

福井の土壁塗木造軸組の耐震性能評価

辻岡静雄*, 岡崎汐里**, 村石一明***, 永野康行****, 国京克巳*****

Seismic Performance Evaluation of Traditional Mud-Plastered Wall in Fukui

Shizuo TSUJIOKA, Shiori OKAZAKI, Kazuaki MURAISHI, Yasuyuki
NAGANO and Katsumi KUNIKYO

This study is planned to clarify the seismic performance for existing traditional mud-plastered wall of Fukui. The static loading test of six wooden frames with mud-plastered wall are reported. From the results of shear mud wall tests, the hysteresis characteristics, the hysteretic envelope curve and the bracing unit multiplier of the mud wall are clarified to evaluate the seismic performance.

Keywords : Mud-plastered wall, seismic performance, hysteresis envelop curve, traditional wooden frame

第1章 序

1995年の兵庫県南部地震で木造建築は甚大な被害を受け、木造住宅の倒壊が多く、死傷者を出す原因となり、木造建築物の耐震性能の確保・向上は重要な課題である。しかし、全国一律的な基準の建築基準法・同施行令・告示等には、気候・風土・生活習慣によって地域の特色ある木造文化を形成してきた伝統軸組構法は反映されていない。特に、日本の木造建築は構造形式においては、雪の多い地域・台風の多い地域など自然災害に対応した仕口・継手や構造材料を含めた各地域独特の構法が生み出され現在に至っている。

この中で土塗壁は伝統的な民家などを維持していくためには必要な構法であり、また、日本各地の木造住宅に用いられ、歴史の中で各地域の材料と技術で作られてきた。技術的に未解明な部分も多く、低い耐震性しか認められてこなかったが、大きな変形に耐えるなど優れた点も多い構法であることから、平成15年には、一定の仕様の土塗壁については一般のものより高い耐震性が認められた¹⁾。

土塗壁の壁下地においては、柱に鑿で穴をあけ、そこに先をとがらせた丸竹あるいは大割した竹をさしこむ張り竹構法が全国的に用いられている。一方、北陸・信越地域では、土塗壁の壁下地において間渡し竹と柱の緊結部分にウグイス(先をとがらせた竹釘)という竹を用いる構法²⁾、即ち、ウグイスを柱に打ちつけ、間渡し竹とを縄で緊結するというものである。

張り竹を用いた構法では、既往の実験^{3) 4)}である程度の耐震性能が検討されているが、福井県

*建築学科, **建設工学専攻, ***京都工芸繊維大学, ****兵庫県立大学, *****若越建築文化研究所

の伝統的構法である“ウグイスを用いた構法”については、適切な耐震性能の評価が出来ていないのが現状である。

本研究では福井県の土塗壁の耐震性能を評価することを目的としている。すなわち、福井県の代表的な壁土を用いたウグイス構法や張り竹構法による土塗耐力壁の正負繰返し水平加力試験の概要とその結果を報告し、終局耐力、変形状等に関する基礎資料を呈示するものである。

第2章 土塗壁の水平加力実験

2.1. 試験体概要

福井県内では一般的な竹小舞下地の幅 1.82m 高さ 2.73m の木造軸組試験体で、総計 6 体である。その概要を図 1 に、試験体一覧を表 1 に示す。試験体 No.1~3, No.5 はウグイス構法下地の新規木造軸組、No.4 はウグイス構法下地の大破軸組（試験終了後の No.2 試験体）を用いた再使用木造軸組、No.6 は張り竹構法下地の新規軸組である。

木材には県産の杉材（等級 E70）を使用し、柱と土台は 120 角、貫は 120×15、梁は 120×180 で、柱梁仕口は長ほぞ差し込み栓打ちである。土壁の荒壁厚は 40 mm で、中塗り厚は 15 mm の両面塗りで総厚は 70 mm である。

壁の竹小舞下地は、間渡し竹に孟宗竹の割竹を、小舞竹に真竹の割竹を、編縄にわら縄（径：3 mm）を使用する。間渡し竹は貫に釘 2 本で留める。間渡し竹の間隔は 1 尺（約 300 mm）で、小舞の間隔は 1.5 寸（約 45 mm）で、間渡し竹と小舞竹の編み方は千鳥掛けである。縦貫と横貫の交点には釘を 5 本打ち込み緊結する。また、縦貫のみ両端をやや細めに加工し、加工後に切り込みを入れる。No.5,6 には縦貫にわら縄を巻き付ける。ウグイス構法については長さ 150 mm のウグイス（竹釘）を間渡し竹の間隔で 20~30 mm 程度柱や梁に打ちこみ、わら縄で緊結する。一方、張り竹構法は間渡し竹を差し込むための $\phi 16$ mm の欠き込みを設け、間渡し竹を欠き込みに差し込むものである。

次に、左官工事は①荒壁土練り、②荒壁塗り、③裏返し塗り、④むら直し、⑤ちり廻り塗り、⑥中塗りの工程で行う。中塗りでは貫伏せを実施する。荒壁土については田んぼ土/山土（あるいは再生土）の容積比が 3 の市販品を使用している。また、中塗り土については、No.1~No.3 は砂/土、すき/土の重量比を各々 1.7, 0.03 とし、No.4~No.6 では各々 1.9, 0.04 としている。

表 1 試験体一覧

試験体 No.	軸組仕様		壁下地 (竹小舞)	土壁仕様	壁厚 (mm)	圧縮強度 (N/mm ²)		備考
						荒壁土	中塗り土	
1	1 間:1820×2730 土台:120×120 柱:120×120 梁:120×120 貫:120×15 仕口:長ほぞ差し 込み栓打ち	新規軸組	ウグイス (竹釘)	壁厚:70 荒壁厚:40 中塗り:15×2	66	0.204	0.778	
2					68			
3					64			
4		再使用軸組			67	0.221	0.601	(No. 2)
5		新規軸組			67			
6			張り竹		72			

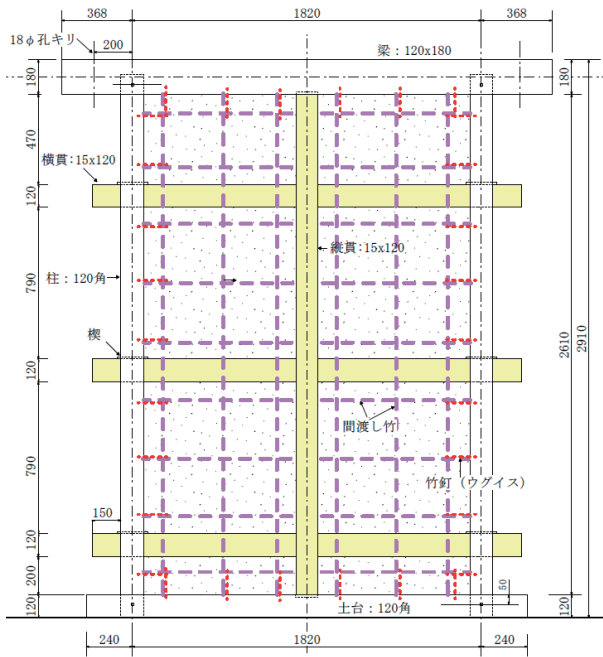


図 1 木造軸組試験体とその概要



(a) ウグイス

(b) 張り竹

写真 1 ウグイスと張り竹構法

2.2 試験方法

試験装置の概要を図 2 に示す。試験方法はタイロッド式（梁部材の外側から桁-土台間隔の広がり拘束することで試験構面の枠組先行破壊防止を行う方法）である。

加力方法は正負交番繰返しとする。繰返し履歴は、見掛けのせん断変形角が $1/600$, $1/450$, $1/300$, $1/200$, $1/150$, $1/100$, $1/75$, $1/50$, $1/30$ rad. において、各 3 回の正負繰返し加力とする（図 3）。その後、一方向加力を行うが、最大荷重に達した後に、復元力が最大荷重の 80% の荷重に低下するか、あるいは試験体の変形角が $1/15$ rad. 以上に達するまで加力するものとする。

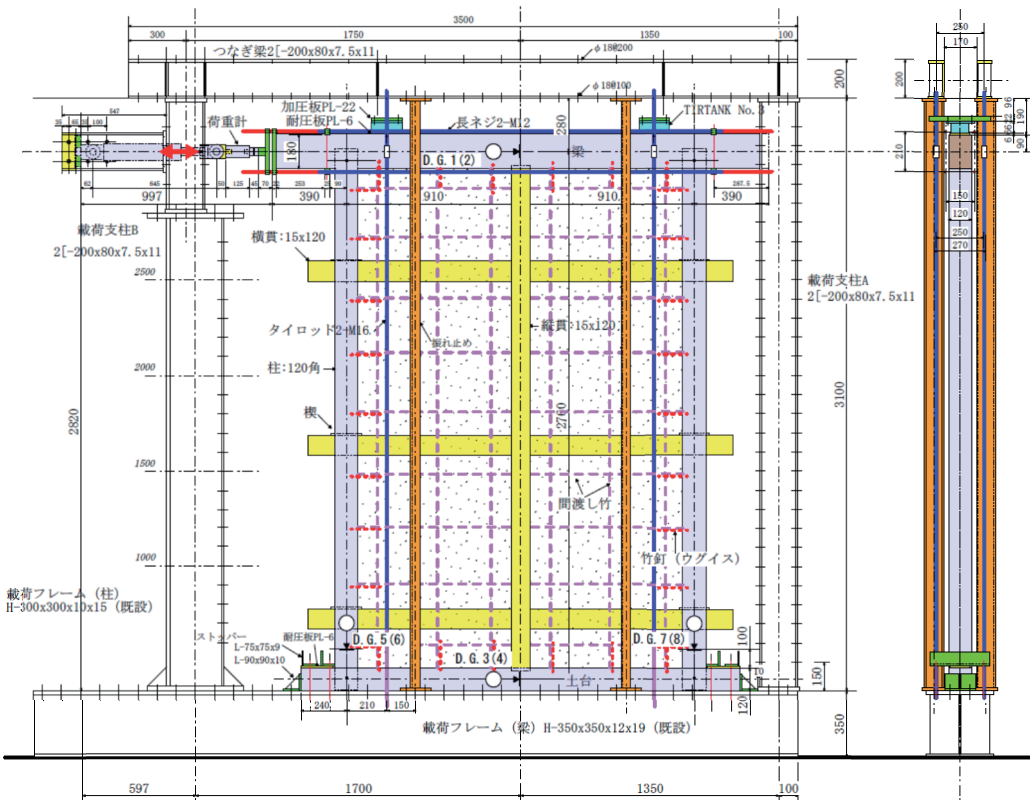


図 2 試験装置と試験体

2.3 測定方法

(1) 荷重と変位

加力は手動型油圧ポンプと油圧ジャッキにより行う。荷重の計測はロードセル、変位の計測は変位計による。ロードセル及び変位計を、デジタルひずみ測定器に接続し、荷重及び各部の変位データの取り込みには、静的計測ソフトウェア（東京測器：TOS-7810X）を使用する。

変位測定は、巻込型変位計で梁材の水平方向変位 δ_1 (δ_2) を、DG 型変位計で土台の水平方向変位 δ_3 (δ_4) to 各柱の脚部の鉛直方向変位 δ_5 (δ_6) 及び δ_7 (δ_8) を測定する（図 2、写真 2）。

また、各繰返し正側の変形角時の壁中央の面外たわみおよび壁の表面の間渡し位置での梁・土台・柱と土壁とのずれも記録する。

(2) せん断変形角

見掛けのせん断変形角 (γ_0)、脚部のせん断変形角 (θ) 及び真のせん断変形角 (γ) は、次式を用いて算出する。

$$\gamma_0 = ((\delta_1 + \delta_2) / 2 - (\delta_3 + \delta_4) / 2) / H \quad (1)$$

$$\gamma = \gamma_0 - ((\delta_5 + \delta_6) / 2 - (\delta_7 + \delta_8) / 2) / V \quad (2)$$

ここで、 γ_0 、 γ ：見かけのせん断変形角、真のせん断変形角 (rad.)

$\delta_1(\delta_2)$ 、 $\delta_3(\delta_4)$ ：試験体頂部の水平変位，試験体脚部の水平変位 (mm)

$\delta_5(\delta_6)$ 、 $\delta_7(\delta_8)$ ：風上側柱脚部の鉛直方向変位，風下側柱脚部の鉛直方向変位 (mm)

H：土台と梁の標点間距離 (=2,760 mm)

V：風上側柱と風下側柱の標点間距離 (=1,820 mm)

(3) 包絡曲線，短期基準せん断耐力，短期許容せん断耐力と壁倍率

得られた繰返し荷重-真のせん断変形角曲線から正側（押し側）と負側（引き側）の各繰返し変形角時の初期のサイクルの最大荷重を平均し、それらを直線で結ぶことで包絡曲線を算出する。

包絡曲線より得られた降伏耐力，終局耐力，最大荷重の 2/3，特定変形時の耐力 P_{150} で求めた平均値に，各々のばらつき係数を乗じて求めた値の最小値を土塗壁の短期基準せん断耐力 (P_0) とする。なお，ばらつき係数は，母集団の分布形を正規分布とみなし，統計的处理に基づく信頼水準 75% の 50% 下側許容限界値をもとに求める。

次に，土塗壁の短期許容せん断耐力 (P_a) は $P_0 \times \alpha$ として算定する。 α は耐力に影響を及ぼす係数で，ここでは 1.0 とする。

この短期許容せん断耐力 (P_a) から，土塗壁の壁倍率 (n) は次式により算出する。

$$n = P_a [\text{kN}] \times (1/1.96 [\text{kN/m}]) \times (1/1.82 [\text{m}]) \quad (3)$$

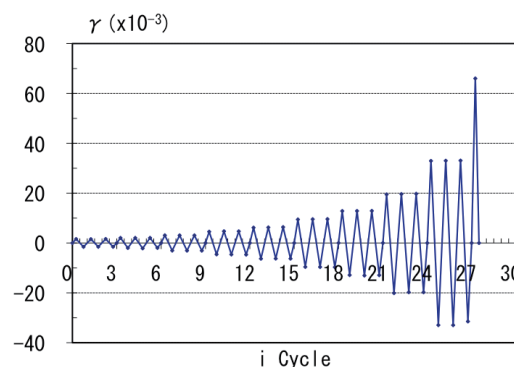


図 3 加力履歴



写真 2 変位計の設置状況

第3章 実験結果とその考察

3.1 荷重-真のせん断変形角曲線と包絡曲線

荷重-真のせん断変形角曲線と壁面の破壊状況を図4に、包絡曲線を纏めて図5に示す。

履歴曲線については $1/300\text{rad.}$ 程度までは弾性挙動で、 $1/200\sim 1/100\text{rad.}$ 程度では弾性勾配を有するスリップ形（逆S字形）を呈する。また、 $1/75\sim 1/30\text{rad.}$ では弾性勾配が著しく低下したスリップ形となっている。いずれの繰返し振幅において繰返しによる耐力劣化が認められる。

一方、包絡曲線からは試験体 No.1~No.3 は、最大荷重は大きいものの靱性が少ない。また、試験体 No.4~No.6 は No.1~No.3 と比較し最大荷重と靱性は大きい。試験体6体はほぼ同じ力学性状を呈する。すなわち、10kN 前後で剛性低下が大きくなって、振幅 $1/100\text{rad.}$ で耐力一定、 $1/50\text{rad.}$ 前後で最大荷重を示す。その後耐力低下を示し、 $1/15\text{rad.}$ 程度で耐力一定となる。

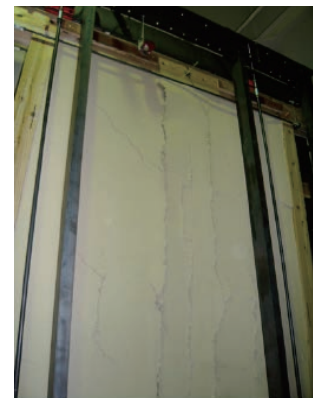
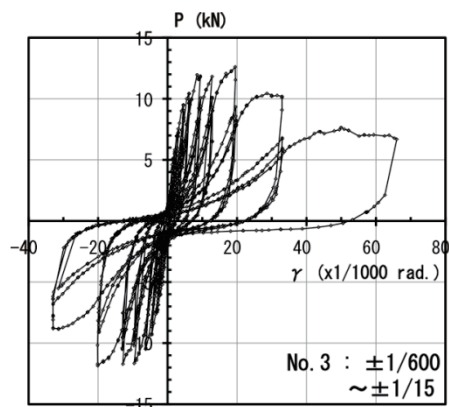
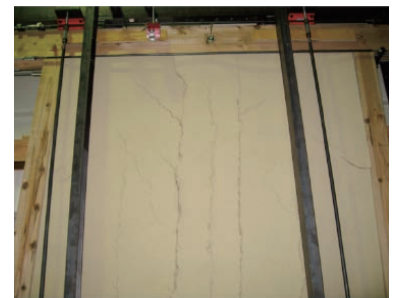
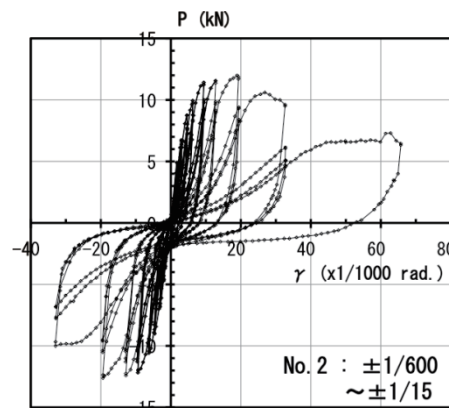
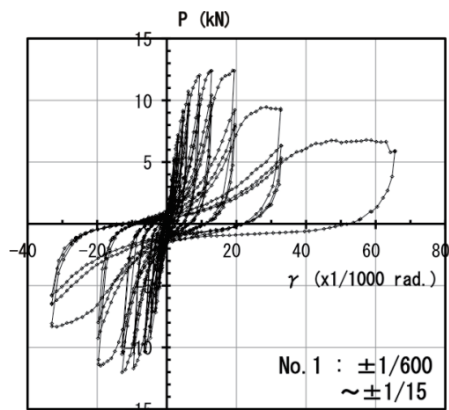


図4 荷重-真のせん断変形角曲線

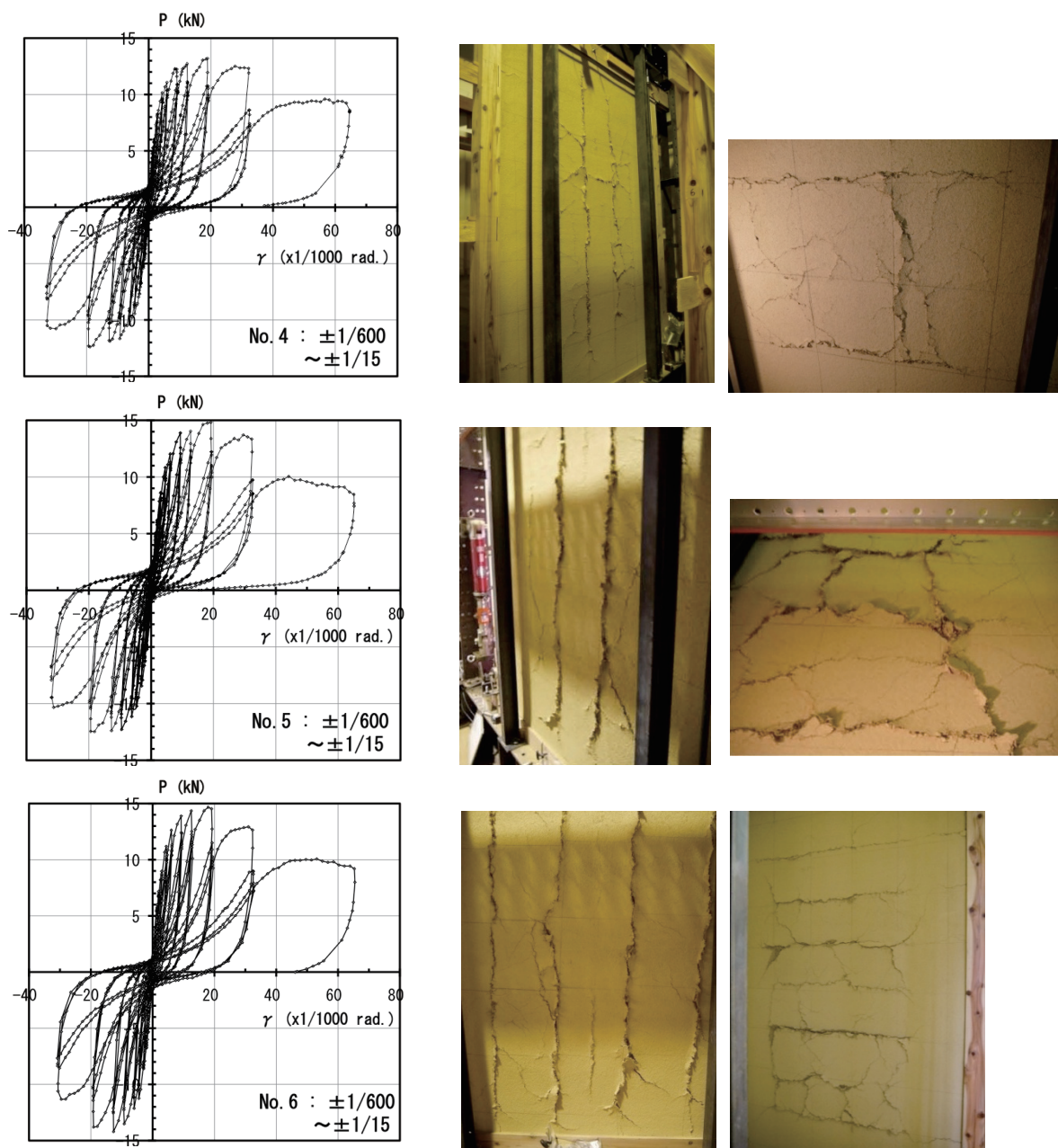


図4 荷重－真のせん断変形角曲線（続き）

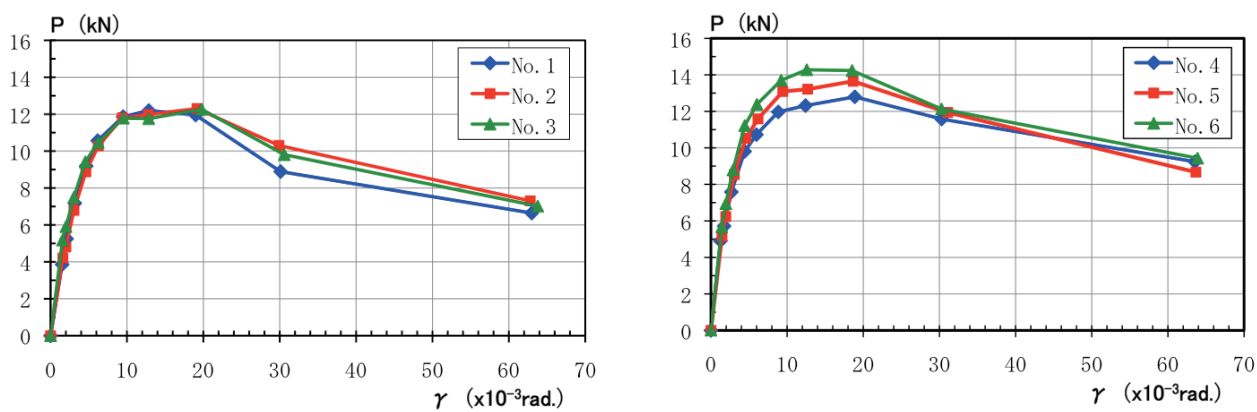


図5 包絡曲線

3.2 短期基準せん断耐力と壁倍率

土塗壁の特性値，短期基準せん断耐力 P_0 ，壁倍率 n を表 2 に示す。

土塗壁 No.1~No.3 について，降伏耐力から求めた短期基準せん断耐力が最小値となる。また，耐力についてのばらつきは小さく，得られた壁倍率は 1.93 である。

No.4~No.6 は壁下地構法や軸組は同一ではないが壁土は同じ材料で，特性値に大きな違いはないので，同一の土塗壁とみなして短期基準せん断耐力を算出する。当該の土塗壁についても短期基準せん断耐力は降伏耐力から求めた値となる。また，耐力についてのばらつきは大きくなく，得られた壁倍率は 2.15 である。

表 2 土塗壁の特性値，短期基準せん断耐力と壁倍率

No.	1	2	3	平均値× ばらつき係数	4	5	6	平均値× ばらつき係数
K ($\times 10^3$ kN)	2.25	2.24	2.52	2.28	2.9	2.87	3.16	2.90
P_{max} (kN)	12.41	12	12.62	12.22	12.80	13.65	14.28	13.22
P_u (kN)	11.42	10.88	10.38	10.69	11.63	12.42	13.1	12.04
δ_y ($\times 10^3$ kN)	2.87	2.93	2.88	2.88	2.5	2.86	2.65	2.58
δ_v ($\times 10^3$ kN)	5.06	4.85	4.11	4.48	4.54	4.49	4.15	4.29
δ_u ($\times 10^3$ kN)	30.08	31.68	32.94	31.01	47.2	40.86	36.6	39.04
μ	5.94	6.53	8.01	6.42	10.4	9.1	8.82	9.04
D_s	0.303	0.288	0.258	0.274	0.225	0.241	0.245	0.23
P_y (kN)	7.29	6.58	7.27	6.89	7.25	8.22	8.37	7.66
$0.2P_u/D_s$ (kN)	7.53	7.56	8.05	7.60	10.34	10.307	10.69	10.35
$2/3P_{max}$ (kN)	8.27	8	8.41	8.15	8.53	9.1	9.49	8.81
P_{150} (kN)	10.83	10.11	10.51	10.35	10.73	11.59	12.38	11.18
$P_0 (=P_a)$ (kN)	7.29	6.58	7.27	6.89	7.25	8.22	8.37	7.66
壁倍率 : n	2.04	1.85	2.04	1.93	2.03	2.30	2.35	2.15

3.3 張り竹構法とウグイス構法との差異

(1) 土塗壁のひび割れ状況

張り竹構法の壁の破壊状況は，表面の縦間渡し竹の位置に縦ひび割れ 4 本が均等に生じており，ひび割れ部分が盛り上がり少し剥離している。また，壁の表面の左右下隅角部の近くの縦間渡し位置に縦のひび割れが発生し，下隅角部は両側ともはらみ出している。上隅角部は，著しい隙間が見られる。裏面の横間渡し竹の位置でウグイス構法と比べるとひび割れの長さやひび割れ巾は著しく，中貫の下にある横間渡し竹位置のひび割れ直下の中塗り壁は荒壁から剥離している。

ウグイス構法の壁の破壊状況は，表面の縦貫の左右にある間渡し竹位置の縦ひび割れ 2 本が著しい。下隅角部は両側とも張り竹構法と同程度はらみ出している。裏面は貫と貫の間で X 型にひび割れが生じ，裏面も縦貫の左右の位置の縦間渡し位置に沿って縦ひび割れが生じている部分がある。張り竹構法と比べると縦貫の回りに細かいひび割れが集中している。

(2) 土塗壁の面外たわみ

1/75rad.以前の振幅では，壁中央の面外変形はほとんど零である。降伏荷重である 1/75rad.を超

えると面外たわみが徐々に増加する。これはひび割れの細かいものが繋がり始めたところである。最大荷重後は表面の縦ひび割れが進展し、裏面は貫の上下の横ひび割れが大きく進展する。1/15rad.での面外たわみは No.5 は 3mm, No.6 では 9.5mm となる。この様に降伏後は壁の亀裂等の進展や壁の剥離等により見掛け上壁が膨らんだものと考えられる。

(3) 土塗壁と軸組とのずれ

表面の間渡し位置での梁・土台・柱と土壁とのずれの代表例を表3に示す。

No.6 の 1/75rad.以前の正側変位振幅では、風上側柱と土台は+側に、風下側柱と梁は-側にわずかにずれが、降伏荷重の 1/75rad.で徐々にずれが増大し始める。最大荷重の 1/50rad.では柱・梁、土台で 3~8mm のずれが生じる。1/15rad.では著しくずれ、梁で-16mm, 土台では 10mm のずれとなる。また、風上側の柱では 15~21mm, 風下側の柱で-15~-23mm ずれる。

No.5 においては 1/15rad.では No.6 と比較してずれの最大値は梁では 2mm, 土台では 7mm と小さい。また、風下側の柱で-12mm, 風上側の柱で 5mm と小さくなる。

3.5 再使用軸組と新規軸組との差異

ウグイス構法下地の破壊状況は、新規軸組では裏面で一部落下個所が見られるが、それ以外では、ほぼ同じである。また、包絡曲線の形状もほぼ同じであるが、再使用軸組は新規軸組と比較して P_{max} では 93.8%, P_y では 88.2%, P_{150} では 92.6%となる。従って、大破に相当する被災を受けた木造軸組における柱・梁仕口や柱・貫仕口の損傷はそれ程大きく影響しないといえる。

表 3 土壁と軸組のずれ (mm)

位置	No. 6								No. 5	
	1/100rad.		1/50rad.		1/30rad.		1/15rad.		1/15rad.	
x (mm)	梁	土台	梁	土台	梁	土台	梁	土台	梁	土台
-750	-2	2	-5	4	-8	*	-14	*	*	*
-450	-2	1	-5	3	-8	5	-16	10	2	7
-150	-2	2	-5	4	-9	6	-16	10	-2	4
150	-3	2	-6	4	-10	8	-16	10	-1	2
450	-3	1	-5	3	-9	5	-12	10	*	4
750	-2	0	-5	*	-9	*	-13	*	*	*
y (mm)	風上側柱	風下側柱	風上側柱	風下側柱	風上側柱	風下側柱	風上側柱	風下側柱	風上側柱	風下側柱
2500	3	-4	5	-8	8	-10	15	-17	-1	-10
2200	4	-3	7	-6	10	-9	16	-15	5	-12
1900	4	-3	7	-6	12	-9	20	-16	5	-7
1600	3	-5	8	-8	13	-12	20	-22	3	-8
1300	5	-3	7	-6	13	-12	20	-21	5	-8
1000	3	-1	8	-5	13	-11	20	-21	3	-9
700	5	-5	9	-8	15	-13	21	-23	2	-8
400	3	-3	7	-5	11	-10	19	-19	-1	-8
100	3	0	5	-3	7	-5	10	-15	0	*

注)・梁, 土台より壁が押し側へ、柱より壁が上側ずれる場合を+

・座標の原点は壁中央土台縁で、押し側、上向きを+

第4章 まとめ

本研究では、福井県で行われている土塗壁の耐震性を確認し、土塗壁の木造軸組の普及を図ることを目的としている。一般的に福井県で行われている土塗壁の木造軸組試験体を製作して正負繰り返し水平加力試験を行うことで、終局耐力、終局変形、壁倍率等の耐震性能を評価した。

ウグイスを用いた実物大土壁塗木造軸組 No.1～3 の水平加力試験より得られた結果を次に示す。

- 1) 壁の表面は壁中央と縦貫の貫伏縁で縦ひび割れが、裏面は下部と上部の横貫間での X 形の斜めひび割れが生じる。
- 2) 履歴曲線は、1/300rad.程度までは弾性、1/200～1/100rad.程度では弾性勾配を有するスリップ形（逆 S 字形）、1/75～1/30rad.では弾性勾配が著しく低下したスリップ形で、各振幅において繰返しによる耐力劣化が生じる。
- 3) 最大荷重は大きいものの靱性が少ない包絡曲線を呈して、壁倍率は 1.93 となる。

次に、壁土が改善された土塗壁試験体 No.4～5 の水平加力試験より得られた結果を以下に示す。

- 1) 張り竹構法の壁の破壊モードは、表面には隅角部近くの間渡し竹位置で縦ひび割れが左右で発生し、縦間渡し竹位置の縦ひび割れが生じる。裏面は横貫付近の横間渡し竹の位置の横ひび割れが生じ、その長さはウグイス構法と比べると長い。
- 2) ウグイス構法の各壁の破壊モードは、表面は縦貫に沿って縦間渡し竹の位置に縦ひび割れが生じる。裏面は貫と貫の間で縦ひび割れと横ひび割れが繋がっている。
- 3) 各土塗壁とも、履歴曲線については 1/300rad.までは弾性挙動で、1/200～1/100rad.程度では弾性勾配を有するスリップ形(逆 S 字形)を呈す。また、1/75～1/30rad.では弾性勾配が徐々に低下したスリップ形となる。いずれの振幅において繰返しによる耐力劣化が認められる。
- 4) 砂/土、すさ/土の重量比が 1.9, 0.04 の土壁は、靱性の高いものとなり、最大荷重も高くなり、その壁倍率は 2.15 となる。

以上から、福井での現状の壁土強度と土塗壁の耐震性能に関する問題点を明らかにしたうえで施工性と耐震性の観点から壁土を規定し、壁倍率 1.5 の福井の土塗壁を提案することができた。

【謝辞】

本研究においてご協力頂いた福井県左官工業組合：磯野勇氏，島田宰任氏，福井県総合グリーンセンター：池田実氏，野村崇氏，和多田浩樹氏，畑建築：畑宣雄氏，コンドー住建：近藤秋仁氏，平成 22，23 年度辻岡研究室卒研究生の諸氏に謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 日本住宅・木材技術センター：土塗壁・面格子壁・落とし込み板壁倍率に係る技術解説書，2004
- 2) 福井宇洋，平山育男：北陸・信越地方における特色ある土壁の構法について その 5 福井県，日本建築学会北陸支部研究報告集，第 52 号，pp.463 - 464，2009.7
- 3) 土壁ネットワーク：土壁の耐震性向上のための技術的研究報告書 概要版，2009.3
- 4) 中田欣作：土塗り壁の水平加力試験，奈良県森林技術センター研究報告,第 39 号，2010.4

付録 福井県の壁土の圧縮強度

(1) 荒壁土：荒壁土の品質と圧縮強度は粘性の高い土（土 A）と粘性の低い土（土 B）を配合することにより得られているので、適正な配合比を提案する。配合比 1 : 1, 2 : 1, 3 : 1 の壁土と寝かした荒壁土（水合わせ期間 5 ヶ月, 8 ヶ月）についての圧縮試験結果を付表 1 に示す。荒壁土の圧縮強度の平均値は 0.150~0.233N/mm²となり、福井県での現状の配合比 3 : 1 の調査で最大値を示すこと、また、寝かした荒壁土は大きいこと等が得られる。

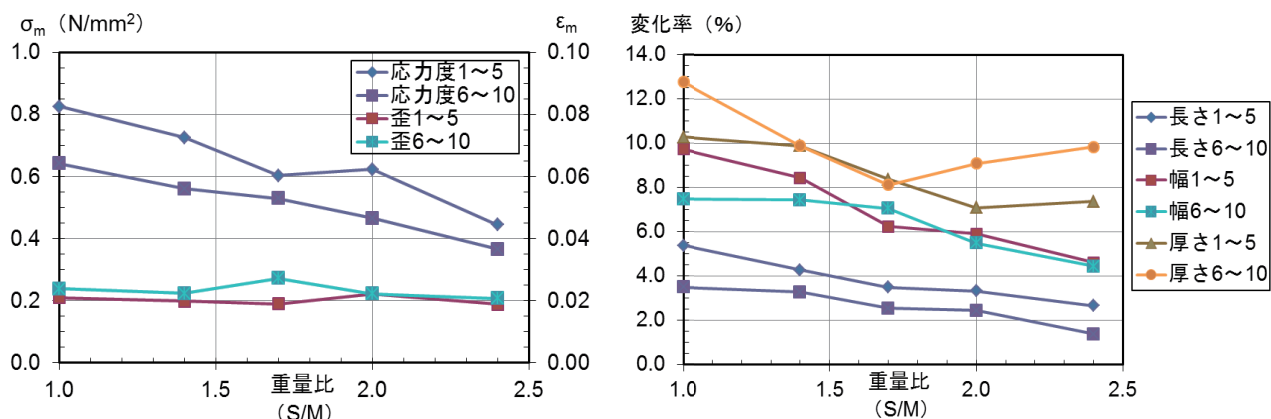
付表 1 荒壁土の圧縮試験結果

試験体 No.	配合(ℓ)			変化率 (%)			単位容積重量 (g/cm ³)	最大応力度 (N/mm ²)	備考
	土 A	土 B	わら	長さ	幅さ	厚さ			
1	12	12	8	2.5	3.7	14.1	1.35	0.150	
2	16	8	8	3.2	4.2	14.4	1.41	0.187	
3	18	6	8	5.0	6.3	13.9	1.46	0.233	
4				5.7	7.9	10.7	1.81	0.704	水合わせ 8 ヶ月, 切返し無し
5				0.8	0.7	6.4	1.38	0.342	水合わせ 5 ヶ月, 切返し有り

(2) 中塗り土：種々の配合の壁土の圧縮試験から圧縮強度、施工性、乾燥収縮の観点から最適な中塗り土の調査を検討する。砂と土の重量比を 1.0~2.4 の範囲で、すさと土の重量比を 0.03, 0.06 で調合し、圧縮試験を行う。中塗り土の圧縮試験結果を付表 2, 付図 1 に示す。中塗り土の圧縮強度の平均値は 0.444~0.826N/mm²となり、砂/土の重量比が大きくなるにつれ圧縮強度は小さく、変化率は小さくなること、すさの量が多いほど変化率は小さくなること等が得られる。

付表 2 中塗り土の圧縮試験結果

試験体 No.	配合 (10ℓ : kg)				単位容積重量 (g/cm ³)	変化率 (%)			最大応力度 (N/mm ²)	平均歪
	土	砂	水	すさ		長さ	幅	厚さ		
1	4.70	11.30	4.57	0.14	1.69	2.67	4.63	7.38	0.444	0.0189
2	5.33	10.67	3.56	0.16	1.73	3.33	5.92	7.10	0.624	0.0223
3	5.93	10.07	4.36	0.18	1.71	3.50	6.25	8.39	0.603	0.0190
4	6.67	9.33	4.61	0.20	1.77	4.28	8.45	9.90	0.725	0.0199
5	8.00	8.00	5.47	0.24	1.78	5.38	9.74	10.29	0.826	0.0210
6	4.70	11.30	5.27	0.28	1.60	1.38	4.46	9.86	0.366	0.0208
7	5.33	10.67	4.86	0.32	1.61	2.45	5.50	9.10	0.467	0.0223
8	5.93	10.07	4.86	0.36	1.63	2.55	7.07	8.14	0.530	0.0273
9	6.67	9.33	5.61	0.40	1.59	3.28	7.45	9.90	0.560	0.0224
10	8.00	8.00	6.17	0.48	1.59	3.50	7.49	12.76	0.643	0.0239



付図 1 応力度, 変化率

(平成 24 年 3 月 31 日受理)