

歴史的建造物の復旧ノウハウを蓄積する

12 土蔵壁の補修効果を知る

前項で示した補修した RE 試験体の実験結果を示し、健全な状態のオリジナル試験体 (Type3-2、第 II 編30項参照) の実験結果と比較して補修が構造性能に及ぼす効果を明らかにする。

a) 損傷経過

代表的な変形角における屋外側および屋内側のひび割れ状況を図1に示す。変形角 1/600~1/450rad 時で内壁に横貫に沿ったひび割れが生じ、加力を進めると補修試験体は 1/100rad で外壁面の中央柱付近にせん断ひび割れが発生した。オリジナル試験体では 1/75rad でせん断ひび割れを確認しており、それに比べると補修試験体の損傷はオリジナル試験体に比べて早期に進行していることがわかる。その後、1/50rad (修復限界) における補修試験体の損傷は、オリジナル試験体に比べて補修箇所を中心に分散するように広がっている。最大耐力時においては、Type3-2 と Type3-3RE 共に、屋外側壁面のせん断ひび割れの拡大と、最上段の横貫に沿うひび割れの貫通が、耐力低下につながった。外壁面壁脚部のはらみ出しは、補修の有無に拘わらず概ね同様の傾向を示し、荒打ちと縦縄の層で付着が切れて肌別れが生じた (写真1)。最後まで補修部分のネットや壁土が既存壁から剥離することは無く、既存壁との一体性が保たれていたことが確認できた。これらの結果より、補修試験体の主要な損傷経過は、オリジナル試験体と概ね同様の傾向であることと、補修箇所が局所的に破壊するようなことは無く既存壁と一体となって有効に抵抗している効果が確認できた。

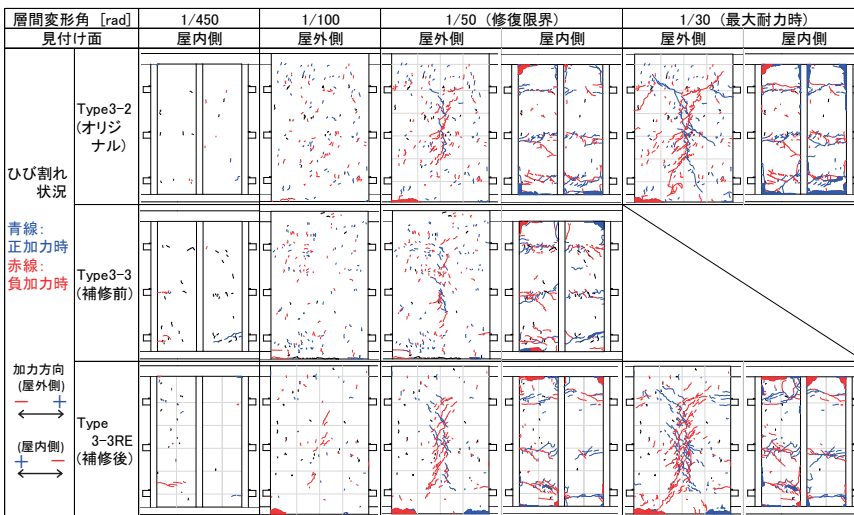


図1 ひび割れ性状の比較



写真1 壁土のはらみ出し (1/7rad)

b) 耐力および変形性能

補修試験体とオリジナル試験体の水平荷重と見かけのせん断変形角の関係を図2に、各試験体の包絡曲線 (水平荷重と見かけのせん断変形角関係) を図3に、実験結果一覧を表1に示す。

補修試験体の初期剛性や降伏耐力 P_y は、Type3-2 の9割程度の値であり、補修前 (Type3-3) と比べても大きな差異は見られない。最大耐力については、同等もしくは補修試験体の方が高くなる傾向が見られ、特に負加力時の最大耐力はオリジナル試験体の 1.2 倍になった。また、最大耐力時の変形は、補修試験体もオリジナル試験体と同じく $1/30\text{rad}$ であった。最大耐力以降も最終変形まで最大耐力の 84% 以上の耐力を維持し、Type3-2 と同様に高い靱性能を有していることが確認できた。補修試験体の最大耐力がオリジナルに比べて高い傾向を示すことについては、補修部分は言い換えれば応力が集中する箇所と言え、そこに荒壁土に比べて強度の高い中塗り土を使用することにより応力集中部分の強度を高め、さらに複数層にネットを伏せ込み定着性を高めることにより脆性的なひび割れや剥落等を防いだことが要因の一つとして考える。

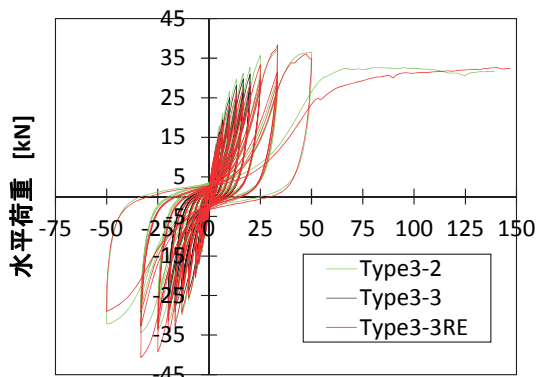


図2 水平荷重—見かけせん断変形角

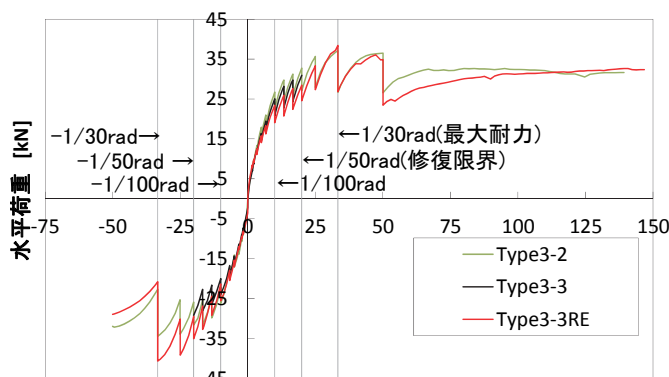


図3 包絡曲線

表1 実験結果一覧

供試体名称		P_{max} [kN]	$\delta - P_{max}$ [$\times 10^{-3}\text{rad}$]	K [kN/ 10^{-3}rad]	δ_y [$\times 10^{-3}\text{rad}$]	δ_v [$\times 10^{-3}\text{rad}$]	δ_u [$\times 10^{-3}\text{rad}$]	P_y [kN]	$0.2P_u/D_s$ [kN]	P_{120} [kN]	各試験体の壁倍率*4
オリジナル	Type3-2*2	37.09	33.38	2.81	8.01	11.83	66.67	22.46	21.28	23.32	5.9
補修	前 Type3-3*3	30.92	20.00	-	-	-	-	-	-	21.89	-
	後 Type3-3RE*2	38.38	33.34	2.45	8.23	13.20	66.67	20.19	19.55	20.42	5.4

(*1)表中の記号を示す

P_{max} : 最大耐力 $\delta - P_{max}$: 最大耐力時の変形 K: 初期剛性 δ_y : 降伏変形 δ_v : 完全弾塑性モデルの降伏点変形

δ_u : 終局変形 P_y : 降伏耐力 P_u : 終局耐力 D_s : 構造特性係数 P_{120} : 見かけのせん断変形角が $1/120\text{rad}$ 時の耐力

(*2) P_a 算出において、 $1/15\text{rad}$ でデータを打切って算出した。

(*3) 左官工の立会いの下、修復限界 ($1/50\text{rad}$) まで載荷した。

(*4) 壁倍率は下式より算出した。なお、ばらつきを考慮していない。

壁倍率 = $P_a \times (1/1.96) \times (1/L) \times \alpha$

P_a : 短期許容せん断耐力 (網掛け部分は採用した値) [kN]

1.96: 倍率が1を算出する値 [kN/m]

L: 壁長さ (一開試験体 = 1.82m) α : 低減係数 ($\alpha = 1$)

図4には、軸組と外壁面の水平力と水平変形の関係を示している。補修試験体の外壁面の水平変形は、オリジナル試験体の結果よりも外壁面の変形が軸組のそれに追随していることが確認できる。この結果からも各層に伏せ込んだネット等が、壁土の定着性を高めていたことが窺える。

これらより、補修された土蔵壁の初期剛性や耐力変形性状は健全の状態とほぼ同等以上に回復することがわかり、補修方法の有効性が確認できた。

以上の結果より、修復限界 (変形角 $1/50\text{rad}$) 時の損傷に対して、前項のような方法で補修することにより、健全な状態とほぼ同等以上まで構造性能が回復することが明らかになった。

参考文献 (下線の文献は本項に関する発表論文等を示す)

- 1) 横内基, 大橋好光ほか: 歴史的町並みの地震防災対策に関する研究(その4~7)、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp.277-278、2014年9月、pp.491-496、2015年9月

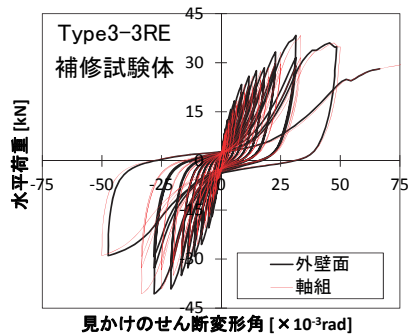
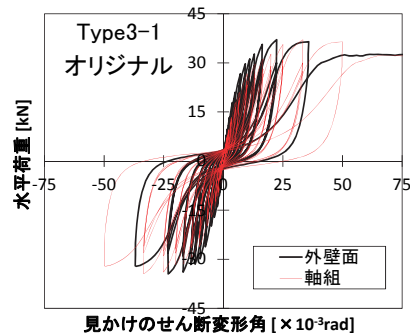


図4 水平荷重—外壁面・軸組のせん断変形角関係