほぞの深さは、ほぞ長さ+10mm とした。材端柱圧縮試験では 50mm、中間柱圧縮試験では 60mm と異なる。加えて柱で圧縮することは共通だが、柱のほぞのオス加工のない状態で実験を半数実施した。この試験体を以降、ほぞ無と称し、柱にほぞのオス加工のあるものをほぞ有とする。柱は、製材はスギ、集成材はスプルースである。なお、発注時、「土台に使う」という以外特段の配慮はせず、ほぞ穴の位置も集成材で積層方向に加工するという以外、指定はしていない。また、製材では心持ちでない材がある。一般にベイヒ土台において心持ちでない材が使われることのあるのは確認済みである。载荷は単調载荷とし、試験法⁷⁾では、めり込み変位の計測を 20mm までとしたものもあるが、本研究では、終局状態を検討するため、60mm 程度まで加力、計測を実施した。

2.2 荷重変形関係の分類整理

実験結果を整理するにあたり、荷重変形関係のパターンを整理した。基本は図 1 におけるパターン①のようにハードニングするもの、

図2 試験体の切り出し方法

図3 試験体

パターン	挙動
①	めり込み変位 40mm 付近でハードニングする。
①-2	50mm 付近でハードニングを生じる。
①-3	めり込み変位 10mm 付近で剛性上昇する。
①-4	ハードニング手前で一度、荷重低下する。
②	二次勾配のまま終局を迎える。
③-1	ハードニングの兆し直後に荷重低下する。
③-2	降伏後、荷重が上昇するが、途中で荷重低下する。
③-3	二次剛性が低く、途中で荷重低下する。

図4 荷重変形の細分類

パターン②のように 60mm 程度までの加力においてハードニングも荷重低下もみられないもの、そしてパターン③のように荷重低下するものの3つに大きく分類された。そして、パターン①と③ではいくつかの派生がみられたのでそれらをさらに分類した。図 4 に細分類した結果を示す。パターン①では、ハードニングした変位に違いがみられたので 35～45mm 程度までと 50mm 程度以降に分けた。また、ほぞのある試験体ではほぞの影響がみられたものもあったので、それも細分類に加え、さらにハードニングの手前で荷重低下するものがあり、それを加えた。パターン③では 2 次剛性に大きく違いがみられ、2 次剛性がある程度大きく、さらに一度ハードニングしかけその後荷重低下するもの、ハードニングせず荷重低下するものに分けた。以後、上記の分類を基に、それぞれの試験体別に考察を進める。また、以後の考察では節の影響について、特段それだけ

を取り出して言及をしていないので、ここでまず注記する。表 1 に鋼板圧縮試験で中間を加力した際に加力下部の影響範囲と考えられる部分に節があるもの（以降、節あり）と、ないもの（以降、節なし）のそれぞれの比例限度力の平均値を示した。製材では、節ありの方が 2 倍程度高い値を示したが、集成材では積層ラミナごとの圧縮変形に違いがあるため、1.2 倍程度であった。図 5 のように圧縮面の節が死節であると、形状を保ったまま外側にはらみだし、生節の場合には、節内部または周辺部に割れがみられた。そして、飛び出したことによる間隙の影響や亀裂によって、それ以降の変形で荷重低下したものもあった。このようにめり込み挙動に節が大きく影響する。詳細な検討は稿を改め論じたい。

表 1 節の有無による影響 ※鋼板圧縮試験より

	比例限度力[N/mm ²]		比 節あり/節なし
	節あり	節なし	
製材	11.28	5.44	2.07
集成材	6.66	5.36	1.24

図 5 節あり試験体の変形挙動

全面圧縮試験 まず、同一材から切り出した試験体について挙動を比較する。図 6 は典型的な 2 種類の荷重変形関係を比較したものである。(a) はほぼ同じ挙動を示し、図 6 (b) は異なる挙動を示したものである。同一材から取り出した材であっても、同じ挙動とはならない場合があったが、その違いを現段階では特定できていない。

図 7 にはすべての荷重変形関係とそのパターンの分類結果を示す。製材、集成材ともにほとんどの試験体において 40mm 程度でハードニングをしており、最終的に基準強度を大きく上回る結果となった。図 8 に破壊性状を示す。製材は、外周部に広がりつづれたものと年輪傾斜の影響を強く受け、全体的に圧縮が進むものがみられた。集成材では、原形をとどめず全体的に圧壊したものがあつた。パターン①-2 には、圧壊した材の一部がハードニングしたのものも含まれるが、全体の 1 割と少なく、ある層だけの破壊が進むというものが大半であつた。層ごとに剛性、降伏点が異なるため、このような抵抗挙動になったと考えられる。

鋼板圧縮試験 図 9 に荷重変形関係とそのパターンを示す。全体では、およそ 9 割が全面圧縮と同様に 40mm 付近でハードニングがみられた。材端部の挙動パターンは集成材、製材とも同じ傾向を示し、ほとんどがハードニングを生じたが、1~2 割程度は、荷重低下しないものの明確なハードニングを生じることなく 60mm までめり込むパターン②の挙動を示した。中間部では、製材でハードニングしないものが 4 割程度あつた。集成材は、製材に比べるとばらつきが小さく、製材、集成材ともに圧縮面のめり込みが進展することによって材端部に引張による割裂が生じる破壊性状を示した。

(a) 同じ挙動を示した試験体 (b) 異なる挙動を示した試験体

図 6 同一材から切り出した試験体の挙動

パターン	製材 (149 体)	集成材 (150 体)
①-1	122	125
①-2	27	25

図 7 荷重変形関係とそのパターン (全面圧縮)

図 8 破壊性状 (全面圧縮)

パターン	製材 (99 体)		集成材 (100 体)	
	材端部 (49)	中間部 (50)	材端部 (50)	中間部 (50)
①-1	37	30	36	39
①-2	6	1	6	6
②	6	19	8	5

図 9 荷重変形関係とそのパターン (鋼板圧縮)

パターン	製材 (100 体)		集成材 (100 体)	
	ほぞ無 (50)	ほぞ有 (50)	ほぞ無 (50)	ほぞ有 (50)
①-1	39	29	31	19
①-2	1	3	4	0
①-3	0	0	0	20
①-4	0	0	0	1
②	8	12	7	2
③-1	0	3	2	5
③-2	1	1	6	3
③-3	1	2	0	0

図 10 荷重変形関係とそのパターン (材端柱圧縮)

図 11 破壊性状 (材端柱圧縮)

材端柱圧縮試験 図 10 に荷重変形関係とそのパターンを示す。ほとんどの試験体でハードニングを生じるか、二次剛性のまま 60mm に達するパターン①、②であった。パターン③のように荷重低下したものもあったが、基準強度を下回することはなかった。パターン①-3 は、集成材のほぞ有特有であり、約 4 割の試験体でめり込み変位 10mm 付近にて、荷重の上昇がみられた。製材では明確にこの挙動を確認できなかった。ほぞの土台加工下部への接触が原因と考えられる。土台のほぞ加工された部分は圧縮される面積が小さく変形が進むが、製材は全体的に変形が進んでいる印象、集成材はある層で変形が進むという印象の差が見られ、それが荷重変形の違いとして表れた、とも考えられるが、詳細は不明である。図 11 に破壊性状を示す。全体的に圧縮が進むものと中央部のみで進むもの、さらに柱材が割れ土台に割裂を生じさせ端部にはらむ破壊がみられた。パターン③の荷重低下は、土台の割裂、柱材が先行破壊、圧縮部分に節が存在しており、それが抜けたことなどが原因である。

中間柱圧縮試験 図 12 に荷重変形関係とそのパターンを示す。ほぞ有では 40mm 付近で剛性が上昇した。また、ほぞ無に比べ降伏後の剛性が高く、集成材のみめり込み変位 10mm 付近にて、荷重上昇を示すパターン①-3 が、6 割と材端柱圧縮より多く存在した。

パターン	製材 (100 体)		集成材 (99 体)	
	ほぞ無 (50)	ほぞ有 (50)	ほぞ無 (50)	ほぞ有 (49)
①-1	22	34	6	2
①-2	1	0	0	0
①-3	0	0	1	29
②	27	6	30	1
③-1	0	7	0	16
③-2	0	3	13	1

図 12 荷重変形関係とそのパターン (中間柱圧縮)

図 13 破壊性状 (中間柱圧縮)

表 2 終局状態における柱と土台の割裂数

		柱材のみ				両方	割裂なし
		ほぞ有	ほぞ無	ほぞ有	ほぞ無		
柱端柱	集成材	ほぞ有	14	2	1	32	
		ほぞ無	26	1	1	22	
	製材	ほぞ有	2	12	17	19	
		ほぞ無	2	9	11	28	
中間柱	集成材	ほぞ有	17	5	8	20	
		ほぞ無	32	1	2	15	
	製材	ほぞ有	12	4	5	29	
		ほぞ無	12	6	7	25	

ほぞ無の半数以上は、明確なハードニングせず終局を迎えた。集成材では、パターン③-2 の挙動を示し荷重低下した試験体が 2 割程度あり、荷重低下の原因は、柱材の先行破壊によるものであった。図 13 に破壊性状を示す。破壊性状とハードニングの有無には関係性がみられず、土台が面外方向に膨らむものと、中央部のみ圧縮が進み、土台の割裂を伴うものがあった。

表 2 に終局状態における柱と土台の割裂数を示す。柱材の割裂は、ほぞ無に多く存在した。ほぞ有同様、土台にほぞ穴があり、ほぞ穴端部に応力が集中してしまうことが原因である。一方、土台に割裂を生じた試験体は、ほぞ有の割合が多くほぞ先端が土台に接触し、めり込んだことで生じたと考えられる。

表 3 実験結果（表記のない単位：N/mm²、カッコ内の数字 σ_y は基準強度×2/3 との比、 σ_{20mm} 時は基準強度との比、剛性は全面との比）

製材	全面	鋼板圧縮試験		柱圧縮試験			
		材端部	中間部	材端柱		中間柱	
				ほぞ有	ほぞ無	ほぞ有	ほぞ無
基準強度×2/3	1.73	4.13	5.20	4.13		5.20	
σ_y 平均	3.25 (1.88)	4.81 (1.16)	5.79 (1.11)	4.44 (1.08)	4.14 (1.00)	5.19 (1.00)	4.82 (0.93)
変動係数[%]	34	27	35	23	26	27	27
σ_y 95%下限値	1.33 (0.77)	2.46 (0.60)	2.12 (0.41)	2.59 (0.63)	2.19 (0.53)	2.65 (0.51)	2.46 (0.47)
σ_y 50%下限値	3.20 (1.85)	4.69 (1.13)	5.60 (1.08)	4.34 (1.05)	4.04 (0.98)	5.06 (0.97)	4.70 (0.90)
σ_{20mm} 時 95%下限	2.21 (0.85)	5.79 (0.93)	5.91 (0.76)	4.84 (0.78)	4.33 (0.70)	6.15 (0.79)	5.72 (0.74)
σ_{20mm} 時 50%下限	4.94 (1.90)	11.27 (1.82)	9.05 (1.16)	7.72 (1.25)	7.44 (1.20)	10.32 (1.32)	9.82 (1.26)
δ_y 平均[mm]	2.01	2.27	2.16	3.07	2.98	2.40	1.92
$K_{c,90}$ [N/mm ³]	3.39	3.25(0.96)	4.23(1.25)	2.37(0.70)	2.49(0.73)	4.05(1.19)	4.84(1.42)

集成材	全面	鋼板圧縮試験		柱圧縮試験			
		端部	中間部	材端		中間	
				ほぞ有	ほぞ無	ほぞ有	ほぞ無
基準強度×2/3	1.60	3.40	4.40	3.40		4.40	
σ_y 平均	2.84 (1.78)	4.35 (1.28)	5.23 (1.19)	3.98 (1.17)	3.98 (1.17)	4.51 (1.03)	4.17 (0.95)
変動係数[%]	34	25	20	12	10	19	17
σ_y 95%下限値	1.16 (0.73)	2.38 (0.70)	3.34 (0.76)	3.12 (0.92)	3.26 (0.96)	2.96 (0.67)	2.89 (0.66)
σ_y 50%下限値	2.79 (1.75)	4.25 (1.25)	5.13 (1.17)	3.93 (1.16)	3.94 (1.16)	4.43 (1.01)	4.10 (0.93)
σ_{20mm} 時 95%下限	4.75 (1.98)	6.75 (1.02)	9.83 (1.93)	8.45 (1.66)	6.77 (1.33)	12.48 (1.89)	8.23 (1.25)
σ_{20mm} 時 50%下限	5.70 (2.37)	9.22 (1.40)	11.96 (2.34)	9.77 (1.92)	8.50 (1.67)	14.89 (2.26)	10.96 (1.66)
δ_y 平均[mm]	0.89	2.20	2.11	1.77	1.46	1.41	1.30
$K_{c,90}$ [N/mm ³]	2.84	2.73(0.96)	4.20(1.48)	2.45(0.86)	2.88(1.01)	3.76(1.32)	4.03(1.42)

2.3 比例応力度

表 3 に基準強度の 2/3 と実験結果から求めた統計的下限值や平均値などを示した。ここで比例限は、枠組壁工法構造計算指針⁸⁾に記載されている方法によって算出した。基準強度は文献⁹⁾に記載される繊維直角方向の値である。表中には、各試験体の比例応力度に対して、材料の基準強度の評価に用いられる信頼水準 75%における 95% 下側許容限界値（以下、95%下限値）と、耐力壁の短期許容耐力の評価に用いられる同 50%下側許容限界値(以下、50%下限値)を統計処理し、試験パラメータ毎に求めた値を示した。以上に加え、基準強度との比較として、後述する振動台実験の結果を踏まえて提案するめり込みの許容変形の 20mm の応力度について比例応力度と同様に 95%下限値と 50%下限値について求めたもの、さらに、降伏変位 δ_y の平均、めり込み剛性 $K_{c,90}$ の平均を示した。比例応力度のカッコ内は基準強度の 2/3 に対する比を示す。この比は現行の基準強度との比と同意である。また、 σ_{20mm} 時のカッコ内は基準強度との比を表している。

製材、集成材ともに、95%下限値では基準強度を下回り、基準強度には、平均値、あるいは 50%下限値がほぼ対応していることがわかる。変動係数は、全面圧縮と鋼板圧縮の端部は製材と集成材で同じであるが、それ以外では製材が大きい。また、ほぞの有無では比例応力度では、ほぞ有の方が大きい傾向はみられるが、集成材の材端においてはその差は顕著ではない。振動台実験の結果を踏まえて提案する許容変形の 20mm の荷重について全面圧縮を除いて、比例応力度と同じように 50%下限値で比較すると、製材では 1.16~1.82 倍の、集成材では 1.40~2.34 倍の現行の基準強度に対し

での割り増しが期待できる。また、剛性は、全面圧縮より端部は総じて小さくなる傾向、中間部では、めり込みに対する端部の余長があることで、全面圧縮と比較して製材で 1.19~1.42 倍、集成材で 1.32~1.48 倍となった。

3. むり込みを強制的に生じさせた振動台実験

3.1 実験概要

図 14 に実験方法を示す。加振によって、後述する柱付き壁（以下、壁パネル）に水平力を与え、柱を土台にめり込ませるようにした。壁パネルの幅は 910mm であり、上部に載荷できる錘に限界があるため、水平せん断力を増加させるために、壁パネルと並列にせん断抵抗のほとんどないフレームを用意し、その上に錘を載せ、フレームで発生したせん断力が壁パネルに伝わるようそれぞれを溝形鋼によってつないだ。壁パネル上部及びフレーム上の錘の重量は、それぞれ約 10kN とした。なお、フレームは柱横架材接合部をピン節点に近づけ、せん断抵抗を生じにくくするため、柱頭柱脚接合部の HD 金物のボルトの止め付け部分にワッシャー形状をした厚さ 16mm ゴムを数枚挟んだ。加振は動的アクチュエータを試験体下部のスライダーに取り付けることにより実施した。

壁パネルは、高さ 2,800mm、厚さ 105mm、幅 910mm で、カラマツ集成材（同一等級構成集成材 E105-F300）を用いた。柱付き壁、と前述したのは幅 910mm の両端の下部に柱形を模した加工を施し、さらにほぞを切り欠いていることによる。つまり、柱と壁は一体である。土台は材料実験の集成材と同じ、オウシュウアカマツ集成材（同一等級構成集成材 E105-F300）で、端部柱圧縮試験（以下、端

部試験体)と中間柱圧縮試験(以下、中間部試験体)に相当する2種類を用意した。端部試験体では壁パネル幅と土台の木口面を揃えパネル幅と同じ長さ910mmとし、中間部試験体はめり込みに対する土台の端部の余長を十分にとり土台全体の長さを1,600mmとした。試験体数は大きなめり込み変形が予想される端部試験体を3体、中間部試験体を1体とした。ほぞの加工は、前述した材料実験と同じ仕様である。

ここで、壁パネルの縦横比を3:1、すべての水平力を壁パネルが負担するとの仮定のもとで1Gの加速度が作用した際には、壁パネルには20kNの水平力が作用し、柱脚部には水平力によって60kNの鉛直力と、載による鉛直荷重が片側の柱に10kNの半分の5kN、合計65kNの力が作用する。さらに、柱脚に取り付けたHD金物のボルトの初期時導入軸力は全加振において10kNに統一しており、合計75kNの力が作用する。応力度で端部試験体8.05N/mm²、中間部試験体8.94N/mm²であり、基準強度を上回る圧縮力が作用する。よって、柱脚金物には短期許容耐力60kNのHD金物を用い、ここで想定している程度の圧縮力には耐えられるように設計した。また、壁パネルのせん断強度 τ を3.6N/mm²と考えた場合、パネル本体のせん断耐力は344kNと上述の60kNに比べ、十分に余裕があるが、柱やほぞ部分でのせん断耐力が不足する。そこで、土台下部からM12ボルトを3本固定し、その上部を壁パネル脚部に埋め込み、せん断力を負担させることとした。

入力加振波は、建築基準法の極大地震を2種地盤で増幅したスペクトルに合わせた人工地震動⁹⁾(以下、BSL波)と、1995年兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で得られた地震波のうちのNS成分を用いた(以下、JMA神戸)。徐々に外力を上げていく加振とするため、入力倍率を調整し、BSL波で20%、100%の後、JMA神戸波で70%、100%、125%の順で加振した。柱脚の圧縮力は、柱脚金物を介したロードセルによって柱の引抜き力を計測し、圧縮力との釣合いが成立するものとして計算により求めた。

3.2 実験結果

表4にBSL20%加振以後の荷重変形関係、壁パネル脚部の柱形による圧縮応力度・めり込み関係、めり込みの様子を整理して示す。脚部の圧縮応力度・めり込み関係は、めり込みが先行した柱側について記載した。

加振と目視観察の結果 BSL20%加振では、端部、中間部の両試験体とも目視ではめり込みは見られなかった。その後端部試験体では、BSL100%加振でめり込みが顕著に見られ、材料実験のような土台の面外方向へはらむような破壊が確認できた。また、土台にめり込みが進展するにつれて上面にせん断キー設置用の座掘端部からラミナの剥離が生じ、JMA神戸波100%で過大なめり込みが生じ加振終了とした。中間部試験体では、BSL100%加振後に土台に目視でめり込みが確認でき、JMA神戸波70%、100%加振とめり込みが進展したが端部試験体に比べ軽微であった。その後JMA神戸125%加振によって柱脚金物が破壊したため、試験終了とした。

全体の荷重変形関係と脚部のめり込み 壁パネルへの損傷は見られず、壁パネル自体は弾性と考えられるが、荷重変形としては非線形挙動を示した。パネル自体の耐力が十分に確保されていることからパネルの柱形が土台にめり込むことによる柱脚部の非線形化に起

図14 実験方法

因することがわかる。端部試験体ではJMA神戸70%で限界耐力計算の安全限界である1/30radを超え、実験終了時に鉛直荷重支持能力は保持していたものの、77mm(1/36rad)の残留変形が生じ大きな傾斜が残る結果となった。

圧縮力応力度・めり込み変位関係 図中に示したバイリニア曲線は本実験に使用した土台近傍から切り出した材料実験より得られた実験結果の平均値を示し、破線は基準強度である。極大地震であるJMA神戸100%入力時に中間部試験体では耐力低下が見られなかったものの、端部試験体ではスリップ挙動が顕著で、最大点指向型の履歴特性が崩れ、荷重低下がみられた。最大めり込み変位は、中間部試験体では8mm程度であるのに対し、端部試験体では44mm程度と5倍以上のめり込みが生じ、土台が大きく損傷した。

4. めり込み基準強度の提案

材料実験においてパターン③のような荷重低下がみられる以上、終局状態、基準強度として何らかの制限が必要である。ただ、振動台実験で基準強度の2倍程度の外力が作用したが、それによって安全性、ここでは鉛直荷重支持能力のあることが確認できており、なにかの緩和も一方で考えられる。

まず、材料試験においてパターン③が生じたのはめり込みが40mmを超えた後であるため、40mm以内が一つの指標である。ついで、振動台実験において端部試験体のJMA70%の際に大きな残留変形が残る結果となり、この状態が終局状態に近い。その変位は26.68mmであった。また、端部試験体のBSL100%と中間部試験体の神戸125%加振でそれぞれ、15.43mm、13.63mmのめり込みが生じたが、土台に亀裂が発生や材のはらみが見られたが、まだ十分に荷重上昇にある。そこで、ここでは荷重低下が生じる40mmに対して十分の余裕のある20mmを提案する。ただし、めり込みが20mm以内であっても壁の変形によって構造物としての危険性が生じる可能性もあり、それについては別途検討が必要であることを念のため申し添える。

5. まとめ

土台のめり込みに対し本研究で得られた知見を以下に示す。

- 1) 弾性挙動の後降伏し、その後ハードニングが起こるもの、降伏後の剛性で推移するもの、荷重が低下するものなど、めり込み挙動は異なったが、今回実施したすべての試験体の最大応力度は、基準強度を上回った。

表 4 荷重変位関係・柱脚部の圧縮応力度および破壊の様子

端部試験体

	荷重変形関係	圧縮応力度ーめり込み変位関係	めり込み部分の写真
BSL100% 最大せん断力 20.83 [kN] 最大変位 70.93 [mm] (1/39.45) [rad] めり込み変位 15.43 [mm] 最大応力 7.27 [N/mm ²]			<p>材端部に亀裂発生</p>
JMA 神戸 NS70% 最大せん断力 22.30 [kN] 最大変位 107.27 [mm] (1/26.10) [rad] めり込み変位 26.68 [mm] 最大応力 9.60 [N/mm ²]			<p>端部の亀裂拡大</p>
JMA 神戸 NS100% 最大せん断力 29.40 [kN] 最大変位 144.13 [mm] (1/19.43) [rad] めり込み変位 44.33 [mm] 最大応力 11.72 [N/mm ²]			<p>過大なめり込みが生じる</p>

中間部試験体

	荷重変形関係	圧縮応力度ーめり込み変位関係	めり込み部分の写真
BSL100% 最大せん断力 70.93 [kN] 最大変位 34.85 [mm] (1/80.34) [rad] めり込み変位 3.70 [mm] 最大応力 7.58 [N/mm ²]			<p>軽微なめり込みが生じる</p>
JAM 神戸 NS70% 最大せん断力 26.14 [kN] 最大変位 35.56 [mm] (1/78.73) [rad] めり込み変位 6.58 [mm] 最大応力 10.40 [N/mm ²]			<p>めり込み進展 (7mm 程度)</p>
JAM 神戸 NS100% 最大せん断力 33.43 [kN] 最大変位 65.55 [mm] (1/42.71) [rad] めり込み変位 8.20 [mm] 最大応力 10.96 [N/mm ²]			<p>めり込み 8mm 程度</p>
JAM 神戸 NS125% 最大せん断力 36.12 [kN] 最大変位 192.04 [mm] (1/14.58) [rad] めり込み変位 13.63 [mm] 最大応力 15.23 [N/mm ²]			<p>面外にはらみめり込む</p>

- 2)材料実験で得られためり込み σ_y の平均値、あるいは信頼水準 75% における 50% 下限値が、基準強度を 2/3 倍した値とほぼ一致した。全面圧縮試験は実験値のそれらが、基準強度の 1.8 倍程度高かった。
- 3)振動台実験において、土台の端部に柱が配置される試験体、土台の端から十分な余長が確保されている試験体ともに基準強度の 2 倍程度の外力を作用させたが、試験体上部の錘を支えられなくなるような鉛直荷重支持に問題があるような現象は見られなかった。
- 4)材料試験と振動台実験の結果を踏まえ、土台の基準強度の指標となる変形として 20mm を提案した。許容変形 20mm 時の応力度の平均値は、現行の基準強度と比較し、製材では 1.16~1.82 倍の、集成材では 1.40~2.34 倍の現行の基準強度に対しての割り増しが期待できる。

なお、同じ材から切り出した試験体であっても、めり込み応力度—変形挙動に違いがみられた。さらに、ほぞのある試験体のうち集成材では、変形が 10mm 程度の時に荷重の上昇がみられ、製材ではその挙動は確認できなかった。これらは今後詳細な検討によって明らかにする予定である。加えて、今回は下部に基礎支持のある土台を扱ったが、一般のはりにおいて、材の残留変形を伴うような外力を終局状態として許容できるか、については今後検討が必要である。

謝辞

本研究は、平成 24~25 年長期優良住宅 構造・材料分科会の一環として実施した。室井祐弥君（当時信州大学修士課程）に実験に協力いただきました。この場を借りて感謝します。

参考文献

- 1) 稲山正弘：木材のめり込み理論とその応用—靱性に期待した木質ラーメン接合部の耐震設計法に関する研究—，東京大学博士学位論文，1991.9
- 2) 野口弘行，橋爪靖彦：有限要素法を用いた木材のめり込み規定に関する解析的考察—木材の繊維方向に直角方向の圧縮に関する研究—，日本建築学会構造系論文集 第 491 号，pp.81-87，1997.1
- 3) 棚橋秀光，清水秀丸，鈴木祥之：パステルナーク・モデルに基づく直交異方性木材の部分圧縮による弾性表面変位，日本建築学会構造系論文集 第 609 号，pp.129-136，2006.11
- 4) 日本建築学会：木質構造設計規準・同解説，2006.12
- 5) 日本建築学会 2014 年木質構造 PD：木造から木質構造へ 10 の理論、10 の技術、材料の理論、2014.09
- 6) (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（2008 年版），2008
- 7) (財)日本住宅・木材技術センター：構造用木材の強度試験マニュアル，2011.3
- 8) 社団法人・日本ツーバイフォー建築協会編：枠組壁工法建築物構造設計指針，2007
- 9) 清水秀丸，三宅辰哉，西沼裕介，羽田竜介，五十田博，槌本敬大，河合直人：木造 3 階建て軸組構法住宅の設計法と振動台実験，その 3，建物重量と入力波，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1 分冊，pp.223-234，2010.8

RESISTING PERFORMANCE AND FRACTURAL BEHAVIOR BY SILL EMBEDMENT DURING EARTHQUAKES

Sho AKIMOTO *, *Hiroshi ISODA* **, *Masahiro MATSUDA* ***
and Takahiro TSUCHIMOTO ****

* (Former) Grad. Stud., Graduate School of Engineering, Shinshu University

** Prof., RISH, Kyoto University

Visiting Researcher, BRI, Dr.Eng.

*** Assist. Prof., Faculty of Eng., Shinshu University, Dr.Eng.

**** Chief Research Engineer, Dept. of Building Materials and Components, Building Research Institute, Dr.Agr.

Characteristic of partial compression perpendicular to the grain is known as having a high ductility comparing with compression parallel to the grain, bending and tension. Experimental and theoretical studies have been carried out to evaluate strength and stiffness and consider the structural design. The current strength value is derived from the experimental study. It is difficult to define the strength directly in the compression perpendicular to the grain due to hardening in the final stage of compression test. The strength is defined as the 1.5 time of yield strength of the tests. As the results of the behavior of normal partial compression, confirmation to the partial compression can be ignored in the allowable stress design for wooden house. But we don't have enough data for them in the severe compression and when displacement is given to the specimen until 20mm in the condition of standard testing method, the strength of 1.5 times of yield strength is not always obtain from the test. To avoid the damage during moderate earthquake, the limit of strength is also required.

In this study, many partial compression tests under large deformation were conducted to grasp the damage and safety limit and to evaluate the strength value. The specimen consists of full surface, edge part and center part compression of the sill with/without column and so on. The shaking table tests were also conducted to confirm the damage and safety limit. Results of these static and dynamic loading tests are summarized as follows;

- 1) The strength obtained from all material tests is satisfied with the strength value in accordance with Japanese Building Standard Law, but the strength in a few of full surface compression dropped the load after the given deformation of 60mm.
- 2) Safety capacity for supporting vertical load is confirmed under more than strength value in the shaking test. Safety limit deformation is proposed around 20mm and it is 1.16-1.82 time of timber and 1.40 to 2.34 times of glulam in the current strength.

(2015 年 1 月 30 日原稿受理, 2016 年 1 月 8 日採用決定)