アルミニウム合金製耐震補強枠の開発

—実験・解析による性能検証と構造検討—

DEVELOPMENT OF ALUMINUM SEISMIC RETROFIT FRAME

— Performance verification by experimental test and analysis, and structure study —

小塚直人 — *1 五十田 博 — *2
井戸田秀樹 — *3

Naoto KOZUKA — *1 Hiroshi ISODA — *2
Hideki IDOTA — *3

キーワード：
アルミニウム, 耐震補強, 静的加力実験, 解析, 構造検討

Keywords:
Aluminum, Seismic retrofit, Static loading test, Analysis, Structure study

Aluminum seismic retrofit frame can be easily installed from the outside to an existing wooden house. And, aluminum seismic retrofit frame can suppress a big transformation without closing the opening under the earthquake. In this report, first of all, the performance of the aluminum frame was requested by experimenting on a joint part and the frame. And, the performance of aluminum frame of various sizes was requested by the analysis. Finally, the thing that the seismic force was able to transmit to aluminum seismic retrofit frame was confirmed by the structure study.

1. はじめに

アルミニウム耐震補強枠(以下、アルミ補強枠)は、既存の木造建物に外部から容易に取り付けができ、開口部をふさぐことなく、耐震性能を向上させる事を意図して開発されたものである。アルミ補強枠はアルミニウム合金製の堅枠、上枠、地中枠を四角に組んだ形状となっており、各接合部は高力ボルトで締め付ける摩擦接合としている。また、上枠は既存建物のはりに木ネジで取り付け(木ネジ接合部)、地中枠は地中にコンクリートで埋め固める(地中枠基礎)。

本報告では、まずアルミ補強枠の実大実験、柱脚接合部実験、柱はり接合部実験から、アルミ補強枠のせん断性能を把握した。次に、実験から得られた各接合部のモーメント-接合部回転角関係を用いて解析をして、様々なスパンや高さのアルミ補強枠の最大耐力や壁強さ倍率を算出した。そして最後に、建物が受ける地震力を健全にアルミ補強枠に伝達できるように各部構造の検討をした。

2. フレーム試験・各接合部試験

2.1 試験体概要

アルミ補強枠の面内せん断性能及び、各接合部のモーメント-接合部回転角関係を把握することを目的として静的加力実験をした。図1~3に各試験体図を示す。アルミ補強枠試験体(2体実施)は、上枠に既存の木はりを想定した集成材を取り付け、柱脚部はコンクリートで固めている。各接合部試験体(各3体実施)は、アルミ補強枠試験体の各接合部を取り出した形状となっている。

2.2 試験内容

試験は全て無載荷式で、図1~3に示すようにアルミ補強枠基礎や柱はり接合部試験は上枠を固定し、矢印の位置を加力した。制御する変形角は、加力点と補強枠基礎の芯(柱はり接合部試験は上枠の芯)との相対変位を測定間隔の高さ方向の距離で除した値とした。載荷スケジュールは 1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50、1/30、1/25、1/15rad を正負各3回ずつ繰り返した。最大荷重に達した後、最大荷重の80%に低下するまで加力した。

図1 アルミ補強枠試験体図

図2 柱脚接合部試験体図

図3 柱はり接合部試験体図

写真1 柱脚接合部

写真2 柱はり接合部

*1 信州大学大学院工学系研究科 修士課程
(〒380-8553 長野県長野市若里4丁目17番地1号)

*2 信州大学工学部 准教授・博士(工学)

*3 名古屋工業大学 教授・工博

*1 Graduate Student, Graduate School of Eng., Shinshu Univ.

*2 Assoc. Prof., Faculty of Engineering, Shinshu Univ., Dr. Eng.

*3 Prof., Nagoya Institute of Technology, Dr. Eng.

2.3 試験結果

図4にアルミ補強枠試験の荷重変位関係、図5、図6に各接合部試験のモーメント-接合部回転角関係、写真3～写真5に各試験体の破壊性状を示す。なお、接合部回転角とは、接合部変形を含む部材角から部材変形を除いた値を示す。アルミ補強枠試験では、どちらの試験体も初期に線形的な挙動を示したが、1/30radで補強枠基礎、柱はり接合部ともにひびが入り始め、1/15radを超えたあたりでひび割れが大きくなり、荷重が低下した。各接合部試験でも同様に1/30radで接合部付近にひび割れを確認し、1/15radを超えたあたりでひび割れが大きくなり荷重が低下した。柱脚接合部の破壊性状は、写真4のように補強枠基礎が崩壊するほどのひび割れを確認したが、コンクリート内部の接合部にはひびなどの損傷はなかった。柱はり接合部は、写真5のようにひびが大きく入ったが、接合部内部の接合補強板によって破断には至らなかった。

3. フレームモデル解析

3.1 解析方法

アルミ補強枠の形状を、柱、はりを弾性要素とし、各接合部に回転バネを有するようにモデル化する。回転バネの回転剛性は、各接合部実験により得られたモーメント-接合部回転角曲線の包絡線に合うようにバイリニアモデルをつくり、そのバイリニアモデルの平均から求めた。図7、図8に各接合部のモーメント-接合部回転角曲線のバイリニアモデルとその平均、図9にフレームモデル図、表1に各接合部の平均バイリニアモデルのモーメント M [kNm]、接合部回転角 θ [rad]、回転剛性 R [kNm/rad]、表2にフレームモデル各材の断面積 A [cm²]、ヤング係数 E [kN/cm²]、断面二次モーメント I [cm⁴]を示す。なお、アルミ補強枠試験では上枠に木はりを取り付けて、木はりを加力しているので、本フレームモデルはり材の断面性能は木ネジ接合部が十分に力を伝達できると仮定して、上枠の $E \times I$ 値と木はりの $E \times I$ 値を足し合わせた値を用いた。

3.2 解析結果

図10に解析結果とアルミ補強枠実験結果の荷重変位曲線の比較、表3に解析値と実験値の最大耐力 P_{max} [kN]、最大荷重時変位 δ - P_{max} [mm]、終局耐力 P_u [kN]、本フレームの構造特性係数 $1/\sqrt{2\mu-1}$ 、短期許容せん断耐力 $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$ 、壁強さ倍率の比較を示す。アルミ補強枠実験結果も解析結果も1/15[rad]まで大きな荷重の低下はないため、1/15[rad]時の変位を終局変位とした。本フレームの構造特性係数と終局耐力は「木質構造設計規準・同解説¹⁾ -許容応力度・許容耐力設計法-」に準じて求めた。壁強さ倍率は $0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$ を壁長さで除して求めた。図10より、解析結果は実験結果の包絡線を概ね追っていることが分かる。

図9 フレームモデル図

図4 アルミ補強枠試験 荷重変位関係

写真3 破壊性状

図5 柱脚接合部試験 モーメント-接合部回転角関係

写真4 破壊性状

図6 柱はり接合部試験モーメント-接合部回転角関係

写真5 破壊性状

図7 柱脚接合部 M-θ

図8 柱はり接合部 M-θ

表1 各接合部平均バイリニアモデルの性能

折れ点	性能値	柱脚接合部	柱はり接合部
1	M_1 [kNm]	45.1	8.85
	θ_1 [$\times 10^{-3}$ rad]	7.11	5.66
	R_1 [kNm/rad]	6339	1565
2	M_2 [kNm]	45.1	26.7
	θ_2 [$\times 10^{-3}$ rad]	66.7	61.9
	R_2 [kNm/rad]	0.001	318

表2 フレームモデル各材の断面性能

要素	断面積 A [cm ²]	$E \times I$ [kNcm ²]	ヤング係数 E [kN/cm ²]	断面二次モーメント I [cm ⁴]
上枠	46	$1,351 \times 10^4$	7,000	1,931
木はり	252	$1,210 \times 10^4$	1,000	12,096
はり材	298	$2,561 \times 10^4$	10,000	2,561
柱材	39	$1,371 \times 10^4$	7,000	1,959

4. アルミ補強枠性能検証

4.1 高さ・スパンの異なるフレームモデルの解析

実験では高さ 2,850mm、スパン 2,540mm のアルミ補強枠を用いたが、実際に既存建物に施工する際には、様々なスパン・高さのアルミ補強枠が必要になると想定される。そこで本検討では、今回の解析モデルにより、アルミ補強枠実験結果の荷重変位曲線を概ね追うことが出来たので、次に、表 4 に示す 30 パターンのアルミ補強枠について同様に解析をして、荷重変形曲線や壁強さ倍率を算出する。

4.2 高さ・スパンの異なるフレームモデルの解析結果

表 4 に各アルミ補強枠の壁強さ倍率、図 11 にスパン一定 (1,820[mm]) で高さが異なるフレームモデルの荷重変形角関係、図 12 に高さ一定 (2,700[mm]) でスパンが異なるフレームモデルの荷重変形角関係を示す。また解析結果は、すべて変形角 1/15[rad] までの曲線で評価している。表 4 から、壁強さ倍率は高さ・間口が大きくなるほど小さくなる事が分かる。また図 11 と図 12 の結果から、高さが高くなると剛性や耐力が低下するが、スパンが変化しても剛性・耐力ともに大きな違いはないことが分かる。これは、柱材に比べて、はり材の方が高い剛性をもっているためだと考えられる。

5. 構造検討

5.1 木ネジ接合部の力の伝達能力の検討

ここでは、木ネジ接合部の水平力の伝達能力を検討する。図 13 に木ネジ接合部の抵抗力図、写真 6 に木ネジ接合部の写真を示す。本検討基準として、木ネジせん断実験結果から求める木ネジ接合部 1[m]あたりの終局耐力が、アルミ補強枠のスパン 1[m]あたりの終局耐力よりも大きくなればよいと考える。そこでまず、木ネジ 1 本あたりの終局耐力を把握するために木ネジせん断実験をした。試験方法は、アルミ板 3[mm]と構造用合板 12[mm]と受け材を介して、木ネジを 2 本打ちつけた試験体に引張力を与えるものとした。試験体は全 6 体用意した。図 14 に試験体図、図 15 に試験結果の荷重変位関係、表 5 に各試験体の最大耐力、最大耐力時変位、終局耐力、標準偏差を示す。終局耐力は、0.8Pmax 時の変位までの荷重変位曲線とエネルギー量が等価となるように、完全弾塑性曲線に置換した時の耐力とした。次に、「木質構造設計規準・同解説¹⁾・許容応力度・許容耐力設計法・付録 2. 接合部の標準試験法 4. 特性値の算出方法」に記されている式(1)により、木ネジ 1 本あたりの終局耐力を算出すると、 $TL=2.52-(2.336 \times 0.14)=2.19[\text{kN}]$ となる。

$$TL = x - K \times s \quad \cdots \text{式(1)}$$

TL: 終局耐力

x: 実験値平均終局耐力 2.52[kN]

s: 試験結果標準偏差 0.14 K: 試験体数依存定数 2.336

図 14 試験体図

図 15 荷重変位関係

図 10 解析結果・実験結果 荷重変位関係

表 3 解析結果・実験結果の比較

性能値	解析結果	フレーム-1	フレーム-2
Pmax[kN]	50.4	50.4	49.5
$\delta \cdot P_{\max}[\text{mm}]$	204.5	215.0	142.9
Pu[kN]	48.2	46.5	46.5
$1/\sqrt{2\mu-1}$	0.543	0.510	0.512
$0.2P_u\sqrt{2\mu-1}$	17.7	18.2	18.2
壁強さ倍率	7.0	6.9	6.7

表 4 壁強さ倍率[kN/m]

スパン [mm]	高さ[mm]				
	2,700	3,000	3,300	3,600	3,900
1,200	16.2	14.0	12.4	11.5	10.2
1,820(1 間)	10.7	9.2	8.2	7.5	6.7
2,730(1.5 間)	7.1	6.1	5.4	5.0	4.4
3,640(2 間)	5.3	4.6	4.1	3.7	3.4
4,550(2.5 間)	4.2	3.6	3.2	2.9	2.6
5,460(3 間)	3.5	3.0	2.7	2.4	2.2

図 11 スパン一定

図 12 高さ一定

〇5.1 木ネジ接合部の力の伝達能力の検討

図 13 木ネジ接合部の抵抗力図

写真 6 木ネジ接合部

表 5 木ネジ試験結果

試験体	1	2	3	4	5	6	平均	標準偏差
Pmax[kN]	2.86	2.91	2.53	2.94	2.78	2.53	2.76	0.17
$\delta \cdot P_{\max}[\text{mm}]$	10.0	9.5	7.5	9.0	7.0	9.0	8.7	1.07
Pu[kN]	2.59	2.61	2.37	2.71	2.55	2.32	2.52	0.14

※Pmax、Pu は木ネジ 1 本あたり耐力

次に、木ネジ 1 本あたりの終局耐力 TL を用いて、各アルミ補強枠の木ネジ接合部に必要な木ネジの本数と木ネジを打つピッチを算出する。スパン 1[m]あたりに必要な木ネジの本数は、解析により算出した各アルミ補強枠のスパン 1[m]あたりの終局耐力(表 6)よりも、木ネジ 1 本あたりの終局耐力 TL×スパン 1[m]あたりに必要な木ネジの本数の値が大きくなるように求める。そして、スパン 1[m]あたりに必要な木ネジの本数に、各アルミ補強枠のスパンを乗じること、各アルミ補強枠の木ネジ接合部に必要な木ネジの本数を求める。木ネジを打つピッチは、スパン 1[m]を各アルミ補強枠のスパン 1[m]あたりに必要な木ネジの本数で除して求める。表 7 に各アルミ補強枠に必要な木ネジの本数とピッチを示す。

5.2 補強枠基礎の横滑りの検討

図 16 に補強枠基礎の横滑り抵抗力図、表 8 に解析により算出した各アルミ補強枠の最大耐力、表 9 に各アルミ補強枠の補強枠基礎を含む重量を示す。補強枠基礎の横滑りの抵抗力は、図 16 に示すように、(1)地盤面と補強枠基礎底面の摩擦力、(2)地盤面と補強枠基礎側面の摩擦力、(3)地盤からの水平反力が考えられる。横滑り抵抗力は、地盤の条件によって変わるので、本検討では、パターン 1：地盤 N 値が 3(粘性土)の場合と、パターン 2：地盤 N 値が 10(砂質土)の場合の 2 パターンについて検討する。

(1)地盤面と補強枠基礎底面の摩擦力

地盤面と補強枠基礎底面の摩擦力 F は、 $F = \mu \times N$ より求める。地盤垂直抗力 N はアルミ補強枠重量(補強枠基礎を含む)[kN]とする。摩擦係数 μ は「道路土工—擁壁工指針²⁾ (P20-21)」によると、「現場打ちコンクリート擁壁では、基礎底面の摩擦角 Φ_B は、 $\Phi_B = \Phi$ としてよい(中略)なお、支持地盤が土の場合およびプレキャストコンクリートでは、摩擦係数 μ の値は 0.6 を超えないものとする。」とあり、大崎式(式 2)を用いて摩擦係数 μ を算出すると、N=3 の場合は支持地盤の内部摩擦角 $\mu = \tan \phi = 0.419$ 、N=10 の場合は $\mu = 0.558$ となる。以上の条件を用いて補強枠基礎底面と地盤との間の摩擦力 F を各アルミ補強枠について算出する。

$$\phi = \sqrt{20\alpha + 15} \quad (\text{大崎式}) \quad \alpha = 3 \text{ 或 } 10 (\text{N 値}) \quad \cdots \text{式(2)}$$

(2)地盤面と補強枠基礎側面(長辺)の摩擦力

補強枠基礎側面に作用する摩擦力も(1)と同様に、摩擦力 $F = \mu \times N$ と考える。まず補強枠基礎側面に作用する力 N は、地盤からの反力(土圧)として考える。本検討における土圧は、補強枠基礎が地震力を受けて、地盤を押すことで土圧が働くので受働土圧として考える。なお、受働土圧はクーロン土圧の理論³⁾ (式 3)によって求める。

$$\text{受働土圧 } P_p [\text{kN/m}] = 1/2 \times \gamma \times H^2 \times K_p \quad \cdots \text{式(3)}$$

γ ：土の単位体積重量(粘性土 16、砂質土 18)[kN/m³]

H：地面に埋まっている深さ[m]

K_p ：受働土圧係数(N 値=3→1.49、N 値=10→1.63)※式(4)参照

そして、式(3)により求めた土圧と補強枠基礎の長さをかけて、補強枠基礎側面に作用する力 N を求める。摩擦係数 μ は(1)の検討と同じである。また、補強枠基礎の地面に埋まっている深さ H は 0.26[m]と仮定する。例えば、N 値=3(粘性土)で間口 1,820[mm]の補強枠の場合、補強枠基礎の長さは 2.62[m]なので、受働土圧 $P_p = 1/2 \times 16 \times 0.26^2 \times 1.49 = 0.8$ [kN/m]となる。よって、側面の摩擦力 $F = 0.419 \times 0.8 \times 2.62 = 0.9$ [kN]となる。同様に補強枠基礎側面の摩擦力を各アルミ補強枠について算出する。

表 6 アルミ補強枠のスパン 1[m]あたりの終局耐力[kN]

スパン [mm]	高さ[mm]				
	2,700	3,000	3,300	3,600	3,900
1,200	44.7	39.8	35.5	31.0	28.5
1,820(1 間)	29.3	26.2	23.3	20.4	18.7
2,730(1.5 間)	19.4	17.3	15.4	13.5	12.4
3,640(2 間)	14.4	12.9	11.4	10.1	9.3
4,550(2.5 間)	11.5	10.2	9.0	8.0	7.4
5,460(3 間)	9.5	8.4	7.4	6.6	6.1

表 7 本数とピッチ[本/ピッチ(mm)]

スパン [mm]	高さ[mm]				
	2,700	3,000	3,300	3,600	3,900
1,200	24/48	22/53	19/59	17/67	16/71
1,820(1 間)	24/71	22/83	19/91	17/100	16/111
2,730(1.5 間)	24/111	22/125	19/125	17/143	15/167
3,640(2 間)	24/143	21/167	19/167	17/200	15/200
4,550(2.5 間)	24/167	21/200	19/200	17/250	15/250
5,460(3 間)	24/200	21/250	19/250	17/250	15/333

○5.2 補強枠基礎の横滑りの検討

図 16 補強枠基礎の横滑り抵抗力図

表 8 最大耐力 Pmax[kN]

スパン [mm]	高さ[mm]				
	2,700	3,000	3,300	3,600	3,900
1,200	56.2	50.2	45.3	41.3	37.9
1,820(1 間)	56.0	50.0	45.2	41.2	37.8
2,730(1.5 間)	55.6	49.7	44.9	40.9	37.6
3,640(2 間)	55.3	49.4	44.6	40.7	37.4
4,550(2.5 間)	54.9	49.0	44.3	40.4	37.1
5,460(3 間)	54.5	48.7	44.0	40.2	36.9

表 9 アルミ補強枠重量[kN]※補強枠基礎を含む

スパン [mm]	高さ[mm]				
	2,700	3,000	3,300	3,600	3,900
1,200	4.9	4.9	5.0	5.0	5.0
1,820(1 間)	6.3	6.3	6.3	6.4	6.4
2,730(1.5 間)	8.3	8.3	8.3	8.4	8.4
3,640(2 間)	10.3	10.3	10.3	10.3	10.4
4,550(2.5 間)	12.2	12.3	12.3	12.3	12.4
5,460(3 間)	14.2	14.3	14.3	14.3	14.4

受働土圧係数算出式

$$K_p = \frac{\cos^2(\theta + \phi)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 - \frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi + \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\alpha - \theta)} \right\}^2} \quad \cdots \text{式(4)}$$

ϕ ：土の内部摩擦角(N 値=3→22.75、N 値=10→29.14)※大崎式参照

δ ：基礎と土との摩擦角(N 値=3→15.16、N 値=10→19.43)

$\delta = 2/3 \phi$ かつ $\delta \leq 20^\circ$ とする

α ：地表面と水平面との角度 θ ：基礎側面と鉛直面との角度

※本検討においては、 $\alpha = 0$ 、 $\theta = 0$ となる。

(3)補強枠基礎側面(短辺)に作用する地盤からの水平反力

本検討においても「地盤からの反力=土圧」と考える。補強枠基礎の奥行きは、全てのアルミ補強枠において0.25[m]なので、地盤からの水平反力は、N値=3の時 $0.8[\text{kN/m}] \times 0.25[\text{m}] = 0.2[\text{kN}]$ となる。同様にN値=10の時 $1.0[\text{kN/m}] \times 0.25[\text{m}] = 0.25[\text{kN}]$ となり、N値による違いはほとんどないことが分かる。

以上より、横滑りの抵抗力は(1)～(3)の総和となる。表10にN値と間口のの違いによる、各アルミ補強枠の横滑り抵抗力を示す。表10より、地盤条件の違いにより、横滑り抵抗力は4割程度の差がある事が分かる。そこで、以降の検討においては、検討結果が安全側になるように、地盤条件をN値=3(粘性土)として検討する。

また、表8の各アルミ補強枠の最大耐力から表10の横滑り抵抗力(N値=3:粘性土)を差し引いて、各アルミ補強枠の不足分の横滑り抵抗力を算出すると表11に示す値となる。最大耐力より横滑り抵抗力の方が小さく、横滑り抵抗力がかなり不足している事が分かる。つまり、アルミ補強枠が横滑り抵抗力以上の地震力(水平力)を受けると横滑りが起きると考えられる。この不足分の横滑り抵抗力に関しては5.4で検討する。

5.3 補強枠基礎の浮上りの検討

転倒モーメントの考え方から補強枠基礎の浮上りの検討をする。図17に補強枠基礎の浮上り転倒モーメント図を示す。図17から、転倒モーメントM1=各アルミ補強枠の最大耐力[kN]×高さ[m]、転倒阻止モーメントM2=試験体重量[kN]×補強枠基礎長さの半分[m]となる。アルミ補強枠の高さ2,700[mm]、スパン1,820[mm]の場合、M1=171[kNm]、M2=8.2[kNm]となるので、転倒阻止モーメントが163[kNm]不足していることが分かる。また、補強枠基礎は圧縮のみに抵抗する土によって支えられているので、補強枠基礎の回転中心が右端部にくるとは考えにくい。そこでこの不足分の検討については、建物の抑え込み効果などは考慮せずに余裕を見て安全側となるように、補強枠基礎の回転中心が7/8Bの位置にくると仮定して考える(図18)。そして、この不足分の転倒阻止モーメントを式(5)を用いて、補強枠基礎端部(浮上り側)で不足している浮上り抵抗力に換算すると71.2[kN]となる。表12に各アルミ補強枠の不足分浮上り抵抗力を示す。この不足分の浮上り抵抗力に関しては5.4で検討する。

不足分浮上り抵抗力 = 不足転倒阻止モーメント ÷ (7/8 × B) …式(5)

5.4 補強枠基礎の横滑り・浮上り防止の検討

補強枠基礎の横滑り・浮上りを防ぐために、あと施工アンカーを用いる。まず、5.2、5.3の検討結果から、補強枠基礎端部で不足している抵抗力の合力を算出する。図19に示すように、不足分横滑り抵抗力の1/2と不足分浮上り抵抗力の合力を算出すると、表13のようになる。この合力を許容するように、補強枠基礎端部にバランスよくあと施工アンカーを設置すればよい。

図20にあと施工アンカー施工例図を示す。施工方法は、あと施工アンカーを既存基礎側面に打った後、既存基礎と一体となるように補強枠基礎を打設する。本検討では接着系アンカーを対象として考える。また、片側のあと施工アンカー群中心が図18の補強枠基礎端部になるように補強枠基礎を伸ばす。それに伴って、伸ばした部分のコンクリート破壊を防ぐために、内部のスタッドボルト(M16)も外側に伸ばして強化する。

表10 横滑り抵抗力[kN]

N 値	スパン[mm]					
	1,200	1,820	2,730	3,640	4,550	5,460
3	2.9	3.7	4.9	6.0	7.1	8.3
10	4.1	5.2	6.8	8.4	10.0	11.7

表11 不足分の横滑り抵抗力(N値=3,粘性土)[kN]

スパン[mm]	高さ[mm]				
	2,700	3,000	3,300	3,600	3,900
1,200	53.3	47.2	42.4	38.3	34.9
1,820(1間)	52.3	46.3	41.4	37.4	34.1
2,730(1.5間)	50.8	44.8	40.0	36.0	32.7
3,640(2間)	49.3	43.4	38.6	34.6	31.3
4,550(2.5間)	47.8	41.9	37.1	33.2	29.9
5,460(3間)	46.3	40.4	35.7	31.8	28.6

表12 不足分の浮上り抵抗力[kN]

スパン[mm]	高さ[mm]				
	2,700	3,000	3,300	3,600	3,900
1,200	95.5	93.5	91.9	90.6	89.4
1,820(1間)	71.2	69.7	68.5	67.5	66.6
2,730(1.5間)	50.4	49.3	48.4	47.7	47.1
3,640(2間)	37.7	36.8	36.1	35.5	35.0
4,550(2.5間)	28.9	28.2	27.6	27.1	26.7
5,460(3間)	22.3	21.7	21.2	20.8	20.5

○5.3 補強枠基礎の浮上りの検討

図17 補強枠基礎の浮上り転倒モーメント図

図18 アルミ補強枠回転イメージ図

図19 抵抗力合力

※中心部に左右対称となる様に配置する

図20 あと施工アンカー施工例図(高さ2,700mm,スパン1,200mm)

次に、「あと施工アンカー」⁴⁾：設計と施工 4.あと施工アンカーの設計」に準じて、あと施工アンカーの設計を行う。式(6)にあと施工アンカーの設計式を示す。式(6)に示すように、あと施工アンカー1本あたりのせん断耐力 $Q1$ と既存基礎コンクリート支圧強度 $Q2$ のうち小さい方の値をあと施工アンカー1本あたりの設計耐力とする。

$Q = \min[Q1, Q2] \quad \dots \text{式(6)}$

$Q1 = 0.7\sigma_y \times a_e$ あと施工アンカーのせん断強度

$Q2 = 0.4a_e \sqrt{\sigma_b \times E_c}$ コンクリートの支圧強度

また、あと施工アンカー(接着系)は、埋め込み長さがアンカー有効径の8倍以上必要なので、既存木造建物の基礎幅を120[mm]とすると、あと施工アンカーの埋め込み長さは120[mm]未満でなければならない。本検討では、あと施工アンカーの径をD13(有効断面積 $a_e=126.7[\text{mm}^2]$ 、材質SD295、埋め込み長さ104[mm])とする。また、あと施工アンカー降伏強度 $\sigma_y=295 [\text{N/mm}^2]$ 、既存基礎コンクリートの圧縮強度 $\sigma_b=15[\text{N/mm}^2]$ 、既存基礎コンクリートヤング係数 $E_c=9418[\text{N/mm}^2]$ として検討する。

・あと施工アンカー(D13)1本あたりの許容せん断耐力

$Q1 = 0.7\sigma_y \times a_e = 0.7 \times 295 \times 126.7 = 26.16[\text{kN}]$

・既存基礎コンクリートの支圧強度(※既存のため小さめに計算)

$Q2 = 0.4a_e \sqrt{\sigma_b \times E_c} = 19.05[\text{kN}]$

以上より、あと施工アンカー(D13)1本あたりの許容せん断耐力 $Q1$ よりも、既存基礎コンクリートの支圧強度 $Q2$ の方が小さいので、あと施工アンカー1本あたりの設計耐力は $Q2=19.05[\text{kN}]$ を採用する。

以上の結果と表13の各アルミ補強枠の不足分抵抗合力より、各アルミ補強枠基礎片側に必要なあと施工アンカーの本数を算出すると表14のようになる。つまり、表14に示す本数以上のあと施工アンカーを補強枠基礎両端部に設置すれば、補強枠基礎の横滑り・浮上りを防ぐことができると考えられる。

5.5 既存基礎がない場合の検討

既存建物の玄関やガレージにアルミ補強枠を施工する場合、あと施工アンカーを打つ位置に既存基礎がないため、あと施工アンカーが打てず、横滑りや浮上りを拘束できない。そこで、基礎の大きさを大きくし、重量を増やすことで横滑り・浮上りを拘束する方法を考える。本検討においては、補強枠基礎の幅を600[mm]とする。浮上り拘束については、不足分の転倒阻止モーメントから補強枠基礎の必要重量を求め、そこから補強枠基礎の深さを算出する。横滑り拘束については、不足分の横滑り抵抗力から補強枠基礎の必要重量を求め、そこから補強枠基礎の深さを算出する。そして、各アルミ補強枠についてそれぞれ大きい方の値を採用する。表15に、算出した各アルミ補強枠基礎の必要深さを示す。

6. まとめ

本報告では、実大フレーム実験、各接合部実験、解析を通して、様々な高さ・スパンのアルミ補強枠についての最大耐力や壁強さ倍率を算出した。そして構造検討により、地震力が健全にアルミ補強枠に伝達されることを確認した。以下に得られた主な結論を示す。

・今回の解析モデルにより、アルミ補強枠試験結果の包絡線を概ね追えることを確認できた。

・アルミ補強枠の壁強さ倍率は、間口・高さが小さくなるほど大きくなるのが分かった。

表 13 不足分抵抗力の合力[kN]

スパン [mm]	高さ[mm]				
	2,700	3,000	3,300	3,600	3,900
1,200	99.1	96.5	94.3	92.6	91.1
1,820(1 間)	75.8	73.4	71.5	70.0	68.8
2,730(1.5 間)	56.4	54.2	52.4	51.0	49.8
3,640(2 間)	45.0	42.7	40.9	39.5	38.4
4,550(2.5 間)	37.5	35.1	33.3	31.8	30.6
5,460(3 間)	32.2	29.7	27.8	26.2	25.0

表 14 補強枠基礎片側に必要なあと施工アンカーの本数

スパン [mm]	高さ[mm]				
	2,700	3,000	3,300	3,600	3,900
1,200	6	6	5	5	5
1,820(1 間)	4	4	4	4	4
2,730(1.5 間)	3	3	3	3	3
3,640(2 間)	3	3	3	3	3
4,550(2.5 間)	2	2	2	2	2
5,460(3 間)	2	2	2	2	2

表 15 コンクリート重さで浮上りを拘束する時の補強枠の深さ[m]

スパン [mm]	高さ[mm]				
	2,700	3,000	3,300	3,600	3,900
1,200	6.3	6.2	6.1	6.0	5.9
1,820(1 間)	3.7	3.6	3.5	3.5	3.4
2,730(1.5 間)	2.7	2.4	2.1	1.9	1.9
3,640(2 間)	2.1	1.9	1.7	1.5	1.4
4,550(2.5 間)	1.7	1.5	1.4	1.2	1.1
5,460(3 間)	1.5	1.3	1.2	1.0	1.0

- ・木ネジ接合部は、表7に示す木ネジの本数、ピッチ[mm]で施工することで、木ネジ接合部で破壊する事なく、水平力をアルミ補強枠に伝達できると考えられる。
- ・水平力がある一定値を超えると補強枠基礎の横滑り・浮上りが起きるが、補強枠基礎両端部に表14に示す本数のあと施工アンカーを設置することで、補強枠基礎の横滑り・浮上りを拘束できると考えられる。
- ・本検討においては、地盤条件をN値=3としたり、既存基礎の条件においてヤング係数をかなり小さくするなど、検討結果が安全側になるように、最悪の条件で検討をしているため、実際の施工条件や建物の抑え込みの効果を見込むことにより、あと施工アンカーの本数を減らすこともできると考えられる。

7. 謝辞

本研究は、社団法人カーテンウォール・防火開口部協会「開口部・建具の耐震性研究委員会」(委員長 坂本功 東京大学名誉教授)の一貫として実施したものである。ご指導、ご助言を頂いた関係各位に、ここに記して感謝いたします。

参考文献

1) 日本建築学会:木質構造設計規準・同解説・許容応力度・許容耐力設計法 -2006.12

2) 日本道路協会:道路土工・擁壁工指針,1999.4

3) 坂口理:建築地盤工学,理工図書,1984.5

4) 岡田恒男 ほか4名:あと施工アンカー -設計と施工-,技術書院,1990.6

[2010年6月18日原稿受理 2010年9月1日採用決定]