既存木造家屋の外部耐震補強工法

—補強前後の地震応答性状—

CONSTRUCTION METHOD FOR SEISMIC REINFORCING OF EXISTING WOODEN BUILDINGS FROM EXTERIOR

—The characteristics of the earthquake responses before and after the building reinforcement—

内田一義 —*1 武田幸和 —*2
河西良幸 —*3 堀越清規 —*4

Kazuyoshi UCHIDA —*1 Yukikazu TAKEDA —*2
Yoshiyuki KASAI —*3 Kiyomi HORIKOSHI —*4

キーワード:

木造家屋, 外部耐震補強, 金属製ポール, 非線形地震応答解析, 水平載荷試験, 3次元非線形有限要素法

Keywords:

Wooden building, Seismic reinforcing, Metal pole, Nonlinear earthquake response analysis, Horizontal loading test, Three dimensional nonlinear finite element method

For reinforcing existing wooden buildings against severe earthquakes, surrounding metal poles installed and secured with bolts at the beams of the second floor level are effective. On an earthquake, the horizontal forces are mostly transmitted via second floor to the surrounding poles. This solution prevents the house from falling down, like felled "by a leg throw", and protects the residents therein.

Parametric earthquake response analyses to several model houses have been conducted. Consequently, sufficient seismic safety regarding subject reinforcement method is confirmed.

1. はじめに

阪神・淡路大震災においては、約9万棟の木造家屋が全壊、約10万棟が半壊し、死者6432人の大部分が、これら倒壊家屋の下敷きになり亡くなった。我が国には既存不適格木造家屋が1300万棟もあると言われている。筆者等は、このような家屋を倒壊させないことを第一目的とし、木造家屋を外部から耐震補強する工法を開発したので、本論文では、補強前後の地震応答性状について報告する。

2. 木造家屋の外部耐震補強工法の概要

松田、竹村¹⁾が淡路島から宝塚の範囲で、約2,640戸の倒壊方向を調査した結果によれば、「全倒壊木造家屋の70%相当は、一定方向に倒壊し、2階屋では2階以上がそのまま残され、1階が横から押しつぶされた形が多かった。」と報告している。その他、学者や新聞等が「土台部分がパルス的な振動を受け、一気に「足払い」されたように倒壊した」と述べている。

そこで、このような倒壊を防ぐために、「簡便で、しかも居ながらに施工できる外部耐震補強工法」を考案し、各種の地震波による応答解析によって、その有効性を確認した。

その概要は図1～図2に示すように、木造家屋の周囲に設置するアルミ合金または鋼管の金属性ポール（以下、耐震ポール）と家屋を2階床位置の胴差または梁に緊結し、木造家屋からの地震水平力をポールに負担させようとするものである。

3. モデル家屋についての検討

3.1 検討モデル

(1) 対象既存木造家屋

既存家屋の規模は、最も一般的な延べ床面積が120㎡（約36坪）

図1 工法の概念図

図2 矩計図

の2階屋とし、1階と2階の面積比を1:0.6とする。

(2) 動的解析モデル

① 既存家屋のモデル: 家屋の振動モデルは2質点せん断型弾塑性モデル（図3参照）である。

図3 振動モデル

*1 ㈱シーク建築研究所 取締役・博士(工学)
(〒236-0004 横浜市中区金沢1-1-1 横浜金沢ハイテクセンター)

*2 ㈱シーク建築研究所 代表取締役

*3 前橋工科大学建築学科 教授・博士(工学)

*4 鹿島建設㈱技術研究所 上席研究員

*1 Director, i-SHEC Institute, Dr. Eng.

*2 President, i-SHEC Institute

*3 Prof., Department of Architecture, Maebashi Institute of Technology, Dr. Eng.

*4 Supervisor Research Engineer, Kajima Technical Research Institute

重量に関しては、日本建築学会「木質構造設計規準・同解説」²⁾の建築物の重量の算定により、屋根（重い屋根を仮定）は 147kgf/m^2 (1.44kN/m^2)、2階は 170kgf/m^2 (1.67kN/m^2) とする。質点の重量は $W_1=12.1\text{tonf}$ (118.6kN)、 $W_2=6.6\text{tonf}$ (64.7kN) である。

復元力特性に関しては、第1折れ点が層間変形角 $1/960$ のときの強さ指標³⁾ $Q_s=0.4$ 、第2折れ点が層間変形角 $1/120$ のとき $Q_s=1.0$ 、第3勾配 $=0.2 \times$ 第2勾配とする tri-linear 型と仮定する。1、2階の Q_s に対応するせん断力は、1、2階のベースシア係数をそれぞれ α_1 、 $\alpha_2=1.4\alpha_1$ とし求め、表1に示すように4ケースの既存家屋のモデルを作成する。

表1 既存家屋のモデル

モデル1	現行法の1/4強さ	$\alpha_1=0.05$	$\alpha_2=0.07$
モデル2	現行法の1/2強さ	$\alpha_1=0.10$	$\alpha_2=0.14$
モデル3	現行法の3/4強さ	$\alpha_1=0.15$	$\alpha_2=0.21$
モデル4	現行法の強さ	$\alpha_1=0.20$	$\alpha_2=0.28$

② 耐震ポール：ポールは1質点片持弾性棒モデルである。採用するポールは200mm角断面、厚み11mm（写真1参照）のアルミ合金製であり、設置本数は各モデルとも5本とする。構造特性は、ヤング率 $=70\text{kN/mm}^2$ 、断面積 $=101.7\text{cm}^2$ 、断面係数 $=508.1\text{cm}^3$ 、断面2次モーメント $=5321.0\text{cm}^4$ である。

写真1 ポール断面

また、ポールのJIS規格による短期耐力は、1質点の長さ $=3.37\text{m}$ の場合（図3参照）、根元を固定と考えると 16.2kN 、終局耐力は 23.3kN である。

③ ジョイント：ポールと既存家屋のジョイントは、両端ピン、水平方向に対し剛棒と仮定する。ジョイントの設計は、日本建築学会「木質構造設計規準・同解説」のボルト接合による。

④ 減衰定数：減衰は1次固有周期に比例する内部減衰系と仮定し、 $h=0.05$ とする。

⑤ 固有周期：

表2 各モデルの固有周期

次数	補強前		補強後	
	T1 (sec)	T2 (sec)	T1 (sec)	T2 (sec)
モデル1	0.96	0.46	0.77	0.38
モデル2	0.68	0.33	0.58	0.30
モデル3	0.55	0.27	0.49	0.25
モデル4	0.48	0.23	0.44	0.22

⑥ 採用地震波と最大加速度：ここでは、表3に示す既往波8波、

人工地震波2波、合計10波形を採用する。

表3 採用地震波（各最大地動加速度：400gal）

El Centro 1940 NS	神戸大 1995 NS
Taft 1952 EW	海洋気象台 1995 NS
八戸 1968 NS	宮城沖仙台 JNR 1978
東京 101	日本建築センター (JBCL 1)
本山小学校 1995 NS	日本建築センター (JBCL 2)
関西地震観測研究協議会	

⑦ 最大加速度：モデルへの入力最大加速度に関しては、「密集市街地における防災街区の整備に関する法律」⁴⁾に規定する大規模地震想定最大地動加速度 $300\sim 400\text{gal}$ を参考に、ここでは、各地震波に対し 400gal に規準化して時刻歴地震応答解析を行う。

3.2 地震応答解析結果

表4にモデル別の補強前後の1階およびポール（5本分）の応答最大せん断力とベースシア係数を、表5にモデル別の補強前後の応答最大層間変形を示す。

また、図4、図5にそれぞれ、モデル別の1、2階の補強前後の応答最大層間変形角の比較、図6にモデル別の補強前後の応答ベースシア係数の比較、図7にモデル別のポール1本当たりの応答せん断力と短期耐力および3.4(1)で述べる地表水平10mm時の水平載荷試験による地盤耐力の関係を示す。

図4 モデル別1階の補強前後の層間変形角の比較

図5 モデル別2階の補強前後の層間変形角の比較

表4 モデル別の補強前後の応答最大せん断力とベースシア係数

地震波	補強前		補強後		補強後		ポール
	1階	Cb	1階	ポール5本	合計	Cb	
	Q		Q (kN)	Q (kN)	Q (kN)		ft (N/mm ²)
モデル1							
El Centro	11.86	0.06	5.59	68.40	73.99	0.40	90.77
Taft	12.25	0.07	9.70	56.84	66.54	0.36	75.43
八戸	14.70	0.08	9.31	43.32	52.63	0.29	57.49
東京101	11.27	0.06	9.80	60.37	70.17	0.38	80.11
本山小学校	16.37	0.09	9.70	57.62	67.32	0.37	76.46
神戸大	18.72	0.10	9.80	61.35	71.15	0.39	81.41
海洋気象台	11.17	0.06	10.09	68.99	79.08	0.43	91.55
宮城沖仙台	16.37	0.09	9.70	57.43	67.13	0.37	76.21
JBCL1	11.96	0.07	9.90	65.07	74.97	0.41	86.35
JBCL2	19.60	0.11	10.00	67.62	77.62	0.42	89.73
平均値	14.43	0.08	9.36	60.70	70.06	0.38	80.55
標準偏差	3.01	0.02	1.27	7.30	7.15	0.04	9.69
モデル2							
El Centro	21.56	0.12	18.62	46.06	64.68	0.35	61.12
Taft	21.76	0.12	18.82	47.82	66.64	0.36	63.46
八戸	25.09	0.14	18.62	44.69	63.31	0.35	59.30
東京101	21.46	0.12	18.72	46.45	65.17	0.36	61.64
本山小学校	28.42	0.16	18.82	47.43	66.25	0.36	62.94
神戸大	34.50	0.19	19.11	52.33	71.44	0.39	69.44
海洋気象台	20.97	0.11	19.31	55.66	74.97	0.41	73.86
宮城沖仙台	25.77	0.14	19.01	51.16	70.17	0.38	67.89
JBCL1	24.50	0.13	18.82	48.41	67.23	0.37	64.24
JBCL2	30.48	0.17	19.01	50.57	69.58	0.38	67.11
平均値	25.45	0.14	18.89	49.06	67.94	0.37	65.10
標準偏差	4.26	0.02	0.21	3.17	3.38	0.02	4.21
モデル3							
El Centro	30.77	0.17	27.54	41.16	68.70	0.37	54.62
Taft	30.18	0.16	27.93	40.57	68.50	0.37	53.84
八戸	34.30	0.19	27.64	41.55	69.19	0.38	55.14
東京101	32.83	0.18	27.83	43.51	71.34	0.39	57.74
本山小学校	38.42	0.21	28.13	46.45	74.58	0.41	61.64
神戸大	43.90	0.24	29.11	57.04	86.15	0.47	75.69
海洋気象台	31.95	0.17	28.71	53.31	82.02	0.45	70.74
宮城沖仙台	37.44	0.20	28.32	48.41	76.73	0.42	64.24
JBCL1	33.91	0.19	27.64	41.36	69.00	0.38	54.88
JBCL2	39.10	0.21	28.03	45.67	73.70	0.40	60.60
平均値	35.28	0.19	28.09	45.90	73.99	0.40	60.91
標準偏差	4.12	0.02	0.48	5.31	5.77	0.03	7.04
モデル4							
El Centro	38.71	0.21	29.79	29.20	58.99	0.32	38.75
Taft	39.10	0.21	29.01	27.83	56.84	0.31	36.93
八戸	44.88	0.24	33.32	34.69	68.01	0.37	46.03
東京101	42.63	0.23	30.77	30.58	61.35	0.33	40.58
本山小学校	47.43	0.26	32.93	33.91	66.84	0.36	45.00
神戸大	55.76	0.30	37.14	43.51	80.65	0.44	57.74
海洋気象台	44.39	0.24	35.48	38.02	73.50	0.40	50.45
宮城沖仙台	45.08	0.25	32.63	33.52	66.15	0.36	44.48
JBCL1	42.14	0.23	30.38	29.99	60.37	0.33	39.80
JBCL2	44.98	0.25	32.14	32.73	64.87	0.35	43.43
平均値	44.51	0.24	32.36	33.40	65.76	0.36	44.32
標準偏差	4.56	0.02	2.41	4.41	6.80	0.04	5.85

表5 モデル別の補強前後の応答最大層間変形

地震波	モデル1: 層間変形 (cm)				モデル3: 層間変形 (cm)			
	補強前	補強後	補強前	補強後	補強前	補強後	補強前	補強後
El Centro	8.78	4.80	6.45	10.64	5.27	2.12	3.15	4.91
Taft	9.67	3.99	6.06	12.07	4.82	2.84	3.33	6.36
八戸	15.17	3.04	8.92	15.77	7.89	2.92	4.48	9.36
東京101	7.51	4.24	4.71	10.63	6.84	3.06	4.70	9.45
本山小学校	18.79	4.04	12.34	18.95	11.00	3.26	6.33	10.91
神戸大	24.08	4.31	13.86	29.23	15.00	4.00	8.13	16.12
海洋気象台	7.30	4.84	4.29	13.04	6.14	3.74	4.88	11.86
宮城沖仙台	18.79	4.04	12.37	18.95	10.18	3.40	5.96	9.85
JBCL1	17.98	4.56	9.32	14.24	7.64	2.90	4.28	7.90
JBCL2	25.94	4.75	15.85	24.46	11.49	3.21	5.82	9.28
平均値	15.40	4.26	9.42	16.80	8.63	3.15	5.11	9.60
標準偏差	6.49	0.51	3.84	5.85	3.06	0.49	1.42	2.91
層間変形角 (rad)	1/22	1/79	1/30	1/17	1/39	1/107	1/56	1/30
地震波	モデル2: 層間変形 (cm)				モデル4: 層間変形 (cm)			
	補強前	補強後	補強前	補強後	補強前	補強後	補強前	補強後
El Centro	6.42	3.22	4.25	7.25	3.95	2.04	3.00	4.48
Taft	6.67	3.36	3.82	8.00	4.16	1.95	2.94	4.52
八戸	10.47	3.13	6.22	11.42	7.40	2.44	3.47	5.39
東京101	6.35	3.26	5.31	10.66	6.18	2.15	3.90	6.50
本山小学校	14.07	3.33	8.42	12.87	8.80	2.39	4.75	6.77
神戸大	20.90	3.68	10.82	19.68	10.55	3.05	7.20	10.85
海洋気象台	5.83	3.91	3.71	11.69	7.14	2.67	4.89	9.03
宮城沖仙台	11.14	3.59	7.31	13.68	7.53	2.36	3.70	5.95
JBCL1	9.75	3.40	6.12	10.23	5.86	2.10	4.30	6.03
JBCL2	16.51	3.55	9.24	12.56	7.45	2.30	4.82	7.26
平均値	10.81	3.44	6.52	11.80	6.90	2.35	4.30	6.68
標準偏差	4.77	0.23	2.28	3.26	1.89	0.31	1.18	1.88
層間変形角 (rad)	1/31	1/98	1/44	1/24	1/49	1/143	1/66	1/43

図6 補強前後の応答ベースシア係数の比較

図7 ポール1本当りの応答せん断力と耐力（短期）および地盤耐力の関係

3.3 地震応答解析結果の考察

建設省建築研究所の兵庫県南部地震被害調査最終報告⁴⁾や、後藤他⁶⁾⁷⁾、鈴木他⁸⁾、村上他⁹⁾等の論文を参考に、表6のような家屋破損の評価基準を設定し、モデル別に補強前後の耐震性能を表7のように考察した。

表6 家屋破損の評価基準

層間変形角 (rad)	1/120 以下	1/120～1/60	1/60～1/30	1/30～1/15	1/15 以上
被害の程度	無傷	小破	中破	大破	倒壊

表7 モデル別：補強前後の耐震性能の考察

モデル1				
		層間変形角	応答ベークシア係数	被害の程度
補強前	1階	1/38～1/15rad	0.06～0.10	倒壊の恐れ
	2階	1/16～1/21		大破の恐れ
補強後	1階	1/90～1/71	0.34～0.42	小破
	2階	1/30～1/13		倒壊の恐れ、2階も補強必要
ポール1本のせん断力 Q_p	外部	10.7～13.6kN		平均 Q_p は短期の75% 根入れ1.75m、ジョイント補強
モデル2				
補強前	1階	1/66～1/22rad	0.12～0.16	大破 倒壊の恐れ
	2階	1/79～1/32		中破
補強後	1階	1/105～1/52	0.34～0.42	小破(軽微)
	2階	1/39～1/19		大破、2階の補強も考慮
ポール1本のせん断力 Q_p	外部	9.2～10.4kN		平均 Q_p は短期の60% 根入れ1.5m
モデル3				
補強前	1階	1/61～1/29rad	0.17～0.21	中破または大破
	2階	1/91～1/44		中破
補強後	1階	1/127～1/93	0.37～0.43	小破(軽微)
	2階	1/50～1/23		大破、2階の倒壊は免れる
ポール1本のせん断力 Q_p	外部	8.1～10.3kN		平均 Q_p は短期の57% 根入れ1.5m
モデル4				
補強前	1階	1/67～1/38rad	0.22～0.26	中破
	2階	1/108～1/52		中破
補強後	1階	1/165～1/127	0.32～0.40	無傷
	2階	1/70～1/33		中破
ポール1本のせん断力 Q_p	外部	5.8～7.5kN		平均 Q_p は短期の40% 根入れ1.25m

3.4 根入れ深さの検討

(1) 水平載荷試験の実施

ポールの根入れ深さに対する地盤耐力を確認するために、写真2に示すように根入れ深さの異なるポールの水平載荷試験を実施し、地盤の弾性限水平耐力を求めた。

ポール断面の外寸法は200mm×200mmの正方形、肉厚は11mmであり、根入れ深さは1.00m、1.25m、1.50m、1.75m、2.0mの計5種類である。

地盤は神奈川県相模野台地に位置し、地盤状況は表層から深さ16mまではN値=3～4のローム層が主体である。

なお、試験ポールは本論文で検討したアルミ合金と同じであり、地中はポール周囲に豆砂利コンクリートを直径が450mmになるように打設した。根入れ深さを変えた場合の各ポールの載荷試験による弾性限水平荷重は、表8および図9のとおりである。根入れが深くなるに従い、荷重が大きくなることが判る。

図8 加力点と地中の状況

写真2 水平載荷試験の状況

表8 各ポールの弾性限水平荷重

根入れ深さ (m)	地表面水平変位 (mm)	弾性限水平荷重 (kN)
1.00	10.89	31
1.25	10.31	38
1.50	10.80	54
1.75	10.07	62
2.00	(4.04)	(50)

注：2.00mの場合、荷重は50kNにとどめた。

図9 水平載荷試験結果

(2) 載荷試験結果のプロムスの式による検討

地中部におけるポールの挙動は剛体的に回転し、地盤反力により耐力が決まることが推察されたので、図 10 に示す日本建築学会「建築基礎構造設計指針」¹⁰⁾の「粘性土で短い杭の問題を解いたプロムス (Broms) の式」により検討した。ここでは、根入れ深さ 1.5m の例について検討する。

図 10 粘性土地盤の外力と反力

条件式

$$\sum X=0 \quad Q_u - 9C_u B(l-1.5B) + 2(9C_u B)x = 0 \quad \text{----- (1)}$$

$$\sum M=0 \quad Q_u(l+h) - \frac{1}{2}(9C_u B)(l-1.5B)^2 + (9C_u B)x^2 = 0 \quad \text{--- (2)}$$

$$Q_u = 9C_u B^2 \left[\left\{ 4(h/B)^2 + 2(l/B)^2 + 4(h/B)(l/B) + 6(h/B) + 4.5 \right\}^{1/2} - \left\{ 2(h/B) + (l/B) + 1.5 \right\} \right] \quad \text{----- (3)}$$

$$D_y = Q_u / (9C_u B)$$

$$M_{\max} = Q_u (h + 1.5B + 0.5D_y)$$

表 8 より根入れ深さ 1.5m の時の地表面弾性限水平変位約 10mm 時¹⁰⁾の極限水平抵抗力は $Q_u=54\text{kN}$ である。

今、条件式において、 $l=1.5\text{m}$ 、 $h=0.15\text{m}$ 、 $B=0.45\text{m}$ であるから、 $Q_u=54\text{kN}$ にシミュレートする C_u (土の非排水せん断強さ) を逆算すると、 $C_u=1.0\text{kgf/cm}^2$ (0.098N/mm^2)、 $Q_u=54.2\text{kN}$ になる。

モデル家屋の場合は、ポールに地震力が作用するのは地表より $h=3.37\text{m}$ の高さであるが、本計算では $h=3.2\text{m}$ の例を示している。

(3) 式から同じ C_u 値を用いて計算すると $Q_u=16\text{kN}$ になる。すなわち、水平荷重の作用点が地表 0.15m から 3.2m に上がったため、地盤の弾性限水平荷重は $16/54 \approx 1/3.4$ と約 1/3 に低下する。

(3) 非線形汎用構造解析ソフトウェア: LS-DYNA¹⁰⁾による検討
別のシミュレーション解析として、地盤およびポールを図 11 のように 3 次元非線形有限要素法 (FEM) によりメッシュ化し、LS-DYNA により解析した。

ポールの根入れはプロムスの式による検討と同じく、根入れ 1.5m とし、地盤のせん断波速度を $V_s=125\text{m/sec}$ とし、非線形せん断ひずみとせん断応力の関係をインプットし解析した。

図 11 の左は、地表面上 0.15m 位置を水平載荷、右は同 3.2m を水平載荷した場合の地表面変位 10mm 時の地盤の相当応力図を示す。

(地表面上 0.15m 位置を水平載荷) (地表面上 3.2m 位置を水平載荷)

図 11 LS-DYNA による 3 次元 FEM 解析

図 12 は水平載荷試験結果と FEM による解析結果の比較である。地表面上 0.15m 位置を水平載荷した場合の試験値と解析値を比較すると、解析値はポール周りの豆砂利コンクリートの影響で地表面変位 10mm 程度までは曲線が滑らかでないが、大局的には試験値に対応している。

地表面上 3.2m 位置を水平載荷した場合は地表面上 0.15m 位置の場合と解析値同士で比較すると、地表面変位 10mm 時、 $15/48 \approx 1/3.2$ となり、プロムスの式による検討の場合と同じように、やはり 1/3 程度に地盤の耐力は低下することが判る。

図 12 水平載荷試験結果と FEM 解析結果の比較

以上の結果より、N 値=3~4 程度の関東ローム層地盤において、ポールを 3.2m 前後の位置で既存家屋に緊結する場合は、表 8 の弾性限水平荷重を一律 1/3 と仮定すると、根入れ深さに対する地盤耐力は、表 9 のようになる。

表 9 根入れ深さと地盤耐力

(N 値=3~4 程度の関東ローム層地盤、緊結位置は地表上約 3.2m)

根入れ深さ (m)	地盤耐力 (kN)
1.00	10.3
1.25	12.7
1.50	18.0
1.75	20.7
2.00	計測不可

実際の設計に際しては、ポールの設計せん断力、引き抜き力、地盤耐力を吟味し、安全率を考慮して適切に根入れ深さを決める。

4. 実施例

現在、6 棟の実施例がある。そのうち、現行法の半分位の強さの既存木造家屋の耐震補強例として、ポールを 5 本配置した 2 例を写真 3、写真 4 に示す。

写真3 横浜市内金沢区の例

写真4 東京都杉並区の例

5. まとめ

ここでは、古い木造家屋を対象に、大地震時でも「1階を倒壊させずに人命を守る」という目標をもとに外部耐震補強工法を考案し、各種地震波（計 10 波、各 400gal）を採用し、120 m²の標準的な 2 階木造家屋の地震応答解析を実施し、補強前後の耐震性能を検討した。

また、ポールの根入れ深さについては、水平載荷試験を実施し、併行してシミュレーション解析を行い、その耐震性を確認した。

1) 1階について（図4参照）

各地震波（400gal）に対し、補強後は補強前に比べ、1階の層間変形角は各モデルとも平均で 1/3 程度になり、補強効果が如実に示され、本工法の第一目標である「建物を倒壊させない」ことが達成されている。モデル 1、2 の補強前は、変形角が大きく、いわゆる P-Δ 効果⁹⁾により、1階のせん断変形が卓越し、大きな破損状態へと進行すると思われる。

なお、現行法に対応するモデル 4 は、1階は中破の恐れがある。

2) 2階について（図5参照）

1階を補強した結果、地震エネルギーが 2階に伝わり、2階は逆に変形角が大になるが、2階は 1階より軽量なうえ、一般に間仕切壁も多く、大破損の恐れはないと判断する。しかし、場合により、ポールを 2階床以上に延長したり、2階の柱・梁接合部を金物などで補強し粘りを与えることも必要である。

3) 耐震ポールに作用するせん断力（図7参照）

ポール 1 本当りの平均応答せん断力は JIS 規格による短期耐力に対し、モデル 1~4 について、おおよそ 75%、60%、57%、40% であり、十分余裕がある補強設計になっている。

4) 補強前後の応答ベースシア係数（図6および表4参照）

補強後のベースシア係数は、各モデルとも平均で 0.4 程度になる。ベースシアの負担を家屋とポール（5 本分）で比較すると、モデル 1 では、1:6.7、モデル 2 では、1:2.6、モデル 3 では、1:1.6、モデル 4 では、1:1.1、になる。当然のことであるが、 $C_b=0.05 \sim 0.10$ 程度の弱い家屋ではポールの負担が大きくなる。

5) 耐震ポールの根入れ深さ（図7参照）

N 値=3~4 程度の粘性土地盤の場合、水平載荷試験およびシミ

ュレーション解析により、モデル 1、2、3 では根入れは 1.5m 程度、モデル 4 では 1.3m 程度必要である。

6) その他

地中の豆砂利コンクリートに対するアルミポールの耐食性については、軽金属協会のアルミニウムハンドブック（1982）により問題がないことを確認している。

以上、本工法は、現行法に対応する 400gal 程度の各種地震波に対し、既存家屋 1 階の層間変位を抑え、1 階の倒壊を防止できる。すなわち、既存家屋とは独立に居ながら外側から補強でき、さらに各ポールは平面的に偏心を少なくする配置が可能である。このことにより、構造的に明解な金属製材料により、水平 xy 方向、上下 z 方向に対し 3 次的に強さと粘りを十分発揮でき、信頼性が高く、施主に補強後の耐震性能を十分明示できる。

謝辞

本研究は平成 12 年度横浜市中心小企業研究開発助成金および 3 次元非線形有限要素法の解析は、文部科学省科学研究費補助金 [(A) (1) 研究代表者・野中泰二郎] を受けて行われたものであり、関係者に心より感謝申し上げます。

また、鹿島建設株式会社技術研究所の持田悟氏、㈱テラバイトの丹羽一邦氏、㈱シーク建築研究所の大河内隆之氏、斉藤建設㈱の斉藤隆晴、長島保雄、板垣研三の各氏、新日軽㈱の方々のご助言、ご協力を賜りここに厚く御礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 松田高明、竹村厚司「1995 年兵庫県南部地震における木造家屋の倒壊方向」地質学論集第 51 号 1998, 3 pp. 67-77
- 2) 日本建築学会「木質構造設計規準・同解説」1995 改定
- 3) 坂本功、大橋好光「木造住宅の地震応答解析」日本建築学会大会学術講演梗概集 1984, 10 ° pp. 2651-2652
- 4) 建設省建築研究所：平成 7 年兵庫県南部地震被害調査最終報告 1996, 3, pp. 255
- 5) 密集市街地における防災街区の整備に関する法律における「既存木造建築物の耐震診断基準の解説」監修：建設省住宅局市街地住宅整備室 発行：財団法人 日本建築防災協会 1998, 6
- 6) 後藤正美、鈴木有「能登半島沖地震による木造建物の被害特性と実在木造建物の倒壊実験から推定される耐震性能との対比」第 9 回日本地震工学シンポジウム 1994 pp. 55-61
- 7) 後藤正美、鈴木有、浦憲親「一方向水平加力実験による実在木造建物の耐震性能の検討」日本建築学会構造系論文集 第 506 号 1998, 4 pp. 147~154
- 8) 鈴木祥之、中治弘行他「在来構法木造住宅の実大水平力載荷実験」日本建築学会構造系論文集第 499 号 1997, 9 pp. 69-76
- 9) 村上雅英、鈴木祥之、田原賢「阪神淡路大震災における木造住宅の倒壊原因に関する考察」日本建築学会構造系論文集 第 523 号 1999, 9 pp. 95-101
- 10) 日本建築学会「建築基礎構造設計指針」1988 改定
- 11) Livermore Software Technology Corporation、日本総合研究所「LS-DYNA Version 940 Users Manual」1997, 6

[2001年10月15日原稿受理 2002年2月18日採用決定]