

# 論文 エネルギー吸収能力を有する RC 造 2 次壁を用いた建築物の地震 応答性状

田口 孝\*<sup>1</sup>・田才 晃\*<sup>2</sup>

**要旨：**近年、エネルギー吸収部材を建物内に組み込み、地震時の応答を軽減する制震工法が注目され、その多くが実用化に至っている。その中で、RC 造 2 次壁にエネルギー吸収能力を持たせる制震工法を提案し、これまで、その性状等を実大構造実験によって確認してきた。本研究では、この制震工法の耐震設計上の有効性を確認するために、地震応答解析によって既存建築物と 2 次壁採用建築物の比較・検討を行い、さらに 2 次壁の特性をパラメータとした解析によって、制震建築物の設計等に関する基礎的データの蓄積を行った。

**キーワード：**制震工法, RC 造 2 次壁, 鋼板, 地震応答解析

## 1. はじめに

近年、多くの制震工法が実用化に至っている<sup>1)</sup>が、それらの中には制震装置を設置するために、架構面が塞がれてしまう等の計画上の制約が発生する工法も存在する。

そこで筆者らは、非耐力壁としての RC 造 2 次壁（以下、2 次壁と称す）を利用した制震工法を提案した<sup>2)</sup>。これは図-1 に示すように、躯体と縁を切った 2 次壁内に、コンクリートとの付着を絶縁した鋼板を X 型に配置する工法である。この 2 次壁を採用した階に層間変形が発生すると、鋼板には軸応力が作用することとなる。この軸応力による 2 次壁の復元力特性によって、振動エネルギーを吸収し、建物の揺れを制御しようとするものである。本工法には、架構面が塞がれない、特別な材料・部材を使用しない、2 次壁のコンクリート部が圧縮側鋼板の座屈補剛材として機能するといった特色がある。

これまで、この 2 次壁がどのような性状等を示すかを実大構造実験によって確認してきた<sup>2), 3)</sup>。また、2 次壁を簡単なモデルに置換し、その初期剛性、降伏耐力を算出した<sup>3)</sup>。

本研究では、これまでの研究を進展させ、地震応答解析によって本制震工法の有効性を確認するとともに、2 次壁の特性をパラメータとし

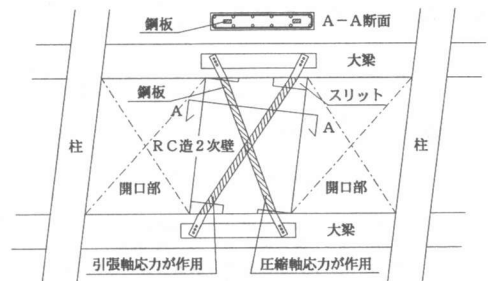


図-1 工法の概要

た解析によって、本工法の特性等を把握し、制震建築物の設計等に関する基礎的データの蓄積を目的とする。

## 2. 実験結果を用いた検討

### 2.1 解析概要

本制震工法の耐震設計上の有効性を確認するために、実験で得られた復元力特性を参考にし、既存建築物と 2 次壁を採用した建築物を地震応答解析によって比較・検討した。なお、ここでは実大構造実験で用いた試験体 S D - 2 1<sup>3)</sup>のみを対象とした。

また、採用した地震波は、(財)日本建築センターの標準波 (ElCentro NS, Taft EW) と、気象庁の観測波 (JMA Kobe NS) とし、速度を 25cm/sec と 50cm/sec に基準化して用いた。

\* 1 : 矢作建設工業(株)建築技術部主任 工修 (正会員)

\* 2 : 横浜国立大学大学院助教授 工学研究院・建築学 工博 (正会員)

## 2. 2 解析モデル概要

既存建築物は、RC造建築物のX方向を対象とし、その概要を表-1、図-2に示す。解析モデルは、既存建築物に対し静的弾塑性解析を行い、その結果を利用して各層の復元力特性をTri Linear型Takedaモデル(除荷時剛性低下指数 $\gamma=0.4$ )とし、これを用いて等価な弾塑性せん断バネに置換した8質点モデルとした。

2次壁は、層間変形角 $R=1/100$ 時での履歴吸収エネルギーが実験結果と同等となるようモデル化したTri Linearモデルと、式(1)、(2)で求められる初期剛性 $K$ 、降伏耐力 $Q_y$ を用い<sup>3)</sup>、降伏後の剛性を初期剛性の0.2倍としたBi Linearモデルを採用した。

$$K = \frac{2W^2}{L^2} \cdot \frac{E_s}{(L_1/A) + (L_2/A')} \quad (1)$$

$$Q_y = \frac{2A' \sigma_y W}{L} \quad (2)$$

式中記号説明

- H : 壁部高さ (2000mm)
- W : 鋼板間隔 (717.95mm)
- L : 壁部鋼板長さ (2124.96mm)
- $L_1$  : 欠損部以外の鋼板長さ (1824.96mm)
- $L_2$  : 欠損部の鋼板長さ (150×2mm)
- A : 鋼板断面積 (1085.5mm<sup>2</sup>)
- A' : 断面欠損部鋼板断面積 (540.6mm<sup>2</sup>)
- $E_s$  : 鋼板のヤング係数 (205000N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_y$  : 鋼板の降伏点 (279.0N/mm<sup>2</sup>)
- K : RC造2次壁の水平剛性 (N/mm)
- $Q_y$  : RC造2次壁の降伏耐力 (N)

実験結果との比較を表-2、図-3に示す。この結果、2次壁のTri Linearモデルでは、 $R=1/100$ 時には比較的一致しているが、小変形時には過大評価したものとなった。また、Bi Linearモデルでも、 $R=1/100$ 時には比較的一致しているが、小変形時には弾性となりエネルギーを吸収しないものとなった。2次壁採用建築物の解析モデルは、2次壁を全層全スパン、即ち1~6階は各18基、7~8階は各16基設置するものとし、既存建築物の各層に付加バネとして設置した8質点モデルとした。

地震応答解析モデルを図-4に、既存建築物の諸元を表-3に、各2次壁モデルの諸元を表-4に示す。なお、既存建築物の減衰特性は、瞬間剛性比例型で1次の固有振動数に対して3%とし、2次壁は履歴減衰のみを考慮した。

表-1 既存建築物の概要

建設地	三重県鈴鹿市	最高高さ	24.71m
用途	共同住宅	延床面積	5846.56m <sup>2</sup>
軒高	22.81m	建築面積	990.02m <sup>2</sup>
構造	鉄筋コンクリート構造、地上8階建て X方向：純ラーメン構造9スパン Y方向：連層耐震壁構造1スパン		

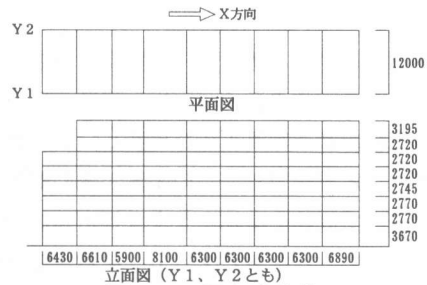


図-2 既存建築物

表-2 実験結果と2次壁モデルの比較

2次壁モデル	層間変形角R	履歴吸収エネルギー等価粘性減衰定数	実験結果	解析モデル	実験結果との比較
Tri Linearモデル	1/800	$E$ (kN·mm)	96.5	0	0.00
		$h_{25}$ (%)	9.2	0	0.00
	1/400	$E$ (kN·mm)	248.6	490.1	1.97
		$h_{25}$ (%)	7.0	15.7	2.26
	1/200	$E$ (kN·mm)	1421.4	1755.5	1.24
		$h_{25}$ (%)	15.1	20.6	1.37
1/100	$E$ (kN·mm)	5637.7	5755.1	1.02	
	$h_{25}$ (%)	26.3	26.8	1.02	
Bi Linearモデル	1/800	$E$ (kN·mm)	96.5	0	0.00
		$h_{25}$ (%)	9.2	0	0.00
	1/400	$E$ (kN·mm)	248.6	0	0.00
		$h_{25}$ (%)	7.0	0	0.00
	1/200	$E$ (kN·mm)	1421.4	1681.0	1.18
		$h_{25}$ (%)	15.1	21.6	1.43
1/100	$E$ (kN·mm)	5637.7	4942.0	0.88	
	$h_{25}$ (%)	26.3	23.7	0.90	

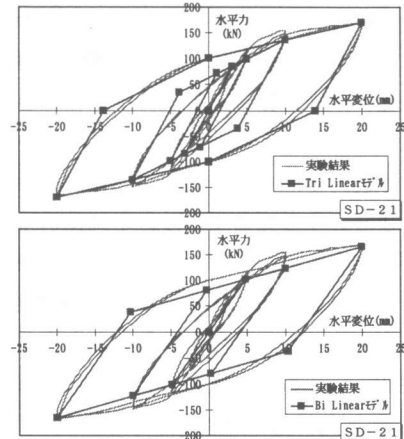


図-3 実験結果とRC造2次壁モデル

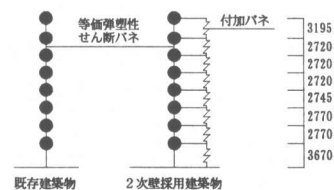


図-4 地震応答解析モデル

### 2.3 地震応答解析結果

解析結果を表-5, 図-5に示す。この結果、1次固有周期は、2次壁を採用した場合、既存建築物より0.05秒程度短くなった。

2次壁を採用した場合、25cm/sec 時には最大層間変形角の最大値の発生箇所が下階へ移行し、上階では応答変形が減少した。しかし、その値に大きな変化は見られなかった。50cm/sec (大地震) 時の ElCentro 波, Taft 波を用いた解析では、既存建築物は上階で応答変形が大きく卓越するのに対し、2次壁を採用した場合、最大値は0.7倍程度に減少した。さらに、最大値が1/100程度に抑制できた。しかし、JMA Kobe 波を用いた解析では、最大値の発生箇所が下階へ移行する傾向は見られるが、他の2波のような効果は見られなかった。

また、2次壁モデルの違いによる大きな差はなかった。しかし、Tri Linear モデルの方が小変形時からエネルギーを吸収するモデルであるため、全ての結果とも Bi Linear モデルの方が応答変形が大きくなった。特に 25cm/sec 時には、Bi Linear モデルは小変形時には弾性であるため、この影響が顕著に現れた。本工法は、応答変形を抑制することを主の目的としているため、今後は Bi Linear モデルを用いれば安全側の評価となり、問題ないと考えられる。

### 3. 鋼板降伏点に関する検討

#### 3.1 解析概要

前章では実験結果を参考としていたが、今後検討・設計を行っていく場合、2次壁の特性を計算によって求めていかなければならない。前章で2次壁モデルは、Bi Linear モデルを用いても問題ないとしたが、このモデルを作成するためには鋼板の降伏点が必要である。通常の耐震設計では、安全側という観点から降伏点は実測値より小さな値で設定すれば問題はなかった。しかし、本工法では、鋼板の降伏点を実測値より小さく設定すると小変形の段階から2次壁の降伏耐力に達してエネルギーを吸収し始めるこ

表-3 既存建築物の解析モデル諸元

階	$K_1$ (kN/mm)	$Q_{y1}$ (kN)	$\alpha_1$	$Q_{y2}$ (kN)	$\alpha_2$
8	1450.21	2026.75	0.1591	6052.57	0.0017
7	1915.40	2958.60	0.1735	9490.68	0.0022
6	2190.18	3664.72	0.1828	12679.82	0.0062
5	2459.07	4099.80	0.1935	15057.27	0.0109
4	2688.04	4584.21	0.1978	16705.15	0.0201
3	3035.70	4966.21	0.2012	18456.24	0.0197
2	3335.30	5849.21	0.1980	20249.90	0.0218
1	4516.03	7480.52	0.1722	23407.25	0.0013

表-4 RC造2次壁モデルの諸元

2次壁モデル	K (kN/mm)	$Q_y$ (kN)	$\alpha_1$	$Q_{y2}$ (kN)	$\alpha_2$
Tri Linear	27.86	85.35	0.2587	135.34	0.1269
Bi Linear	20.93	101.91	0.2000	-	-

表-5 地震応答解析結果

解析モデル	1次固有周期(sec)	採用地震波	2.5 cm/sec		5.0 cm/sec	
			最大層間変形角R(階)	既存との比較	最大層間変形角R(階)	既存との比較
既存建築物	0.5950	ElCentro	1/183(4)	—	1/74(6)	—
		Taft	1/213(5)	—	1/80(6)	—
		JMA Kobe	1/137(4)	—	1/62(4)	—
Tri Linear採用建築物	0.5491	ElCentro	1/190(4)	0.96	1/100(4)	0.74
		Taft	1/251(3)	0.85	1/109(5)	0.73
		JMA Kobe	1/158(2.3)	0.87	1/61(3)	1.02
Bi Linear採用建築物	0.5593	ElCentro	1/188(4)	0.97	1/97(4)	0.76
		Taft	1/209(4)	1.02	1/110(5)	0.73
		JMA Kobe	1/154(3)	0.89	1/61(3)	1.02

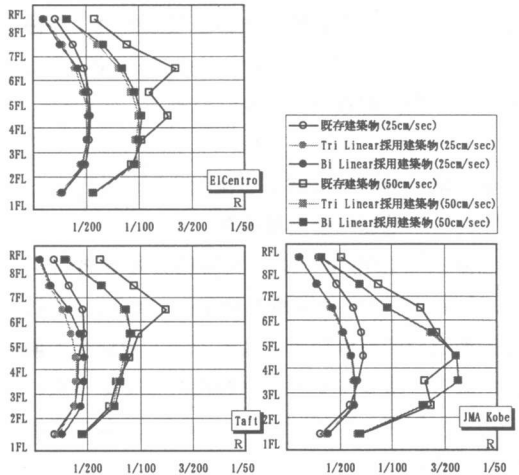


図-5 地震応答解析結果(最大層間変形角)

ととなり、大きく設定すると2次壁の降伏耐力に達するのは遅くなるが大変形時の1サイクルのエネルギー吸収量は大きくなる。そこで、鋼板の降伏点 $\sigma_y$ について、地震応答解析による検討を行った。

#### 3.2 解析モデル概要

地震応答解析モデルは前章に従い、2次壁モデルは Bi Linear モデルを用いた。

解析パラメータは、鋼板のばらつきを考慮し、

広い範囲で確認を行うために降伏点 $\sigma_y$ をSS400材のF値の1.0~1.4倍に設定した。また、鋼板は実験と同様に90mm×12mmを用い、断面積を半分にする断面欠損部を有するものとした。各2次壁モデルの諸元を表-6に示す。ここで、実験参考モデルとは、前章でのBi Linearモデルを示している。

表-6 RC造2次壁モデルの諸元

2次壁モデル	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	A (mm <sup>2</sup> )	A' (mm <sup>2</sup> )	K (kN/mm)	Q <sub>y</sub> (kN)
実験参考	279.0	1085.5	540.6	20.93	101.91
F値×1.0	235.0	1080.0	540.0	20.84	85.75
F値×1.2	282.0				102.90
F値×1.4	329.0				120.05

表-7 地震応答解析結果

解析モデル	1次固有周期(sec)	採用地震波	2.5 cm/sec		5.0 cm/sec	
			最大層間変形角R(階)	実験との比較	最大層間変形角R(階)	実験との比較
実験参考 2次壁採用建築物	0.5491	ElCentro	1/188(4)		1/97(4)	
		Taft	1/209(4)		1/110(5)	
F値×1.0 2次壁採用建築物	0.5594	JMA Kobe	1/154(3)		1/61(3)	
		ElCentro	1/191(4)	0.98	1/97(4)	1.00
F値×1.2 2次壁採用建築物	0.5594	Taft	1/211(4)	0.99	1/113(5)	0.97
		JMA Kobe	1/154(3)	1.00	1/61(4)	1.00
F値×1.4 2次壁採用建築物	0.5594	ElCentro	1/188(4)	1.00	1/97(4)	1.00
		Taft	1/208(4)	1.00	1/109(5)	1.01
F値×1.4 2次壁採用建築物	0.5594	JMA Kobe	1/154(2,3)	1.00	1/61(3,4)	1.00
		ElCentro	1/186(4)	1.01	1/96(4)	1.01
F値×1.4 2次壁採用建築物	0.5594	Taft	1/206(4)	1.01	1/106(5)	1.04
		JMA Kobe	1/153(2,3)	1.01	1/60(3)	1.02

### 3.3 地震応答解析結果

解析結果を表-7、図-6に示す。その結果、鋼板の降伏点 $\sigma_y$ をF値の1.0~1.4倍まで変化させても、最大層間変形角に大きな変化は見られなかった。これは、解析範囲内での2次壁の全エネルギー吸収量には、大きな変化が無かったためと考察される。

以上の結果より、鋼板の降伏点 $\sigma_y$ の設定に関しては、大きな影響は無いと考察され、今後は建設省告示に従い、降伏点 $\sigma_y$ はF値×1.1を用いても問題ないと考えられる。

## 4. 鋼板断面積に関する検討

### 4.1 地震応答解析概要

前章までの検討では、実験結果を参考にし、90mm×12mmの鋼板を使用していた。これは、過去の予備解析等によって、この程度の鋼板が最も使用しやすいとされたからであった。そこで、鋼板の断面積Aについて、地震応答解析による検討を行った。

### 4.2 解析モデル概要

地震応答解析モデルは、これまでに従う。

解析パラメータは鋼板厚とし、9~22mmに設定した。また、鋼板の幅は90mmに固定し、断面積を半分にする断面欠損部を有するものとした。各2次壁モデルの諸元を表-8に示す。また、鋼板の降伏点 $\sigma_y$ はF値×1.1とした。

### 4.3 地震応答解析結果

解析結果を表-9、表-10、図-7、図-8に示す。その結果、25cm/sec時のTaft波、

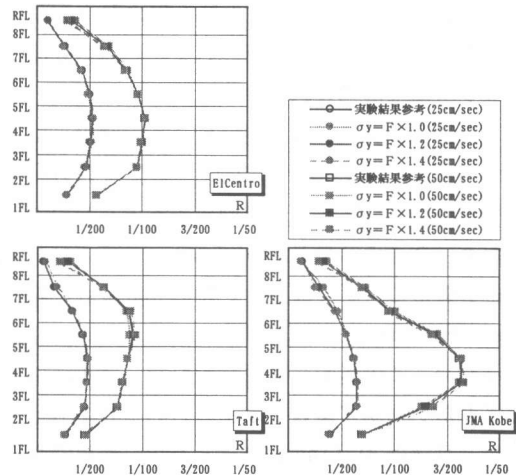


図-6 地震応答解析結果(最大層間変形角)

表-8 RC造2次壁モデルの諸元

2次壁モデル	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	A (mm <sup>2</sup> )	A' (mm <sup>2</sup> )	K (kN/mm)	Q <sub>y</sub> (kN)
鋼板厚 9	258.5	810.0	A/2	15.63	70.74
鋼板厚 12		1080.0		20.84	94.33
鋼板厚 16		1440.0		27.79	125.77
鋼板厚 19		1710.0		33.00	149.35
鋼板厚 22		1980.0		38.21	172.93

JMA Kobe波を用いた解析では、断面積を大きく設定すれば最大層間変形角は小さくなったが、50cm/sec時のTaft波を用いた解析では、応答変形は大きくなった。最大層せん断力に関しては、全体的に断面積が大きい方が上階で層せん断力は小さくなる傾向にあるが、1階では地震波、速度ごとに結果は異なっていた。

以上の結果より、2次壁の鋼板断面積Aの応答変形、応答層せん断力に対する影響について

明確な結果は得られなかった。しかし、全体的な傾向としては、鋼板断面積を大きく設定した方が有効に作用するように考察される。ただし、断面積を大きく設定すると、鋼板を降伏させるために大きな力が必要となり、2次壁が取付く梁に影響を与える可能性がある。従って、実際には鋼板断面積を極端に大きくするのではなく、2次壁が取付く梁の影響も考慮し、設定する必要があると考えられる。

表-9 地震応答解析結果

解析モデル	1次固有周期(sec)	採用地震波	2.5 cm/sec		5.0 cm/sec	
			最大層間変形角R(階)	12mmとの比較	最大層間変形角R(階)	12mmとの比較
鋼板厚9mm 2次壁採用建築物	0.5677	ElCentro	1/187(4)	1.02	1/93(3)	1.04
		Taft	1/191(4)	1.09	1/112(4)	0.99
		JMA Kobe	1/150(3)	1.03	1/60(4)	1.02
鋼板厚12mm 2次壁採用建築物	0.5594	ElCentro	1/190(4)	1.00	1/97(4)	1.00
		Taft	1/209(4)	1.00	1/111(5)	1.00
		JMA Kobe	1/154(3)	1.00	1/61(4)	1.00
鋼板厚16mm 2次壁採用建築物	0.5490	ElCentro	1/194(4)	0.98	1/99(4)	0.98
		Taft	1/248(4)	0.84	1/104(5)	1.07
		JMA Kobe	1/159(2)	0.97	1/59(3)	1.03
鋼板厚19mm 2次壁採用建築物	0.5416	ElCentro	1/191(4)	0.99	1/100(4)	0.97
		Taft	1/285(4)	0.73	1/104(4,5)	1.07
		JMA Kobe	1/165(2)	0.93	1/60(3)	1.02
鋼板厚22mm 2次壁採用建築物	0.5345	ElCentro	1/189(4)	1.01	1/100(4)	0.97
		Taft	1/286(4)	0.73	1/99(4)	1.12
		JMA Kobe	1/177(2)	0.87	1/61(3)	1.00

表-10 地震応答解析結果(1階層せん断力)

解析モデル	採用地震波	2.5 cm/sec		5.0 cm/sec	
		1階最大層せん断力(kN)	既存との比較	1階最大層せん断力(kN)	既存との比較
既存建築物	ElCentro	13821.3	1.00	22347.2	1.00
	Taft	11569.9	0.83	18981.4	0.85
	JMA Kobe	15235.9	1.10	23428.2	1.05
鋼板厚9mm 2次壁採用建築物	ElCentro	15194.7	1.10	22359.9	1.00
	Taft	13635.9	1.18	18449.7	0.97
	JMA Kobe	17098.8	1.12	23431.2	1.00
鋼板厚12mm 2次壁採用建築物	ElCentro	14318.7	1.04	22486.5	1.01
	Taft	13607.5	1.18	19083.4	1.01
	JMA Kobe	17256.8	1.13	23427.3	1.00
鋼板厚16mm 2次壁採用建築物	ElCentro	13949.8	1.01	22748.4	1.02
	Taft	12613.7	1.09	19319.8	1.02
	JMA Kobe	17271.5	1.13	23421.4	1.00

## 5. 2次壁の分布変化に関する検討

### 5.1 解析概要

前章において、2次壁を採用した場合、部分的に既存建築物より大きな応答層せん断力が発生することが確認された。これは設計上問題があると考えられる。そこで、建物の高さ方向に特性の異なる2次壁を分布させ、すなわち、鋼板の断面積を変化させ、その影響を調べた。

### 5.2 解析モデル概要

地震応答解析モデルは、これまでに従う。

2次壁モデルは、階ごとに鋼板厚を9~22mm

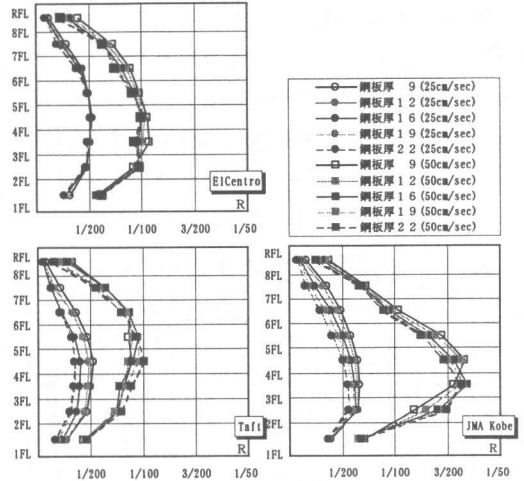


図-7 地震応答解析結果(最大層間変形角)

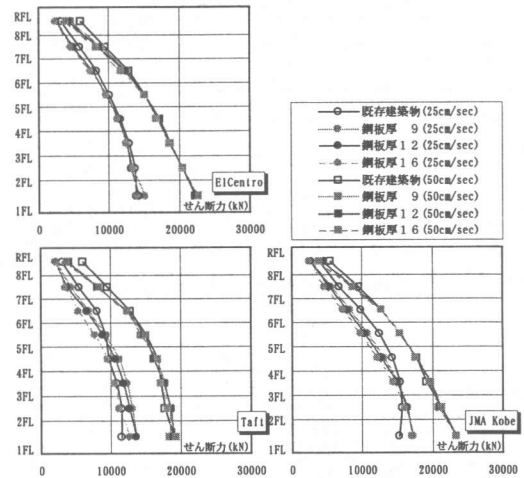


図-8 地震応答解析結果(最大層せん断力)

の間で変化させた。各階の鋼板厚は、既存建築物の設計用せん断力、初期剛性、降伏耐力に対し、2次壁の割合が各階ともほぼ同様となるように設定した。各2次壁モデルの諸元を表-11に示す。また、ここで鋼板厚一定モデルとは、前章での鋼板厚12mmモデルを示している。

### 5.3 地震応答解析結果

解析結果を表-12、表-13、図-9、図-10に示す。その結果、鋼板の断面積変化モデルでは、既存建築物、断面積一定モデルより、最大層間変形角は、減少する傾向にあった。また、最大層せん断力に関しても、既存建築物とほぼ

同様な結果となった。しかし、部分的には既存建築物より大きくなる箇所も確認された。

以上の結果より、今後は高さ方向に特性の異なる2次壁、すなわち鋼板の断面積を変化させるように設定した方が、本工法を有効に作用させる効果があると考察される。

表-11 RC造2次壁の解析モデル諸元

2次壁モデル	階	板厚 (mm)	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	A (mm <sup>2</sup> )	A' (mm <sup>2</sup> )	K (kN/mm)	Q <sub>y</sub> (kN)
鋼板厚一定	全	12	258.5	1080.0	A/2	20.84	94.33
	8	9		810.0		15.63	70.74
	7	12		1080.0		20.84	94.33
鋼板厚変化	6	13		1170.0		22.58	102.19
	5	15		1350.0		26.06	117.91
	4	17		1530.0		29.53	133.63
	3	19		1710.0		33.00	149.35
	2	21		1890.0		36.48	165.07
	1	22		1980.0		38.21	172.93

表-12 地震応答解析結果

解析モデル	1次固有周期 (sec)	採用地震波	2.5 cm/sec		5.0 cm/sec	
			最大層間変形角 R (階)	既存との比較	最大層間変形角 R (階)	既存との比較
既存建築物	0.5950	ElCentro	1/183(4)		1/74(6)	
		Taft	1/213(5)		1/80(6)	
		JMA Kobe	1/137(4)		1/62(4)	
鋼板厚一定2次壁採用建築物	0.5594	ElCentro	1/190(4)	0.96	1/97(4)	0.76
		Taft	1/209(4)	1.02	1/111(5)	0.72
		JMA Kobe	1/154(3)	0.89	1/61(4)	1.02
鋼板厚変化2次壁採用建築物	0.5460	ElCentro	1/188(5)	0.97	1/101(4)	0.73
		Taft	1/276(4)	0.77	1/99(5)	0.81
		JMA Kobe	1/174(3)	0.79	1/61(4)	1.02

表-13 地震応答解析結果 (1階層せん断力)

解析モデル	採用地震波	2.5 cm/sec		5.0 cm/sec	
		1階最大層せん断力 (kN)	既存との比較	1階最大層せん断力 (kN)	既存との比較
既存建築物	ElCentro	13821.3		22347.2	
	Taft	11569.9		18981.4	
	JMA Kobe	15235.9		23428.2	
鋼板厚一定2次壁採用建築物	ElCentro	14318.7	1.04	22486.5	1.01
	Taft	13607.5	1.18	19083.4	1.01
	JMA Kobe	17256.8	1.13	23427.3	1.00
鋼板厚変化2次壁採用建築物	ElCentro	13043.4	0.94	21665.4	0.97
	Taft	11377.6	0.98	18558.6	0.98
	JMA Kobe	16010.9	1.05	23410.6	1.00

## 6. まとめ

本研究では、エネルギー吸収能力を有するRC造2次壁を利用した制震工法に関して、地震応答解析による比較・検討を行った。

まず、実験結果を参考とした解析では、本工法を採用した場合、大地震時の応答変形に対して有効に作用することを確認し、今後は2次壁のモデル化に対し、Bi Linear モデルを用いても問題ないことを確認した。

次に、鋼板の降伏点について検討し、 $\sigma_y$  をF値の1.0~1.4倍まで変化させても大きな影響は無く、今後は $\sigma_y = F \text{ 値} \times 1.1$ を用いても問題ないことを確認した。

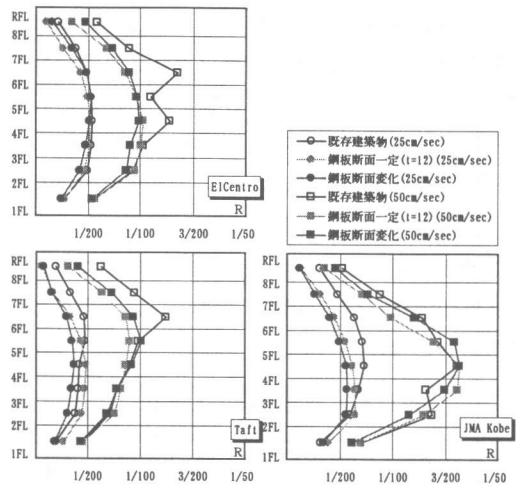


図-9 地震応答解析結果 (最大層間変形角)

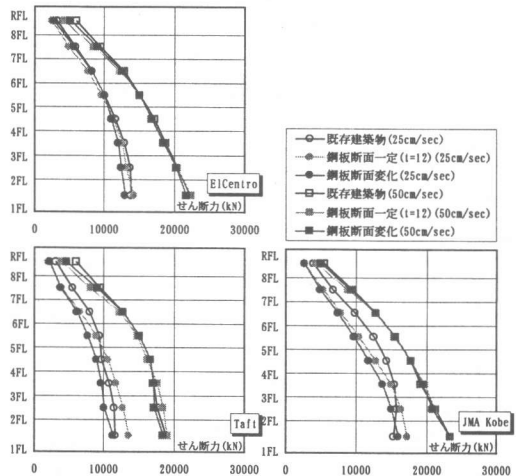


図-10 地震応答解析結果 (最大層せん断力)

更に、鋼板の断面積について検討したが、断面積Aの影響について明確な結果は得られなかった。しかし、全体的な傾向としては断面積を大きく設定した方が有効であると考察した。

最後に、高さ方向に鋼板の断面積Aを変化させた結果、断面積を一定とするより、本工法を有効に作用させる効果があることを確認した。

## 参考文献

- 例えば、日本鋼構造協会、鋼材倶楽部：履歴型ダンパー付骨組の地震応答性状と耐震設計法、1998.9.
- 田口孝、田才晃、滝口泰、伴幸雄：RC造2次壁に制震効果を与える新しい構造方式、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.21, No.1, pp.361-366, 1999.7.
- 田口孝、田才晃、川勝康志郎、伴幸雄：エネルギー吸収能力を有するRC造2次壁の実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.22, No.3, pp.469-474, 2000.6.